

MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES

VOLUME 1

OCTOBRE 2004

Québec 

Dépôt légal - 2005
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 de la conception, les chefs de section et le chef d'équipe du même service approuvent cette nouvelle édition.

Édition octobre 2004



Gérard Desgagné, ing.
Chef de service – Service conception

13/10/2004

Date



Guy Richard, ing.
Directeur – Direction des structures

19/10/2004

Date

MISE À JOUR

MÉMO DE MISE À JOUR
Manuel de conception des structures, Volume 1

Date :	2004-10-20
--------	------------

Version :	Octobre 2004
-----------	--------------

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
Chapitre 1 – Généralités	Toutes	Toutes	1.3 et 1.4 : Correction de certaines désignations de normes. 1.6 et 1.7 : Correction de certaines références de sections. 1.9 : Ajout des spécifications des charges pour le levage des tabliers et de la position des vérins à indiquer aux plans. 1.10.3.4 : Retrait de la valeur limite de g/d.
Chapitre 2 – Durabilité	Toutes	Toutes	2.1 : Correction d'une référence de section. Figure 2.2-1 : Correction mineure.
Chapitre 3 – Charges	Toutes	Toutes	3.2.3 : Correction d'une référence de section.
Chapitre 4 – Calcul parasismique	Toutes	Toutes	4.4 : Précision pour la référence à l'article 4.4.10 de S6 (cas de remplacement de tablier) on précise « Tel les ponts à travée simple ».
Chapitre 5 – Méthodes d'analyse	Toutes	Toutes	Table des matières : Ajout d'une référence à la section 2.5 des normes. 5.1 : Correction de la terminologie suivant S6.
Chapitre 6 – Fondations	Toutes	Toutes	Table des matières : Adaptation suite aux corrections. 6.4 : Modification du texte pour favoriser l'emploi de dalles de transition de 6 mètres tel que nos dessins types de préférence à des dalles plus longues.

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 7 – Ouvrages sous remblai	Toutes	Toutes	<p>6.5.1 : Ajout d'un texte pour inciter les concepteurs à analyser la possibilité de prévoir des ancrages directement de la semelle au roc au lieu d'ancrages à travers les pieux ou des emboîtures de pieux.</p> <p>Figures 6.5.2 : Nouvelle pointe simplifiée pour pieu tubulaire.</p> <p>Figure 6.5.2 : Correction mineure à la figure de la pointe Oslo.</p> <p>6.6 : Nouvelle section pour les murs; référence à S6 et à la section 19.10 du présent manuel.</p> <p>Table des matières : Ajout d'une référence à la section 2.7 du Tome III.</p> <p>7.1 : Ajout d'une référence à la section 19.11 du présent manuel.</p> <p>7.2.2 : Mise en forme révisée pour définition de D et E.</p>
Chapitre 8 – Ouvrages en béton	Toutes	Toutes	<p>Table des matières : Correction des références Tome III, chapitre 2.</p> <p>8.2.3.2 : Dalle sur poutres :</p> <p style="padding-left: 40px;">Modification à la valeur de S pour le calcul de l'armature des dalles sur poutres.</p> <p>8.2.3.3 : Dalle en porte-à-faux :</p> <p style="padding-left: 40px;">Modification de la longueur des barres additionnelles requises. (L+750 au lieu de L+1200)</p> <p style="padding-left: 40px;">Modification de la définition de L pour le calcul de l'armature du porte-à-faux des dalles sur poutres.</p> <p>8.2.4 : Ajout de la position des vérins pour le levage de tablier selon le type de poutres NEBT et retrait des charges pour le levage; remplacé par référence à l'article 1.9.1.</p> <p>8.2.5 : Correction au tableau 8.2-3 (B 2^e colonne, remplacé par b).</p> <p>Figure 8.2-10 : Ajout de la valeur minimale de h (hauteur des butoirs).</p> <p>8.3.2 : Ajout d'un texte précisant que les tabliers en post-tension doivent généralement être réalisés sans biais.</p> <p>8.3.2.1 : Terminologie; coefficient d'essieu remplacé par facteur d'essieu (tel qu'au chapitre 3).</p>

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
			<p>8.3.3.1 : Ajout d'un texte précisant que c'est pour des structures à travées multiples.</p> <p>8.3.3.2 : Correction du nombre de torons défléchis = 20 à 25 % au lieu de « environ 25 % ».</p> <p>8.3.3.4.3 : Terminologie : coefficient d'essieu remplacé par facteur d'essieu (tel qu'au chapitre 3).</p> <p>8.3.3.5 : Correction du nombre d'étriers à 75 mm (10 au lieu de 8) aux extrémités des poutres NEBT.</p> <p>Figure 8.3-10 : Correction mineure.</p> <p>8.5.5.5 : Nouvelle section mentionnant la nécessité de prévoir des plaques dans les coffrages de poutres lorsque les appareils d'appui prévus sont de type autre qu'en élastomère fretté.</p> <p>8.5.6 : Nouvelle section sur la longueur maximale des poutres considérant le transport (poids, longueur), la limite du nombre de torons etc.</p>
Chapitre 9 – Ouvrages en bois	Toutes	Toutes	Aucun changement.
Chapitre 10 – Ouvrages en acier	Toutes	Toutes	<p>Table des matières : Révision suite aux modifications et ajout d'une référence à la section 2.10 du Tome II.</p> <p>10.2.1 : Retrait des boulons A325M, ajout : « des diaphragmes » au texte spécifiant boulons galvanisés type 1 et ajout d'un texte relatif aux surfaces de contact des assemblages boulonnés de pièces métallisées avec distance minimale (45 mm) des boulons de rive selon leur diamètre.</p> <p>10.3 : Ajout de précisions relatives à la possibilité de prévoir un gousset de béton au droit des poutres pour éviter un rehaussement de profil (portée de plus de 45 m).</p> <p>10.5.1 : Ajout de précisions pour le calcul de la résistance des sections mixtes : répartition linéaire, plastification de la dalle (cas nuance de calcul inférieure à celle utilisée et cas section classe 3).</p> <p>10.5.2 : Ajout de précisions additionnelles sur les températures d'essai de résilience Charpy (métal d'apport des soudures) et d'autres relatives à la catégorie de détails pour la fatigue; C (cas général) avec possibilité de B avec exigences de meulage au devis (peut être avantageux dans certains cas).</p>

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 11 – Joints et appareils d'appui	Toutes	Toutes	<p>10.5.3 : Retrait de la section « Détails de conception ». Le document de référence est en révision et n'est plus disponible.</p> <p>Figures 10.7-1 et 10.7-2 : Ajout de plaques de butée requises selon l'épaisseur des appareils d'appui (texte prévu à cet effet aux sections appropriées des appareils d'appui).</p> <p>Table des matières : Révision suite aux modifications.</p> <p>11.1.5 : Précisions sur la définition de θ : ÉLUT n° 1.</p> <p>11.2.1 : Précisions ($\alpha = 1$) pour les cas des charges latérales à l'ÉLUT non considérées aux tableaux des combinaisons de S6.</p> <p>11.2.2 : Appareils d'appui en élastomère fretté :</p> <p style="padding-left: 40px;">Ajout : Valeur minimale de 650 mm pour la largeur b dans le cas de poutres NEBT.</p> <p style="padding-left: 40px;">Révision du texte du calcul des mouvements relatifs aux rotations.</p> <p style="padding-left: 40px;">Révision du texte sur les boulons d'ancrage avec ajout des plaques de butée pour limiter la flexion dans les boulons.</p> <p style="padding-left: 40px;">Précision sur le type de poutres préfabriquées en acier ou en béton ou les deux selon le cas.</p> <p>11.2.3 : Appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants :</p> <p style="padding-left: 40px;">Révision du texte sur les boulons d'ancrage avec ajout des plaques de butée.</p> <p style="padding-left: 40px;">Précision sur la protection et sur le type d'acier des plaques supérieures.</p> <p style="padding-left: 40px;">Précision sur le type de poutres préfabriquées en acier ou en béton ou les deux selon le cas.</p> <p>11.2.4 : Appareils d'appui en élastomère confiné :</p> <p style="padding-left: 40px;">Révision du texte du calcul des mouvements relatifs aux rotations avec correction de la rotation supplémentaire à prévoir comme facteur de sécurité (0,0175 rad au lieu de 0,01 rad).</p>

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 12 – Dispositifs de retenue et supports d'équipements routiers	Toutes	Toutes	<p>Retrait : Appareil d'appui pour poutres ou dalle; mode de fixation doit être indiqué aux plans.</p> <p>Révision : Texte pour la construction des blocs d'assise pour les appareils en élastomère confiné (retrait du béton autoplaçant).</p> <p>11.2.6 : Ajout d'un texte pour que les concepteurs s'assurent du respect des distances minimales entre le bord des appareils d'appui et celui des blocs d'assise.</p> <p>Figures 11.2-1 à 11.2-7 :</p> <p>Retrait de la valeur minimale pour A (fig. 11.2-1 et 11.2-2).</p> <p>Retrait de l'épaisseur minimale (2 mm) pour la plaque en acier inoxydable (fig. 11.2-2 à 11.2-4).</p> <p>Retrait du béton autoplaçant (fig. 11.2-5 à 11.2-7).</p> <p>12.2 : Ajout d'un texte pour préciser que la distance entre les poteaux d'extrémité d'une glissière 311A doit être entre 800 et 1200 mm. Ajout de la glissière 211A au texte. Correction des distances minimales entre les poteaux et les joints ou les discontinuités du tablier tenant compte des derniers dessins types (excédant de 40 mm de la dalle au joint dalle sur culée, culée-galerie, etc.). Précision ajoutée à l'effet que ces distances sont bonnes pour un biais maximal de 30° et que la distance libre doit être vérifiée pour biais plus fort.</p> <p>12.3 : Nouvelle section « Dispositifs de retenue sur un mur ».</p> <p>12.4 : Ancienne section 12.3 « Supports d'équipements routiers ».</p> <p>Figure 12-2-7 : Corrections mineures.</p> <p>Figure 12.2.11 : Nouvelle figure relative à la glissière 211B et renumérotation des figures suivantes en conséquence.</p>
Chapitre 13 – Ponts routiers mobiles	Toutes	Toutes	Aucun changement.
Chapitre 14 – Évaluation	Toutes	Toutes	Aucun changement.
Chapitre 15 – Réfection	Toutes	Toutes	Aucun changement.

SECTION	RETIRER Page	AJOUTER Page	REMARQUES
Chapitre 16 – Ouvrages renforcés de fibres	Toutes	Toutes	16.3 : Nouvelle section sur l'utilisation d'armature en matériaux composites dans les glissières 201 et 301 16.3.1 et 16.3.2 : Nouvelles figures sur les glissières 201 et 301 avec armature en matériaux composites.
Chapitre 17 – Ouvrages connexes	Toutes	Toutes	17.1.2 : Correction de nomenclature de normes.
Chapitre 18 – Documents	Toutes	Toutes	18.3.5 : Mise à jour de la liste des annexes.
Chapitre 19 – Procédures administratives	Toutes	Toutes	Table des matières : Révision suite aux modifications. 19.2.3 : Ajout d'un texte à l'effet qu'un élément non courant peut être considéré comme un élément courant lorsque le vérificateur le juge à propos et avec acceptation de son supérieur immédiat. 19.2.5 : Précision relative aux plans d'ateliers; Vérification par le concepteur obligatoire pour pieux, charpente métallique, précontrainte, appareils d'appui autres qu'en élastomère fretté. Possibilité d'acceptation par le surveillant dans les cas des drains, glissières en acier, joints de tablier, poutres précontraintes préfabriquées ou appareils d'appui en élastomère fretté lorsque ces plans sont en tout point conformes aux plans et devis. 19.6.1 : Précision au rôle du concepteur en fonction des précisions précédentes. 19.6.2 : Correction de l'exemple selon les modifications à 19.2.3 et 19.6.1. 19.7 : Retrait du texte décrivant la procédure à suivre pour le plan tel que construit. Remplacé par une référence à la procédure de la Direction des structures.
Annexe A – Dessins assistés par ordinateur	Toutes	Toutes	Tableau 2 : Correction du nom de la variable DIMSHOD. 28 : Mise à jour de l'exemple de bordereau d'armature.

Responsable du document :



MANUEL DE CONCEPTION DES STRUCTURES

Volume 1

TABLE DES MATIÈRES

**CHAPITRE 1
GÉNÉRALITÉS**

**CHAPITRE 2
DURABILITÉ**

**CHAPITRE 3
CHARGES**

**CHAPITRE 4
CALCUL PARASISMIQUE**

**CHAPITRE 5
MÉTHODES D'ANALYSE**

**CHAPITRE 6
FONDACTIONS**

**CHAPITRE 7
OUVRAGES SOUS REMBLAI**

**CHAPITRE 8
OUVRAGES EN BÉTON**

**CHAPITRE 9
OUVRAGES EN BOIS**

**CHAPITRE 10
OUVRAGES EN ACIER**

**CHAPITRE 11
JOINTS ET APPREILS D'APPUI**

**CHAPITRE 12
DISPOSITIFS DE RETENUE ET SUPPROTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS**

**CHAPITRE 13
PONTS ROUTIERS MOBILES**

CHAPITRE 14
ÉVALUATION

CHAPITRE 15
RÉFECTION

CHAPITRE 16
OUVRAGES RENFORCÉS DE FIBRES

CHAPITRE 17
OUVRAGES CONNEXES

CHAPITRE 18
DOCUMENTS

CHAPITRE 19
PROCÉDURES ADMINISTRATIVES

ANNEXE A – DESSIN ASSISTÉ PAR ORDINATEUR

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

TABLE DES MATIÈRES

1.1	OBJET	1-1
1.2	DOMAINE D'APPLICATION	1-1
1.3	RÉFÉRENCES	1-1
1.3.1	Rédacteurs de normes	1-1
1.3.2	Exigences générales	1-2
1.3.3	Normes CSA	1-2
1.4	DESSIN	1-3
1.4.1	Règles de dessin	1-3
1.4.2	Confection des plans	1-6
1.5	TOPOMÉTRIE ET TOPOGRAPHIE	1-8
1.5.1	Généralités	1-8
1.5.2	Procédure	1-8
1.6	HYDROLOGIE ET HYDRAULIQUE	1-8
1.7	GÉOMÉTRIE ET GABARIT	1-9
1.7.1	Généralités	1-9
1.7.2	Gabarit d'une voie ferrée	1-9
1.8	CHOIX D'UN TYPE DE PONT	1-11
1.8.1	Généralités	1-11
1.8.2	Contraintes à respecter	1-11
1.9	CARACTÉRISTIQUES DE CONCEPTION	1-15
1.9.1	Levage du tablier d'un pont	1-15
1.9.2	Tablier construit par phase	1-15
1.9.3	Accès pour l'entretien	1-15
1.10	ESTHÉTIQUE DES PONTS	1-16
1.10.1	Généralités	1-16
1.10.2	Principes d'esthétique	1-16
1.10.3	Règles pratiques	1-19

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art

Section 2.1 Généralités

1.1 OBJET

Le présent manuel établit, par des instructions, dessins, tableaux et figures complémentaires aux exigences du Tome III – Ouvrages d'art des normes du ministère des Transports du Québec, les règles et procédures à suivre pour la conception de projets d'ouvrages d'art : ponts, murs, ouvrages maritimes et autres structures reliées au domaine des transports.

1.2 DOMAINE D'APPLICATION

Le « Manuel de conception des structures » s'adresse aux ingénieurs et techniciens œuvrant dans le domaine de la conception d'ouvrages d'art. Il a pour objectifs de faciliter la compréhension des normes de conception et d'en uniformiser l'interprétation et l'application. Si sa mise en pratique est nécessaire pour l'uniformisation des règles de l'art, elle ne doit pas restreindre l'initiative personnelle, ni empêcher l'utilisation de nouvelles méthodes concernant la conception ou la construction d'un ouvrage.

1.3 RÉFÉRENCES

1.3.1 Rédacteurs de normes

Les organismes d'élaboration des normes (OEN) accrédités par le Conseil canadien des normes (CCN) sont : l'Office des normes générales du Canada (ONGC), l'Association canadienne de normalisation (ACNOR), les laboratoires des assureurs du Canada (ULC) et le Bureau de normalisation du Québec (BNQ).

1.3.1.2 Code d'identification des normes nationales

Le code d'identification des normes nationales du Canada est basé sur un code alphanumérique divisé en 4 zones de codage, dont voici un exemple :

CAN/
(1) (2) (3) (4)

- (1) Désignation du code international pour le Canada.
- (2) CGSB : Canadian General Standards Board (ONGC)*
CSA : Canadian Standard Association (ACNOR)*
ULC : Underwriters Laboratory of Canada (LAC)*
BNQ : Bureau de normalisation du Québec
- (3) Code numérique propre à l'organisme accrédité.

- (4) Code numérique indiquant l'année d'approbation de la norme en tant que norme nationale du Canada. La lettre M précédant l'année indique que la norme est rédigée en utilisant le système international de normes.

* *Abréviations correspondant à la dénomination française.*

Pour obtenir des renseignements, il faut s'adresser au :

Conseil canadien des normes
270, rue Albert, bureau 200
Ottawa (Ontario) K1P 6N7

Téléphone : (613) 238-3222
Télécopieur : (613) 569-7808

1.3.2 Exigences générales

De façon générale, la conception d'un ouvrage d'art doit tenir compte des exigences des normes du MTQ du Tome III - Ouvrages d'art, de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et des instructions contenues dans le présent manuel.

Pour en faciliter la consultation, les subdivisions du « Manuel de conception des structures » sont sensiblement identiques à celle de la norme CAN/CSA-S6-00.

1.3.3 Normes CSA

Voici la liste des principales normes CSA utilisées dans la conception des ouvrages d'art :

CAN/CSA-A23.1/A23.2 :	Béton : constituants et exécution des travaux / Essais concernant le béton.
A23.3 :	Calcul des ouvrages en béton.
CAN/CSA-A23.4/A251 :	Béton préfabriqué - Constituants et exécution des travaux / Règles de qualification pour les éléments en béton architectural et en béton structural préfabriqués.
CAN/CSA-G40.20/G40.21 :	Exigences générales relatives à l'acier de construction laminé ou soudé / Aciers de construction.
CAN/CSA-G164 :	Galvanisation à chaud des objets de formes irrégulières.
G189 :	Sprayed metal coating for atmospheric corrosion protection.
CAN3-O56 :	Pilots de bois rond.
CAN/CSA-G30.18 :	Barres d'acier en billettes pour l'armature du béton.
CAN/CSA-O86 :	Engineering Design in Wood.

CAN/CSA-S6 :	Code canadien sur le calcul des ponts routiers.
CAN/CSA-S16.1 :	Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier.
W47.1 :	Certification des compagnies de soudage par fusion des structures en acier.
CAN/CSA-W59 :	Construction soudée en acier (soudage à l'arc).

1.4 DESSIN

1.4.1 Règles de dessin

Les principales règles de dessin sont tirées des normes suivantes :

Normes CSA

CAN3-B78.1	Dessins techniques - Principes généraux
CAN3-B78.3	Dessins de bâtiments
B78.5	Computer - Aided Design Drafting (Buildings)

Ces règles de dessin ont pour buts de :

- familiariser les techniciens et dessinateurs avec des normes existantes concernant le dessin;
- uniformiser la pratique du dessin dans un groupe de travail;
- simplifier les plans préparés en vue de la construction.

Les articles suivants résument les principales règles de dessin en usage à la Direction des structures.

1.4.1.1 Norme CAN3-B78.1

Les règles qui suivent sont des règles générales de dessin technique. Elles reprennent le texte de la norme CAN3-B78.1; les remarques ne faisant pas partie de la norme sont identifiées par un astérisque.

- a) Les renseignements concernant un projet sont normalement indiqués aux plans.
- b) Le format des plans suit la série A de l'ISO :
 - ISO A1 (594 x 841 mm) pour usage général;
 - ISO A2 (420 x 594 mm) pour les ponts acier-bois et les ponceaux en béton armé.

- c) Les plans doivent être dessinés suivant la même orientation si possible. Les plans de localisation sont tracés avec le nord pointant vers le haut de la feuille de préférence : l'indication du nord doit être claire.
- d) Si une feuille comporte des dessins à différentes échelles, elles sont indiquées sous chaque titre.
- e) Les échelles recommandées ont un rapport de 1 dans la série 1, 2, 5, soit les échelles : 1 : 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, etc.
- f)* Le codage des axes de référence des culées et piles d'un pont s'effectue au moyen d'un cercle placé au bout de l'axe; on y inscrit le numéro de l'axe en commençant par la gauche. Le codage d'axes longitudinaux s'effectue de la même façon et de bas en haut au moyen de lettres.
- g)* L'axe d'une culée ou d'un portique passe par la face avant du garde-grève de la culée ou de la face avant de la béquille. Les dimensions principales du pont sont cotées suivant ces axes, sans égard aux épaisseurs des joints, sur la ligne de centre du pont.
- h) Il faut fournir toutes les dimensions essentielles à la construction d'un ouvrage, mais ne pas les répéter inutilement.
- i) Un système complet de dimensionnement comprend des lignes de cote, des lignes de rappel, des points terminaux et des nombres.
- j) Les lignes de cote servent de support à la dimension écrite entre deux lignes de rappel.
- k) Les lignes de rappel doivent être tracées perpendiculairement aux lignes de cote.
- l)* On accepte parfois que les lignes de rappel soient de biais avec la distance à mesurer, les lignes de cote demeurent cependant parallèles à cette distance.
- m) Les points terminaux sont constitués d'une flèche, d'un trait oblique ou d'un point.
- n) Les nombres indiquant les cotes sont inscrits au-dessus de la ligne de cote, parallèlement à cette dernière.
- o) On doit écrire les nombres de telle sorte que les dimensions horizontales soient lisibles du bas de la feuille et que les dimensions verticales soient lisibles de la marge de droite de la feuille.
- p) Les dimensions s'expriment en millimètres.

- q) Les dimensions s'écrivent sans symbole, à moins qu'une valeur ne risque de prêter à confusion; les autres mesures sont suivies du symbole de leur unité.
- r) Les plans des ouvrages d'art sont habituellement cotés en millimètres.
- s) Le chaînage et l'élévation sont exprimés en mètres sans symbole suivant une forme standard :

CH. 123+456.789
ÉL. 765.432

- t) On indique une élévation sur une ligne de rappel en faisant précéder le nombre de l'abréviation ÉL.
- u) On inscrit les élévations du dessus des semelles et des piles ou chevêtres, du béton du tablier au-dessus de la dalle et au-dessous des poutres dans le cas de poutres coulées en place, puis du dessus des garde-grève de culées et du bout des murs en retour. Il faut éviter le doublage de mesures identiques ou de mesures déjà données par différences d'élévations.
- v) Une pente s'indique par le rapport de la distance verticale à la distance horizontale. Si l'angle de la pente est inférieure à 45°, le premier nombre égale 1.
- w) Dans le domaine des routes, certaines pentes s'indiquent aussi en degrés ou en pourcentage (tangente multipliée par 100).

Exemple :

pente douce d'un talus = 1:3 ou 1V:3H
 pente d'une coupe de roc = 8:1 ou 8V:1H
 angle d'une béquille en V = 60°
 pente longitudinale = 3.50 %
 pente transversale = 2 %

1.4.1.2 Norme CSA B78.5

En ce qui a trait au dessin assisté par ordinateur, les dessins d'ouvrages d'art doivent être conformes aux exigences de la norme CSA B78.5 et aux procédures de dessin assisté par ordinateur qui sont fournies en annexe au présent manuel.

Ces procédures ont pour buts d'uniformiser et de faciliter la production des plans sur papier et sur fichier informatique.

Des dessins types complètent ces procédures de dessin; bien que la plupart de ces dessins soient utilisables tels quels, certains doivent être adaptés pour les rendre spécifiques à un projet donné.

1.4.2 Confection des plans

1.4.2.1 Généralités

Lors de la préparation de plans, il y a lieu de consulter les dessins normalisés du chapitre 2 du Tome III - Ouvrages d'art des normes du MTQ, les règles concernant le dessin assisté par ordinateur de l'annexe « A » du présent manuel, les plans et dessins types ainsi que le Manuel de conception des structures - Volume 2 et de porter attention aux diverses notes décrites ci-après :

- a) Lorsque le centre de la chaussée est différent du centre du pont, toutes les dimensions sont données par rapport au centre de la chaussée. Si le pont est courbe, on donne les caractéristiques principales de la courbe de la chaussée comme référence.
- b) L'épaisseur entre 2 parois parallèles se mesure perpendiculairement à ces parois.
- c) Les trois vues les plus courantes d'une projection orthogonale sont l'élévation, le plan et le profil (de droite). Quant au profil de droite, il est horizontalement en ligne avec l'élévation, à droite. On omet généralement les lignes de rappel entre ces vues.
- d) Les répétitions montrant les détails de l'armature doivent être évitées, à moins qu'elles ne soient nécessaires à la clarté du plan. Par exemple, l'armature de la dalle de transition montrée en coupe est suffisante si cette dalle est rectangulaire; on ne spécifie l'espacement des barres transversales en plan que sur une dalle en biais.
- e) La ligne de centre de la route projetée doit être clairement indiquée sur le plan topographique.
- f) Le plan de localisation figurant sur la page frontispice doit être lisible; la localisation du projet doit y être indiquée d'une façon claire.
- g) À moins qu'il soit assez éloigné pour ne pas être touché par les travaux de construction, le pont existant devrait généralement être dessiné sur la vue en plan montrant l'ouvrage projeté. Il peut aussi être montré en élévation et en section transversale. Il est possible qu'une feuille de plan supplémentaire soit nécessaire.
- h) Généralement, les dalles de transition doivent épouser la cambrure transversale de la chaussée.
- i) Sur les assises des culées et des piles, on doit généralement donner l'élévation des surépaisseurs situées sous les appareils d'appui. Pour que l'eau s'écoule, les espaces entre ces surépaisseurs doivent avoir une pente de 5 % environ.

- j) Sur le plan de la dalle, il faut ajouter une section de tablier montrant les goussets au-dessus des poutres, sans toutefois en donner la hauteur, et un tableau des flèches prévues des poutres au dixième de travée sous le poids du béton de la dalle et sous le poids des chasse-roues, trottoirs ou glissières et de l'enrobé à chaud après l'effet mixte. Il faut aussi indiquer les élévations au dixième de travée du dessus du béton de la dalle sur la ligne de centre et, pour une structure ayant une courbe horizontale ou un tablier de largeur variable, les élévations au dixième de travée sur les bords extérieurs de la dalle ou partie de dalle pour le cas de travaux réalisés par phases.
- k) Pour le dessin du profil schématique montré sur le plan d'ensemble du pont, il faut indiquer le chaînage et l'élévation du début et de la fin de la courbe parabolique verticale et, si possible, du point d'intersection des tangentes. Il faut également donner la pente du début et de la fin de la courbe ainsi que l'équation de la parabole sous la forme $x^2/8000$ ou $125x^2/10^6$, puis indiquer que la courbe représente le dessus de l'enrobé bitumineux sans mention d'épaisseur.

1.4.2.2 Réfection d'un pont

Tout projet de réfection d'un pont ou d'une partie de pont devrait normalement être introduit par un plan d'ensemble qui, en plus de présenter le site en général, fournit aux intervenants intéressés les informations de base concernant la nature et l'ampleur des ouvrages à réaliser.

1.5 TOPOMÉTRIE ET TOPOGRAPHIE

1.5.1 Généralités

Un plan topographique donnant le relief du terrain ou un plan bathymétrique donnant le relief du lit d'un plan d'eau est nécessaire pour la conception d'un projet. Ces plans font habituellement partie des documents d'appel d'offres et permettent d'évaluer les quantités d'excavation, de remblai et d'enrochement.

1.5.2 Procédure

Généralement, les relevés bathymétriques et topographiques ainsi que les plans correspondants relèvent de la Direction territoriale.

Pour des ouvrages d'art d'envergure restreinte, particulièrement pour certains ponts d'étagement et murs, un relevé topographique n'est pas toujours nécessaire. Un plan topographique peut alors être établi à partir des lignes de contour fournies par certaines cartes ou à partir de la géométrie, des sections et des profils fournis par l'unité administrative responsable des projets. En terrain plat, la géométrie et les profils sont quelquefois suffisants pour concevoir le plan d'ensemble de la structure. Dans ce cas, il n'y a pas de plan topographique dans les documents d'appel d'offres.

Lorsqu'il n'y a pas de relevé topographique, une visite des lieux doit être effectuée afin de vérifier si le plan topographique préparé à partir d'autres documents (ou le plan d'ensemble selon le cas) correspond au relief du terrain.

Pour des arpentages particuliers, par exemple pour des expertises hydrauliques ou pour la préparation de plans et devis d'un ouvrage de plus grande envergure, un devis qui tient compte des besoins spécifiques du projet doit être rédigé. Ce devis est par la suite transmis à l'unité administrative responsable de l'arpentage foncier accompagné de la demande de levé.

1.6 HYDROLOGIE ET HYDRAULIQUE

Des points de vue hydrologique et hydraulique, la conception d'ouvrages d'art au-dessus d'un cours d'eau doit tenir compte des critères de conception établis à la section 2.1.3 « Hydrologie et hydraulique » du Tome III des normes du MTQ.

1.7 GÉOMÉTRIE ET GABARIT

1.7.1 Généralités

La géométrie et le gabarit d'espace libre doit tenir compte des critères de conception établis aux sections 2.1.4.1 et 2.1.4.2 du Tome III des normes du MTQ.

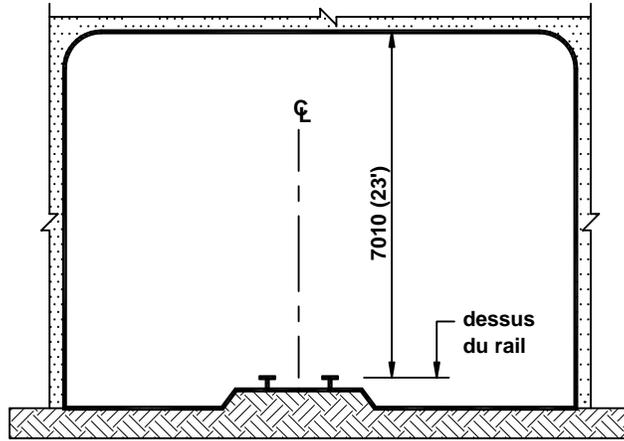
1.7.2 Gabarit d'une voie ferrée

1.7.2.1 Dégagement

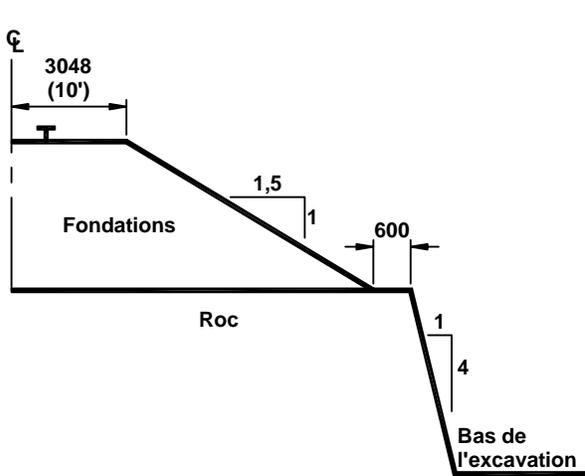
Les dégagements doivent respecter ceux indiqués à la figure 1.7-1.

1.7.2.2 Approbation

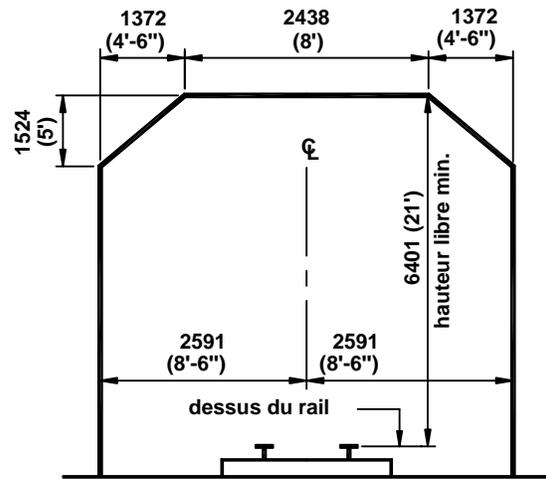
L'Office des transports du Canada (OTC) peut agir comme médiateur entre le Ministère et les compagnies ferroviaires pour établir un partage des coûts. À cette fin, cet organisme élabore des lignes directrices au-delà desquelles les compagnies ferroviaires doivent assumer une partie des frais. L'OTC n'a toutefois aucun pouvoir sur les chemins de fer d'intérêt local. Le concepteur doit s'enquérir auprès de cet organisme des lignes directrices en vigueur au moment où il prépare le projet.



**PONT À UNE OU PLUSIEURS PORTÉES
(voie simple ou multiple)**



**EXCAVATION MAXIMALE PERMISE AUX
ABORDS DE LA VOIE, SANS SOUTÈNEMENT
DURANT LES TRAVAUX**



**GABARIT MINIMAL
DURANT LES TRAVAUX**

Notes:

- les cotes sont en millimètres;
- les cotes entre parenthèses présentent l'équivalence en unités impériales.

Figure 1.7-1
Gabarit d'une voie ferrée

1.8 CHOIX D'UN TYPE DE PONT

1.8.1 Généralités

Afin de faire le choix du type de pont le plus approprié, il faut connaître l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager.

La solution retenue résulte de l'étude de ces deux ensembles. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience.

La page suivante énumère les différentes contraintes à respecter lors du choix d'un type d'ouvrage. Le tableau 1.8-1 présente le domaine d'emploi des principaux types de ponts suivant la portée principale. Le tableau 1.8-2 reprend certaines des contraintes en fonction des types de ponts; cette grille de décision permet de cerner avec plus de précision le type de pont à choisir face aux possibilités déjà connues.

Lorsque la grille permet le choix de deux ou plusieurs types de pont en fonction de certaines contraintes, l'ingénieur doit effectuer une étude économique et se servir de son expérience pour finaliser son choix.

Les indications fournies dans ces tableaux constituent des limites habituelles pour des ouvrages courants, elles sont tirées de l'expérience et peuvent être modifiées dans certains cas.

Ces tableaux ne couvrent pas le choix d'ouvrages d'art non courants ou de ponts de grande envergure; ces cas nécessitent une étude comparative approfondie de quelques types d'ouvrages en fonction de contraintes dont l'importance diffère également.

Le chapitre 4 - Ponceaux, du Tome III - Ouvrages d'art ainsi que le « Manuel des ponceaux » publié par la Direction des structures, permettent de préciser le type de ponceau satisfaisant à des contraintes particulières.

1.8.2 Contraintes à respecter

1.8.2.1 Hydraulique

- Ouverture
- Dégagement vertical
- Affouillement
- Érosion, glaces

1.8.2.2 Géotechnique

- Capacité portante du sol
- Tassement
- Glissement

1.8.2.3 Géométrie

- Portée
- Largeur de la route
- Hauteur libre
- Épaisseur du tablier
- Biais
- Possibilité de remblai
- Surface de roulement

1.8.2.4 Construction

- Batardeaux
- Étalement
- Disponibilité des matériaux
- Préfabrication
- Transport et montage des poutres
- Période et durée de construction
- Maintien de la circulation
- Coût

1.8.2.5 Entretien

- Fréquence des réparations
- Coût prévu
- Durée de vie

1.8.2.6 Environnement

- Aire de travail
- Impact sur le cours d'eau
- Période de construction

Tableau 1.8-1
Types de pont selon la portée

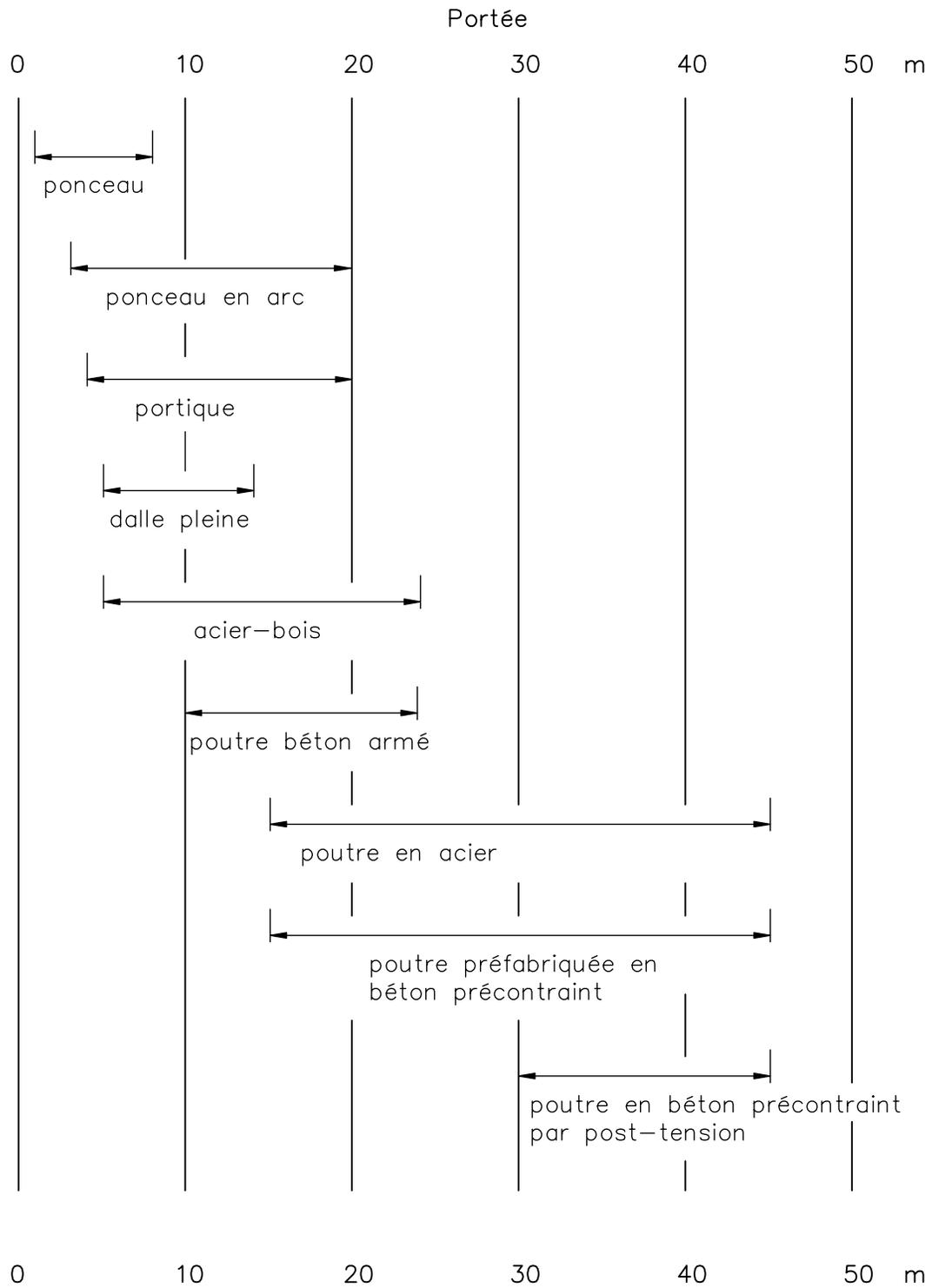


Tableau 1.8-2
Types de pont en fonction des contraintes

Type de ponts	CONTRAINTES								
	Portée L (m)	Épaisseur du tablier	Biais	Sol * (kPa)	Remblai	Étalement	Préfabrication	Délai de construction	Entretien
Ponceau	1 à 8	selon le type	< 30°	> 75	oui	oui	possible	moyen à court	faible
Ponceau en arc en béton	3 à 20	L/30	non	> 150	oui	oui	possible	moyen à court	faible
Portique en béton	5 à 20	L/30 à L/15	< 20°	> 150	possible	oui	non	moyen	faible
Dalle pleine en béton	6 à 15	L/30 à L/20	< 30°	> 150	non	oui	non	moyen	faible
Pont acier-bois	6 à 25	L/25	< 20°	> 75	non	non	oui	court	moyen
Poutre en béton	10 à 25	L/20	< 30°	> 150	non	oui	possible	long à moyen	moyen
Poutre en acier, dalle en béton	15 à 45	L/25	< 20°	> 150	non	non	oui	moyen	moyen
Poutre préfabriquée en béton précontraint	20 à 45	L/16 à L/22	< 30°	> 300	non	non	oui	moyen	moyen
Poutre en béton précontraint par post-tension	30 à 45	L/28	< 30°	> 300	non	oui	non	long	moyen

* L'utilisation de pieux rend possible la construction sur un sol de capacité inférieure à 150 kPa.

1.9 CARACTÉRISTIQUES DE CONCEPTION

1.9.1 Levage du tablier d'un pont

Un diaphragme d'extrémité doit être calculé comme une poutre de rive et comme une poutre de levage selon l'article 1.9.3.3 de la norme CAN/CSA-S6-00.

Pour le levage du tablier d'un pont, on doit considérer que les vérins supportent la charge permanente et la surcharge due aux véhicules automobiles (5 kN/m/voie sans impact).

La section « Diaphragme en béton armé » du chapitre 8 du présent manuel présente un tableau donnant les caractéristiques (dimensions et armature) des diaphragmes types pour les tabliers avec poutres précontraintes préfabriquées NEBT et précise la position des vérins de levage selon le type de poutre.

Les diaphragmes en acier doivent comporter des raidisseurs d'appuis aux endroits où les vérins seront placés, soit à environ 300 mm des semelles des poutres principales.

La position prévue pour les vérins de levage du tablier doit être indiquée aux plans.

1.9.2 Tablier construit par phase

Lorsqu'un tablier est construit par phase, une largeur de bande minimale de dalle de béton doit être prévue entre chaque phase, de façon à ce que la phase en construction soit désolidarisée structurellement de la phase déjà construite. Les contreventements ou diaphragmes vis-à-vis cette bande doivent être installés après la réalisation de chacune des phases adjacentes.

1.9.3 Accès pour l'entretien

Pour procéder à l'inspection et aux travaux d'entretien courants d'un ouvrage d'art, les inspecteurs et les ouvriers doivent pouvoir accéder facilement aux différentes parties de cet ouvrage. À cette fin, l'ouvrage doit être muni d'échelles permanentes ou temporaires, de passerelles fixes ou mobiles, de trappes d'accès, d'un éclairage approprié et des autres accessoires de sécurité nécessaires aux personnes qui y ont accès.

Voici quelques indications visant à aider le concepteur dans l'élaboration des facilités d'accès aux différentes parties d'un ouvrage d'art.

- Prévoir des passerelles d'accès permanentes sous le tablier d'un pont de grande envergure.

- Prévoir des ouvertures permettant d'accéder à l'intérieur des caissons : poutres, piles, culées. Ces accès sont contrôlés par une porte, une trappe ou un grillage fermé à clef et à l'épreuve du vandalisme. À l'intérieur des caissons, d'autres ouvertures doivent permettre de traverser les diaphragmes et de passer d'un caisson à l'autre. Les ouvertures doivent être assez grandes pour permettre un accès facile aux personnes et à l'équipement nécessaire à l'entretien. L'accès aux ouvertures est facilité par la pose de rampes ou d'échelles.
- Prévoir un système d'éclairage dans les caissons.

1.10 ESTHÉTIQUE DES PONTS

1.10.1 Généralités

Il n'existe pas de définition objective de la beauté. La perception de la beauté tient à la personnalité de celui qui regarde un ouvrage, à son goût, à sa culture, à ce qu'il a l'habitude de voir. Tout cela varie suivant les individus et pourtant, il existe à travers les lieux et les époques une certaine appréciation générale de ce qui est beau et de ce qui ne l'est pas ou de ce qui est simplement correct.

C'est pourquoi le débat entre l'esthétique « objective », qui suppose l'existence de lois immuables, et l'esthétique « subjective », qui dépendrait seulement de la sensibilité de chacun, ne peut pas être tranché.

Il est donc difficile d'établir des règles permanentes et universelles d'esthétique, car celles-ci sont fonction de la mode, de l'évolution de la technique et des impératifs économiques, et ces règles ne sont pas toujours suffisantes pour créer un beau pont. Mais le fait qu'il n'y ait pas de règles précises ni de recettes faciles pour obtenir l'assentiment ou pour éviter les critiques touchant l'aspect des ponts, ne doit pas être un prétexte pour s'en désintéresser.

Les principes, les règles pratiques et la méthodologie qui suivent semblent généralement être admis aujourd'hui. Ils sont pour la plupart tirés d'ouvrages de références classiques dans le domaine.

1.10.2 Principes d'esthétique

Les critères de l'esthétique (proportion, ordre, unité, simplicité, équilibre, stabilité, etc.) sont classifiés de différentes façons selon les auteurs; la méthode adoptée ici résume ces sujets en s'inspirant de l'auteur Fritz Leonhardt.

1.10.2.1 Exigences fonctionnelles

Le pont doit d'abord être conçu de façon à atteindre son but, sa fonction, qui est de supporter des charges au-dessus d'un obstacle. La fonction inclut la limitation des déformations et des oscillations, et la durabilité. Il faut unifier la beauté et la qualité tout en accordant la priorité à la qualité.

L'ouvrage doit présenter une forme pure et donner une apparence de stabilité structurale. Cette forme correspondra au matériau utilisé.

1.10.2.2 Proportion

C'est dans les proportions harmonieuses entre les divers éléments qu'il faut rechercher l'équilibre de l'ensemble d'un édifice. Pour un pont, cette recherche se traduit par l'étude des rapports entre :

- le tablier et les appuis : piles et culées;
- la portée et l'épaisseur du tablier;
- la largeur et la hauteur des ouvertures;
- les portées des différentes travées;
- l'épaisseur et la hauteur des piles;
- le pont et les objets environnants.

1.10.2.3 Ordre

Les éléments fondamentaux de la construction créative, englobés ici sous le terme d'ordre, incluent les notions d'unité, de simplicité, de variété, de symétrie, d'harmonie, d'équilibre, de complexité, etc.

Les composantes d'un pont doivent montrer de l'unité et de l'ordre, en même temps qu'une certaine variation ou un contraste afin d'empêcher la monotonie. Les moyens techniques pour obtenir cette expression visuelle artistique sont l'agencement et les dimensions appropriées des membrures de la structure dans le but de procurer une forme, une ligne, un espace, de l'ombre et de la lumière, ainsi qu'une texture et une couleur.

La notion d'ordre demande de choisir un système structural unique, poutre, arc, portique, câbles, etc., donc de ne pas mélanger ces systèmes. L'unité s'applique aussi à la forme, aux matériaux et à la technologie.

La simplicité et la pureté d'une structure exigent qu'on utilise seulement quelques éléments simples, et qu'on évite toute addition inutile ou ornementale, tout accessoire superflu ou non nécessaire.

Les lignes et les arêtes d'un ouvrage doivent être ordonnées, c'est-à-dire qu'il faut limiter le nombre de directions de ces lignes et de ces arêtes.

Les lignes verticales donnent une structure à l'apparence statique, tandis que quelques lignes inclinées ajoutent de l'intérêt, de la variété et du mouvement, surtout à un pont d'étagement.

La symétrie est un élément d'ordre qu'il faut respecter par la répétition d'éléments identiques, sans exagérer leur nombre. La proportion des éléments sera constante.

1.10.2.4 Complexité

La beauté peut être mise en valeur par l'opposition entre la variété et la similarité, entre la complexité et l'ordre. Ce jeu de tensions peut être utilisé lors de la conception d'un long pont à plusieurs travées en modifiant, par exemple, la forme de la travée principale.

1.10.2.5 Raffinement des formes

Il faut vérifier l'apparence d'un pont selon les différents points de vue qu'un observateur pourrait avoir, donc l'étudier non seulement de profil mais aussi en le regardant de biais.

1.10.2.6 Intégration à l'environnement

La structure doit être adaptée à son environnement rural, urbain et humain par ses relations de dimensions et son échelle. Il faut retrouver une harmonie entre le pont, le paysage et parfois d'autres ouvrages.

Il est important que le concepteur donne une forme et des proportions correctes à un pont afin qu'il s'harmonise au site et constitue une entité agréable par elle-même.

Le caractère d'une structure a un effet sur les gens selon son but, sa situation, sa localisation, le type de société, etc.

1.10.2.7 Finition des surfaces

L'intégration d'une structure à son environnement dépend largement du choix des matériaux, de la texture et de la couleur. Ces éléments qui affectent les surfaces servent à :

- rehausser les éléments fondamentaux du pont;
- modifier la teinte d'un plan;
- plaire à l'œil d'un observateur rapproché;
- obtenir un matériau durable.

1.10.2.8 Construction

La structure doit présenter une forme facile à construire, des dispositions de construction réalistes.

Le concepteur doit considérer l'économie comme l'un des premiers buts à atteindre avec les matériaux : une forme coûteuse ne conduira pas nécessairement à un ouvrage d'une valeur durable ou d'apparence classique.

Les facteurs qui influencent le plus la conception sont la créativité et l'intuition; ils nous permettent de trouver et de développer de nouvelles formes mieux adaptées aux besoins et d'améliorer la fabrication et la construction.

L'esthétique consiste à regrouper ces facteurs d'une manière créatrice dans une structure. Un beau pont ne coûte pas nécessairement plus cher.

1.10.3 Règles pratiques

À partir des principes généraux d'esthétique, les paragraphes suivants présentent quelques règles pratiques applicables à la conception d'un pont.

1.10.3.1 Alignement

Tous les appuis d'un pont en biais assez large doivent être parallèles au cours d'eau ou à la route inférieure; l'exception à cette règle concerne un long pont étroit reposant sur des piles circulaires ou presque et sur des culées de faible hauteur (figures 1.10-1 et 1.10-2).

Toutes les lignes des rives et des poutres d'un pont courbe doivent suivre l'axe du pont. Les piles seront radiales à la courbe à moins de traverser un obstacle en biais, dans ce cas elles suivront le biais (figure 1.10-3).

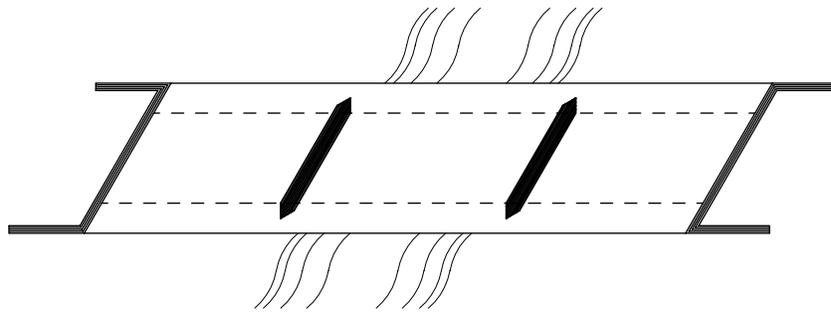


Figure 1.10-1
Pont en biais

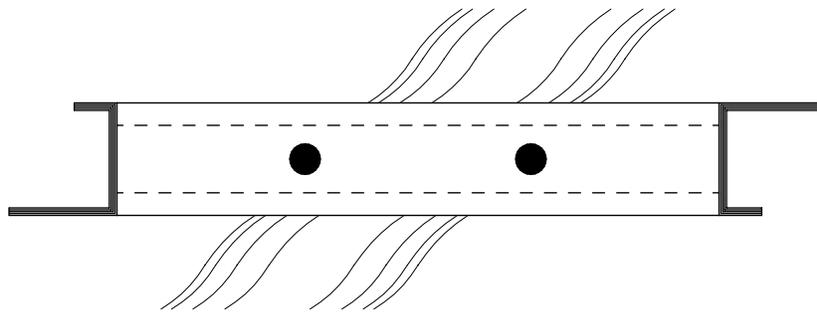


Figure 1.10-2
Pont droit sur piles circulaires

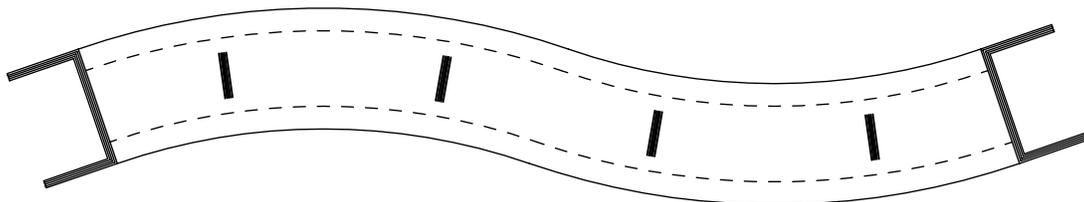


Figure 1.10-3
Pont courbe sur piles radiales

1.10.3.2 Profil longitudinal

Le bombement longitudinal d'un pont donne à l'extrados une pente qui facilite l'écoulement de l'eau et permet de corriger une illusion d'optique qui fait qu'un pont horizontal paraît affaissé en son milieu.

Le bombement est construit en donnant au profil en long une courbure circulaire ou parabolique, laquelle peut être suivie pour un pont très long d'une tangente à pente uniforme. Il faut éviter le raccordement de deux segments dont les rayons de courbure sont très différents ou d'une courbe accentuée suivie de longues tangentes.

La courbe du profil longitudinal d'un pont d'étagement doit se prolonger sur une partie des rampes d'approche. Dans le cas d'un pont sur rivière construit dans une plaine, cette courbe doit être continue sur toute la longueur du pont.

1.10.3.3 Élévation

Pour traverser une vallée, le pont doit avoir un nombre impair de travées inégales, proportionnées à la hauteur des piles; ce modèle de pont s'harmonise mieux avec le paysage qu'un nombre pair de travées égales pour un pont à quelques travées. La portée varie selon la hauteur des travées de sorte que les rectangles d'ouverture soient proportionnels (figure 1.10-4). Un tablier à profondeur constante cache la face des poutres par un large encorbellement de la dalle. Le cas d'un pont d'étagement d'autoroute nécessite parfois un nombre pair de travées, ce qui convient mieux à sa symétrie.

Si la vallée est large et basse, on peut utiliser des travées égales dont la portée mesure au moins 1,5 fois la hauteur des piles, excepté près des culées où les travées seront plus courtes (figure 1.10-5).

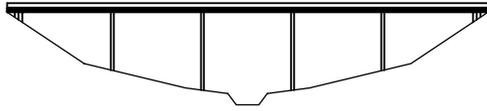
Pour des raisons d'esthétique, l'élancement d'une poutre de profondeur constante (L/d , longueur/profondeur) peut varier de 5 à 30, et même à 50 si les travées sont continues. Voici les rapports minimaux pour des cas particuliers :

- 5 pour un pont court ayant des culées massives, lorsque l'ouverture égale la hauteur;
- 10 pour des culées massives et une ouverture rectangulaire;
- 20 pour des murs en retour de culées courts (figure 1.10-6).

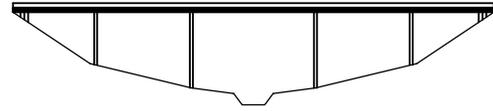
Un pont continu aura un élancement d'au moins 20 et reposera sur des piles n'ayant pas l'air trop minces.

La face extérieure de la dalle sera placée dans un plan vertical différent de celui de la poutre de rive. Cette face extérieure inclut la dalle et le chasse-roue, le trottoir ou la glissière en béton. La face extérieure d'une glissière en béton située dans le plan des murs en retour donne un aspect de lourdeur à un pont d'étagement mais est acceptable pour un ponceau.

La face verticale des poutres de rive présente un impact visuel au conducteur; on l'allège en modifiant la coupe transversale du tablier.



Portées égales

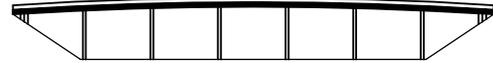


Portées équilibrées

Figure 1.10-4
Étude de portées

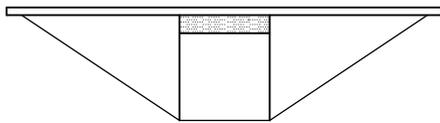


Couronnement plat

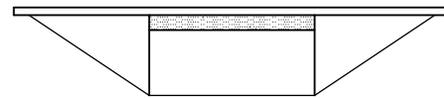


Couronnement courbe

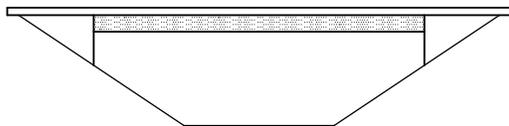
Figure 1.10-5
Étude du couronnement



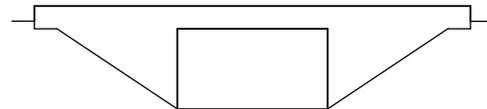
$L/d=5$



$L/d=10$



$L/d=20$



Ponceau $L/d=5$

L = longueur de la poutre
 d = Profondeur de la poutre

Figure 1.10-6
Élancement d'une poutre

1.10.3.4 Coupe transversale du tablier

Si on ne peut fixer l'épaisseur du tablier suivant les rapports d'élançement recommandés pour des raisons techniques ou économiques, il reste possible d'étudier la coupe transversale du tablier de façon à réduire l'apparence de son épaisseur (figure 1.10-7).

Pour faire paraître le tablier plus mince, on peut augmenter l'encorbellement de la dalle (L) à partir de la poutre de rive. Cet encorbellement dépend de la profondeur de la poutre, du type d'appui et de la largeur totale du pont. Un important encorbellement de la dalle assombrit les poutres principales et les fait paraître plus légères.

La seconde façon de donner une impression de légèreté est de modifier la profondeur de la rive (g), car cette profondeur peut être mise en relation avec la profondeur restante de la poutre (h'). Le rapport g/h' peut varier de 1/2 à 1/4 selon la longueur totale du pont et sa hauteur; un rapport g/h' de 1/3 convient bien à un pont long et élevé. Une profondeur (g) de 1 m peut cependant devenir courante avec une glissière en béton. Une autre recommandation dicte de fixer g à au moins L/80.

Par rapport à la profondeur totale de la poutre (d), on retrouve aussi les rapports suivants :

$$\begin{aligned} g/d &= \text{environ } 1/4 \text{ à } 1/5; \\ g/L &= 1/20 \text{ à } 1/80 \text{ pour des ponts longs;} \\ g &= 200 \text{ mm minimum.} \end{aligned}$$

Parmi les autres façons de renforcer l'impression d'élançement, il faut mentionner la construction de poutres-caissons à arête inférieure biseautée ou arrondie, ou à face extérieure inclinée, d'une rive inclinée vers l'intérieur de façon à ce qu'elle soit plus éclairée, et enfin d'une rive de teinte pâle au-dessus d'une poutre de teinte sombre.

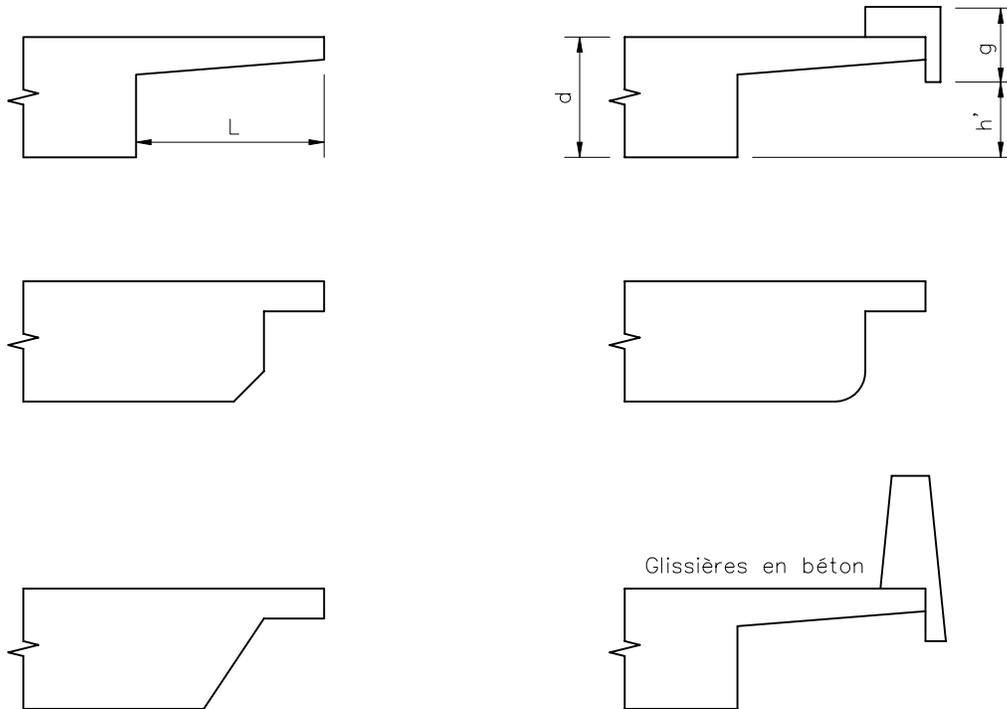


Figure 1.10-7
Étude de la coupe transversale du tablier

1.10.3.5 Goussets

Les goussets augmentent la résistance du tablier d'un pont continu aux appuis et permettent de réduire l'épaisseur au centre (figure 1.10-8).

Sur un pont rectiligne, on peut utiliser des goussets droits de $0,20$ fois la portée (L) avec une pente maximale de $1:8$. Les travées de rive mesurent $0,7$ à $0,8$ la portée (L), sans gousset à l'extrémité libre. Si le profil vertical du pont est courbe, on utilise plutôt des goussets courbes formés d'une parabole; la courbe inférieure des poutres doit être tangente à une parallèle au profil vertical de la dalle aux extrémités du pont.

Les goussets paraboliques allongés au-dessus des piles maintiennent la continuité tandis que de courts goussets suggèrent plutôt une interruption de la ligne continue du pont.

Une trop longue suite de travées avec goussets tend à briser la continuité du pont, tandis que 3 travées avec goussets allongés créent du mouvement et un contraste.

L'épaisseur du tablier aux appuis ne doit pas dépasser le double de l'épaisseur au centre. L'élancement du tablier se rapprochera des limites de 50 au centre et de 25 aux appuis.

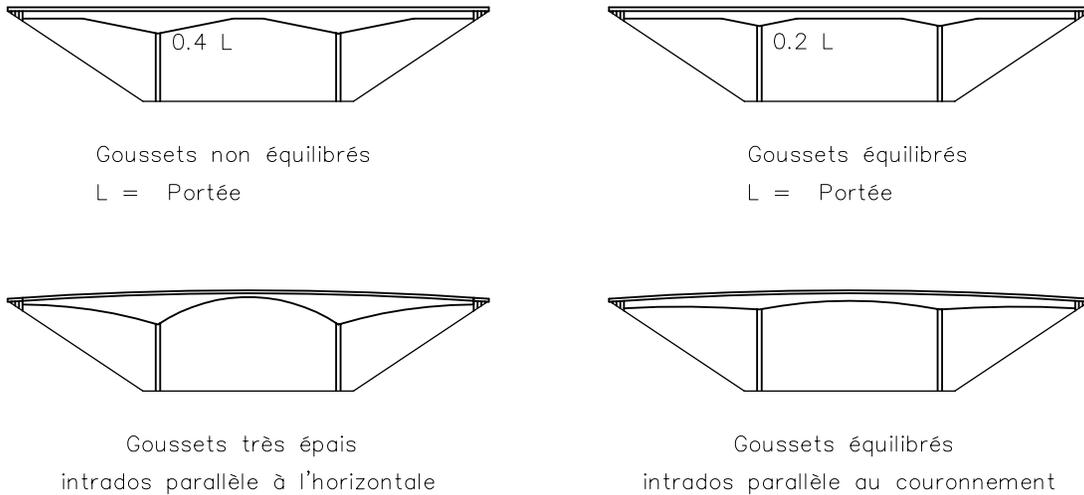


Figure 1.10-8
Étude des goussets

1.10.3.6 Piles

Les travées courtes d'un pont élevé reposent sur de longues piles étroites et les travées longues sur des piles effilées vers le haut dans le sens longitudinal. Ces hautes piles et les pylônes doivent être construits avec des côtés non parallèles ou avec un fruit parabolique dans le sens transversal (figure 1.10-9).

L'observateur qui regarde la vallée sous un pont avec un angle oblique ne doit pas avoir la vue obstruée par les piles. La largeur de ces piles ne doit pas dépasser $1/8$ de la portée, et sera même moindre si la portée mesure plus de 10 m. On peut remplacer les piles trop larges par deux poteaux, trois au maximum, excepté dans le cas de ponts très larges; la distance hors tout des poteaux ne doit pas dépasser $L/3$ (figure 1.10-10).

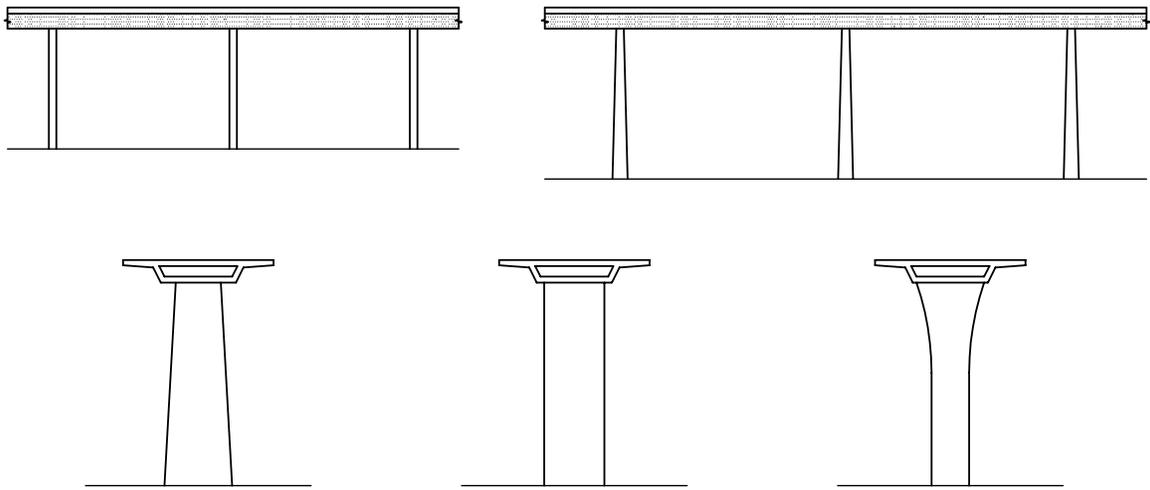


Figure 1.10-9
Étude des piles d'un pont élevé

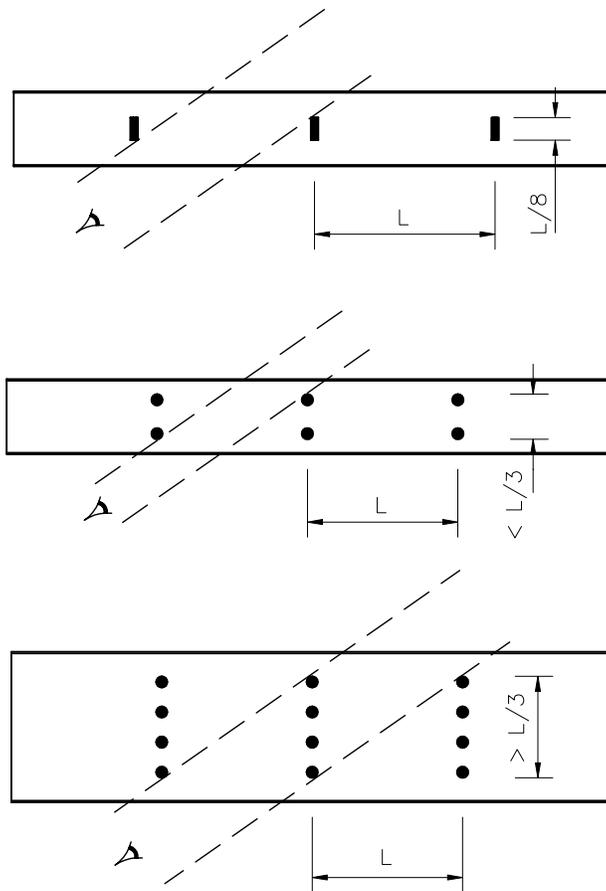


Figure 1.10-10
Vue en biais sous le pont

1.10.3.7 Pont à haubans

La technique moderne des ponts à haubans consiste à utiliser plusieurs câbles supportant le tablier en plusieurs points afin de réduire l'épaisseur de la poutre et de faciliter la construction.

Les haubans peuvent être disposés de 2 façons :

- en éventail : les câbles sont ancrés à un point commun du pylône; c'est la méthode la plus naturelle et la plus efficace.
- en harpe : les câbles sont parallèles et également distribués sur la hauteur du pylône. Vus d'un angle oblique, les câbles demeurent parallèles, ce qui évite une vue de quelques câbles qui se croisent.

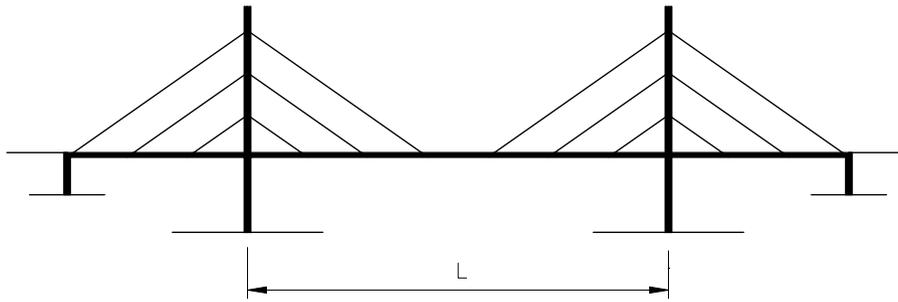
Puisque les câbles devront un jour être remplacés, il faut espacer leur point de rencontre au sommet du pylône; on en arrive ainsi à un compromis entre ces deux arrangements des haubans (figure 1.10-11).

La face de la dalle ou de la poutre de rive doit présenter un aspect de continuité sur toute la longueur du pont.

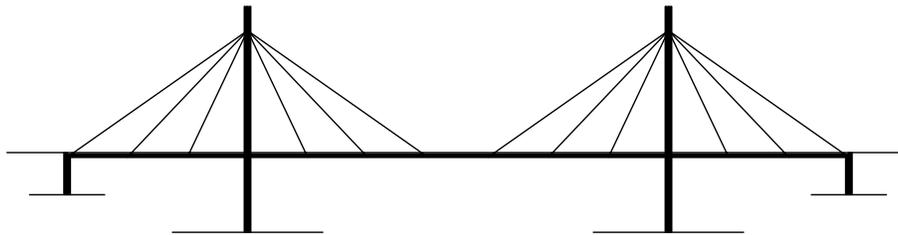
Les travées de rive qui servent d'ancrage aux câbles doivent mesurer de 0,3 à 0,4 L.

Le pylône demande une étude spéciale: forme, nombre de fûts, élancement, contreventement, inclinaison, etc.

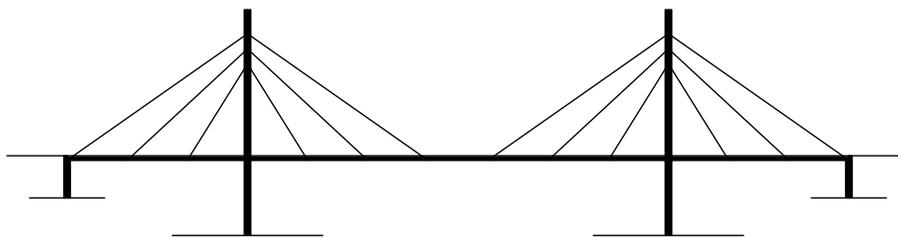
Un pont à haubans peut être asymétrique, c'est-à-dire ne comporter qu'un seul pylône. L'ancrage des câbles peut aussi être concentré au bout de la travée de rive ou être distribué vis-à-vis les piles de plusieurs courtes travées.



Haubans en harpes



Haubans en éventail



Haubans distribués au sommet du pylône

Figure 1.10-11
Ponts à haubans

1.10.3.8 Pont suspendu

La beauté de ce type de pont réside dans les proportions de ses éléments.

Les travées de rive mesureront moins de la moitié de la travée centrale (L), même jusqu'à $0,2$ ou $0,3 L$. Le rectangle d'ouverture sous le pont sera assez plat. Le tablier suspendu paraîtra léger et mince. L'ancrage des câbles aura une apparence solide mais sans démesure.

L'élançement des pylônes ne doit pas être exagéré. Les contreventements et les entretoises au-dessus du tablier peuvent être omis, la forme d'un portique semble idéale.

1.10.3.9 Pont d'étagement

Ce type de pont très courant demande une étude soignée de la proportion des portées et des épaisseurs. Les piles et les culées sont éloignées des chaussées afin d'augmenter l'ouverture et de respecter les normes de sécurité.

Les piles ne doivent pas être trop minces, car elles doivent résister au choc des véhicules. Une pile épaisse fait paraître le tablier mince.

Les culées peuvent être de faible hauteur près du sommet du remblai.

Si l'encorbellement du tablier est large, ce dernier repose sur un piédroit plus étroit que le mur de front (figure 1.10-12).

Le talus sous le tablier doit être pavé en matériaux foncés.

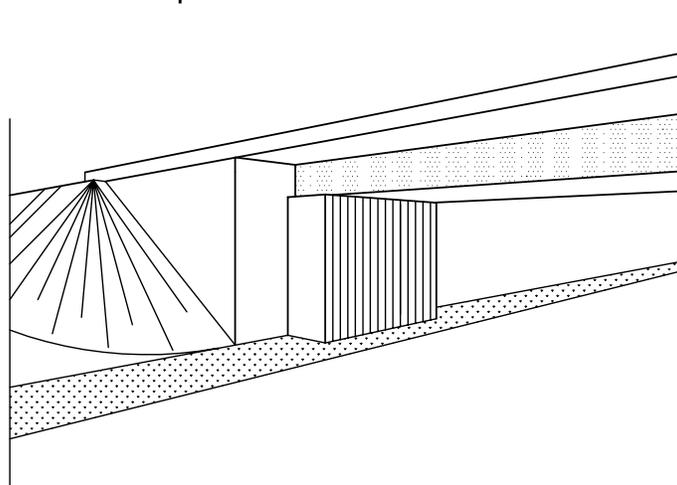


Figure 1.10-12
Tablier sur le piédroit de la culée

1.10.3.10 Pont d'étagement en biais

Jusqu'à un biais de 30 degrés, toutes les faces des appuis et du tablier doivent être parallèles à l'axe de la route à franchir. Si le biais dépasse 30 degrés et que le pont est étroit, le plan du tablier sera rectangulaire et des culées de faible hauteur seront placées près du sommet du remblai. Lorsque le pont est large (> 15 m), les appuis sont construits en biais et l'appui central, sur le terre-plein de l'autoroute, est constitué de quelques poteaux. Plusieurs autres solutions sont possibles suivant la largeur du pont et de l'obstacle.

1.10.3.11 Conception, matériaux et construction

Les progrès de la science et de la technologie apportent un développement continu dans la forme et l'apparence d'un pont. La réalisation de cette évolution implique l'utilisation de méthodes modernes de conception telles que les méthodes de calcul, de dessin, de présentation de perspectives, etc., les matériaux d'avant-garde comme le béton à haute performance, l'acier à haute performance, les matériaux composites et les méthodes de fabrication et de montage d'avant-garde au besoin.

A) Béton

La construction de coffrages simples pour la mise en place du béton tend vers la conception de surfaces planes, de faces parallèles et d'épaisseurs constantes. Comme cette pratique produit un pont d'apparence rigide, d'autres formes peu coûteuses pour construire le tablier ou les piles peuvent être étudiées. D'autres méthodes pour améliorer l'apparence du béton consistent à lui donner un traitement de surface ou à le colorer par l'utilisation de granulats appropriés ou de pigmentation spéciale d'une teinte douce.

B) Acier

On doit éviter les endroits où la saleté peut s'accumuler car elle retient l'humidité qui engendre la corrosion et occasionne des éclaboussures sur les surfaces inférieures. La nécessité de protéger ce matériau contre la corrosion par l'utilisation d'acier résistant à la corrosion atmosphérique ou au moyen de différents procédés de revêtement offre la possibilité d'améliorer l'apparence du pont et d'intégrer la structure à son environnement.

1.10.3.12 Finition des surfaces

Il faut minimiser la finition des surfaces à la fin des travaux en s'appliquant au stade préliminaire à concevoir une structure esthétique. Lors de la construction, il faut donner priorité à la qualité des coffrages, à la mise en place et à la vibration du béton; la finition des surfaces ne doit pas remplacer ces opérations.

Les plans verticaux extérieurs d'un pont, soit les poutres de rive, les faces des tabliers, dalles, glissières, piles, murs, etc. ne sont retravaillés que s'il faut rehausser une ligne ou une surface, ou leur donner une texture que l'aspect structural du pont ou les coffrages n'ont pu leur procurer. Ce travail soigné s'applique davantage aux ponts les plus visibles situés près des villes ou à ceux qui enjambent les autoroutes. Les parties ombragées d'un pont, peu visibles des automobilistes ou des riverains, ne nécessitent aucune finition particulière; c'est le cas des ponts en milieu rural ou sur routes secondaires.

Les surfaces des appuis (piles et culées) doivent être plus rugueuses, celles des poutres et des rives de la dalle doivent être douces, mates et non luisantes.

La finition des surfaces est obtenue au moyen de coffrages spéciaux, d'un travail en surface, d'un recouvrement ou d'un enduit. Les méthodes de finition décrites ici fournissent quelques façons de modifier l'apparence du béton. Elles ne sont pas nécessairement ajoutées à toutes les surfaces apparentes d'un pont, mais employées seulement pour modifier une surface qui nécessite un soin spécial.

Le polissage à la pierre s'utilise sur de petites surfaces entières, et non seulement sur les joints de coffrage. Il permet d'obtenir une texture et une coloration uniformes.

Le jet de sable léger permet de varier la texture du béton et d'obtenir une surface uniforme de tonalité différente; par contre il favorise l'adhérence des agents de déglacage, de la boue et d'autres saletés.

L'enduit de surface permet d'obtenir une surface unie. Le bouchardage, le stucco et la peinture nécessitent trop d'entretien pour être appliqués aux surfaces ordinaires d'un pont en béton.

Quant aux murs, la monotonie de leur surface verticale peut être transformée en un objet intéressant à l'aide d'une surface texturée ou de dessins en relief.

CHAPITRE 2

DURABILITÉ

TABLE DES MATIÈRES

2.1	GÉNÉRALITÉS	2-1
2.2	DRAINAGE D'UN PONT	2-2
2.2.1	Exigences	2-2
2.2.2	Règles pratiques	2-2
2.2.3	Pentes de la chaussée d'un pont	2-3
2.2.4	Drainage de la chaussée	2-5
2.2.5	Espace clos	2-11
2.2.6	Drainage du remblai à l'arrière d'un mur	2-11

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.2 Durabilité

2.1 GÉNÉRALITÉS

La durabilité est un aspect important à considérer lors de la conception d'un ouvrage d'art. Le milieu environnant salin ou polluant et l'utilisation de sels de déglacage sont des facteurs qui influencent la durabilité.

Voici quelques règles de bonne pratique concernant la durabilité qui doivent être considérées, lors de la conception, afin de prolonger le plus possible la vie utile de la structure tout en réduisant les coûts d'entretien.

- Spécifier l'utilisation d'un béton à haute performance ou d'un béton conventionnel avec fumées de silice et de l'acier d'armature galvanisé pour des ouvrages ou parties d'ouvrages exposés à un environnement agressif, selon les critères énoncés à l'article 2.8 du tome III - Ouvrages d'art des normes du MTQ.
- Spécifier la pose de membranes d'étanchéité sur les dalles de pont et l'imperméabilisation des surfaces de béton selon les critères énoncés à l'article 2.2 du tome III - Ouvrages d'art des normes du MTQ.
- Éliminer si possible les joints de tablier ou en réduire le nombre au minimum, en évitant de les localiser au-dessus des piles ; plutôt prévoir leur emplacement aux culées, où l'inspection, l'entretien et le remplacement sont plus faciles à réaliser.
- Éviter de localiser un joint de tablier à l'entrée d'un pont où la circulation s'effectue dans une seule direction, pour éviter les impacts sur la structure.
- Localiser le joint de tablier au point haut du tablier dans la mesure du possible.
- Lorsqu'un joint de tablier est requis, utiliser la culée-galerie.
- Éviter, lors de la conception d'une structure, les appuis de type « chaise en travée ».
- Éloigner les poutres de rive le plus possible des côtés extérieurs de la dalle de façon à limiter l'exposition aux éclaboussures de sels de déglacage.
- Dimensionner les éléments pour qu'ils soient le moins élancé possible si cela n'affecte pas l'esthétique de la structure et n'entraîne pas de coûts de construction supplémentaires, car les éléments plus massifs facilitent l'entretien.
- Concevoir un drainage efficace de la structure.

2.2 DRAINAGE D'UN PONT

2.2.1 Exigences

Le drainage d'un pont et de ses approches doit être conçu de façon à prévenir les problèmes suivants.

- La formation de flaques d'eau et de glace sur la chaussée.
- Les dommages, occasionnés par les cycles de gel et de dégel, aux matériaux constituant le tablier, les piles et les culées.
- L'obstruction, par les débris et par le gel, des tuyaux de descente qui canalisent les eaux jusqu'au sol.
- L'érosion du terrain sous les drains et les tuyaux de descente.
- Les inconvénients causés par l'évacuation des eaux sous le pont, vis-à-vis les drains, lors du passage de personnes, de véhicules ou de bateaux.
- Le salissage des parements des appuis, piles et culées, causé par le ruissellement de l'eau provenant du tablier ou par des éclaboussures dues à un écoulement non contrôlé des eaux.
- L'érosion du remblai et des berges lorsque l'eau n'est pas captée aux extrémités d'un pont.

2.2.2 Règles pratiques

Les moyens de prévenir ces problèmes sont les suivants.

- Diriger les eaux de ruissellement sur le côté de la chaussée vers le pied du chasse-roue, de la glissière ou du trottoir et ensuite vers les extrémités du pont, en donnant une pente transversale et une pente longitudinale à la chaussée.
- Capturer les eaux de surface au moyen de drains, de puisards et de rigoles.
- Évacuer les eaux vers le terrain naturel ou vers un système d'égout pluvial au moyen de tuyaux de descente, de rigoles ou de tout autre système approprié.
- Concevoir les détails de la charpente du pont de façon à empêcher la condensation et l'accumulation d'eau. À cette fin il faut égoutter et ventiler les parties exposées du pont, tel le dessus des chevêtres, des piles et des culées, ainsi que les poutres-caissons, les remblais et toutes les autres surfaces horizontales. Il faut éviter la formation de dépressions et de rainures qui favorisent la rétention de l'eau.

- Disposer correctement les éléments d'un pont, surtout pour un pont en acier résistant à la corrosion atmosphérique, afin d'éviter la formation de taches causées par le ruissellement de l'eau sur les surfaces adjacentes. On doit installer un système adéquat de tuyau de descente ou de déflecteur si nécessaire.
- Construire le dessus des assises des piles et des culées, sauf le dessus des blocs d'assise, avec une pente minimale de 5 %.
- Prévoir des rainures à une distance de 100 mm du bord des dalles, pour favoriser l'égouttement de l'eau.
- Entretenir le système de drainage.

2.2.3 Pentes de la chaussée d'un pont

2.2.3.1 Pente transversale

La pente transversale des voies carrossables d'un pont est généralement de 2 %. Une chaussée courbe doit comporter un dévers minimal de 2 %.

2.2.3.2 Pente longitudinale

Une pente longitudinale minimale de 0,5 % est nécessaire pour assurer l'évacuation des eaux par ruissellement à la surface de la chaussée d'un pont.

L'aménagement de ponts de longueurs courantes suivant cette pente permet d'éviter la pose de drains si la surface à drainer du tablier est égale ou inférieure à 300 m².

L'aménagement d'un pont en palier, c'est-à-dire dont la pente longitudinale du tablier est égale à 0 %, oblige l'acheminement des eaux de ruissellement transversalement suivant le dévers de la chaussée. La partie basse située du côté de la chaussée au pied du chasse-roue, de la glissière ou du trottoir tient lieu de caniveau. Les eaux captées à cet endroit doivent être évacuées par des drains installés en nombre suffisant sur le tablier ou à travers un système de drainage approprié.

Lorsque le profil longitudinal de la route est en courbe verticale convexe, rattachée ou non à des tangentes, la pente longitudinale du pont est variable. On calcule alors le bombement du pont d'après les indications des paragraphes suivants.

2.2.3.3 Bombement d'un pont

A) Définitions

Lorsque les extrémités d'un pont sont sensiblement au même niveau, il est nécessaire de donner au profil en long un bombement. Le bombement est une élévation continue du profil de la chaussée d'un pont par rapport à la droite qui relie ses extrémités. Ce bombement donne à l'extrados une pente longitudinale qui assure l'écoulement des eaux et en plus permet de corriger une illusion d'optique, car un pont construit horizontalement paraît toujours affaissé au centre.

Le bombement est assuré en donnant au profil en long la forme d'une parabole. Cette parabole peut être précédée et suivie, pour un pont très long, d'une tangente à pente uniforme. Au point de vue esthétique, il faut cependant éviter le raccordement de deux segments dont les rayons de courbure sont très différents, comme une courte parabole accentuée suivie de longues tangentes.

Comme la pente longitudinale minimale pour assurer l'évacuation des eaux est de 0,5 % et que la pente recommandée pour conserver le niveau de service d'une route est d'environ 2 %, il faut donc choisir une pente moyenne de l'ordre de 1 %, à moins que le dégagement vertical sous le pont n'oblige à construire un profil plus accentué. On calcule le paramètre de la parabole en déterminant au départ soit un rapport de bombement, une flèche ou une pente à l'extrémité.

Les paragraphes suivants donnent les formules de la géométrie.

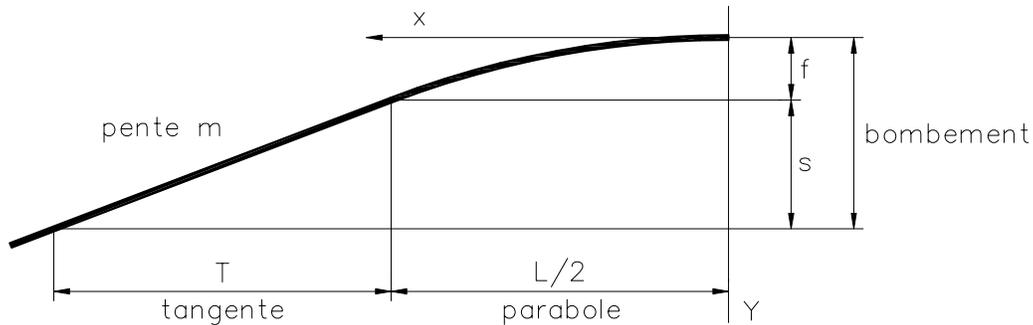
B) Application

Le bombement ne s'applique pas aux ponts très longs à multiples travées situés au-dessus d'un plan d'eau ou d'un terrain naturel plat.

Le bombement ne tient pas compte des flèches de construction qui servent à compenser soit un affaissement de l'étalement, soit la déformation propre aux matériaux.

Il faut éviter la construction d'un pont avec un profil concave; il vaut mieux alors corriger le profil de la route si possible pour obtenir un bombement convexe, c'est-à-dire vers le haut.

C) Théorie



P = paramètre d'une parabole (distance du foyer au vertex)

Équation d'une parabole $y = \frac{x^2}{4P}$; $y = f$ à $x = \frac{L}{2}$

Pente d'une parabole $\frac{dy}{dx} = \frac{x}{2P}$; $m = \frac{s}{T}$ à $x = \frac{L}{2}$

Rapport $\frac{\text{bombement}}{\text{longueur}} = \frac{f + s}{L + 2T}$

Ce rapport du bombement à la longueur varie habituellement de 1/100 à 1/300.

2.2.4 Drainage de la chaussée

Les eaux de pluie à la surface d'un pont sont captées au moyen de drains disposés au pied du chasse-roue, de la glissière ou du trottoir sur le pont, ou de puisards ou rigoles placés aux extrémités du pont. Elles sont évacuées par des tuyaux de descente ou des rigoles.

2.2.4.1 Drain

Le drain comprend un tuyau de 200 mm x 200 mm surmonté d'un grillage au niveau de la chaussée (voir la figure 2.2-1). Le tuyau doit dépasser le dessous du tablier et les poutres de 150 mm ou être raccordé à un tuyau de descente.

La capacité hydraulique théorique d'égouttement d'un drain est donnée en superficie de tablier. Elle tient compte de la pente longitudinale de conception ou d'aménagement du pont et d'une pente transversale des voies carrossables de 2 %.

pente longitudinale (%)	superficie (m ²)
0,0	50
0,5	300
1,0	400
2,0	550

2.2.4.2 Localisation des dispositifs de drainage

Il faut capter les eaux de pluie :

- aux extrémités d'un pont en pente, c'est-à-dire hors du tablier;
- aux extrémités d'un pont dont le profil longitudinal épouse une courbe verticale concave, c'est-à-dire vers le bas;
- avant le début du dévers d'un pont en courbe;
- à l'amont immédiat d'un joint de tablier.

Il faut vérifier si un système de drainage adéquat est prévu sur la route aux extrémités d'un pont.

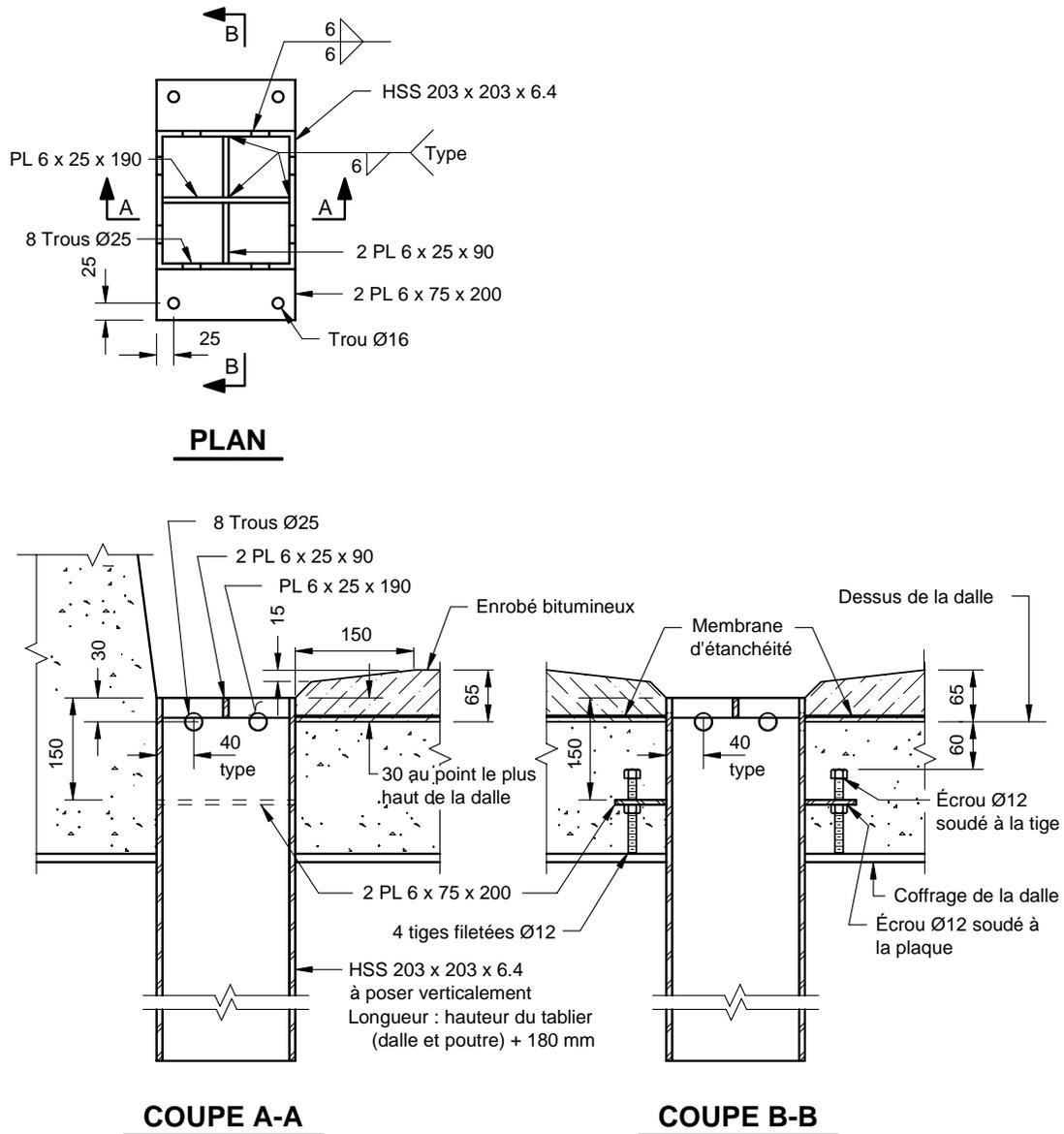
En dehors de ces situations, l'espacement des drains dépend des facteurs suivants :

- les conditions climatiques régionales;
- la géométrie de la chaussée: largeur, dévers et pentes longitudinale et transversale;
- la capacité de captation du caniveau aménagé le long de la chaussée;
- le rendement hydraulique du drain.

Compte tenu de ces facteurs, l'espacement des drains peut varier de 3 m à des dizaines de mètres.

Les dispositifs de drainage doivent être placés à une distance égale à la demi-hauteur de l'appui, en s'assurant d'avoir une distance minimale de 2 m des parements de l'appui d'une pile ou d'une culée. Ils ne doivent pas évacuer l'eau directement sur un remblai, une voie ferrée, une autoroute, etc.

Lorsque le tablier d'un pont construit dans la partie basse d'un profil de route épousant une courbe concave risque d'être inondé ou noyé, il faut alors prévoir une évacuation des eaux de crue en aménageant une ouverture dans le chasse-roue, la glissière ou le trottoir.



NOTES:

- Acier de construction:

Norme CAN/CSA-G40.21 nuance 300W galvanisé,
 Profilé HSS nuance 350W galvanisé.
 Tiges filetées et écrous galvanisés.

Figure 2.2-1
 Drain

2.2.4.3 Drain d'interface

Ce dispositif sert à drainer l'interface pavage/membrane aux abords de l'épaulement de béton d'un joint de tablier lorsque ce dernier est localisé au point bas du tablier.

Le nombre de drain à prévoir est fonction de la section transversale du tablier c'est-à-dire à chaque point bas de la dite section, en bordure du chasse-roue, du trottoir ou de la glissière.

La figure 2.2-2 « Drain d'interface » montre les détails de cet équipement ainsi que son emplacement. Il est essentiellement composé d'un tube pyramidal fermé à sa petite extrémité par une plaque perforée. Le drainage se fait librement à l'intérieur de la culée-galerie.

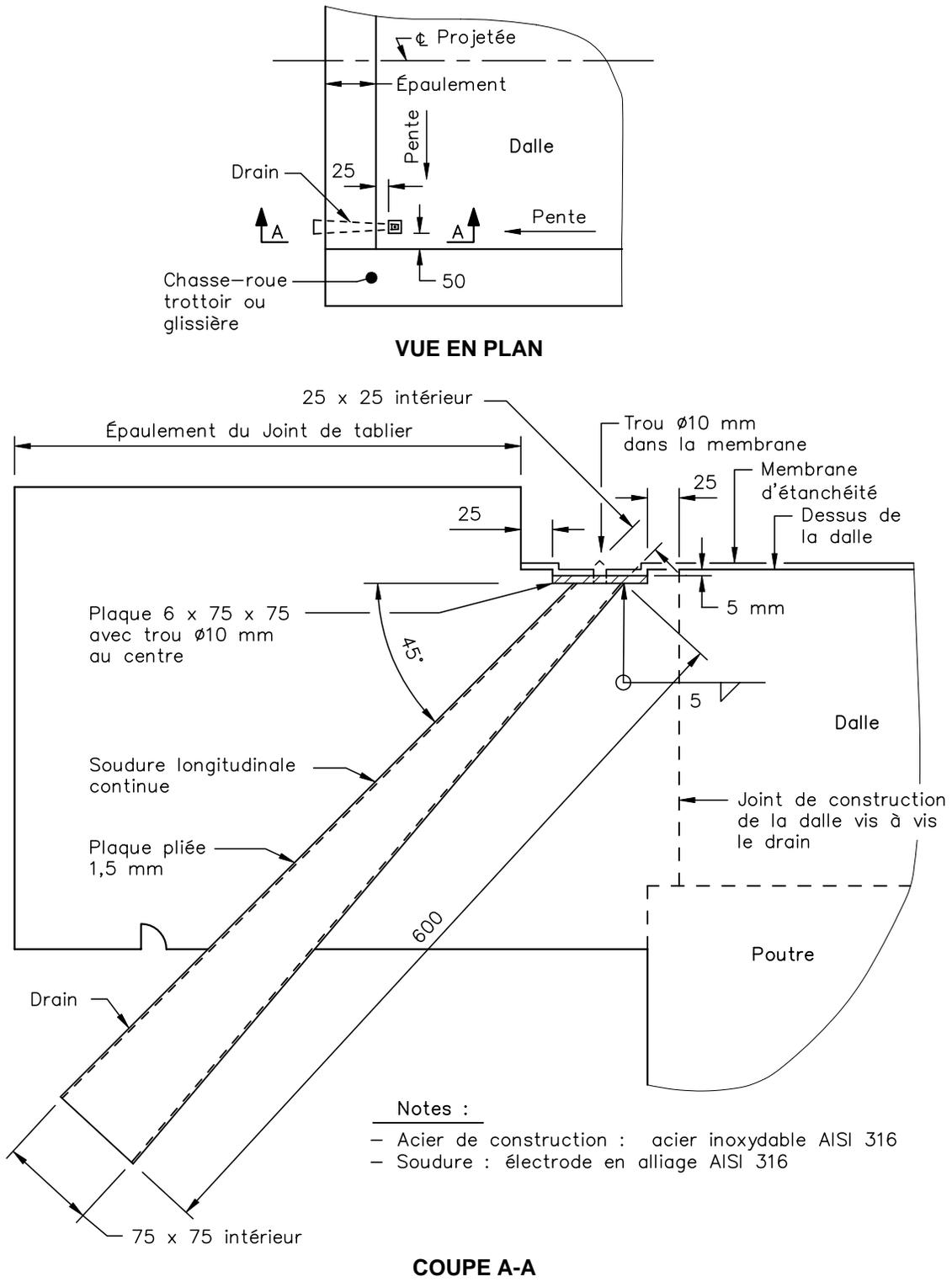


Figure 2.2-2
Drain d'interface

2.2.4.4 Tuyau de descente

Lorsque l'eau s'égouttant d'un dispositif de drainage ne peut s'écouler directement dans la rivière ou sur le terrain, elle doit être dirigée dans un conduit fermé ou tuyau de descente (voir la figure 2.2-3), ou canalisée dans un dalot. Les tuyaux de descente doivent être aménagés de manière rectiligne avec un minimum de changement de direction. L'eau doit ensuite être évacuée dans un système de drainage approprié aménagé au niveau de la route inférieure.

Le tuyau doit être facilement accessible de l'extérieur de la structure et être muni d'orifices pour faciliter le nettoyage à chaque changement important de direction. Il ne doit pas passer à l'intérieur d'une poutre, d'un chevêtre ou d'une colonne caisson ni être encastré dans le béton.

Le tuyau de descente peut être un tuyau de polyéthylène à haute densité dont le rapport du diamètre extérieur à l'épaisseur de la paroi (DR) égale 21 ou moins. Ce tuyau doit être conforme aux exigences de la norme ASTM F 714 « Standard Specification for Polyethylene (PE) Plastic Pipe (SDR-PR) Based on Outside Diameter » et de la norme NQ-3624-027 « Tuyaux et raccords en polyéthylène (PE) pour la conduite des liquides avec ou sans pression ».

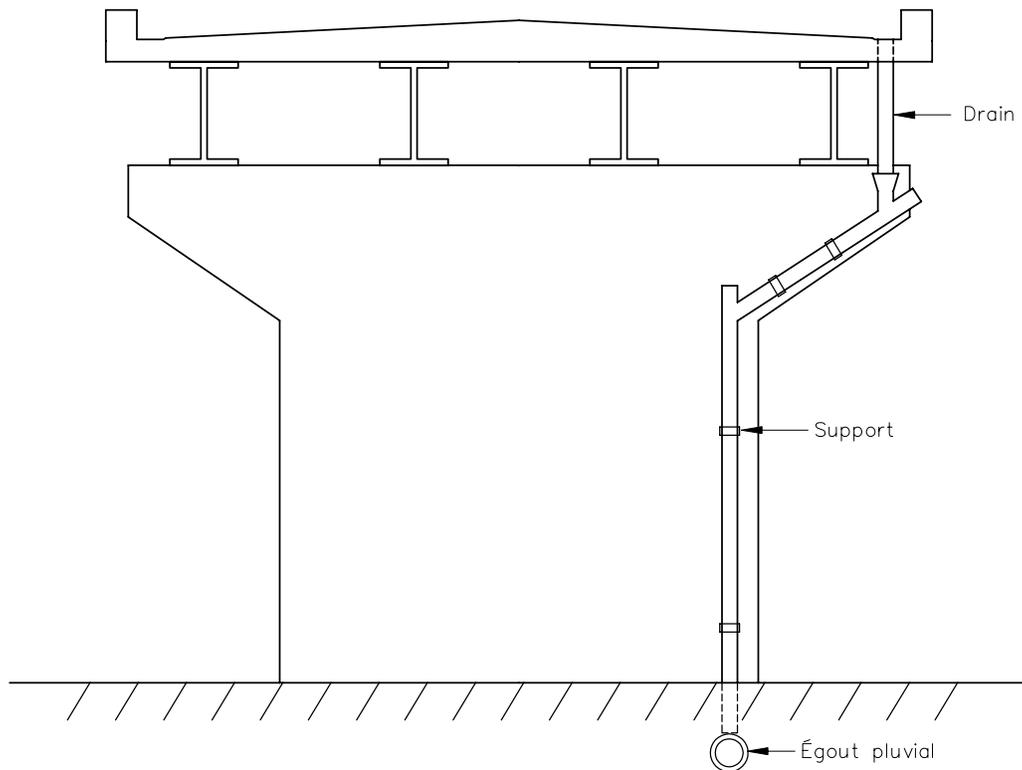


Figure 2.2-3
Tuyau de descente

2.2.5 Espace clos

Tout espace clos en acier ou en béton, comme l'intérieur d'une poutre-caisson, d'une pile ou d'un profilé creux doit être pourvu d'évents et de drains afin d'assurer une ventilation adéquate, de drainer les infiltrations d'eau et de diminuer les variations de température entre les surfaces.

Les événements sont placés aux bouts du caisson, en haut ou en bas, et à des points intermédiaires si nécessaire. Les drains, deux au minimum, sont placés aux points bas. Ces ouvertures sont grillagées pour empêcher les oiseaux d'accéder au caisson. Les drains peuvent servir d'évents.

L'aire totale des événements et drains mesure environ 1/1000 de la surface horizontale close.

Exemples :

- Caisson de 2,5 m de largeur x 20 m de longueur :

$$2500 \times 20000/1000 = 50000 \text{ mm}^2, \text{ soit } 2 \text{ drains } \phi 200 \text{ mm}$$

- Buse de 0,5 m de diamètre x 6 m de longueur :

$$500 \times 6000/1000 = 3000 \text{ mm}^2, \text{ soit } 2 \text{ drains } \phi 50 \text{ mm}$$

2.2.6 Drainage du remblai à l'arrière d'un mur

Pour égoutter le remblai et prévenir le développement d'une pression hydrostatique à l'arrière d'un mur ou d'une culée, il faut prévoir l'installation d'un système de drainage adéquat. Ce système comprend un drain placé le long de la face arrière du mur ou de la culée et raccordé au système de drainage de la route.

Le drain est un tuyau de tôle en acier galvanisée (TTOG) ou aluminisé (TTO al) ϕ 200 mm perforé et recouvert d'une membrane en géotextile.

CHAPITRE 3

CHARGES

TABLE DES MATIÈRES

3.1	GÉNÉRALITÉS	3-1
3.2	SURCHARGE ROUTIÈRE	3-1
3.2.1	Application	3-1
3.2.2	Efforts	3-2
3.2.3	Limite de la flèche due à la surcharge routière	3-6
3.3	SURCHARGES DE CONSTRUCTION	3-9
3.3.1	Généralités	3-9
3.3.2	Surcharges de construction durant le bétonnage de la dalle	3-10
3.3.3	Surcharges de construction pendant la cure du béton de la dalle	3-13
3.4	AUTRES CHARGES	3-13

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.3 Charges

3.1 GÉNÉRALITÉS

Le calcul des charges qui s'appliquent aux différents éléments d'un ouvrage d'art doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00.

3.2 SURCHARGE ROUTIÈRE

Le calcul des efforts causés par les surcharges routières sur un pont s'effectue au moyen du camion standard CL-625. Cette surcharge routière est définie et répartie conformément aux exigences de la norme CAN/CSA-S6-00.

La configuration du CL-625 (en charge et en dimension) englobe tous les types de véhicules pouvant circuler sur le réseau routier québécois sans nécessiter de permis spéciaux de circulation (charges légales).

3.2.1 Application

Le calcul des efforts longitudinaux pour une voie d'un pont routier s'effectue en plaçant la surcharge routière à l'intérieur d'une voie de calcul et dans la position produisant la sollicitation maximale.

On doit appliquer un coefficient de majoration dynamique (CMD) au camion CL-625 ou à toute partie du camion. Le CMD à appliquer au camion CL-625 est spécifique aux nombres d'essieux sollicitant l'effort maximal à une section donnée d'un élément analysé.

La surcharge de voie CL-625 est toujours exempte d'une majoration du CMD (autant sur la fraction de camion CL-625 que de la charge uniforme).

Pour les travées simples ayant des portées de 1 à 50 m, les tableaux 3.2-4 et 3.2-5 fournissent les différentes valeurs d'efforts tranchants (V) et de moments fléchissants (M) dues à la surcharge routière. Ces valeurs incluent la majoration dynamique en fonction du CMD indiqué pour chaque cas. Les indices C et V font référence respectivement au camion et à la surcharge de voie et la zone ombragée signifie que c'est la surcharge de voie qui produit l'effort maximal.

Considérant que le CMD est fonction du nombre d'essieux sollicitant l'effort maximal (V ou M), les valeurs des tableaux 3.2-4 et 3.2-5 ont été déterminées à partir de la configuration du tableau 3.2-1. Dans ce tableau, le retrait des essieux fait référence aux essieux du camion réduisant la sollicitation et qui ne doivent pas être pris en compte tel qu'exigé par la norme.

Tableau 3.2-1
Configuration du CL-625 VS le CMD

Essieux intéressés du CL-625					Retrait des essieux	CMD
50 kN	125 kN	125 kN	175 kN	150 kN		
	3,6 m	1,2 m	6,6 m	6,6 m		
X	X	X	X	X	Oui	0,25
X	X	X			Oui	0,30
			X	X	Non	0,30
		X	X	X	Non	0,30
			X		-	0,40

Pour les travées continues, le tracé des lignes d'influence des efforts tranchants et des moments fléchissants aide à localiser le camion CL-625 ou la surcharge de voie CL-625 pour calculer l'effort maximal. Il est important de rappeler qu'il ne faut placer qu'un seul camion par voie, quel que soit le nombre de travées continues que comprend le pont.

3.2.2 Efforts

3.2.2.1 Effort tranchant

L'effort tranchant maximal (V_c) dans une travée simple dû au camion CL-625 est calculé à l'aide des formules du tableau 3.2-2.

Tableau 3.2-2
Effort tranchant maximal

Portée (T) (m)	Essieux déterminants (kN)	Effort tranchant maximal (V_c) (kN)	CMD applicables
0 à 2,4375	175	175	0,4
2,4375 à 4,8	125, 125	250 - 150/T	0,3
4,8 à 9,8085	50, 125, 125	300 - 390/T	0,3
9,8085 à 14,4	125, 125, 175	425 - 1 515/T	0,25
14,4 à 36,6	125, 125, 175, 150	575 - 3 675/T	0,25
36,6 à 50	50, 125, 125, 175, 150	625 - 5 505/T	0,25

L'effort maximal dû à la surcharge de voie (V_v) est donné par l'équation suivante :

$$V_v = 0,8 V_c + \frac{9T}{2}$$

La surcharge à considérer pour le calcul des efforts tranchants est celle produisant l'effort maximal entre (V_c) majoré du CMD ou (V_v) exempt de toute majoration.

3.2.2.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant maximal d'un groupe de charges ponctuelles placées sur une travée simple se situe sous l'une de ces charges. Les moments sous chacune des charges se calculent en disposant le groupe de charges de façon à ce que la distance entre le centre de gravité des charges et le centre de la portée soit égale à la distance entre le centre de la portée et la charge ponctuelle sous laquelle on calcule le moment.

Le moment fléchissant maximal dû au camion (M_c), localisé à une distance « X » de l'appui gauche est calculé à l'aide des formules du tableau 3.2-3.

Tableau 3.2-3

Moment fléchissant maximal

Portée (T) (m)	Essieux déterminants (kN)	X (m)	Moment fléchissant maximal (M_c) (kN.m)	CMD applicables
0 à 4,554	<u>175</u>	T/2	43,75 T	0,4
4,554 à 7,434	125, <u>125</u>	T/2 + 0,3	(62,5 T ² - 75 T + 22,5)/T	0,3
7,434 à 14,2155	50, <u>125</u> , 125	T/2 + 0,05	(75 T ² - 165 T + 0,75)/T	0,3
14,2155 à 23,3035	175, <u>125</u> , 125, 150	T/2 + 0,805	(118,75 T ² - 772,5 T + 308)/T	0,25
23,3035 à 27,3	150, 175, <u>125</u> , 125, 50	T/2 + 2,196	(156,25 T ² - 1762,5 T + 3014)/T	0,25
27,3 à 49,0165	50, 125, 125, <u>175</u> , 150	T/2 + 1,104	(156,25 T ² - 1680 T + 761,76)/T	0,25
49,0165 à 50	Surcharge de voie			0

Les formules exactes pour calculer le moment maximal dû à la surcharge routière sont complexes; ce moment se situe tout près du centre de gravité de la travée. On commet une imprécision négligeable en additionnant les moments maximaux dus à la portion du camion et à la charge uniforme.

L'effort maximal dû à la surcharge de voie (M_v) est donné par l'équation suivante :

$$M_v = 0,8 M_c + \frac{9T^2}{8}$$

Tout comme pour l'effort tranchant, la surcharge à considérer pour le calcul du moment fléchissant est celle produisant l'effort maximal entre (M_c) majoré du CMD ou (M_v) exempt de toute majoration.

Tableau 3.2-4

Efforts tranchants dus à la surcharge routière CL-625

Portée (m)	V _c (kN)	V _v (kN)	V _{max} (kN)	CMD
1	175	145	245	0,4
2	175	149	245	0,4
3	200	174	260	0,3
4	213	188	276	0,3
5	222	200	289	0,3
6	235	215	306	0,3
7	244	227	318	0,3
8	251	237	327	0,3
9	257	246	334	0,3
10	274	264	342	0,25
11	287	279	359	0,25
12	299	293	373	0,25
13	308	305	386	0,25
14	317	316	396	0,25
15	330	332	413	0,25
16	345	348	432	0,25
17	359	364	449	0,25
18	371	378	464	0,25
19	382	391	477	0,25
20	391	403	489	0,25
21	400	415	500	0,25
22	408	425	510	0,25
23	415	436	519	0,25
24	422	446	527	0,25
25	428	455	535	0,25
26	434	464	542	0,25
27	439	473	549	0,25
28	444	481	555	0,25
29	448	489	560	0,25
30	453	497	566	0,25
31	456	505	571	0,25
32	460	512	575	0,25
33	464	519	580	0,25
34	467	527	584	0,25
35	470	534	588	0,25
36	473	540	591	0,25
37	476	547	595	0,25
38	480	555	600	0,25
39	484	563	605	0,25
40	487	570	609	0,25
41	491	577	613	0,25
42	494	584	617	0,25
43	497	591	621	0,25
44	500	598	625	0,25
45	503	605	628	0,25
46	505	611	632	0,25
47	508	618	635	0,25
48	510	624	638	0,25
49	513	631	641	0,25
50	515	637	644	0,25

Tableau 3.2-5

Moments fléchissants dus à la surcharge routière CL-625

Portée (m)	M _c (kN - m)	M _v (kN - m)	M _{max} (kN - m)	CMD
1	44	36	61	0,4
2	88	75	123	0,4
3	131	115	184	0,4
4	175	158	245	0,4
5	242	221	315	0,3
6	304	283	395	0,3
7	366	347	475	0,3
8	435	420	566	0,3
9	510	499	663	0,3
10	585	581	761	0,3
11	660	664	858	0,3
12	735	750	956	0,3
13	810	838	1053	0,3
14	885	929	1151	0,3
15	1029	1074	1287	0,25
16	1147	1202	1433	0,25
17	1264	1334	1580	0,25
18	1382	1467	1728	0,25
19	1500	1603	1875	0,25
20	1618	1741	2022	0,25
21	1736	1882	2170	0,25
22	1854	2025	2318	0,25
23	1972	2170	2465	0,25
24	2113	2317	2641	0,25
25	2264	2493	2830	0,25
26	2416	2672	3020	0,25
27	2568	2853	3210	0,25
28	2722	3054	3403	0,25
29	2878	3243	3597	0,25
30	3033	3433	3791	0,25
31	3188	3626	3985	0,25
32	3344	3822	4180	0,25
33	3499	4019	4374	0,25
34	3655	4219	4569	0,25
35	3811	4421	4763	0,25
36	3966	4625	4958	0,25
37	4122	4832	5152	0,25
38	4278	5041	5347	0,25
39	4433	5252	5542	0,25
40	4589	5466	5736	0,25
41	4745	5682	5931	0,25
42	4901	5900	6126	0,25
43	5056	6120	6321	0,25
44	5212	6342	6515	0,25
45	5368	6567	6710	0,25
46	5524	6794	6905	0,25
47	5680	7024	7100	0,25
48	5836	7255	7295	0,25
49	5992	7489	7490	0,25
50	6148	7725	7725	0,25

3.2.3 Limite de la flèche due à la surcharge routière

3.2.3.1 Généralités

La limite de la flèche due à la surcharge routière est obtenue à partir de la figure 3.4.4 de la norme CAN/CSA-S6-00 qui est fonction de l'utilisation du pont (sans trottoir ou avec trottoir avec circulation piétonnière occasionnelle ou fréquente) et de la première fréquence de vibration du pont.

Cette limite ne doit cependant pas être inférieure à $L/800$ pour les ponts sans trottoir ou à $L/1000$ pour les autres et où L représente la longueur de la travée considérée.

3.2.3.2 Première fréquence de vibration

La première fréquence de vibration peut être calculée selon une des méthodes simplifiées ou selon une méthode exacte.

3.2.3.3 Méthodes simplifiées

Pour un pont de largeur uniforme, dont la longueur est supérieure à la largeur et le biais inférieur à 20° , il est établi que la première fréquence de vibration peut être estimée en idéalisant le tablier pour l'assimiler à une poutre de section constante. Les procédures simplifiées pour le calcul de la première fréquence de vibration sont les suivantes.

A) Poutres simplement appuyées

La première fréquence de vibration (F_{1s}) d'une poutre simplement appuyée de moment d'inertie constant et de masse constante est donnée par l'équation suivante :

$$F_{1s} = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

où

L : portée, en m;

E : module d'élasticité équivalent de la poutre, en N/m^2 ;

I : moment d'inertie équivalent de la poutre, en m^4 ;

m : masse linéaire totale se rapportant à la poutre, en kg/m .

ou plus simplement

$$F_{1s} = \frac{17,753}{\sqrt{\Delta}}$$

où Δ est la flèche maximale sous la charge morte totale, en mm.

B) Poutres continues d'inertie constante

La première fréquence de vibration (F_{1c}) d'une poutre continue symétrique par rapport à son axe longitudinal et ayant une inertie et une masse constante peut être obtenue par l'équation suivante :

$$F_{1c} = K_1 F_{1s}$$

où F_{1s} est la première fréquence de vibration de la portée la plus longue en la considérant simplement appuyée et K_1 est un facteur de correction qui dépend du nombre de portées et de leurs rapports de longueurs et est tiré de la figure 3.2-1 pour les poutres à 2, 3 ou 4 portées et de la figure 3.2-2 pour les poutres à 5 portées.

C) Autres poutres

Pour les poutres simplement appuyées ou continues, d'inertie ou de masse variable, la méthode de Rayleigh-Ritz peut être utilisée. Cette méthode consiste à charger la poutre avec la charge morte totale s'y rapportant, dans le sens de la déformée du premier mode de vibration. On comptabilise par la suite les déplacements de la poutre en plusieurs points (normalement 10 par travée) et on détermine la première fréquence de vibration (F_1) à l'aide de l'équation suivante :

$$F_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum (m_i |\Delta_i|)}{\sum (m_i \Delta_i^2)}}$$

où

g : accélération gravitationnelle, en m/sec²;

m_i : masse se rapportant au point i , en kg;

Δ_i : déplacement du point i , en m.

3.5.2.2 Méthode exacte

Dans le cas où les hypothèses pour l'utilisation des méthodes simplifiées ne peuvent être respectées, une analyse modale tridimensionnelle est nécessaire pour déterminer la première fréquence de vibration.

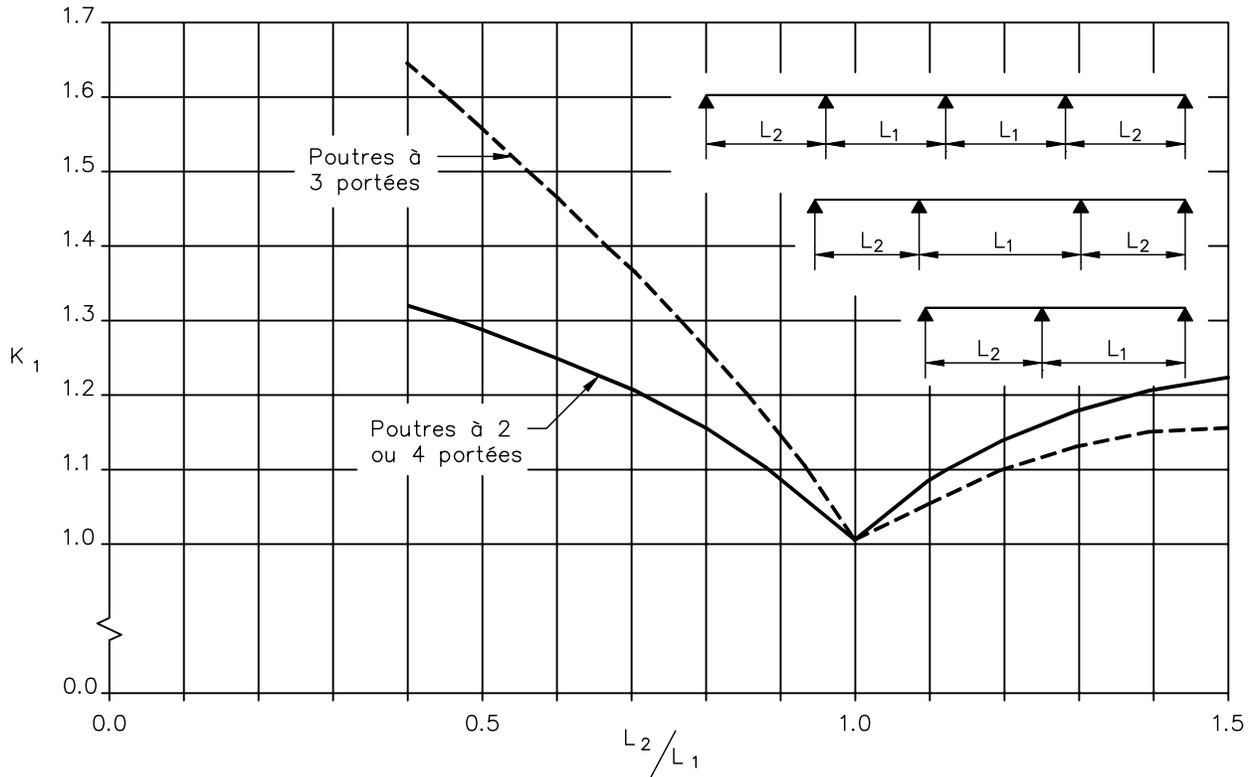


Figure 3.2-1
Facteur de correction K_1 pour les poutres à 2, 3 et 4 portées

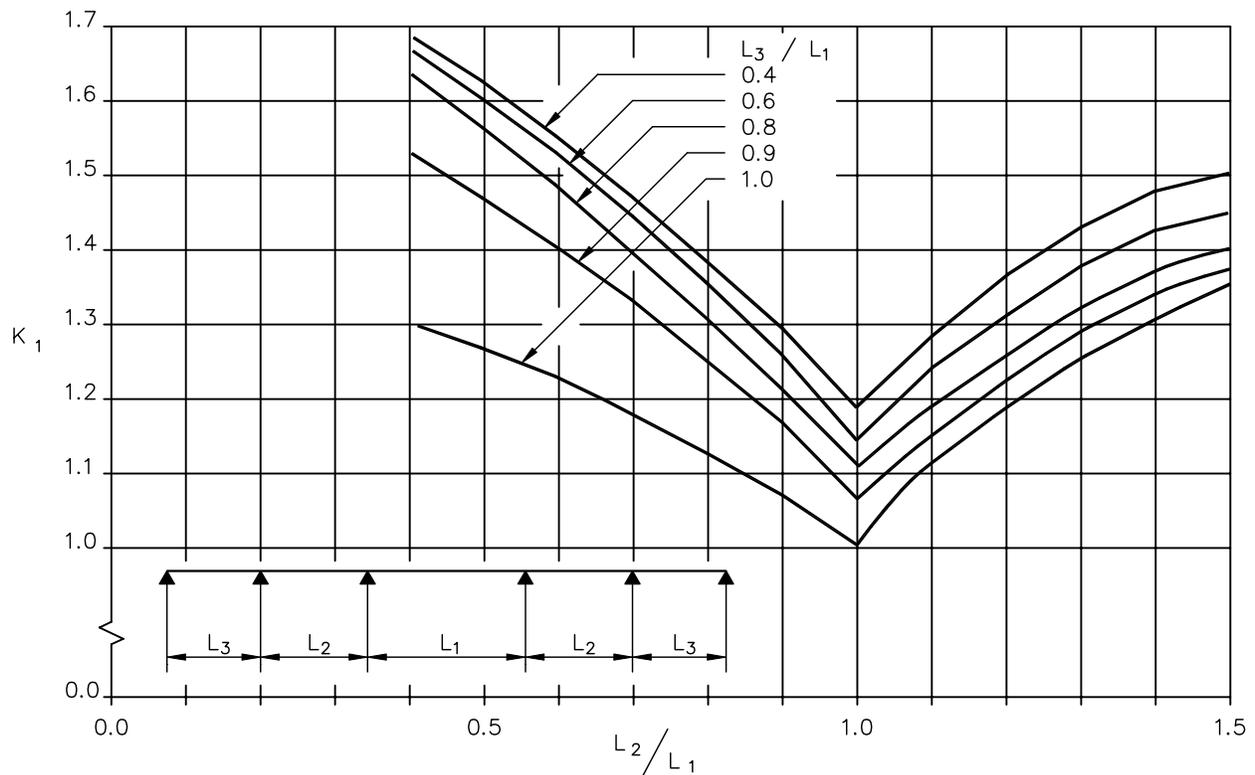


Figure 3.2-2
Facteur de correction K1 pour les poutres à 5 portées

3.3 SURCHARGES DE CONSTRUCTION

3.3.1 Généralités

Le calcul des efforts causés par les surcharges de construction présentées dans cette section est un complément à l'article 3.16 « Surcharges de construction et surcharges sur les ouvrages temporaires » de la norme CAN/CSA-S6-00.

Cette section traite particulièrement des surcharges de construction relatives au finisseur à béton automoteur de marque « Gomaco modèle C-450 », des plates-formes de travail requises pour la finition et la cure du béton ainsi que des passerelles d'accès disposées le long des poutres de rive pour des tabliers d'une largeur pouvant atteindre 20 mètres. Toutes les charges indiquées sont en service et doivent être pondérées conformément au chapitre 3 de la norme CAN/CSA-S6-00. Ces charges sont définies selon les caractéristiques mentionnées pour chacun des équipements.

3.3.2 Surcharges de construction durant le bétonnage de la dalle

3.3.2.1 Caractéristiques du finisseur à béton automoteur

- Marque : Gomaco
- Modèle : C-450
- Largeur hors tout : 20 mètres
- Appui par extrémité :
 - deux pattes de levage équipées de deux roues chacune
 - distance au centre des deux pattes de levage : 2120 mm
- Charge maximale par extrémité, incluant l'opérateur et le module mobile : 32 kN
- Charge maximale par extrémité par patte de levage, incluant l'opérateur et le module mobile : 16 kN

3.3.2.2 Caractéristiques d'une plate-forme de travail

Des plates-formes de travail sont requises pour la finition et la cure du béton qui sont faites au fur et à mesure de la mise en place du béton de la dalle, tel que décrit à la section 3.3.2.4. Chaque plate-forme de travail possède les caractéristiques suivantes :

- Dimensions minimales hors tout : 0,6 m x 20 m
- Déplacement manuel
- Charge minimale par extrémité : poids de la plate-forme incluant quatre travailleurs de 90 kg également répartie sur la plate-forme : 10 kN

3.3.2.3 Passerelles d'accès de chaque côté du tablier

Une passerelle d'accès disposée le long des poutres de rive de chaque côté du tablier, telle qu'indiquée à la figure 3.3-1, est requise pour les travaux relatifs à la construction de la dalle.

- Largeur minimale hors tout de chaque passerelle : 800 mm
- Poids propre minimal d'une passerelle : 0.72 kPa
- Surcharge minimale due aux travailleurs et aux équipements, par passerelle : 0.72 kPa

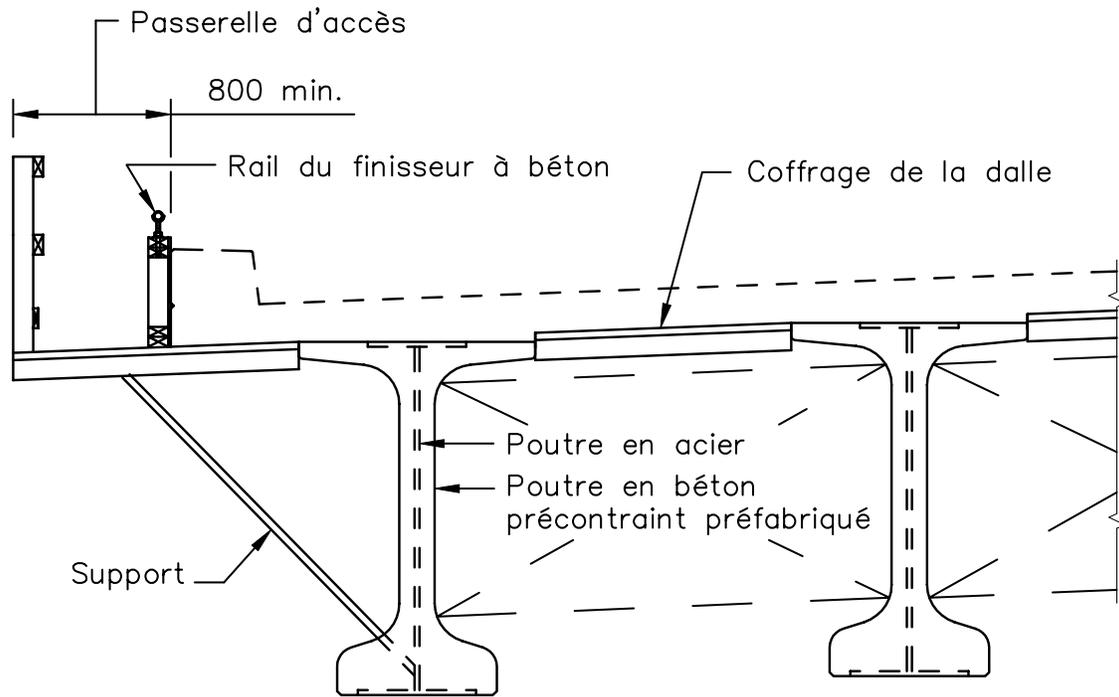


Figure 3.3-1
Passerelle d'accès

3.3.2.4 Application des charges mobiles de construction

Les travaux de bétonnage de la dalle du tablier nécessitent 2 plates-formes de travail qui suivent le finisseur automoteur, tel qu'indiqué à la figure 3.3-2, afin de procéder à la finition et à la cure du béton. Le train de charges mobiles minimales par extrémité proposé à la figure 3.3-3 regroupe le finisseur à béton automoteur et les plates-formes de travail.

En fonction des phases de bétonnage, le train de charges mobiles doit être positionné à l'endroit qui produit la sollicitation maximale pour la section à l'étude.

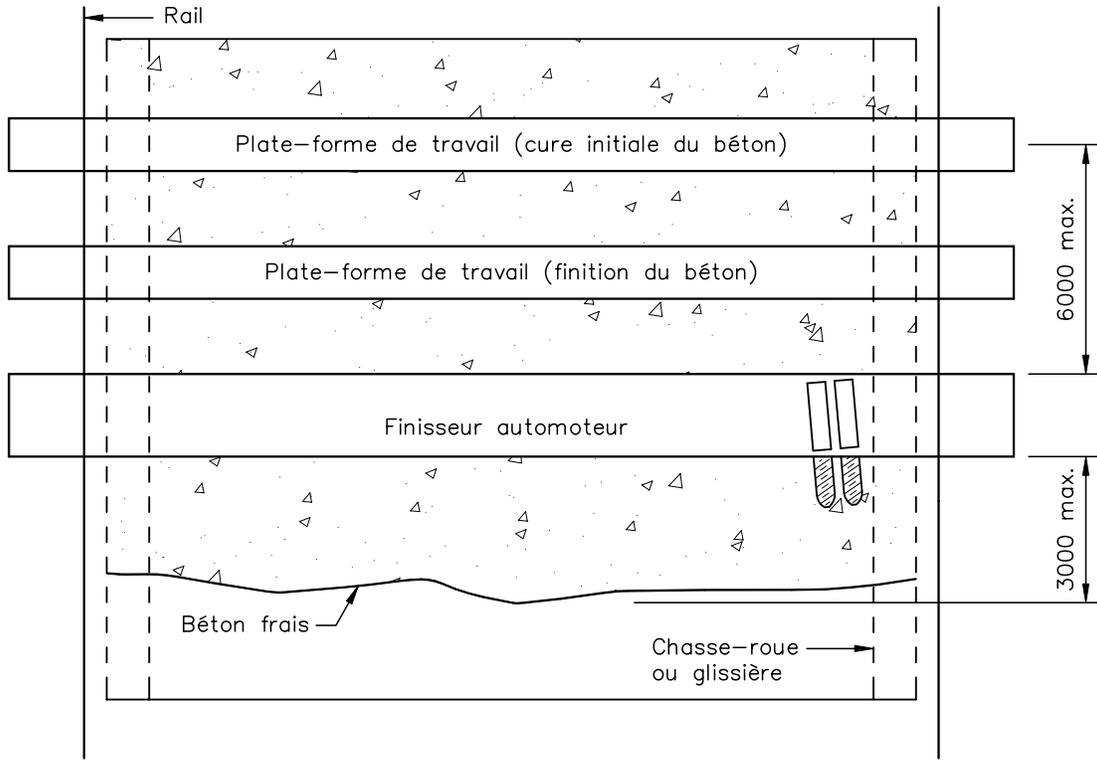


Figure 3.3-2
Disposition du finisseur automoteur et des plates-formes de travail

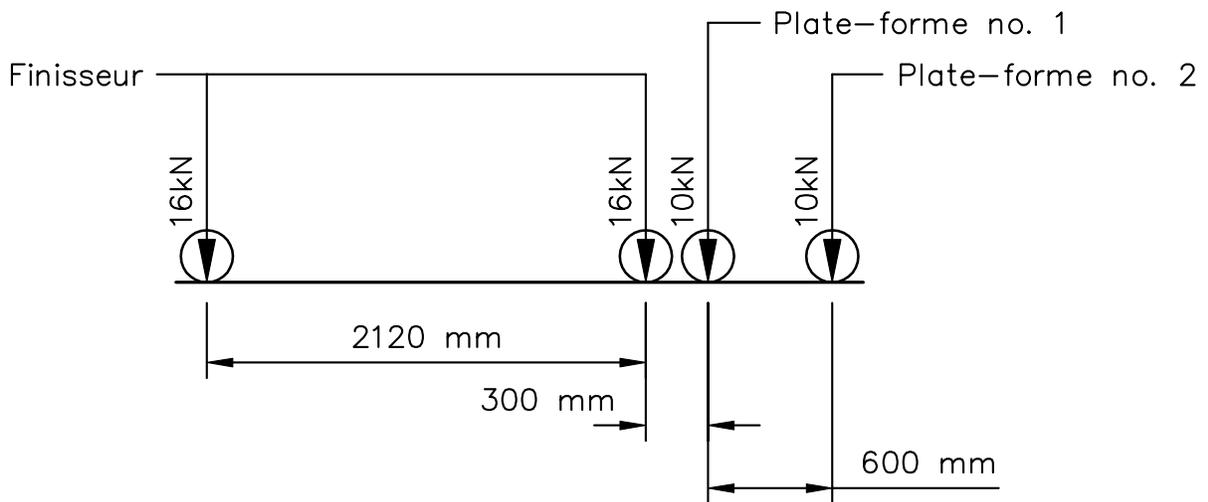


Figure 3.3-3
Train de charges mobiles minimales par extrémité
 (Finisseur automoteur et plates-formes de travail)

3.3.3 Surcharges de construction pendant la cure du béton de la dalle

Dans cette phase des travaux, l'analyse des efforts doit inclure une surcharge de construction minimale équivalente à deux plates-formes de travail telles que définies à la section 3.3.2.2, pour les travaux relatifs à la cure du béton. La charge mobile minimale par extrémité proposée correspond à une charge ponctuelle de 20 kN positionnée à l'endroit qui produit la sollicitation maximale pour la section à l'étude. Les efforts causés par cette charge mobile ponctuelle de 20 kN, ne doivent pas être inférieurs aux efforts que produirait une surcharge de construction de 0.5 kPa sur toute la surface de la dalle, appliquée de manière à obtenir la sollicitation maximale pour la section à l'étude.

Les efforts relatifs aux passerelles d'accès doivent également s'ajouter aux efforts causés par les plates-formes de travail.

3.4 AUTRES CHARGES

Les autres charges, leur combinaison ainsi que leur pondération à considérer dans la conception d'une structure sont regroupés dans le tableau 3.5.1 a) de la norme CAN/CSA-S6-00.

CHAPITRE 4

CALCUL PARASISMIQUE

TABLE DES MATIÈRES

4.1	GÉNÉRALITÉS	4-1
4.2	CATÉGORIE D'IMPORTANCE	4-1
4.3	PONTS À TRAVÉE SIMPLE	4-2
4.4	REPLACEMENT DE TABLIER	4-2
4.5	POUSSÉES DE SOL	4-3

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.4 Calcul parasismique

4.1 GÉNÉRALITÉS

Le calcul parasismique des différents éléments d'un ouvrage doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Une analyse préliminaire relative aux impacts des exigences parasismiques est recommandée afin d'en évaluer l'envergure dès le départ du projet. Dans certains cas, cette analyse pourrait amener le concepteur à privilégier un ouvrage avec un tablier plus léger (poutres en acier vs poutres en béton).

Cette analyse peut également orienter le concepteur quant à la localisation des unités fixes puisque selon le cas, il peut être avantageux de profiter de la possibilité de créer une rotule plastique dans les éléments de fondation. Les culées étant par défaut très massives, donc non ductiles, cette possibilité est plus facilement réalisable aux piles qui sont plus élancées. Cette orientation peut occasionner la nécessité de prévoir un joint de tablier additionnel. La rotule plastique devrait être localisée au-dessus des fondations, les semelles et les pieux étant des éléments à capacité protégée. Il n'est cependant pas requis de dimensionner ces éléments pour des efforts supérieurs à ceux développant la rotule plastique dans le fût et en tenant compte des spécifications de l'article 4.4.10 du code.

Pour les fûts, on doit utiliser la valeur de « R » indiquée au tableau 4.4.8.1 du code. Dans ce tableau, la traduction faite de l'expression « pile-bent » par « ossature sur pieux » peut porter à confusion. La notion d'ossature sur pieux présentée ici fait référence à des systèmes des poteaux multiples enfoncés dans le sol avec une poutre chevêtre en tête.

4.2 CATÉGORIE D'IMPORTANCE

Aux fins de calcul parasismique, les définitions suivantes s'appliquent pour établir la catégorie d'importance de l'ouvrage :

Ponts de secours

Les ponts de secours font généralement partie de routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après le séisme de calcul.

À moins d'indication contraire de la Direction des structures, les ponts de secours sont ceux situés sur le réseau stratégique en soutien au commerce extérieur.

Ponts d'urgence

Les ponts d'urgence font généralement partie des routes qui devraient à tout le moins être ouvertes aux véhicules d'urgence et aux fins de la sécurité et de la défense immédiatement après le séisme de calcul ou des ponts qui sont au-dessus des routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après le séisme de calcul.

À moins d'indication contraire de la Direction des structures, les ponts d'urgence sont ceux qui font partie ou passent au-dessus du réseau stratégique de transports et qui ne sont pas déjà classés dans la catégorie « ponts de secours ».

La catégorie d'importance doit être indiquée au plan d'ensemble des ponts à travées multiples.

4.3 PONTS À TRAVÉE SIMPLE

Pour le calcul des culées, tel que spécifié dans la norme « AASHTO LRFD Bridge Design Specifications » de l'AASHTO, la définition des ponts à travée simple à l'article 4.4.5.2 du code inclut les culées. Il n'est donc pas requis de faire une analyse parasismique de celles-ci pour ces types de pont. Comme le précise également cet article, pour ce type de pont, seuls les diaphragmes d'extrémité et les systèmes de retenue du tablier aux unités de fondation doivent faire l'objet d'une telle analyse en considérant les exigences de l'article 4.4.10.

4.4 REMPLACEMENT DE TABLIER

Pour les projets de remplacement de tablier de ponts existants, peu importe le nombre de travée, l'analyse parasismique est limitée aux diaphragmes d'extrémité et aux systèmes de retenue du tablier aux unités de fondation. Cette analyse se fait, encore là, suivant les exigences relatives aux ponts à travée simple de l'article 4.4.10 du code.

Par contre, lorsque l'on modifie la fixité de la structure, il faut s'assurer de ne pas l'affaiblir du point de vue sismique, par rapport aux conditions qui prévalaient avant la réfection. À cet effet, il est entre autres recommandé que la masse du nouveau tablier soit inférieure à celle du tablier existant.

Dans le cas des ponts qui seraient classés « pont de secours » ou « pont d'urgence », une analyse de faisabilité et des coûts inhérents à la mise aux normes du volet parasismique doit être effectuée afin d'établir, avec la Direction des structures, le type d'intervention à prévoir.

4.5 POUSSÉES DE SOL

Pour les culées des ponts à travées multiples, le calcul de la poussée de sol relative aux effets sismiques peut se faire en utilisant la méthode « Mononobe-Okabe ». Le commentaire du code, à l'article C4.6.4, donne l'équation permettant de calculer la valeur d'un coefficient de poussée combinant les poussées active et sismique « K_{AE} », lequel peut également être déterminé à l'aide de la figure C4.6.4 (b). Dans cette figure on peut utiliser une valeur de 34° pour l'angle de friction interne du sol ϕ . De plus, toujours suivant la norme AASHTO, il n'est pas requis de tenir compte de l'effet sismique sur la masse des culées, celles-ci étant considérées non retenues au sommet.

CHAPITRE 5

MÉTHODES D'ANALYSE

TABLE DES MATIÈRES

5.1	GÉNÉRALITÉS	5-1
5.2	MÉTHODE STATIQUE	5-1
5.3	MÉTHODE SIMPLIFIÉE	5-3
5.4	MÉTHODE RAFFINÉE	5-18

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.5 Méthodes d'analyse

5.1 GÉNÉRALITÉS

La surcharge routière décrite au chapitre 3 doit être répartie transversalement sur le tablier d'un pont. Cette surcharge occupe une largeur de trois mètres sur chacune des voies de la chaussée et la largeur de ces voies de circulation dépend de la largeur de la voie carrossable du pont (article 3.8.2 de la norme CAN/CSA-S6-00). La possibilité que plus d'une voie de circulation puissent, au même moment, produire les efforts maximaux sur la structure est prise en compte par l'application d'un facteur de modification des charges R_L (tableau 3.8.4.2 de la norme CAN/CSA-S6-00).

Aux fins de calcul à l'état limite ultime et à l'état limite d'utilisation (combinaison n° 1), la surcharge routière doit être placée à l'intérieur de chaque voie de calcul de façon à produire la sollicitation maximale.

Aux fins de calcul à l'état limite de fatigue et à l'état limite d'utilisation (combinaison n° 2) pour la flèche de la membrure, la surcharge routière est fixée à un seul camion placé au centre d'une voie de circulation. La surcharge de voie ne doit pas être prise en compte.

La répartition transversale des surcharges sur le tablier dépend du système structural (type d'ossature), du platelage et de la méthode d'analyse utilisée.

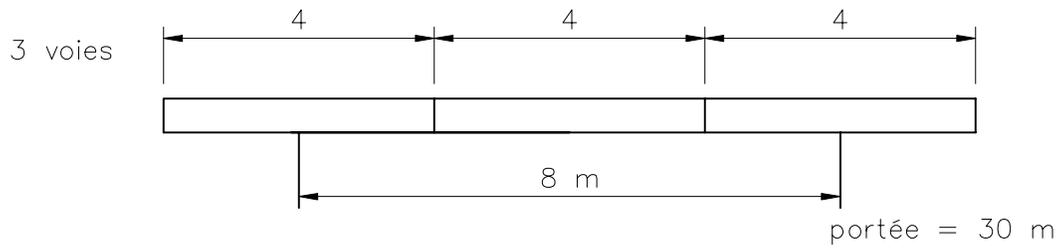
Trois méthodes d'analyse distinctes peuvent être utilisées dans les limites que chacune impose, selon le niveau de complexité de la structure à analyser :

- méthode statique;
- méthode simplifiée;
- méthode raffinée.

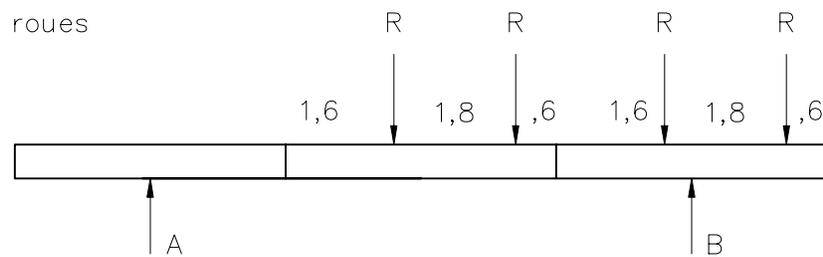
5.2 MÉTHODE STATIQUE

Si la structure à analyser n'est composée que de deux membrures principales, la méthode basée sur une simple analyse statique qui considère la dalle comme une membrure formée d'éléments simplement appuyés sur les poutres doit être utilisée.

L'exemple 1 présente l'application de cette méthode.



2 voies chargées



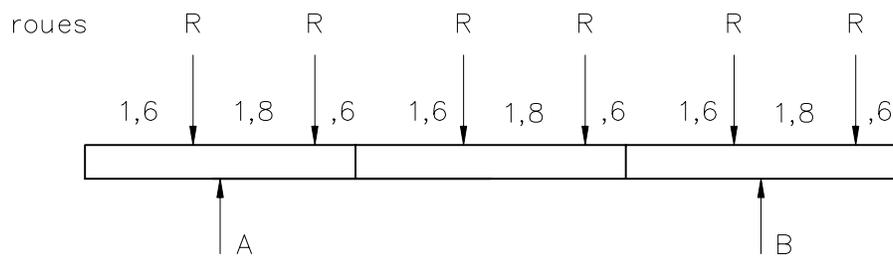
$$\Sigma M_A = 8 B + (-3,6 - 5,4 - 7,6 - 9,4) R = 0$$

$$B = 3,250 R$$

$$B = 1,625 \text{ voie}$$

$$B \text{ réduit} = 1,625 * 0,90 = 1,4625 \text{ voie/poutre}$$

3 voies chargées



$$\Sigma M_A = 8 B + (0,4 - 1,4 - 3,6 - 5,4 - 7,6 - 9,4) R = 0$$

$$B = 3,375 R$$

$$B = 1,6875 \text{ voie}$$

$$B \text{ réduit} = 1,6875 * 0,80 = 1,35 \text{ voie/poutre}$$

Exemple 1
Tablier à deux poutres maîtresses

5.3 MÉTHODE SIMPLIFIÉE

Si la structure à analyser est composée d'au moins trois poutres longitudinales ou constituée d'une dalle épaisse, la méthode simplifiée utilise les formules empiriques décrites aux articles 5.7.1.2 à 5.7.1.5 de la norme CAN/CSA-S6-00.

Ces formules sont valables pour les dalles et les poutres respectant les critères limites des articles 5.6.1.1 et 5.7.1.1 de la même norme.

On y mentionne notamment que la partie de la dalle en porte-à-faux doit être inférieure à 60% de l'espacement des poutres et que le biais de la structure doit respecter les exigences suivantes :

Pont à dalle sur poutre : Biais $\leq \arctg (L/18S)$

Pont à dalle épaisse : Biais $\leq \arctg (L/6B)$

où L est la portée du pont,
S est l'espacement des poutres,
B est la largeur totale du pont, par rapport à
B_e qui est la largeur effective du pont.

L'ingénieur doit vérifier la répartition transversale sur les poutres ou segments de dalle intérieurs et extérieurs. Selon son jugement, il pourra appliquer à l'ensemble des poutres ou segments de dalle la répartition la plus élevée (critique). À noter que le calcul de la répartition transversale pour les moments fléchissants est différent de celui pour les efforts tranchants.

La répartition transversale des surcharges fait intervenir la notion de répartition dite moyenne sur les poutres (nR_L/N) ou sur les segments de dalle (nR_L/B_e), pondérée par un facteur d'amplification F_m ou F_v qui tient compte de la variation transversale de l'intensité moyenne de l'effort considéré et qui est fonction de la portée du pont (L), de l'espacement des poutres (S), du nombre de poutres (N), de la largeur totale du pont (B), de la condition poutre ou segment de dalle intérieur ou extérieur, du type de platelage et du nombre de voies (n) pouvant être chargées.

Pour les ponts à dalle sur poutre, dans le calcul de la répartition transversale pour les moments fléchissants, le coefficient F déterminé à l'aide du tableau A.5.7.1.2.1 de la norme doit être réduit à 0,952 F si la partie de la dalle en porte-à-faux est supérieure à 0,5S tout en étant inférieure à 0,6S. De même, pour le calcul de la répartition transversale pour les efforts tranchants, le coefficient F doit être réduit à $(S/2)^{.25} F$ lorsque l'espacement des poutres est inférieur à 2,0 m.

Lorsque l'ingénieur doit analyser un pont à travées continues, il peut utiliser la méthode simplifiée en affectant une distribution transversale différente pour les moments positifs

et les moments négatifs. Aux fins de calcul de F, les zones de moments négatifs et positifs sont illustrées sur la figure 5.3-1.

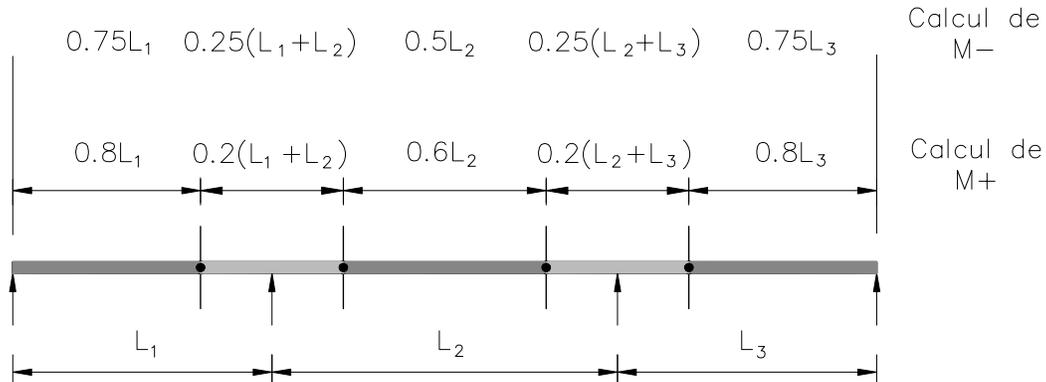


Figure 5.3-1
Points d'inflexion assumés sous charges permanentes

La valeur assumée de L ne peut jamais être inférieure à 3,0 m.

Les exemples suivants présentent l'application de cette méthode.



Exemple 2 Pont à dalle pleine

Exemple de calcul de la répartition transversale sur une dalle pleine.

Données : Portée 12,0 m : $M_{\max} = 956 \text{ kN-m}$
 $V_{\max} = 373 \text{ kN-m}$
 Nombre de voies : $n = 2 : R_L = 0,9$
 $n = 3 : R_L = 0,8$
 Largeur du tablier : $B = B_e = 12,3 \text{ m}$

Moment fléchissant pour les états limites ultimes

$M = FE \cdot M_{\max}$ où M est exprimé en kN-m/m

$$\text{Facteur d'essieux : } FE = F_m \cdot \frac{n \cdot R_L}{B_e}$$

Facteur d'amplification : F_m

$$F_m = \frac{B}{F \cdot \left[1 + \frac{\mu \cdot C_f}{100} \right]} \geq 1,05 \quad \text{où } F \text{ et } C_f \text{ sont déterminés à l'aide du tableau A.5.7.1.2.1 de la norme}$$

Pour $n = 2$ voies :

Pour un segment de dalle intérieure :

$$F = 7,3 - (3/L) = 7,3 - 3/12 = 7,05$$

Pour un segment de dalle extérieure :

$$F = 7,1$$

$$C_f = 20 - 40/L = 20 - 40/12 = 16,67 \%$$

$$\mu = \frac{W_e - 3,3}{0,6} = \frac{11,4/2 - 3,3}{0,6} = 4 \leq 1$$

$$\mu = 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{12,3}{7,05 \cdot \left[1 + \frac{16,67}{100} \right]} = 1,5 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = 1,48$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

$$F_m = 1,5$$

$$\text{Donc } M = 1,5 \times \frac{2 \times 0,9}{12,3} \times 956$$

$$M = 0,22 \times 956 = 210 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,22$$

Pour n = 3 voies :

Pour un segment de dalle intérieur ou extérieur :

$$F = 10,8 - 8/L = 10,8 - 8/12 = 10,13$$

$$C_f = 16 - 30/L = 16 - 30/12 = 13,5 \%$$

$$\mu = \frac{We - 3,3}{0,6} = \frac{11,4/3 - 3,3}{0,6} = 0,83 \leq 1$$

$$\mu = 0,83$$

$$F_m = \frac{12,3}{10,13 \cdot \left[1 + \frac{0,83 \cdot 13,5}{100} \right]}$$

$$\text{Donc } M = 1,09 \times \frac{3 \times 0,8}{12,3} \times 956$$

$$M = 0,213 \times 956 = 204 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,213$$

Résumé :

$$M = 210 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,22$$

Effort tranchant pour les états limites ultimes

$$V = FE \cdot V_{\max}$$

$$FE = F_v \cdot \frac{n \cdot R_L}{B_e}$$

F_v = Facteur d'amplification

$F_v = \frac{B}{F} \geq 1,05$ où F est déterminé à l'aide du tableau 5.7.1.4.1 de la norme

Pour n = 2 voies :

$$F = 4,2 + 0,66 \cdot \sqrt{L}$$

$$F = 4,2 + 0,66 \cdot \sqrt{12} = 6,49$$

$$FE = \frac{2 \cdot 0,9}{6,49} = 0,277$$

Donc $V = 0,277 \times 373 = 104 \text{ kN/m}$

Pour n = 3 voies :

$$F = 5,6 + 1,05 \cdot \sqrt{L}$$

$$F = 5,6 + 1,05 \cdot \sqrt{12} = 9,24$$

$$FE = \frac{3 \cdot 0,8}{9,24} = 0,26$$

Donc $V = 0,260 \times 373 = 97 \text{ kN/m}$

Résumé :

$$V = 104 \text{ kN/m}$$

Moment fléchissant pour les états limites de fatigue et pour la flèche

$$M = FE \cdot M_{\max}$$

$$FE = \frac{F_m}{B_e}$$

$$F_m = \frac{B}{F \cdot \left[1 + \frac{\mu \cdot C_f}{100} \right]} \geq 1,05$$

Pour n = 2 voies :

$$F_{\text{int}} = 6,4 - 2/L = 6,4 - 2/12 = 6,23$$

$$F_{\text{ext}} = 7 - 8/L = 7 - 8/12 = 6,33$$

$$C_f = 16 - 36/L = 16 - 36/12 = 13 \%$$

$$\mu = 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{12,3}{6,23 \cdot \left[1 + \frac{13}{100} \right]} = 1,75 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{12,3}{6,33 \cdot \left[1 + \frac{13}{100} \right]} = 1,72 \geq 1,05$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

$$F_m = 1,75$$

$$M = 1,75 \times \frac{956}{12,3}$$

$$FE = 0,142$$

$$M = 0,142 \times 956 = 136 \text{ kN-m/m}$$

Pour n = 3 voies :

$$F_{\text{int}} = 9,8 - 29/L = 9,8 - 29/12 = 7,38$$

$$F_{\text{ext}} = 9,6 - 33/L = 9,6 - 33/12 = 6,85$$

$$C_{f \text{ int}} = 12 - 36/L = 12 - 36/12 = 9 \%$$

$$C_{f \text{ ext}} = 16 - 36/L = 16 - 36/12 = 13 \%$$

$$\mu = 0,83$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{12,3}{7,38 \cdot \left[1 + \frac{0,83 \cdot 9}{100} \right]} = 1,55 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{12,3}{6,85 \cdot \left[1 + \frac{0,83 \cdot 13}{100} \right]} = 1,62 \geq 1,05$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

$$F_m = 1,62$$

$$M = 1,62 \times \frac{956}{12,3}$$

$$FE = 0,132$$

$$M = 0,132 \times 956 = 126 \text{ kN-m/m}$$

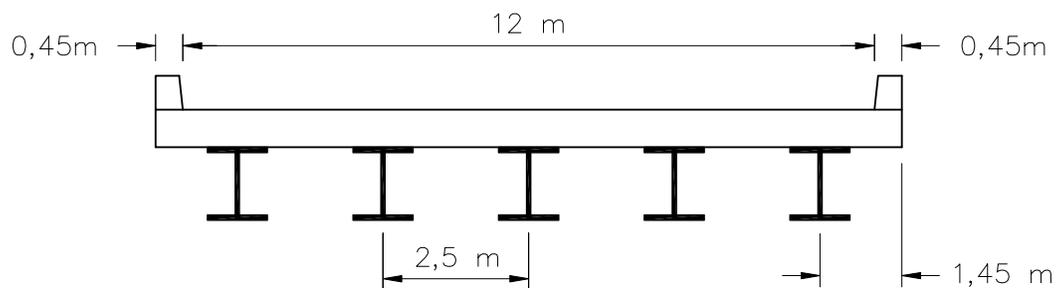
Résumé :

$$M = 136 \text{ kN-m/m}$$

$$FE = 0,142$$

Tableau résumé de présentation des facteurs d'essieux de l'exemple 2

	Moment fléchissant	Effort tranchant
États limites ultimes	0,22	0,278
États limites de fatigue et flèche	0,142	0,210



Exemple 3 Pont à dalles sur poutres

Données :

Portée 24 m : $M_{\max} = 2641 \text{ kN-m}$
 $V_{\max} = 527 \text{ kN}$

Largeur de voie carrossable : $W_c = 12 \text{ m}$

Nombre de voies : $n = 2 : R_L = 0,9$
 $n = 3 : R_L = 0,8$

Espacement des poutres : $S = 2,5 \text{ m}$

Nombre de poutres : $N = 5$

Moment fléchissant pour les états limites ultimes

$$M = FE \cdot M_{\max}$$

$$FE = F_m \cdot \frac{nR_L}{N}$$

$$F_m = \frac{SN}{F \left[1 + \frac{\mu C_f}{100} \right]} \geq 1,05 \quad \text{où } F \text{ et } C_f \text{ sont déterminés à l'aide du tableau A.5.7.1.2.1 de la norme}$$

Pour n = 2 voies :

Poutre intérieure :

$$F = 7,2 - 14/L = 7,2 - 14/24 = 6,62$$

Poutre extérieure :

$$F = 6,8 - 3/L = 6,8 - 3/24 = 6,68$$

Puisque le porte-à-faux est $> 0,5S$ on doit faire une correction :

$$F = 0,952 \times 6,68 = 6,35$$

$$C_f = 5 - 15/L = 4,38 \%$$

$$\mu = \frac{We - 3,3}{0,6} = \frac{12/2 - 3,3}{0,6} = 4,5 \leq 1$$

$$\mu = 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \cdot 5}{6,62 \left[1 + \frac{4,38}{100} \right]} = 1,8 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \cdot 5}{6,35 \left[1 + \frac{4,38}{100} \right]} = 1,89 \geq 1,05$$

Compte tenu de la faible variation, nous retenons :

$$F_m = 1,89$$

$$M = 1,89 \times \frac{2 \cdot 0,9}{5} \cdot 2641$$

$$M = 0,68 \times 2641 = 1796 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,68$$

Pour n = 3 voies :

Poutre intérieure :

$$F = 9,6 - 21/L = 9,6 - 21/24 = 8,725$$

Poutre extérieure :

$$F = 8,7 - 4/L = 8,7 - 4/24 = 8,53$$

Puisque la partie de la dalle en porte-à-faux d'une longueur de 1,45 m est supérieure à 0,5S alors F doit être réduit à 0,952 F :

$$F = 0,952 \times 8,53 = 8,12$$

$$C_f = 10 - 25/L = 10 - 25/24 = 8,96$$

$$\mu = \frac{We - 3,3}{0,6} = \frac{4 - 3,3}{0,6} = 1,7 \leq 1$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \cdot 5}{8,725 \left[1 + \frac{1,0 \cdot 8,96}{100} \right]} = 1,315 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = 1,41 \geq 1,05$$

Donc :

$$M_{\text{int}} = 1,315 \times \frac{3 \times 0,8}{5} M_{\text{max}} = 0,631 \times 2641 = 1668 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{ext}} = 1,41 \times \frac{3 \times 0,8}{5} M_{\text{max}} = 0,677 \times 2641 = 1788 \text{ kN-m}$$

Nous retenons :

$$M = 1788 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,677$$

Résumé :

Nous retenons l'effort maximum entre $n = 2$ et $n = 3$

$$M = 1796 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,68$$

Effort tranchant pour les états limites ultimes

$$V = FE \cdot V_{\text{max}}$$

$$FE = F_v \cdot \frac{nR_L}{N}$$

$$F_v = \frac{SN}{F} \text{ où } F \text{ est déterminé à l'aide du tableau 5.7.1.4.1 de la norme}$$

Pour $n = 2$ voies :

$$F = 6,1$$

$$F_v = \frac{2,5 \times 5}{6,1} = 2,05$$

$$FE = 0,738$$

$$V = 2,05 \times \frac{2 \times 0,9}{5} V_{\text{max}} = 0,738 \times 527 = 389 \text{ kN}$$

Pour n = 3 voies :

$$F = 8,2$$

$$F_v = \frac{2,5 \times 5}{8,2} = 1,524$$

Donc :

$$FE = 0,732$$

$$V = 1,524 \times \frac{3 \times 0,8}{5} V_{\max} = 0,732 \times 527 = 386 \text{ kN}$$

Résumé :

$$V = 389 \text{ kN}$$

$$FE = 0,738$$

Moment fléchissant pour les états limites de fatigue et pour la flèche

$$M = FE M_{\max}$$

$$FE = \frac{F_m}{N}$$

$$F_m = \frac{SN}{F \left[1 + \frac{\mu C_f}{100} + \frac{C_e}{100} \right]} \geq 1,05$$

Pour n = 2 voies :

$$F_{\text{int}} = 4,6 - 6/L = 4,6 - 6/24 = 4,35$$

$$F_{\text{ext}} = 3,8 - 2/L = 3,8 - 2/24 = 3,72$$

Avec correction pour le porte-à-faux $F_{\text{extérieur}} = 3,72 \times 0,952 = 3,54$

Pour $10 < L < 50$

$$F = F_{\text{tab}} \left\{ 1 + (0,29S - 0,35) \left[\frac{L - 10}{40} \right] \right\}$$

$$F = F_{\text{tab}} \left\{ 1 + (0,29 \times 2,5 - 0,35) \left[\frac{24 - 10}{40} \right] \right\}$$

$$F = F_{\text{tab}} \times 1,13$$

$$F_{\text{int}} = 4,35 \times 1,13 = 4,92$$

$$F_{\text{ext}} = 3,54$$

$$C_f = 5 - 15/L = 5 - 15/24 = 4,38 \%$$

$$C_{e \text{ int}} = 0$$

$$C_{e \text{ ext}} = 30 (D_{\text{ve}} - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (D_{\text{ve}} - 1)^2}{L^2} \right\}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour 2 voies, } D_{\text{ve}} &= W_e/2 + \text{« largeur du chasse-roue ou trottoir »} - 0,9 \text{ m} \\ &= 3 + 0,45 - 0,9 = 2,55 \end{aligned}$$

$$C_{e \text{ ext}} = 30 (2,55 - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (2,55 - 1)^2}{(24)^2} \right\}$$

$$C_{e \text{ ext}} = 77,5$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \times 5}{4,92 \left[1 + \frac{4,38}{100} \right]} = 2,43 \geq 1,05$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \times 5}{3,54 \left[1 + \frac{4,38}{100} + \frac{77,5}{100} \right]} = 1,942 \geq 1,05$$

$$M_{\text{int}} = \frac{2,43}{5} \times 2641$$

$$FE = 0,486$$

$$M_{\text{int}} = 0,486 \times 2641 = 1284 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{ext}} = \frac{1,942}{5} \times 2641$$

$$FE = 0,388$$

$$M_{\text{ext}} = 0,388 \times 2641 = 1026 \text{ kN-m}$$

Pour n = 3 voies :

$$F_{\text{int}} = 4,8 - 8/L = 4,8 - 8/24 = 4,47$$

$$F_{\text{ext}} = 3,7 + \left[\frac{L-10}{140} \right] = 3,7 + \left[\frac{24-10}{140} \right] = 3,8$$

Avec correction pour le porte-à-faux $F_{\text{extérieur}} = 3,8 \times 0,952 = 3,62$

$$F = F_{\text{tab}} \times 1,13$$

$$F_{\text{int}} = 4,47 \times 1,13 = 5,05$$

$$F_{\text{ext}} = 3,62$$

$$C_f = 0$$

$$C_{e \text{ int}} = 0$$

$$C_{e \text{ ext}} = 26 (D_{\text{ve}} - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (D_{\text{ve}} - 1)^2}{L^2} \right\}$$

Pour 3 voies $D_{\text{ve}} = 2 + 0,45 - 0,9 = 1,55$

$$C_{e \text{ ext}} = 26 (1,55 - 1) \left\{ 1 + \frac{160 (1,55 - 1)^2}{(24)^2} \right\}$$

$$C_{e \text{ ext}} = 15,5$$

$$F_{m \text{ int}} = \frac{2,5 \times 5}{5,05 (1 + 0 + 0)} = 2,48$$

$$F_{m \text{ ext}} = \frac{2,5 \times 5}{3,62 \left[1 + 0 + \frac{15,5}{100} \right]} = 2,99$$

$$M_{\text{int}} = \frac{2,48}{5} \times 2641$$

$$M_{\text{int}} = 0,5 \times 2641 = 1321 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,5$$

$$M_{\text{ext}} = \frac{2,99}{5} \times 2641$$

$$M_{\text{ext}} = 0,598 \times 2641 = 1580 \text{ kN-m}$$

$$FE = 0,598$$

Résumé pour n = 2 et n = 3 :

$$M_{\text{int}} = 1321 \text{ kN-m}$$

$$M_{\text{ext}} = 1580 \text{ kN-m}$$

Tableau résumé des facteurs d'essieux pour l'exemple 3

	Moment fléchissant		Effort tranchant
États limites ultimes	0,68		0,738
États limites de fatigue et flèche	Poutre intérieure	Poutre extérieure	0,694
	0,5	0,598	

5.4 MÉTHODE RAFFINÉE

Dans l'éventualité où la méthode simplifiée ne peut être utilisée, l'ingénieur doit alors utiliser une méthode d'analyse basée sur la théorie des grillages ou celle des éléments finis.

CHAPITRE 6

FONDATIONS

TABLE DES MATIÈRES

6.1	GÉNÉRALITÉS	6-1
6.2	PROTECTION CONTRE LE GEL	6-1
6.3	CULÉES DE PONT DES TABLIERS À POUTRES	6-1
6.4	DALLE DE TRANSITION	6-1
6.5	PIEUX	6-2
6.5.1	Généralités	6-2
6.5.2	Pointes pour pieux	6-3
6.6	MURS	6-7

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.6 Fondations

6.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des fondations doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

6.2 PROTECTION CONTRE LE GEL

Lorsqu'elles ne reposent pas directement sur le roc, les semelles des fondations superficielles doivent être localisées à une profondeur minimale de 1,8 mètres.

Dans les régions nordiques, cette profondeur doit être déterminée par une analyse tenant compte de l'indice de gel normal défini à la section 1.7 « Transitions » du Tome II – Construction routière, des normes du Ministère.

6.3 CULÉES DE PONT DES TABLIERS À POUTRES

Les tabliers à poutres sont supportés par des unités de fondation en béton armé. La réalisation d'ouvrages dont les poutres s'appuient directement sur un remblai contenu par un mur n'est pas autorisée pour des projets du Ministère.

6.4 DALLE DE TRANSITION

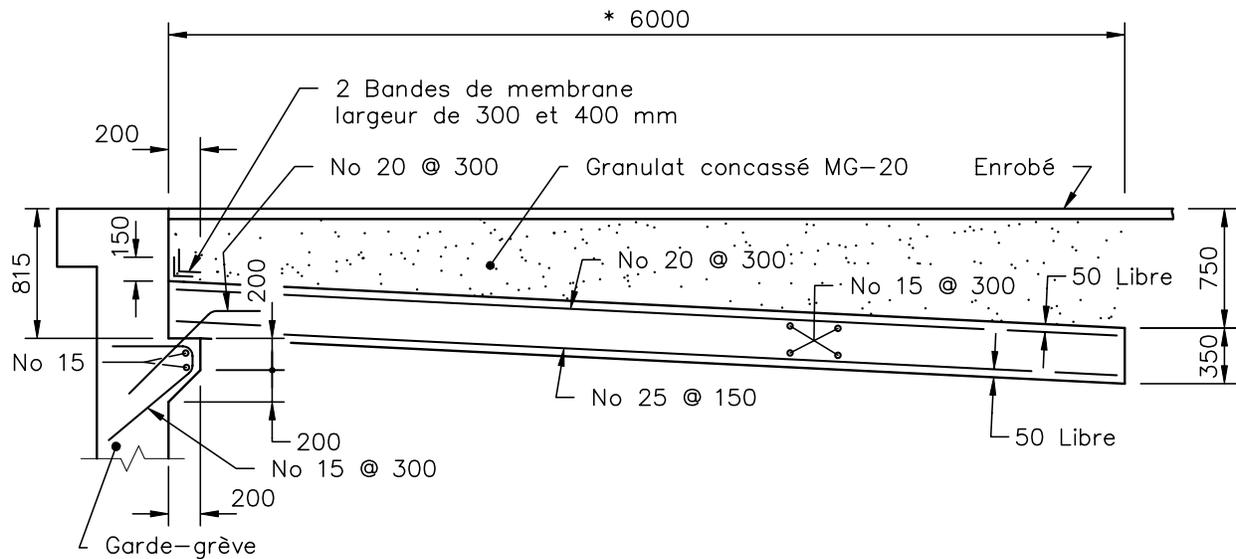
La longueur des dalles de transition normalisées par le Ministère est de 6 mètres. Le détail de la dalle de transition est montré à la figure 6.3-1.

Lorsque la hauteur effective d'une culée dépasse 6 mètres, il faut la dimensionner conformément à l'article 6.9.5 de la norme CAN/CSA-S6-00 en prévoyant une surcharge de remblai équivalent de 0,8 mètre pour le dimensionnement de cette culée. Lorsque l'application de cette surcharge devient trop restrictive, il est possible de la négliger en prévoyant une dalle de transition dont la longueur est au moins égale à la hauteur effective de la culée.

Pour le dimensionnement d'une dalle de transition, on considère que le remblai sous celle-ci est sujet au tassement et à l'érosion. La longueur de la portée de calcul doit être égale à la longueur totale de la dalle de transition moins 600 mm; soit 100 mm à l'extrémité appuyée sur la culée et 500 mm à l'autre.

La surcharge routière de calcul est le CL-625.

Les calculs peuvent se faire aux ÉLUL seulement.



Note: Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 6.3-1
Dalle de transition

6.5 PIEUX

6.5.1 Généralités

Pour la plupart des projets avec fondations profondes, il faut vérifier la résistance géotechnique des pieux par des essais sur site. Les charges à atteindre par les essais sont fonction des charges pondérées et des coefficients de tenue géotechnique donnés au tableau 6.6.2.1 de la norme CAN/CSA-S6-00.

Les essais dynamiques sont les plus couramment spécifiés au devis. À moins de recommandations du géotechnicien à cet effet, le nombre d'essais dynamiques à prévoir est de 3 par unité de fondation avec un maximum d'environ 10 % du nombre total de pieux prévus au projet.

Les essais dynamiques sont généralement complétés par une analyse « CAWAP » au taux d'une pour l'ensemble du projet lorsque le sol est uniforme ou d'une par unité de fondation lorsque le sol est variable.

La résistance géotechnique latérale des pieux doit être considérée dans le dimensionnement des fondations profondes en tenant compte des spécifications de l'article 6.8.7 du code et du commentaire C6.8.7 associé à celui-ci. Pour plus de précisions, le concepteur devrait consulter le géotechnicien responsable de l'étude des sols du projet.

On doit prévoir des mécanismes pour assurer la stabilité de l'ouvrage lorsque les efforts engendrent le renversement de l'unité de fondation et que la friction sur les pieux ne peut, à elle seule, neutraliser cette action. Dans ce cas, il faut vérifier la possibilité d'ancrer directement la semelle à l'aide de tirants au roc, de préférence à des tirants passant à l'intérieur des pieux ou à la réalisation d'emboîtures de pieux dans le roc.

La pente maximale pour les pieux est de 1H : 3V.

6.5.2 Pointes pour pieux

Lorsque requis, les pieux doivent être munis de pointes. Le choix du type de pointe varie en fonction des propriétés des sols et des charges sur les pieux. Le choix du type de pointe devrait être discuté avec le géotechnicien responsable de l'étude des sols du projet concerné.

Le détail des pointes requises doit être inclus en annexe au devis spécial.

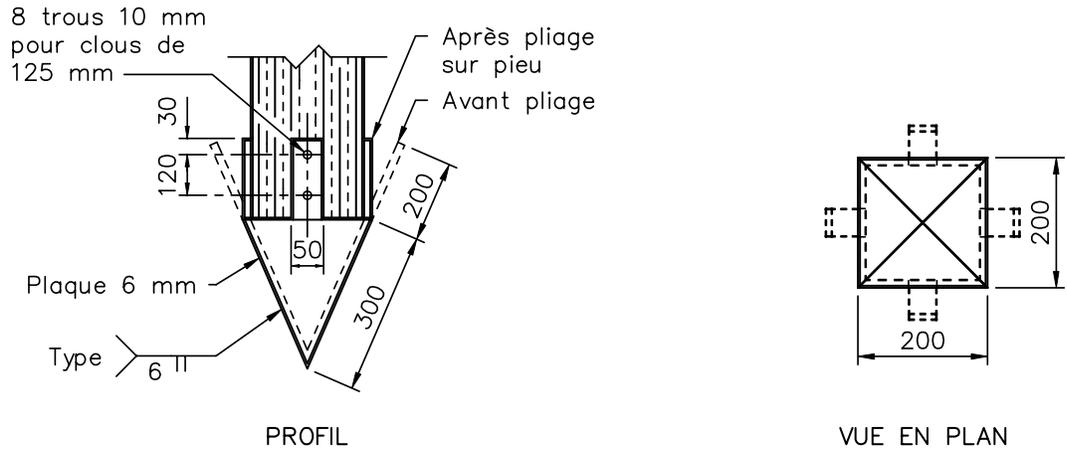
Les figures suivantes montrent différentes pointes acceptées par le Ministère.

La figure 6.5-1 « Pointes pour pieux en bois et en acier en H » montre les détails pour les pieux en bois et les pieux en acier en « H ».

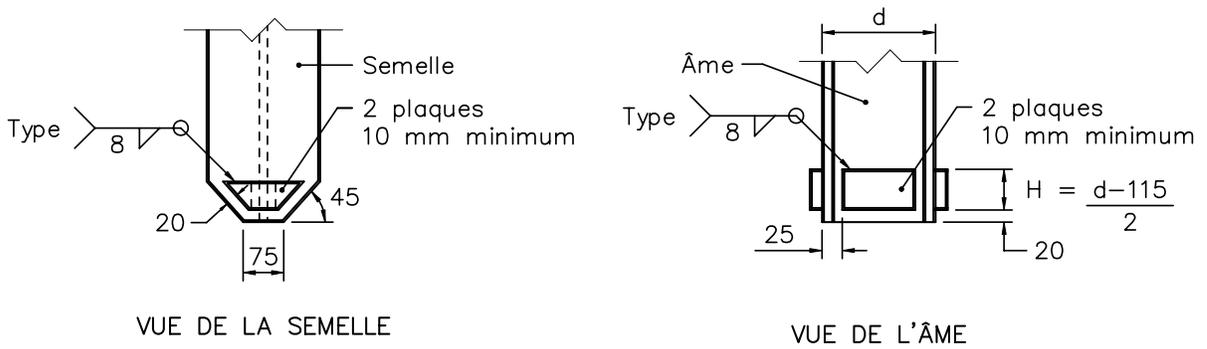
Les détails de la pointe courante pour des pieux tubulaires en acier sont montrés à la figure 6.5-2 « Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier ».

Dans certains cas particuliers de pieux tubulaires en acier où il est requis d'assurer une retenue latérale à la base du pieu ou en présence d'un roc fortement incliné, l'emploi d'une pointe de type « Oslo » devrait être prévu. Les détails de cette pointe sont indiqués à la figure 6.5-3 « Pointe Oslo pour pieu tubulaire ».

Toute pointe, autre que celles décrites aux figures mentionnées précédemment, peut être acceptée à condition d'être jugée équivalente.



Pointe pour pieu en bois



Note: La dimension de la soudure varie selon l'épaisseur des plaques.

Pointe pour pieu en acier en H

Figure 6.5-1
Pointes pour pieux en bois et en acier en H

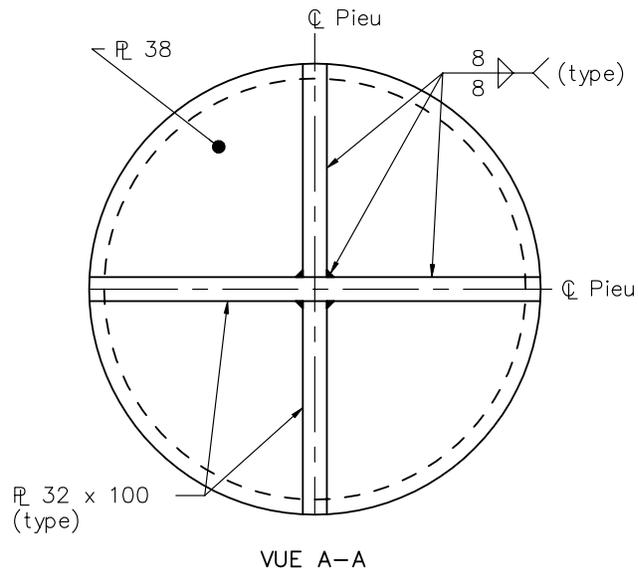
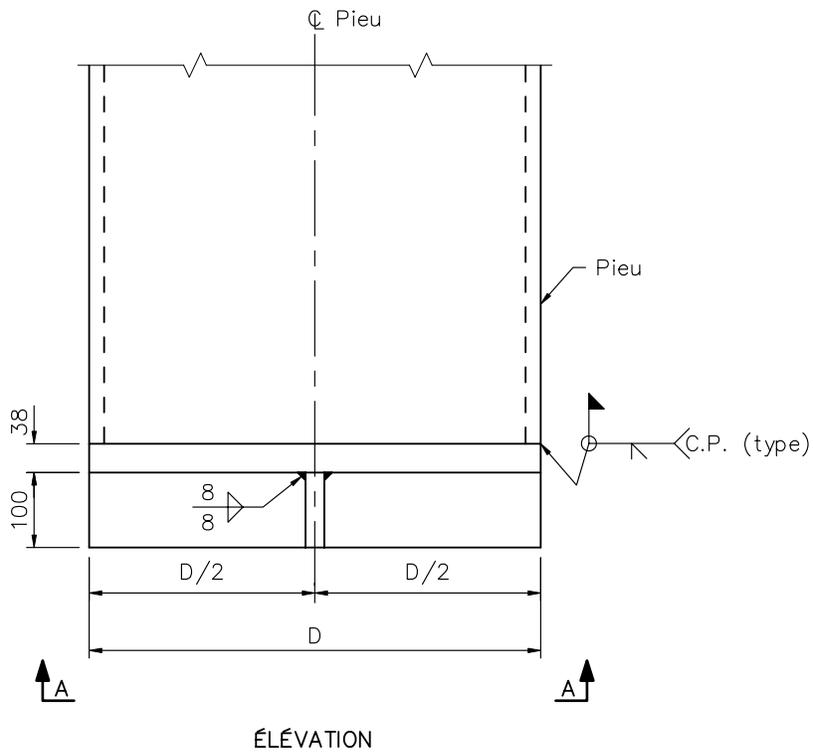
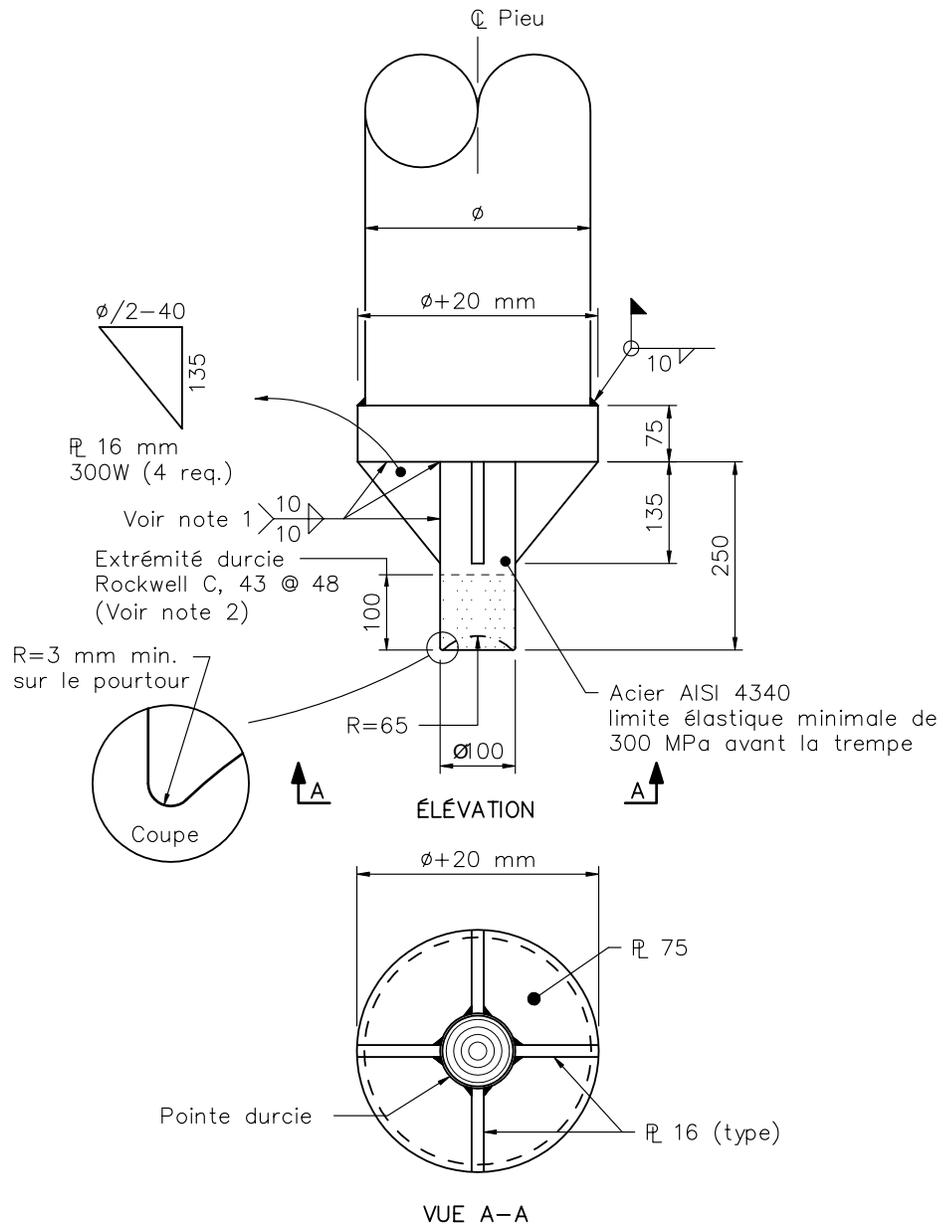


Figure 6.5-2
Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier



Notes :

- 1 - Soudage :
 - Procédure de soudage approuvée par le Bureau canadien de soudage ;
 - Préchauffage au four, entre 315°C et 370°C, avant soudage et avant chaque passe ;
 - Électrode à utiliser : E480IT-9-CH ;
 - La température ambiante minimale à l'intérieur de l'usine doit être de 15°C.
- 2 - Traitement thermique après soudage :
 - Revenu de détente au four entre 650°C et 675°C ;
 - Chauffage de l'extrémité de la pointe par bain de sel ;
 - Revenu pour obtenir la dureté désirée.

Figure 6.5-3
Pointe Oslo pour pieu tubulaire

6.6 MURS

La conception des murs doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et satisfaire aux exigences de la section 19.10 « Murs » du présent manuel.

CHAPITRE 7

OUVRAGES SOUS REMBLAI

TABLE DES MATIÈRES

7.1	GÉNÉRALITÉS	7-1
7.2	CHARGES	7-1
7.2.1	Poussée des terres	7-1
7.2.2	Charge sismique	7-1
7.3	CONTRÔLE DE LA FISSURATION POUR LES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ	7-2

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.7 Ouvrage sous remblai

Chapitre 4 Ponceaux

7.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des ouvrages sous remblai doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et satisfaire aux exigences de la section 19.11 « Ponceaux » du présent manuel.

7.2 CHARGES

7.2.1 Poussée des terres

Le terme « poussée des terres » comme il est défini à l'article 7.8.5.3.2 de la norme CAN/CSA-S6-00, englobe les poussées dues aux pressions verticales ainsi qu'aux pressions horizontales des terres obtenues au moyen des coefficients de voûtement correspondants.

Ainsi, à l'article 7.8.4.1 a) de la norme CAN/CSA-S6-00, le terme « vertical » devrait être ajouté au texte d'origine comme suit :

« le poids propre de l'ouvrage, la poussée verticale des terres... ».

7.2.2 Charge sismique

Selon la combinaison n° 5 des états limites ultimes, le cas de chargement sismique est :

$$\alpha_D D + \alpha_E E + 1,0EQ$$

où D est le poids propre;
E est la poussée des terres;
 α_D et α_E sont les coefficients de pondération correspondants
selon le tableau 3.5.1 b) de la norme CAN/CSA-S6-00.

L'effort maximal dû à ce cas de chargement s'obtient en considérant toutes les combinaisons possibles de α_D et α_E maximums et minimums. La charge sismique s'obtient en multipliant le poids propre et la poussée des terres par la composante verticale du rapport d'accélération sismique A_v , tel que défini à l'article 7.5.5 du code S6-00, ce qui permet de calculer la charge sismique en utilisant l'équation suivante :

$$EQ = A_v D + A_v E$$

7.3 CONTRÔLE DE LA FISSURATION POUR LES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

Les ouvrages dont l'armature principale est formée de barres n° 10 ou plus petites, espacées d'au plus 100 mm, doivent respecter l'article 7.8.9.1 de la norme CAN/CSA-S6-00. Pour tous les autres ouvrages en béton armé, les exigences de la section 8.2.2 de ce manuel portant sur le contrôle de la fissuration doivent être respectées. Toutefois, la valeur admissible du B_2 doit être inférieure ou égale à 70 000 N/mm.

$$\beta_2 \leq 70\,000 \text{ N/mm}$$

CHAPITRE 8

OUVRAGES EN BÉTON

TABLE DES MATIÈRES

8.1	GÉNÉRALITÉS	8-1
8.1.1	Choix du béton	8-1
8.1.2	Acier d'armature	8-1
8.2	BÉTON ARMÉ	8-2
8.2.1	Généralités	8-2
8.2.2	Contrôle de la fissuration	8-2
8.2.3	Dalle de tablier	8-2
8.2.4	Diaphragme en béton armé	8-8
8.2.5	Butoir en béton armé	8-16
8.2.6	Mur en retour en console	8-18
8.3	BÉTON PRÉCONTRAIT	8-20
8.3.1	Généralités	8-20
8.3.2	Béton précontraint en place	8-20
8.3.3	Béton précontraint préfabriqué	8-33

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.8 Ouvrages en béton

8.1 GÉNÉRALITÉS

8.1.1 Choix du béton

À l'exemple du tableau 8.1-1, un tableau mentionnant la résistance à la compression du béton à 28 jours et le type de béton de ciment pour chaque partie de l'ouvrage doit figurer sur le plan d'ensemble d'un pont, ou parfois sur le plan des poutres.

Tableau 8.1-1

Caractéristiques du béton de ciment

Partie de l'ouvrage	Résistance à 28 jours (MPa)	Type de béton de ciment
Semelle	30	I ou II ⁽¹⁾
Dalle de transition	35	V
Tablier en béton armé, portique	35	IV ou V ⁽¹⁾
Culée, pile, mur de soutènement	35 ou 50	IV ou V ⁽¹⁾ ou XIII ⁽²⁾
Dalle sur poutre, chasse-roue, trottoir, glissière	35 ou 50	V ou XIII ⁽²⁾
Tablier en béton précontraint par post-tension		
Poutre préfabriquée en béton précontraint	50 ou 60	VIII ou IX

(1) Spécifier un type de béton de ciment avec fumée de silice si le béton est soumis à des conditions sévères d'exposition, aux éclaboussures de sels de déglacage, à l'eau de mer, aux embruns salins, etc.

(2) L'utilisation de béton à haute performance dans les ouvrages d'art est décrite dans le tome III des Normes d'ouvrages routiers. S'assurer de l'approvisionnement et de la mise en œuvre du béton à haute performance.

8.1.2 Acier d'armature

Le détail, la contrainte développée et la jonction par recouvrement des armatures doivent respecter les exigences de la norme CAN/CSA-S6-00.

La nuance de l'acier des barres d'armature (400W) doit être spécifiée aux bordereaux d'armature des plans.

La longueur maximale des barres d'armature à spécifier aux bordereaux d'armature des plans doit être de 12 m pour les barres galvanisées et 18 m pour les autres barres.

8.2 BÉTON ARMÉ

8.2.1 Généralités

Le dimensionnement des éléments en béton armé doit respecter les exigences de la norme CAN/CSA-S6-00 à moins d'une indication contraire dans cette section.

8.2.2 Contrôle de la fissuration

Le contrôle de la fissuration des éléments en béton armé doit respecter les exigences de la section 8.12 de la norme CAN/CSA-S6-00 sauf que la valeur de β_2 de l'article 8.12.3 doit être calculée de la façon suivante :

$$\beta_2 = K (0,9 s_c + 100) f_s \left\{ 1 - 0,5 \left[\frac{M_w}{M_s} \right]^2 \right\}$$

K = 1,3 pour les éléments dont la plus petite dimension est < 300 mm.
1,7 pour les éléments dont la plus petite dimension est > 800 mm.

Une interpolation linéaire est appliquée pour les éléments dont la plus petite dimension se situe entre 300 mm et 800 mm.

f_s = contrainte de traction dans les barres d'armature calculée aux états limites d'utilisation.

Les paramètres s_c , M_w et M_s sont définis au chapitre 8 de la norme CAN/CSA-S6-00.

La modification de l'équation de β_2 est faite pour tenir compte des cas de charges soutenues ou de charges répétées qui sont caractéristiques des charges qui sollicitent les ponts et pour tenir compte également de l'ouverture maximale des fissures en surface.

8.2.3 Dalle de tablier

8.2.3.1 Généralités

Les dalles de tablier sont calculées à l'aide de la méthode élastique de calcul décrite aux articles 5.7.1.6 et 5.7.1.7 de la norme CAN/CSA-S6-00 et respectent les critères des états limites d'utilisation et des états limites ultimes.

La charge de roue utilisée dans les calculs est de 87,5 kN avec un coefficient de majoration dynamique (CMD) de 0,4.

Le contrôle de la fissuration doit faire en sorte que :

$$\beta_2 < 50\,000 \text{ N/mm}$$

La résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours considérée dans les calculs est de 35 MPa.

L'épaisseur d'enrobé considérée est de 65 mm.

8.2.3.2 Dalle continue sur plusieurs supports

Les dalles continues sur plusieurs supports sont calculées conformément à l'article 5.7.1.7.1 de la norme CAN/CSA-S6-00.

La figure 8.2-1 montre la disposition type de l'armature.

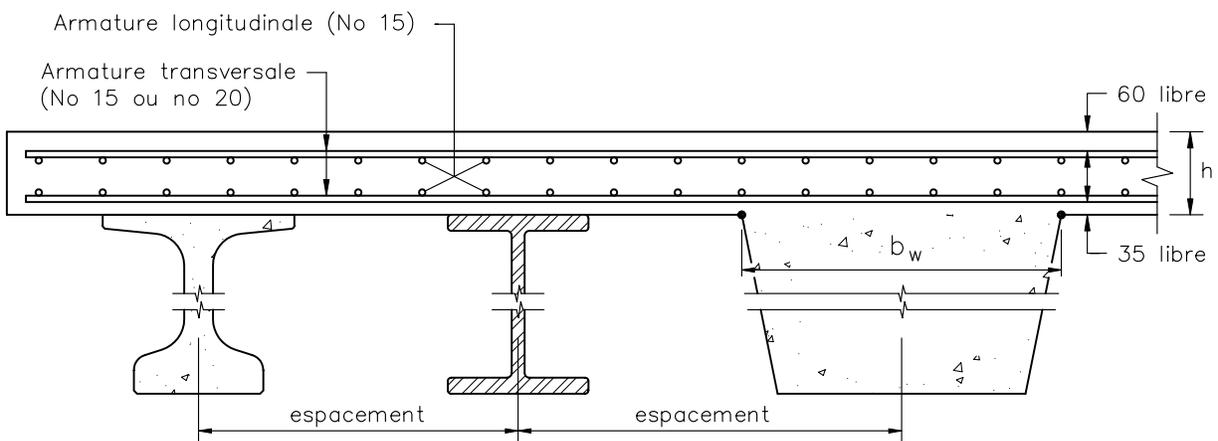


Figure 8.2-1
Disposition de l'armature

Les figures 8.2-2 et 8.2-3 sont des abaques donnant l'espacement de l'armature transversale en fonction de la portée utile « S » pour différentes épaisseurs de dalle. La figure 8.2-2 est l'abaque pour l'armature n° 15 et la figure 8.2-3 est l'abaque pour l'armature n° 20.

L'armature transversale est choisie et placée perpendiculairement aux poutres principales; elle peut être placée suivant le biais du tablier si celui-ci ne dépasse pas 30°. L'espacement de l'armature est mesuré suivant l'axe des poutres principales.

L'aire de l'armature longitudinale est égale à 67 % de l'aire de l'armature transversale. L'espacement maximal des armatures longitudinales est de 300 mm.

Les symboles suivants sont utilisés dans les figures 8.2-1 à 8.2-3.

h : épaisseur de la dalle, en mm (200 mm min.)

S : portée utile

$600 \text{ mm} < S < 7300 \text{ mm}$

Pour différents types de tablier, la portée utile S (en mm) est définie comme suit :

Tablier à poutres d'acier : $S = \text{espacement} - \frac{b_f}{2}$

Tablier à poutres préfabriquées NEBT : $S = \text{espacement} - 650$

Tablier en béton : $S = \text{espacement} - b_w$

b_w : largeur de l'âme (mm)

b_f : largeur de la semelle supérieure (mm)

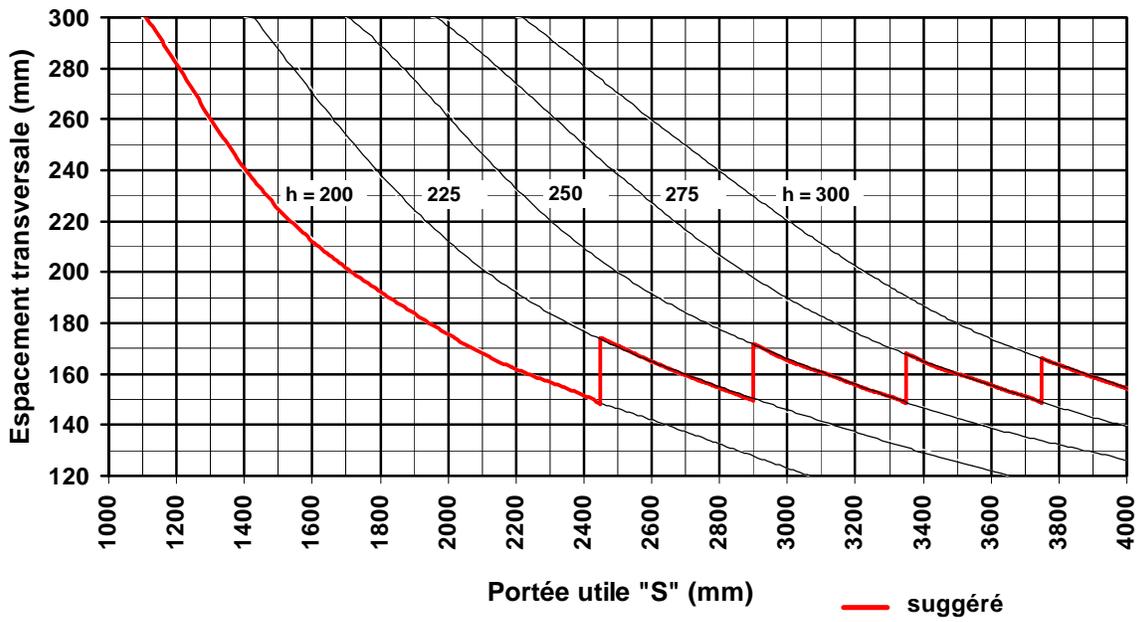


Figure 8.2-2
Armature principale N° 15

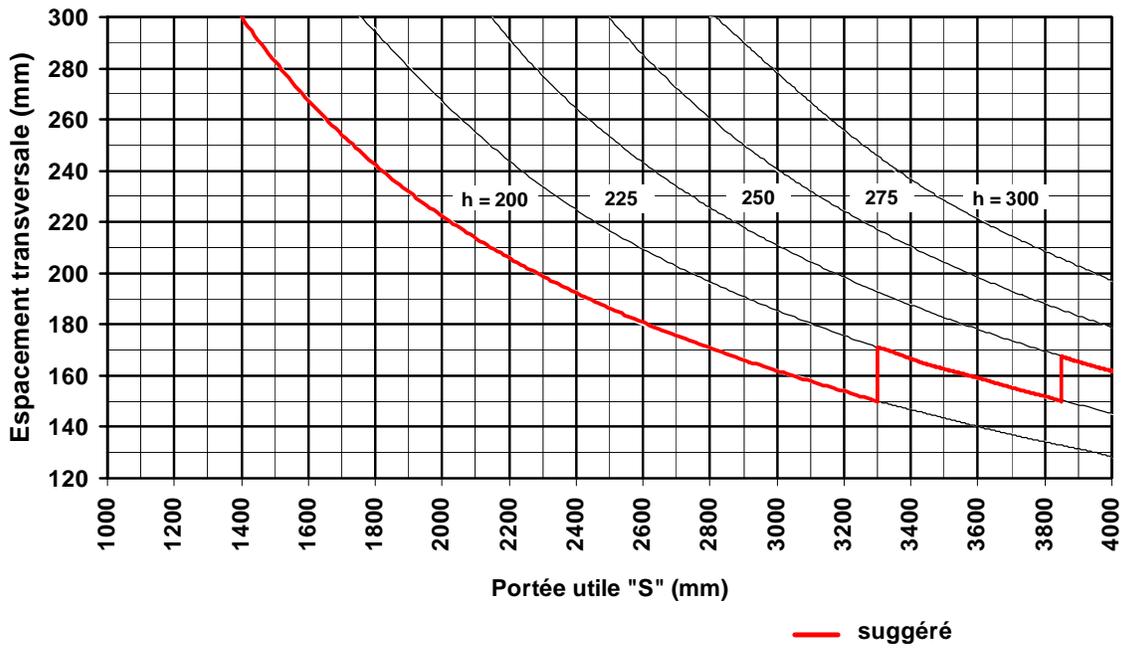


Figure 8.2-3
Armature principale N° 20

8.2.3.3 Dalle en porte-à-faux

Les dalles en porte-à-faux sont calculées conformément aux articles 5.7.1.6.1 et 5.7.1.6.3 de la norme CAN/CSA-S6-00.

En plus de l'effort dû à la charge de roue, les efforts engendrés par les charges sur les dispositifs de retenue sont également considérés (dispositif de retenue en béton de niveau de performance PL3 et en acier de niveau de performance PL2).

La figure 8.2-4 montre la disposition type de l'armature.

La figure 8.2-5 est une abaque donnant la quantité d'armature transversale requise dans la partie supérieure de la dalle en fonction de la longueur du porte-à-faux L pour différentes épaisseurs de dalle. Pour différents types de tablier, la longueur du porte-à-faux L (en mm) est définie comme suit :

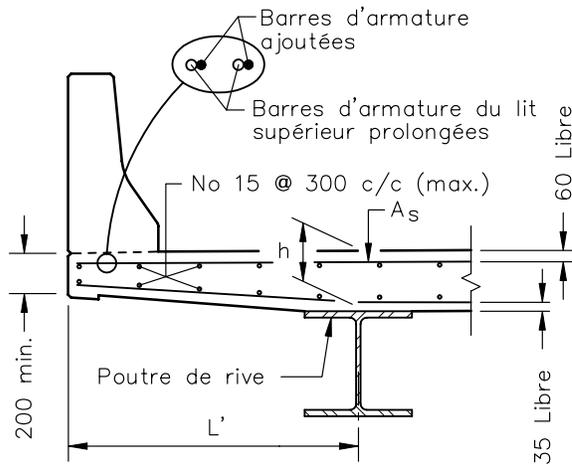
Tablier à poutres d'acier : $L = L'$

Tablier à poutres préfabriquées NEBT : $L = L' - 325$

Tablier en béton : $L = L' - \frac{b_w}{2}$

L' étant la distance entre le bord de la dalle et le centre de la poutre de rive (mm).

On obtient cette armature en prolongeant les barres d'armature transversales du lit supérieur des panneaux intérieurs de la dalle. Lorsque l'armature prolongée est insuffisante, on ajoute les barres nécessaires, de longueur égale à $L' + 900$ (en mm), en les juxtaposant aux barres du lit supérieur. Ces barres doivent couvrir toute la longueur du porte-à-faux.



NOTES :

- 1) A_s = aire d'armature requise à l'encastrement par mètre de largeur de dalle
- 2) h : Épaisseur de la dalle à l'encastrement
- 3) Pour $L < 0,75$ m, utiliser A_s requis à $0,75$ m
- 4) Le porte-à-faux est limité par les exigences de l'article 5.7.1.1 de la norme CAN/CSA-S6-00

Figure 8.2-4
Disposition de l'armature

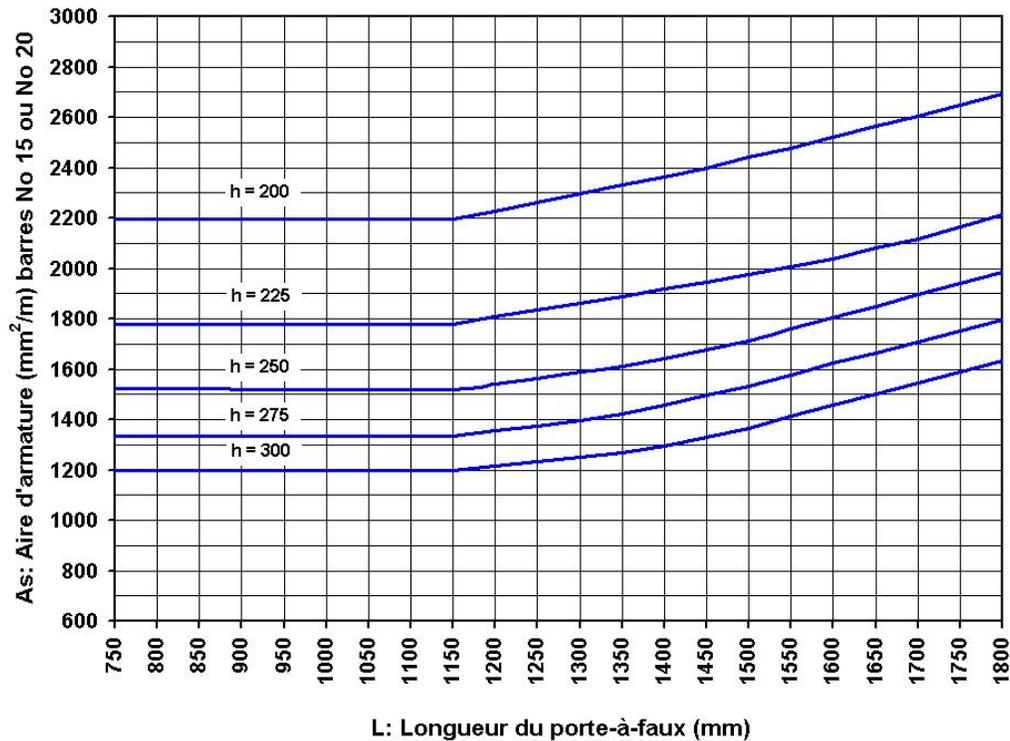


Figure 8.2-5
Quantité d'armature requise

8.2.4 Diaphragme en béton armé

Dans les tabliers à poutres, nous retrouvons 2 types de diaphragmes : les diaphragmes d'extrémité et les diaphragmes intermédiaires.

Les diaphragmes d'extrémité ont pour fonction de stabiliser le tablier du pont aux charges latérales telles qu'un séisme ou le vent, en transférant ces charges vers les fondations. De plus, les diaphragmes d'extrémité procurent une rigidité de torsion aux poutres principales et permettent le levage du tablier.

De leur côté, les diaphragmes intermédiaires stabilisent les poutres contre le déversement et rigidifient le tablier aux surcharges routières.

8.2.4.1 Diaphragme intermédiaire

Profondeur : 300 mm de moins que la poutre principale d'un tablier à poutres coulées en place; pour les poutres préfabriquées NEBT, se référer à l'article 8.2.4.4.

Largeur : 250 mm.

Armature : Le minimum exigé pour les poutres fléchies. Les diaphragmes intermédiaires n'ont pas été conçus pour être considérés dans une analyse par éléments finis ou par grillage.

8.2.4.2 Diaphragme d'extrémité à la culée

Profondeur : La même que celle de la poutre principale d'un tablier à poutres coulées en place; pour les poutres préfabriquées NEBT, se référer à l'article 8.2.4.4.

Largeur : 1000 mm à l'extrémité d'un tablier précontraint par post-tension; 500 mm dans les autres cas; pour les poutres préfabriquées NEBT, se référer à l'article 8.2.4.4.

Disposition : Le diaphragme doit être centré par rapport aux appareils d'appui.

Armature : En plus d'être calculé comme poutre de rive et comme contreventement de tablier, le diaphragme doit être calculé comme poutre de levage : on considère que les vérins sont placés sous le diaphragme à 300 mm de la semelle inférieure des poutres principales. Dans le cas particulier des tabliers à poutres préfabriquées de type NEBT 1800, on considère que les vérins sont placés à 425 mm de la semelle inférieure de la poutre. Les diaphragmes sont conçus pour supporter la charge permanente du tablier et la surcharge due aux véhicules automobiles (5 kN/m/voie sans impact).

8.2.4.3 Diaphragme au-dessus d'une pile

Tablier continu

Profondeur : La même que celle de la poutre principale.

Largeur : Au moins 1000 mm pour un tablier précontraint par post-tension.
Au moins 600 mm avec un espace libre de 300 mm entre les bouts des poutres préfabriquées.

Armature : Mêmes exigences qu'un diaphragme d'extrémité à la culée.

Tablier non continu

Pour les tabliers non continus, se référer à l'article 8.2.4.2.

8.2.4.4 Diaphragmes des tabliers à poutres préfabriquées NEBT

La norme CAN/CSA-S6-00 exige que des diaphragmes soient prévus aux culées et aux piles.

Les diaphragmes sont dimensionnés selon les critères mentionnés à la section 8.2.4 du présent chapitre.

Les figures 8.2-6, 8.2-7 et 8.2-8 donnent les caractéristiques (dimensions et armature) des diaphragmes types pour les tabliers à poutres préfabriquées de type NEBT.

L'espacement et la portée des poutres préfabriquées considérées dans le dimensionnement des diaphragmes doit respecter les limites des figures 8.3-5 à 8.3-9. La résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours est d'au moins 35 MPa, et la nuance de l'acier d'armature 400 MPa.

8.2.4.4.1 Diaphragmes intermédiaires

L'espacement des diaphragmes intermédiaires ne doit pas dépasser 15 m.

Le nombre de diaphragmes intermédiaires (n) est fonction de la longueur de la poutre, avec un espacement maximal de 15 m (voir le tableau 8.2-1).

Tableau 8.2-1
Nombre de diaphragmes intermédiaires

Nombre de diaphragmes (n)	Longueur de la poutre (L)
0	$10 < L \leq 15$
1	$15 < L \leq 30$
2	$30 < L \leq 45$

8.2.4.4.2 Diaphragmes d'extrémité

La stabilité transversale d'un tablier à poutres préfabriquées provient de la combinaison d'un diaphragme d'extrémité et de butées transversales constituées soit de butoirs en béton armé ou d'appareils d'appui « fixe ».

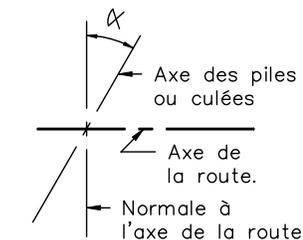
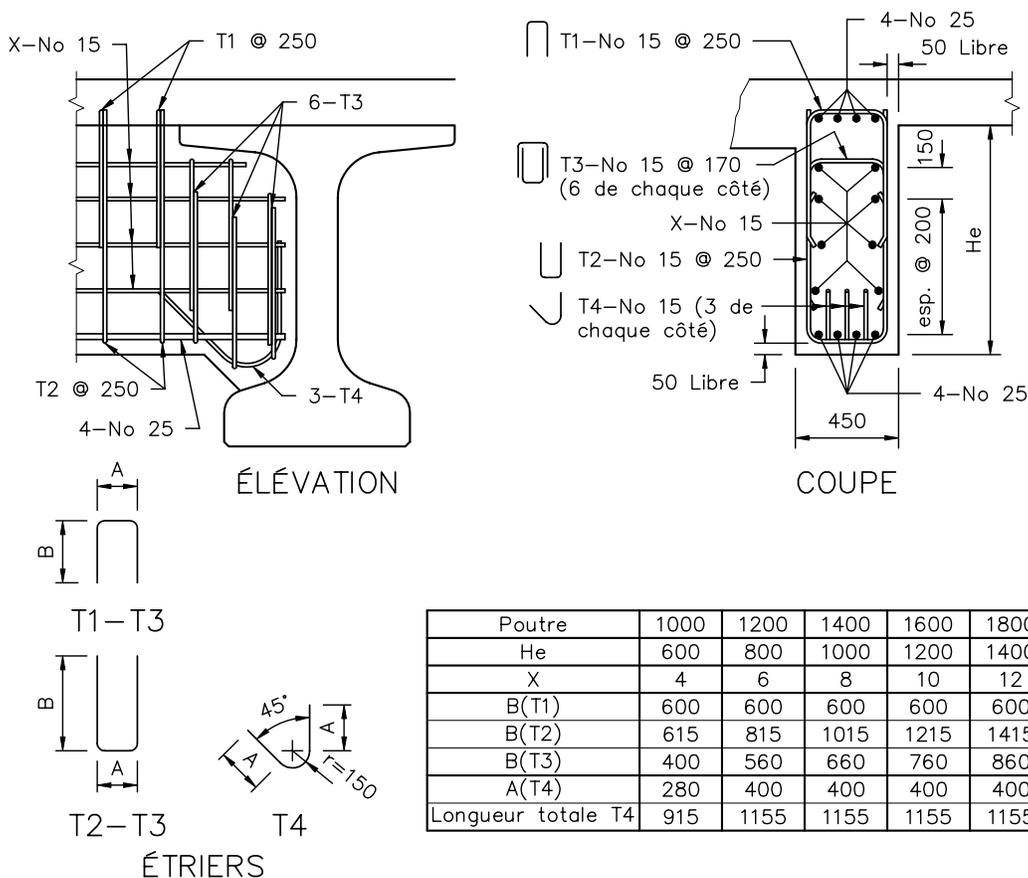
Les charges latérales appliquées sur le tablier sont résistées par le champ de compression développé dans le diaphragme prenant appui sur les butées. La capacité aux charges latérales des diaphragmes d'extrémité illustrés à la figure 8.2-6 est fonction de la résistance à la compression du béton f'_c de ces derniers. La résistance à l'effort horizontal latéral EQ des diaphragmes d'extrémité aux états limites ultimes est contenue dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8.2-2
Résistance des diaphragmes d'extrémité

Résistance à l'effort horizontal latéral aux ÉLUL	
f'_c (MPa)	EQ (kN)
35	1450
50	1750

EQ représente l'intensité de l'effort horizontal latéral induit dans le diaphragme d'extrémité adjacent à un butoir ou un appareil d'appui « fixe ».

La figure 8.2-9 illustre 3 agencements de butoirs en béton armé à la culée « mobile » pour différentes intensités de charges latérales appliquées à l'appui. Les butoirs doivent être en nombre suffisant pour que la charge appliquée sur le diaphragme n'excède pas leur capacité.



Notes:

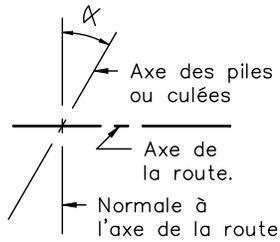
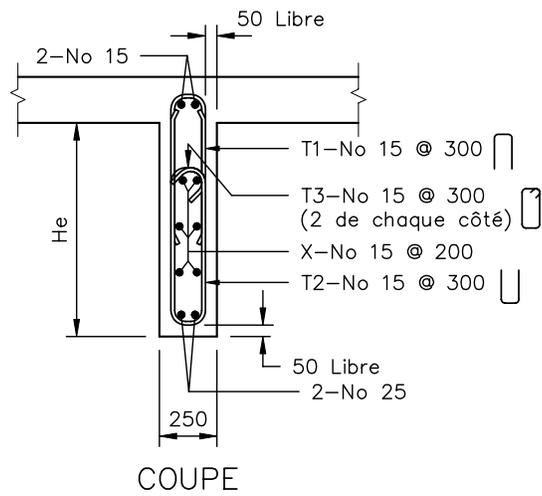
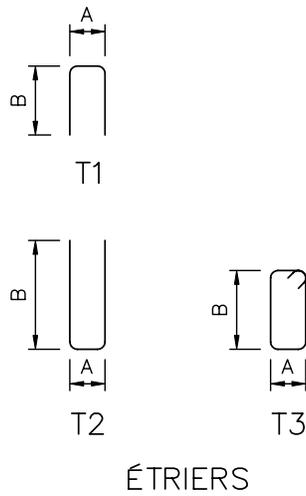
α = biais du pont

- T1, T2 et T3 sont placées parallèlement à l'axe des poutres.
- La première T3 est placée à 100 mm de l'âme des poutres.
- L'espacement des étriers est mesuré suivant l'axe du diaphragme.

α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0	350	T1	1550	1550	1550	1550	1550
		T2	1580	1980	2380	2780	3180
		T3	1150	1470	1670	1870	2070
17	370	T1	1570	1570	1570	1570	1570
		T2	1600	2000	2400	2800	3200
		T3	1170	1490	1690	1890	2090
18	385	T1	1585	1585	1585	1585	1585
		T2	1615	2015	2415	2815	3215
		T3	1185	1505	1705	1905	2105
24	405	T1	1605	1605	1605	1605	1605
		T2	1635	2035	2435	2835	3235
		T3	1205	1525	1725	1925	2125
25	420	T1	1620	1620	1620	1620	1620
		T2	1650	2050	2450	2850	3250
		T3	1220	1540	1740	1940	2140
29	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160
30	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160
33	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160
34	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160
36	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160
37	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160
39	440	T1	1640	1640	1640	1640	1640
		T2	1670	2070	2470	2870	3270
		T3	1240	1560	1760	1960	2160

Pour les dimensions des autres barres, voir "Feuilles blocs de dessins types" (8.2.5 @ 8.2.9)

Figure 8.2-6
Diaphragme d'extrémité – tablier non continu



Poutre	1000	1200	1400	1600	1800
He	530	730	930	1130	1330
X	2	4	6	8	10
B(T1)	555	655	655	655	655
B(T2)	545	745	945	1145	1345
B(T3)	285	485	685	885	1085

Notes:

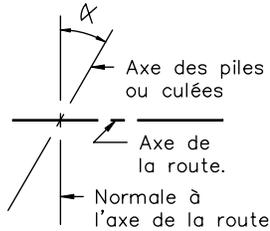
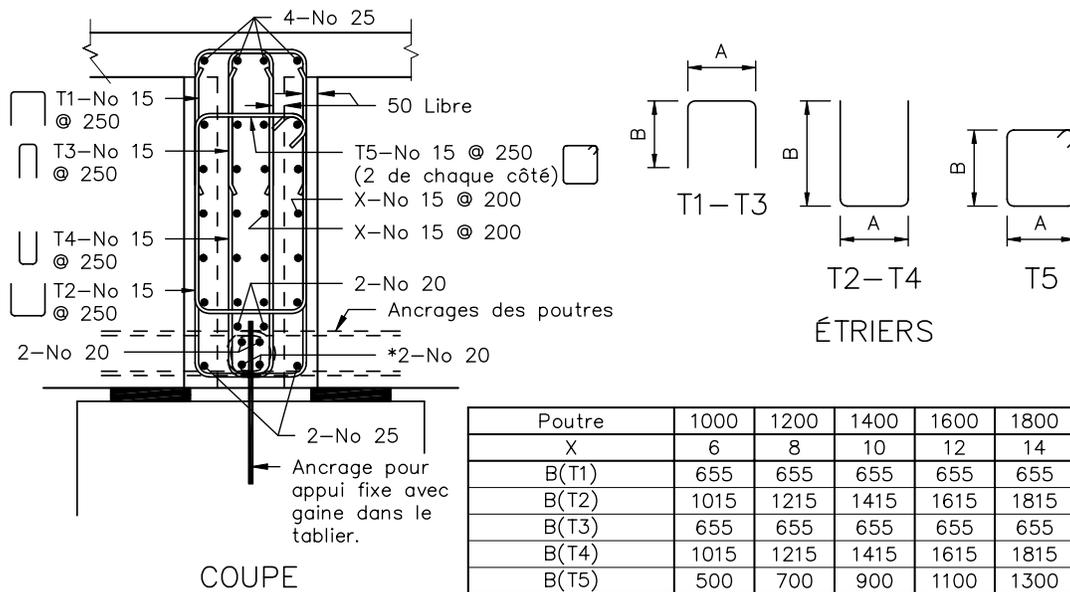
α = biais du pont

- T1, T2 et T3 sont placées parallèlement à l'axe des poutres.
- La première T3 est placée à 125 mm de l'âme des poutres.
- L'espacement des étriers est mesuré suivant l'axe du diaphragme.

α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0 17	150	T1	1260	1460	1460	1460	1460
		T2	1240	1640	2040	2440	2840
		T3	1150	1550	1950	2350	2750
18 24	160	T1	1270	1470	1470	1470	1470
		T2	1250	1650	2050	2450	2850
		T3	1170	1570	1970	2370	2770
25 29	165	T1	1275	1475	1475	1475	1475
		T2	1255	1655	2055	2455	2855
		T3	1180	1580	1980	2380	2780
30 33	175	T1	1285	1485	1485	1485	1485
		T2	1265	1665	2065	2465	2865
		T3	1200	1600	2000	2400	2800
34 36	180	T1	1290	1490	1490	1490	1490
		T2	1270	1670	2070	2470	2870
		T3	1210	1610	2010	2410	2810
37 39	190	T1	1300	1500	1500	1500	1500
		T2	1280	1680	2080	2480	2880
		T3	1230	1630	2030	2430	2830

Pour les dimensions des autres barres, voir "Feuilles blocs de dessins types" (8.2.5 @ 8.2.9)

Figure 8.2-7
Diaphragme intermédiaire



Notes:

α = biais du pont

- L'espacement des étriers est mesuré suivant l'axe du diaphragme.
- T1, T2, T3, T4 et T5 sont placées parallèlement à l'axe des poutres.

* Ces barres sont continues sur toute la longueur du diaphragme lorsque le dévers est unique mais se chevauchent vis-à-vis un changement de dévers. Pour faciliter la pose, la longueur maximale de ces barres est de 7 m et les joints par chevauchement sont alternés et mis hors des crochets.

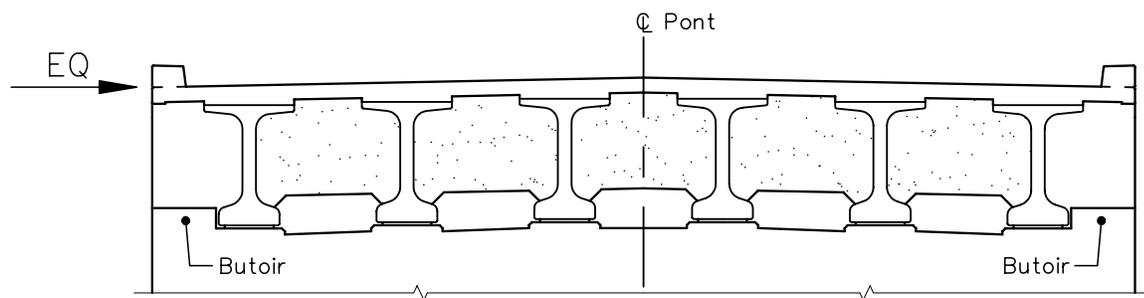
- Sur appui fixe, l'ancrage ne devrait pas se trouver dans l'axe des poutres et à moins de 850 mm de part et d'autre de l'axe de la poutre.
- La première T5 est placée à 125 mm de l'âme des poutres.

Pour les dimensions des autres barres, voir "Feuilles blocs de dessins types" (8.2.5 @ 8.2.9)

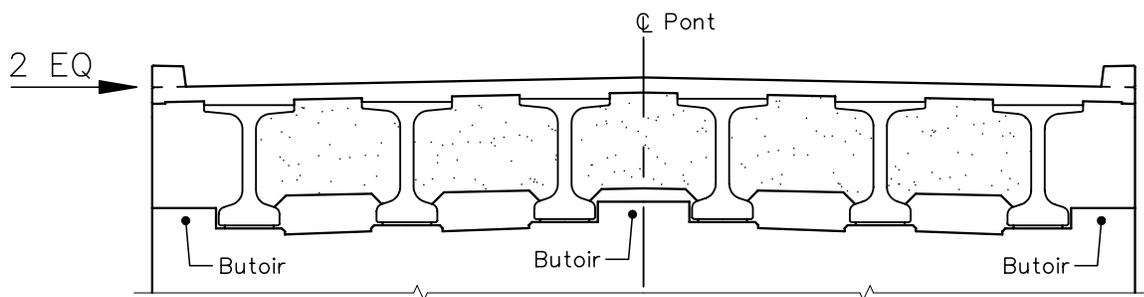
Poutre	1000	1200	1400	1600	1800
X	6	8	10	12	14
B(T1)	655	655	655	655	655
B(T2)	1015	1215	1415	1615	1815
B(T3)	655	655	655	655	655
B(T4)	1015	1215	1415	1615	1815
B(T5)	500	700	900	1100	1300

α	A	Étriers	Longueur totale				
			1000	1200	1400	1600	1800
0	500	T1	1810	1810	1810	1810	1810
		T2	2530	2930	3330	3730	4130
	200	T3	1510	1510	1510	1510	1510
		T4	2230	2630	3030	3430	3830
17	500	T5	2280	2680	3080	3480	3880
18	525	T1	1835	1835	1835	1835	1835
		T2	2555	2955	3355	3755	4155
	210	T3	1520	1520	1520	1520	1520
		T4	2240	2640	3040	3440	3840
24	525	T5	2330	2730	3130	3530	3930
25	550	T1	1860	1860	1860	1860	1860
		T2	2580	2980	3380	3780	4180
	220	T3	1530	1530	1530	1530	1530
		T4	2250	2650	3050	3450	3850
29	550	T5	2380	2780	3180	3580	3980
30	575	T1	1885	1885	1885	1885	1885
		T2	2605	3005	3405	3805	4205
	230	T3	1540	1540	1540	1540	1540
		T4	2260	2660	3060	3460	3860
33	575	T5	2430	2830	3230	3630	4030
34	605	T1	1915	1915	1915	1915	1915
		T2	2635	3035	3435	3835	4235
	240	T3	1550	1550	1550	1550	1550
		T4	2270	2670	3070	3470	3870
36	605	T5	2490	2890	3290	3690	4090
37	625	T1	1935	1935	1935	1935	1935
		T2	2655	3055	3455	3855	4255
	250	T3	1560	1560	1560	1560	1560
		T4	2280	2680	3080	3480	3880
39	625	T5	2530	2930	3330	3730	4130

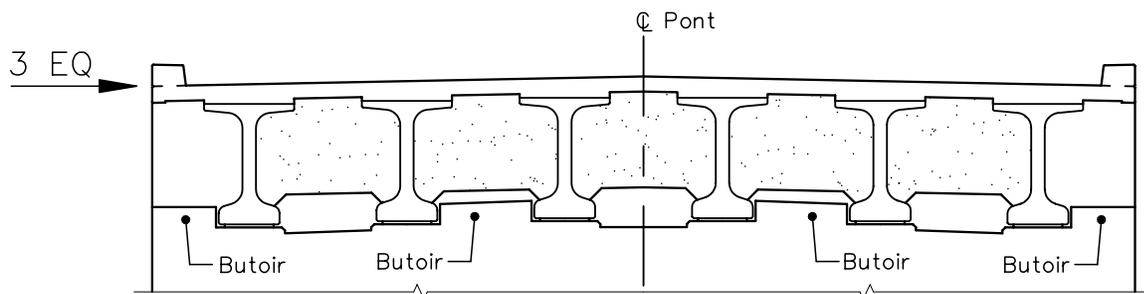
Figure 8.2-8
Diaphragme sur pile – tablier continu



2 BUTOIRS EXTÉRIEURS



2 BUTOIRS EXTÉRIEURS + 1 BUTOIR INTÉRIEUR



2 BUTOIRS EXTÉRIEURS + 2 BUTOIRS INTÉRIEURS

Figure 8.2-9
Agencements de butoirs

8.2.5 Butoir en béton armé

Les butoirs en béton armé procurent un support transversal aux tabliers de pont sous des charges latérales telles qu'un séisme ou le vent. Par cisaillement, les butoirs transfèrent les réactions latérales du tablier vers les fondations (culée ou pile). En général, ce type d'élément se retrouve aux unités de support « mobile » pour les tabliers à poutres préfabriquées en béton.

La figure 8.2-10 illustre les différents paramètres géométriques et la disposition des armatures dans les butoirs. Les butoirs sont calculés conformément à la section 8.9.5 de la norme CAN/CSA-S6-00.

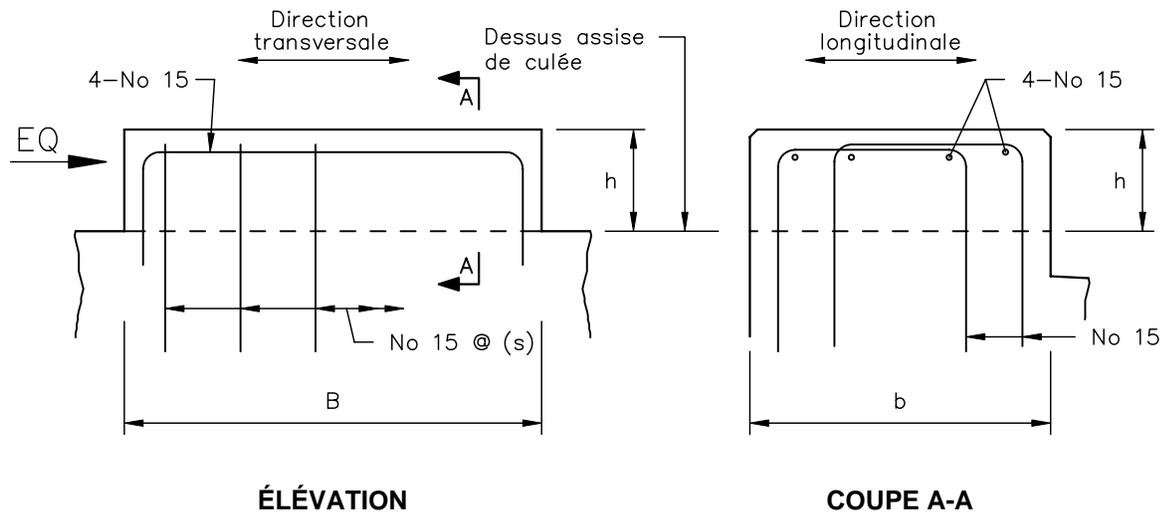
À titre d'exemple, le tableau 8.2-3 donne la capacité ultime de butoirs ayant la même quantité d'armature A_{vf} :

Tableau 8.2-3
Capacité des butoirs

Résistance à l'effort tranchant aux ÉLUL				
B (mm)	b (mm)	A_{vf} (mm ²)	ρ_v (%)	V_r (kN)
850	800	5600	0,824	2862
1650	800	5600	0,424	3342

Les valeurs ci-dessus sont valides si le béton du butoir est monolithique avec l'unité de support et que sa résistance en compression f'_c est d'au moins 35 MPa. De plus, on recommande un rapport d'armature ρ_v d'au moins 0,40 %.

Le nombre de butoir requis dépend de la résistance de ces derniers et de la résistance des diaphragmes d'extrémité, la condition la plus sévère étant retenue.



Hauteur minimale du butoir h_{\min}
 $h_{\min} = 170 + \text{épaisseur appareil d'appui (mm)}$

Figure 8.2-10
Butoir en béton armé à la culée

8.2.6 Mur en retour en console

Le mur en retour en console est calculé conformément à la norme CAN/CSA-S6-00 et respecte les critères des états limites d'utilisation et des états limites ultimes.

Le contrôle de la fissuration doit faire en sorte que :

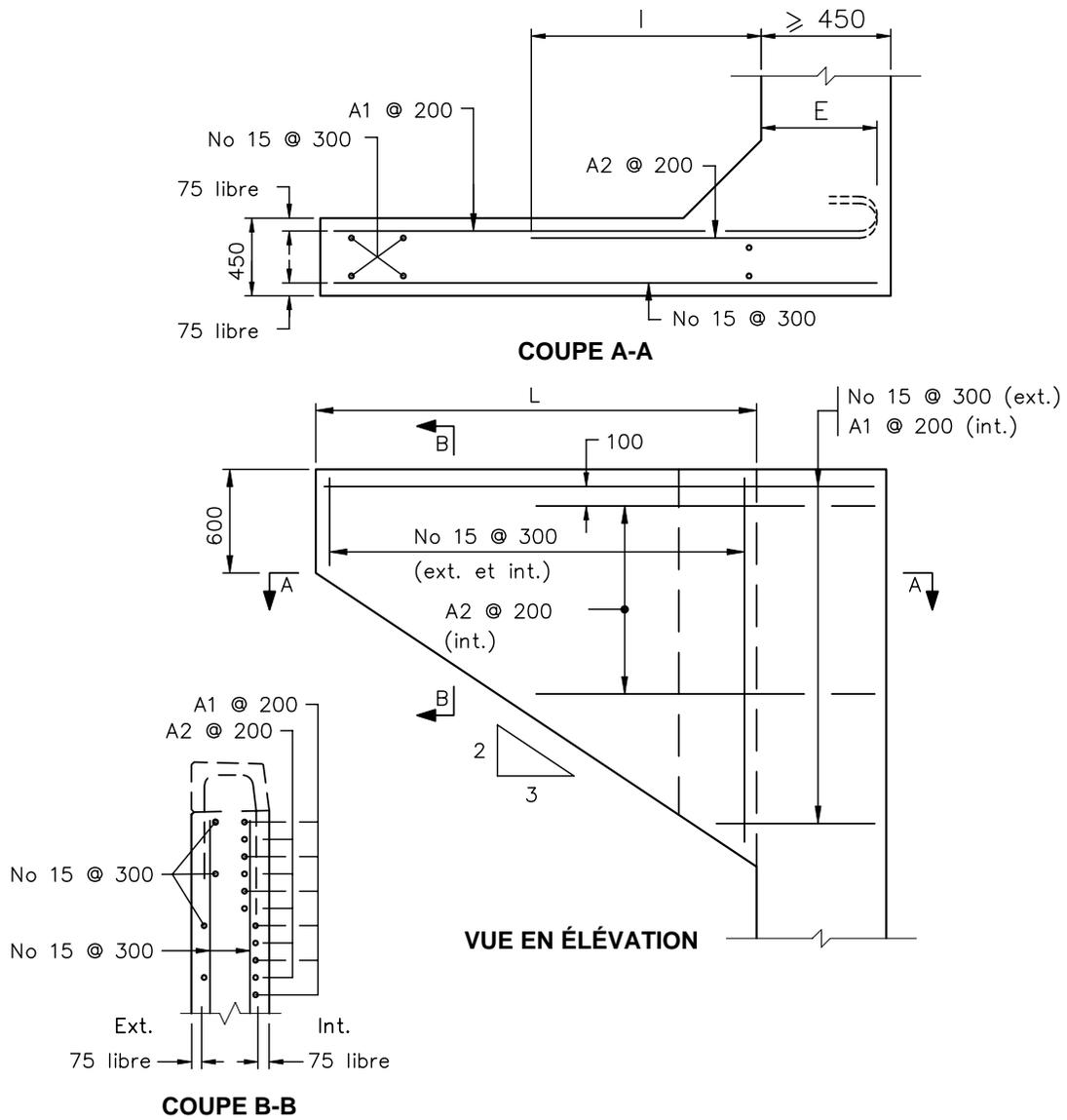
$$\beta_2 < 70\,000 \text{ N/mm}$$

La résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours considérée dans les calculs est de 35 MPa.

La figure 8.2-11 illustre la disposition type de l'armature d'un mur en retour en console d'une épaisseur de 450 mm.

La longueur du mur en retour en console (L) est mesurée à partir de la face arrière du garde-grève d'une culée, de la béquille d'un portique ou du côté d'un ponceau.

Lorsqu'un mur en retour en console prolonge un mur en retour sur semelle, la disposition de l'armature du mur en retour en console doit être celle de la figure 8.2-11; le mur en retour sur semelle peut être considéré comme un mur vertical et être dimensionné en conséquence, tout en tenant compte de la poussée additionnelle et des efforts provenant du mur en retour en console.



L (m)	A1 No	A2		
		No	l (mm)	Nombre
3	20	—	—	—
4	20	—	—	—
5	20	15	1600	11
6	25	20	1600	13
7	25	25	3100	12

Longueur minimale de scellement (E) des barres A1 et A2 (mm)		
Barre No		
15	400	190
20	475	235
25	770	300

Figure 8.2-11
Mur en retour en console

8.3 BÉTON PRÉCONTRAIT

8.3.1 Généralités

Le dimensionnement des éléments en béton précontraint doit respecter les exigences de la norme CAN/CSA-S6-00 à moins d'une indication contraire dans cette section.

Ces éléments doivent être dimensionnés de façon à ce qu'aucune fissuration ne soit permise et que les contraintes induites respectent les limites prescrites pour le béton précontraint en place et le béton précontraint préfabriqué.

Le béton précontraint en place est réalisé par post-tension et le béton précontraint préfabriqué est réalisé par prétension ou post-tension ou par une combinaison des deux.

8.3.2 Béton précontraint en place

8.3.2.1 Conception

Les notions qui suivent s'appliquent à la précontrainte par post-tension en général.

Il est généralement préférable de ne pas spécifier aux documents de soumission un procédé particulier pour l'exécution de la précontrainte. Il faut laisser aux entrepreneurs le choix du procédé, tout en spécifiant aux plans et devis les exigences pour l'acceptation du procédé proposé.

- Les calculs de la précontrainte doivent être effectués en fonction du procédé de précontrainte choisi, sans toutefois produire le plan d'exécution de la précontrainte. Ces calculs permettent :
 - de vérifier le dimensionnement des éléments de la structure;
 - de déterminer la résistance requise du béton;
 - d'appliquer aux éléments structuraux principaux et autres éléments de l'ouvrage qui ne sont pas directement sollicités par la précontrainte les efforts et mouvements créés par celle-ci et faire le dimensionnement de ces éléments : choix des étriers, des appareils d'appui, des joints de tablier, du frettage des abouts, de l'armature, etc.;
 - d'estimer les quantités d'acier de précontrainte.

- Les contraintes de traction en service (après le calcul de toutes les pertes) sont nulles dans la fibre supérieure du tablier et égales ou inférieures à $0,4\sqrt{f'_c}$ dans la fibre inférieure.
- Les contraintes de compression en service (après le calcul de toutes les pertes) sont inférieures à $0,4 f'_c$.
- Les plans de soumission doivent contenir les armatures requises pour reprendre les contraintes provenant de la diffusion de la précontrainte au-delà de la zone d'ancrage. Cette région est communément appelée zone de 2^e régularisation des contraintes.
- L'espacement des étriers doit être un quotient de 600 mm (100, 120, 150, 200, 300 ou 600 mm) de façon à servir de fixations aux supports des gaines dont l'espacement est de 600 mm ou moins.
- Des câbles de capacité moyenne avec un espacement réduit, plutôt que des câbles plus forts avec un plus grand espacement, sont utilisés afin d'obtenir une distribution plus uniforme des forces de précontrainte.
- Les poutres ou caissons sont espacés de façon à ce que, sous charge totale, chacun de ces éléments du tablier subisse sensiblement les mêmes efforts.
- Pour simplifier l'analyse structurale et la mise en œuvre de la précontrainte, il est préférable de concevoir des ouvrages en béton précontraint en place sans biais.
- En cas d'incertitude sur les valeurs de coefficients de frottement, un toron supplémentaire par câble peut être prévu pour compenser, s'il y a lieu, un manque de précontrainte dû à une sous-estimation des pertes par frottement.
- Dans le cas particulier des torons gainés-protégés, les gammes à utiliser pour les valeurs des coefficients de frottement sont :

$$0,001 \leq k \leq 0,0016 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$0,05 \leq \mu \leq 0,07$$

- Pour la précontrainte extérieure, les valeurs des coefficients de frottement sont données à l'article 8.3.2.4.3.

8.3.2.2 Dispositions constructives

- La distance entre l'extrémité du tablier et le centre de l'appareil d'appui mesure au moins 450 mm au droit de l'extrémité du tablier.
- Le diaphragme d'about mesure au moins 1 000 mm de largeur, au droit de l'extrémité du tablier.
- La faisabilité de la disposition des ancrages aux extrémités des poutres doit être vérifiée.
- Les déviations des gaines sont limitées au minimum et se situent, dans la mesure du possible, dans un seul plan.
- Les rayons de courbure des gaines doivent être conformes aux valeurs minimales spécifiées par le manufacturier.
- Les gaines doivent comporter une partie rectiligne, au voisinage des ancrages ou des coupleurs, d'une longueur égale ou supérieure à 0,5 m.
- L'armature des divers éléments du pont (chevêtres, diaphragmes, etc.) est disposée de façon à éviter d'entraver les câbles. Dans le cas d'un système de tablier à poutres et dalle, l'armature transversale du lit inférieur de la dalle est coupée, s'il y a lieu, et la continuité de la dalle est conservée au moyen de barres supplémentaires chevauchant les barres coupées en place.

8.3.2.3 Plan

Les plans doivent contenir toutes les données nécessaires pour effectuer le calcul de la précontrainte du pont, soit :

- Le schéma du pont montrant le système structural utilisé, les portées de calcul, le chargement, le facteur d'essieu et le coefficient de majoration dynamique utilisés pour les calculs de structure, etc.
- Les caractéristiques structurales des sections du pont, à chaque dixième de portée de tous les éléments précontraints : aire, inertie, Y_t , Y_b .
- Une coupe transversale type des éléments structuraux précontraints avec les dimensions requises et la position de l'axe neutre.

- Le recouvrement minimal permis entre le dessus de la gaine et le dessus de la dalle ainsi que la distance minimale permise entre le dessous de la gaine et le dessous du tablier, en tenant compte des normes déjà émises et des armatures choisies. On fournit des renseignements identiques pour les béquilles précontraintes d'un portique, etc.
- La résistance caractéristique à 28 jours du béton des divers éléments composant la structure et les modules d'élasticité correspondants.
- Un tableau détaillé montrant les valeurs des moments fléchissants, des efforts tranchants et des efforts axiaux (s'il y a lieu) à chaque dixième de portée des éléments, en indiquant si ces valeurs sont pour le tablier entier ou non et en donnant la convention des signes.

Si l'espacement des poutres ou caissons est choisi de telle sorte que les efforts sous charge totale sont les mêmes pour chacun de ces éléments, on indique sur le plan les efforts pour une seule poutre ou caisson ainsi que les caractéristiques structurales d'un élément (poutre ou caisson), que l'on obtient en divisant les caractéristiques du tablier entier par le nombre de poutres ou caissons.

Ces valeurs incluent les efforts causés par le poids propre, les charges permanentes surimposées, la surcharge routière, les variations de température, la poussée des terres, le retrait du béton, le raccourcissement élastique et le fluage dus à la précontrainte, etc.

Le tableau inclut toutes les valeurs correspondant aux cas de chargements suivants :

- Charges temporaires à la construction

Systeme sans phase :

Poids propre, poussée des terres totale ou partielle, température, raccourcissement élastique dû à la précontrainte.

Systeme avec phases :

Charge identique au système sans phase plus une surcharge de construction évaluée en regard du procédé de construction prévu selon les phases établies.

- Charges en service

Poids propre et charges permanentes surimposées, surcharge routière minimale et maximale, incluant le coefficient de majoration dynamique, vent, forces longitudinales, température, poussée des terres, retrait du béton, raccourcissement élastique et fluage dus à la précontrainte, tremblement de terre, etc.

- Une suggestion d'un système par phases de construction, si nécessaire, avec les détails et les valeurs des moments de flexion, des efforts tranchants et des efforts axiaux (s'il y a lieu). Les phases sont contiguës si possible et on doit éviter les bancs de support.
- Toutes les restrictions imposées au calcul de la précontrainte et à la procédure des mises en tension pour satisfaire les exigences imposées par le dimensionnement des autres éléments du pont ou par la programmation des travaux.
- Les valeurs de la déflexion à long terme due au poids propre et aux charges permanentes surimposées à chaque dixième de travée et le coefficient utilisé pour ce calcul.

8.3.2.4 Précontrainte extérieure

8.3.2.4.1 Généralités

Dans certains ouvrages, les câbles de précontrainte sont placés à l'extérieur des sections de béton. Selon le cas, le recours à la précontrainte extérieure est total ou partiel.

Dans la précontrainte extérieure totale, tous les câbles de précontrainte sont extérieurs au béton, tandis que dans la précontrainte extérieure partielle, une partie des câbles est intérieure au béton (par exemple pour résister aux charges mortes et aux charges de construction) et l'autre partie est extérieure au béton (par exemple pour résister aux charges permanentes surimposées et aux surcharges routières).

La précontrainte extérieure offre plusieurs avantages, tels que :

- amélioration des conditions de bétonnage;
- amélioration des conditions de mise en place des câbles de précontrainte;
- amélioration des conditions d'injection;
- facilité de contrôle et d'inspection;
- possibilité de remplacement des câbles extérieurs;
- allègement des structures.

La précontrainte extérieure comporte deux aspects dont il faut tenir compte afin d'éviter certains inconvénients. D'une part, les câbles étant accessibles, ils présentent une certaine vulnérabilité à des attaques pouvant causer leur destruction. D'autre part, étant apparents, ils nécessitent des considérations d'esthétique.

Les indications qui suivent s'appliquent à une précontrainte extérieure dont le tracé des câbles peut être légèrement hors de la hauteur des sections dont ils assurent la précontrainte et, par conséquent, excluent les ouvrages haubanés.

8.3.2.4.2 Technologies de précontrainte extérieure

Il existe différentes technologies avec des systèmes de protection variés; cependant, dans le contexte nord-américain, la meilleure protection et la plus économique consiste à injecter les câbles extérieurs avec un coulis de ciment.

Selon le type de torons utilisés, il est recommandé d'utiliser un des deux types de technologies suivants :

a) Câbles constitués de torons et injectés au coulis de ciment

C'est la technologie classique qui consiste à effectuer la mise en tension des torons et à procéder ensuite à l'injection de la gaine au coulis de ciment. Cependant, cette méthode ne permet pas une remise en tension ultérieure du câble de précontrainte. De plus, la démontabilité, en cas de remplacement éventuel du câble, est une opération destructive (coupe de torons tendus) qui rend plus difficile le remplacement.

b) Câbles constitués de monotorons gainés-protégés et injectés au coulis de ciment

Cette technologie consiste à utiliser des monotorons gainés-protégés individuellement et regroupés dans la gaine principale. L'ensemble des monotorons gainés-protégés est mis en place dans la gaine à l'aide d'une tension minimale spécifiée au devis; on effectue ensuite l'injection de la gaine au coulis de ciment et une fois le coulis durci, on peut alors effectuer la mise en tension du câble dans son ensemble ou toron par toron jusqu'à la tension finale prescrite.

Le diamètre intérieur de la gaine principale, logeant l'ensemble des monotorons gainés-protégés, doit être légèrement supérieur au diamètre de la gaine utilisée pour un câble de précontrainte traditionnel de même résistance.

Cette technologie permet la remise en tension ultérieure des câbles et réduit en outre les pertes par frottement du fait des faibles valeurs de coefficient de friction.

De plus, la démontabilité, en cas de remplacement éventuel du câble, est une opération non destructive (coupe de torons détendus) qui simplifie le remplacement.

Dans le cas des monotorons gainés-protégés, on doit prévoir l'espace nécessaire à l'encombrement des vérins lors d'une éventuelle remise en tension des câbles au niveau des ancrages. De même, une longueur suffisante de torons dépassant l'ancrage est conservée, afin de rendre possible cette remise en tension.

8.3.2.4.3 Exigences particulières de conception

a) Remplacement des câbles

Dans la mesure où l'on peut recourir à des câbles extérieurs pour un supplément de coût modéré, il y a lieu de prendre systématiquement toutes dispositions pour faciliter leur remplacement en cas de déficience quelconque (corrosion, etc.).

À cette fin, l'accès à tous les ancrages correspondants doit être prévu ainsi que les dégagements nécessaires à la mise en place des dispositifs de détension, s'il y a lieu, et à la mise en place des éventuels câbles de remplacement. L'encombrement des vérins nécessaires doit donc être prévu.

De plus, pour faciliter la démontabilité du câble, son tracé doit être rectiligne ou circulaire dans chacune des zones où il traverse le béton. L'utilisation de déviateurs à double paroi facilite l'opération.

Par ailleurs, tout processus de remplacement d'un câble de précontrainte doit être approuvé au préalable par le concepteur.

Il importe donc que la conception du câblage tienne compte des conditions de remplacement d'un câble, l'ouvrage devant respecter les conditions réglementaires vis-à-vis des états limites d'utilisation à vide (sans surcharge routière), lorsqu'un câble est remplacé.

b) Vibrations des câbles

Afin d'éviter la vibration excessive des câbles qui pourrait être à l'origine de phénomènes de fatigue, il convient de limiter leurs longueurs libres.

À moins d'une analyse plus précise, la plus grande longueur libre d'un câble de précontrainte est limitée à 10 mètres.

Si les déviateurs sont très espacés, il faut intercaler entre les câbles des dispositifs légers (entretoises - amortisseurs) ne reprenant en principe aucun effort, mais capable d'empêcher les vibrations.

c) Câbles supplémentaires

Dans le cas de nouveaux ouvrages, on doit prendre toutes les dispositions nécessaires à la mise en œuvre de câbles additionnels, ce qui suppose qu'il faut prévoir des ouvertures supplémentaires au niveau des déviateurs et des zones d'ancrage. Cette précaution permet l'éventuel renforcement ultérieur de l'ouvrage et peut aussi être utile lorsqu'il faut remplacer un câble.

d) Accessibilité des câbles

Vu la vulnérabilité des câbles extérieurs, il est essentiel de prendre toutes les dispositions possibles pour les rendre inaccessibles aux personnes non autorisées.

e) Tension initiale

La mise en tension initiale des câbles extérieurs est, en premier lieu, soumise aux mêmes limitations que celles des câbles de précontrainte intérieurs au béton.

Elle est, en second lieu, limitée de telle façon qu'une opération de détension n'entraîne pas un dépassement supérieur à 5 % des valeurs maximales prévues par le code pour la mise en tension initiale.

f) Coefficient de frottement

Pour les câbles constitués de torons logés dans une gaine extérieure au béton, la valeur du coefficient de frottement (k) tend vers une valeur nulle. On utilise cependant la valeur minimale suivante :

$$k \geq 0,0006 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

Le coefficient de frottement (μ) est fonction de la nature du conduit dans les déviateurs et dans ce cas, la valeur à utiliser est comprise dans la gamme suivante :

$$0,2 \leq \mu \leq 0,3 \text{ (conduit en acier)}$$

$$0,12 \leq \mu \leq 0,15 \text{ (conduit en polyéthylène à haute densité)}$$

Lorsque le câble est constitué de monotorons gainés-protégés enfilés dans une gaine qu'on injecte au coulis de ciment avant d'effectuer la mise en tension, on utilise alors une valeur comprise dans les gammes suivantes, pour les coefficients k et μ :

$$0,001 \leq k \leq 0,0016 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$0,05 \leq \mu \leq 0,07$$

8.3.2.4.4 Prescriptions et spécifications

a) Gaines

Les caractéristiques des gaines doivent permettre de satisfaire aux exigences suivantes :

- mise en œuvre dans de bonnes conditions;
- propreté avant l'enfilage des câbles;
- compatibilité vis-à-vis des produits d'injection et des câbles;
- résistance à la pression d'injection maximale proposée par l'entrepreneur;
- résistance à la pression de contact exercée par les câbles dans les zones courbes lors de la mise en tension;
- bonne durabilité.

Le tableau 8.3-1 indique les diamètres extérieurs et les rayons minimaux utilisables des gaines pour les câbles les plus couramment employés.

Tableau 8.3-1

Diamètre extérieur et rayon minimal des gaines en P.E.H.D. pour câbles standards

Câbles	Diamètre extérieur (mm)	Rayon minimal (m)
7T15	75	2
12T15	90	2,5
19T15	110	3
31T15	140	4

b) Déviateurs

1) Généralités

Le déviateur est constitué d'un élément structural capable de reprendre les efforts exercés par le câble dans la zone de déviation et d'un organe assurant la géométrie de la déviation.

Les caractéristiques du déviateur doivent permettre de satisfaire aux exigences suivantes :

- résister aux forces tant longitudinales que transversales provenant des câbles et les transmettre à la structure;

- réaliser sans cassure angulaire inacceptable le raccordement entre deux tronçons droits coplanaires;
- à moins d'indication contraire, permettre la démontabilité du câble sans intervention dommageable pour les éléments structuraux.

2) Types de déviateurs

Selon l'organe de déviation utilisé, on distingue essentiellement deux types de déviateurs : le déviateur simple et le déviateur à double paroi.

- Déviateur simple (voir la figure 8.3-1)

Le déviateur simple est basé sur le principe de la déviation par le conduit, c'est-à-dire que l'organe de déviation est un tronçon de conduit scellé dans le béton.

- Déviateur à double paroi (voir la figure 8.3-2)

Le déviateur à double paroi est constitué d'un élément indépendant de la gaine en P.E.H.D. et est lié à la structure du déviateur.

À moins d'une impossibilité ou d'indications contraires, on utilise le déviateur à double paroi.

3) Matériaux et mise en œuvre

Le tracé théorique du câble doit respecter, dans sa zone de déviation, le rayon minimal défini dans le tableau 8.3-1 pour les câbles les plus courants.

Le rayon de cintrage du ou des conduits dans le béton doit alors être plus grand que le rayon minimal spécifié; dans le cas d'un déviateur à double paroi, la paroi déviatrice en métal doit avoir un diamètre intérieur au moins égal au diamètre extérieur de la gaine en P.E.H.D. plus 10 mm.

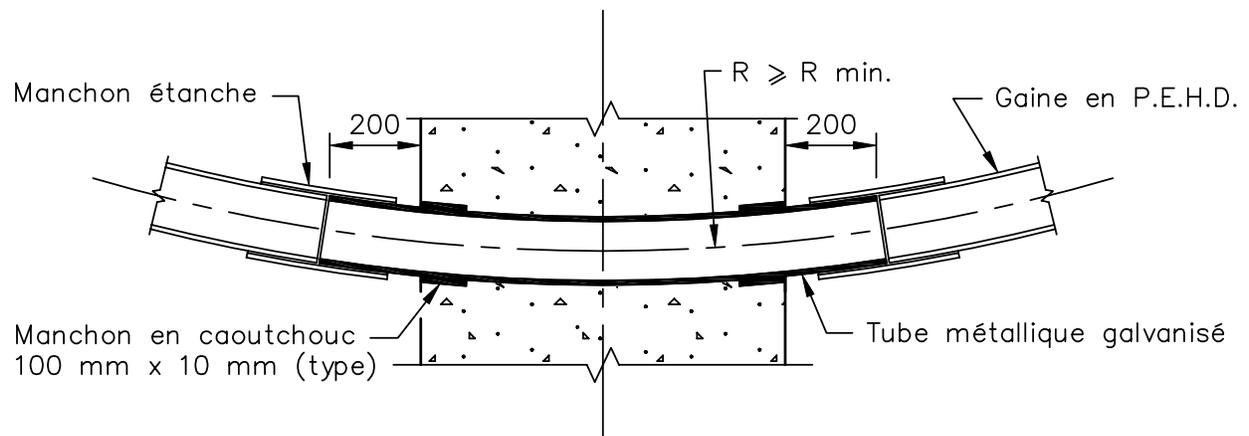
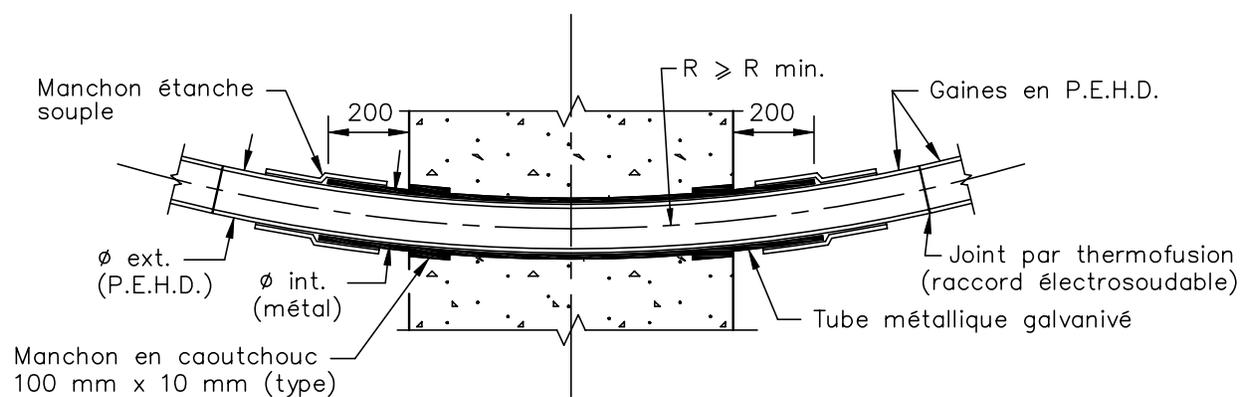


Figure 8.3-1
Déviateur simple



N.B. : $\varnothing \text{ int. (métal)} \geq \varnothing \text{ ext. (P.E.H.D.)} + 10\text{mm}$

Figure 8.3-2
Déviateur à double paroi

c) Zone d'ancrage

Les diaphragmes en béton, qui servent à ancrer les câbles, doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- Résister aux forces longitudinales et transversales provenant des câbles et les transmettre à l'ensemble de la structure.
- Réaliser, sans cassure angulaire inacceptable, le raccordement avec les tronçons rectilignes constituant les tracés des câbles à leur sortie.
- À moins d'indications contraires, permettre la démontabilité du câble sans intervention dommageable pour les éléments structuraux et ce, dans les limites de la technologie en cause.

8.3.2.4.5 Plan

Comme pour la précontrainte par post-tension intérieure au béton, les plans doivent contenir toutes les données nécessaires pour effectuer le calcul de la précontrainte.

De plus, il faut spécifier que la précontrainte est extérieure et indiquer les paramètres qui lui sont spécifiques tels que :

- technologie utilisée;
- type de gaine;
- type de déviateurs et leur localisation;
- disposition à prendre pour précontrainte additionnelle;
- supports permanents et leur localisation;
- toutes indications supplémentaires nécessaires à la réalisation du projet.

8.3.2.5 Précontrainte transversale

En général, on applique une précontrainte transversale sur un tablier de pont si sa largeur dépasse 15 m. Cette précontrainte doit être calculée pour contrôler la fissuration due au retrait et aux effets de température.

La précontrainte calculée doit cependant respecter les exigences minimales suivantes :

- la précontrainte effective après le calcul des pertes de précontrainte doit procurer une contrainte de compression de 0,7 MPa sur la surface brute de béton ;
- l'espacement des câbles de précontrainte ne doit pas être supérieur à 1400 mm.

8.3.3 Béton précontraint préfabriqué

8.3.3.1 Généralités

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint consistent en un système structural où les poutres préfabriquées supportent le poids de la dalle et des diaphragmes en phase temporaire de construction et agissent de façon mixte avec la dalle en service pour supporter les surcharges permanentes et la surcharge routière.

Dans le cas des travées continues, la continuité s'effectue au-dessus des piles par le biais du diaphragme et de la dalle. Le concept structural passe donc d'un système isostatique en phase temporaire de construction à un système hyperstatique en service d'où son appellation de structure semi-continue. Dans tous les cas de pont à plus d'une travée, le système doit comporter deux appareils d'appui par pile pour en faciliter le montage et permettre, si possible, l'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté.

Dans le but de faciliter l'obtention du profil final de la route au droit du pont, le concepteur doit tenir compte de la cambrure résiduelle des poutres pour établir les élévations du dessus des assises des appareils d'appui en abaissant les assises d'une valeur équivalente à la cambrure résiduelle estimée. Cette cambrure résiduelle correspond à la différence entre la cambrure théorique à la sortie de l'usine (à 24 heures) et la perte de cambrure sous le poids du béton de la dalle et des chasse-roues, trottoirs ou glissières, ainsi que du poids de l'enrobé à chaud.

Dans les structures multi-travées, des armatures de continuité localisées dans la dalle et dans le talon des poutres sont requises pour supporter les charges externes et les charges internes telles que le retrait, le fluage, la précontrainte et la température (voir figure 8.3-3).

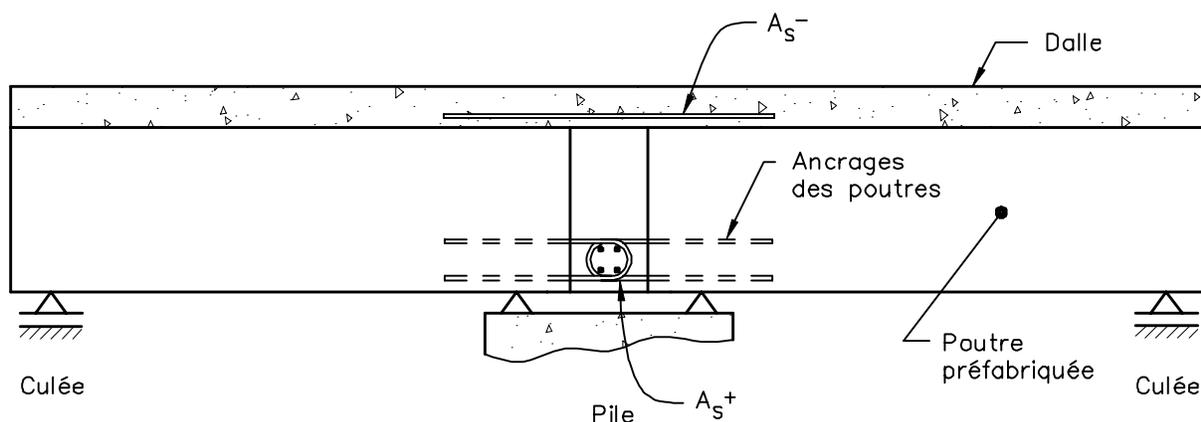
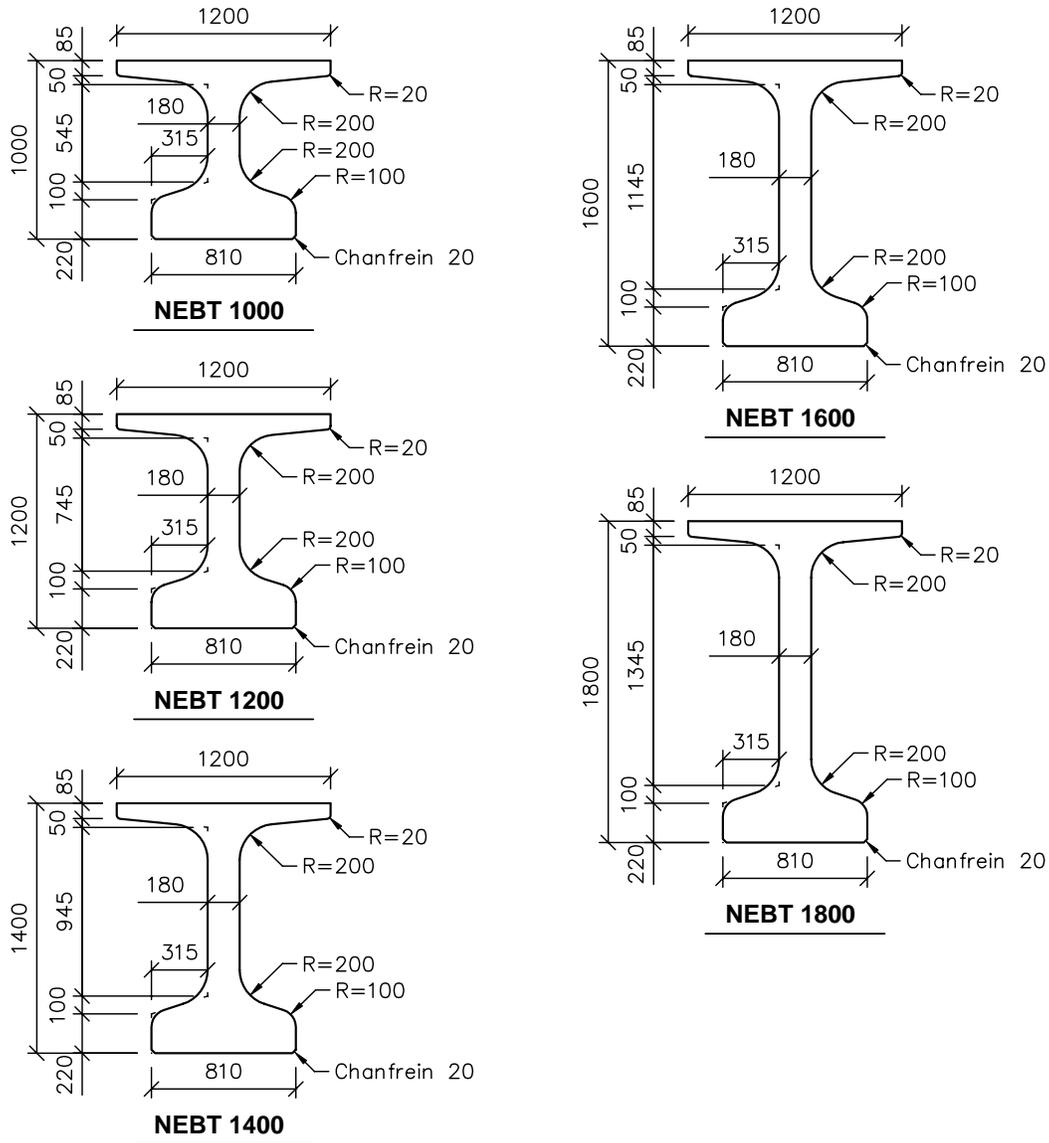


Figure 8.3-3
Structure semi-continue

8.3.3.2 Choix des poutres préfabriquées en béton précontraint

La figure 8.3-4 montre les caractéristiques des poutres préfabriquées de type NEBT (1000, 1200, 1400, 1600 et 1800).



Type	Aire	Yb	Moment d'inertie	Poids linéique
NEBT	mm ² x 10 ³	mm	mm ⁴ x 10 ⁹	kN/m
NEBT 1000	481	483.2	62.1	11.78
NEBT 1200	517	574.8	99.1	12.67
NEBT 1400	553	667.3	146.5	13.55
NEBT 1600	589	760.9	204.8	14.43
NEBT 1800	625	855.1	274.9	15.31

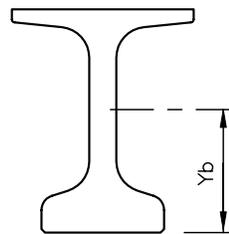


Figure 8.3-4
Caractéristiques des poutres préfabriquées de type NEBT

Les figures 8.3-5 à 8.3-9 permettent de guider le concepteur dans le choix des poutres préfabriquées de type NEBT. Ces figures donnent la quantité de précontrainte par prétension en fonction de la portée de calcul pour différents espacements de poutres. La quantité de précontrainte est constituée de torons droits et de torons défléchis (relevés); les torons défléchis représentant environ 20 à 25 % de la quantité totale de torons. Ces figures ne doivent être utilisées qu'à titre indicatif seulement et toute conception doit faire l'objet d'une analyse structurale complète.

Les poutres de ces figures sont pour une travée simple; elles ont été calculées pour le cas particulier d'un tablier dont la largeur de la chaussée peut contenir de 2 à 4 voies ($W_c < 17$ m) et qui comprend 2 dispositifs de retenue de type 301 (niveau de performance NP-3). La longueur des porte-à-faux est la moitié de l'espacement des poutres.

Les calculs ont été faits suivant les prescriptions de la norme CAN/CSA-S6-00 ainsi que selon les données et indications mentionnées ci-après.

8.3.3.3 Charges et matériaux

POIDS PROPRE

Surcharge routière CL-625 (incluant le coefficient de majoration dynamique)

Enrobé

Épaisseur (mm)	65
----------------	----

Dalle

Épaisseur t (mm)	200
Béton : f'_c (MPa)	50
Acier d'armature : f_y (MPa)	400

Diaphragmes intermédiaires

Hauteur (mm)	h. poutre - 470
Largeur (mm)	250
Espacement max. (m)	15

Poutre préfabriquée

Portée (m)	Centre à centre des appareils d'appui
Béton : f'_c (MPa)	50
f'_{ci} (MPa)	40
Nombre de poutres	N

Acier de précontrainte

Torons à basse relaxation : ϕ (mm)	15,2
Aire d'un toron A_{ps} (mm ²)	140
Résistance ultime f_{pu} (MPa)	1860
Mise en tension $0,75 f_{pu}$ (MPa)	1395

Armature

Étriers :	2 barres N° 10 : A_v (mm ²)	2 x 100
Nuance :	toutes les barres	400W

8.3.3.4 Calcul des poutres préfabriquées

8.3.3.4.1 Calcul des charges permanentes

- Poids propre de la poutre : voir la figure 8.3-4.
- Charge de la dalle sur une poutre préfabriquée (kN/m)

$$t \times \text{espacement (mm)} \times \frac{24,00}{10^6} + \text{poids des goussets}$$

- Charge sur une poutre mixte (kN/m)

charge/poutre = somme des poids (enrobé, chasse-roue(s), trottoir(s), glissières), divisé par N

dans le cas particulier du tableau qui suit, nous avons les valeurs suivantes :

$$\text{deux dispositifs de retenue de type 301 en béton : } 2 \times 8,36 = 16,72 \text{ kN/m}$$

8.3.3.4.2 Contraintes permises

- Contrainte initiale permise dans le béton, due à la flexion, immédiatement après la relâche des torons (MPa) :

$$\text{Traction} \quad 0,2 \sqrt{f'_{ci}}$$

$$\text{Compression} \quad 0,6 f'_{ci}$$

- Contrainte finale permise dans le béton, due à la flexion, après toutes les pertes de précontrainte (MPa) :

Traction $0,4 \sqrt{f'_c}$

Compression $0,4 f'_c$

8.3.3.4.3 Facteur d'essieu

Le facteur d'essieu est obtenu par la méthode simplifiée du chapitre 5.

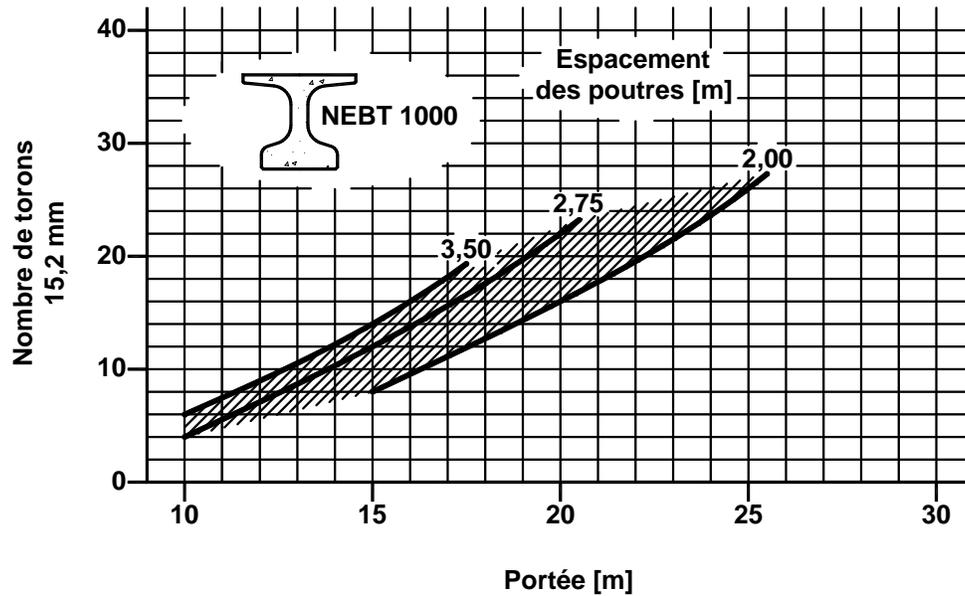


Figure 8.3-5
Quantité de précontrainte – poutre NEBT 1000

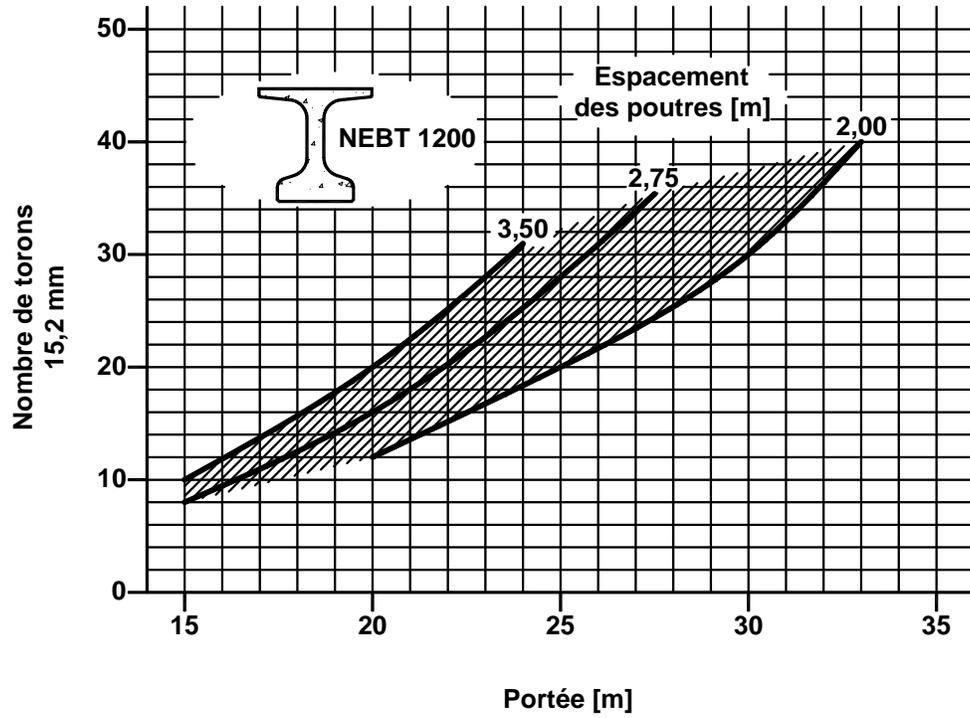


Figure 8.3-6
Quantité de précontrainte – poutre NEBT 1200

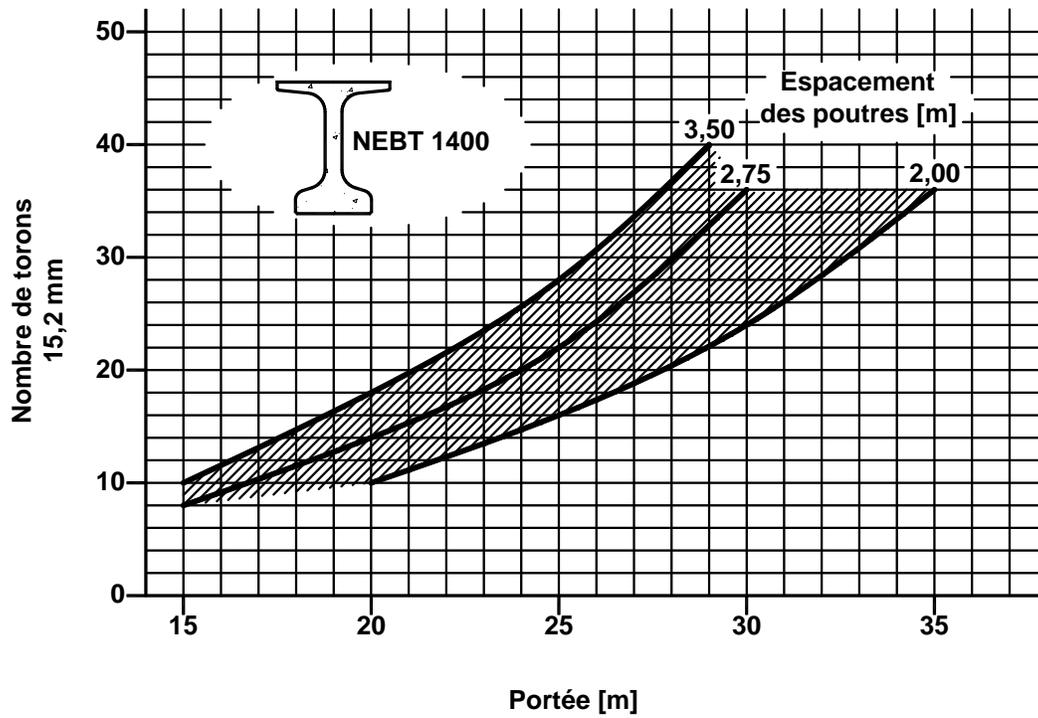


Figure 8.3-7
Quantité de précontrainte – poutre NEBT 1400

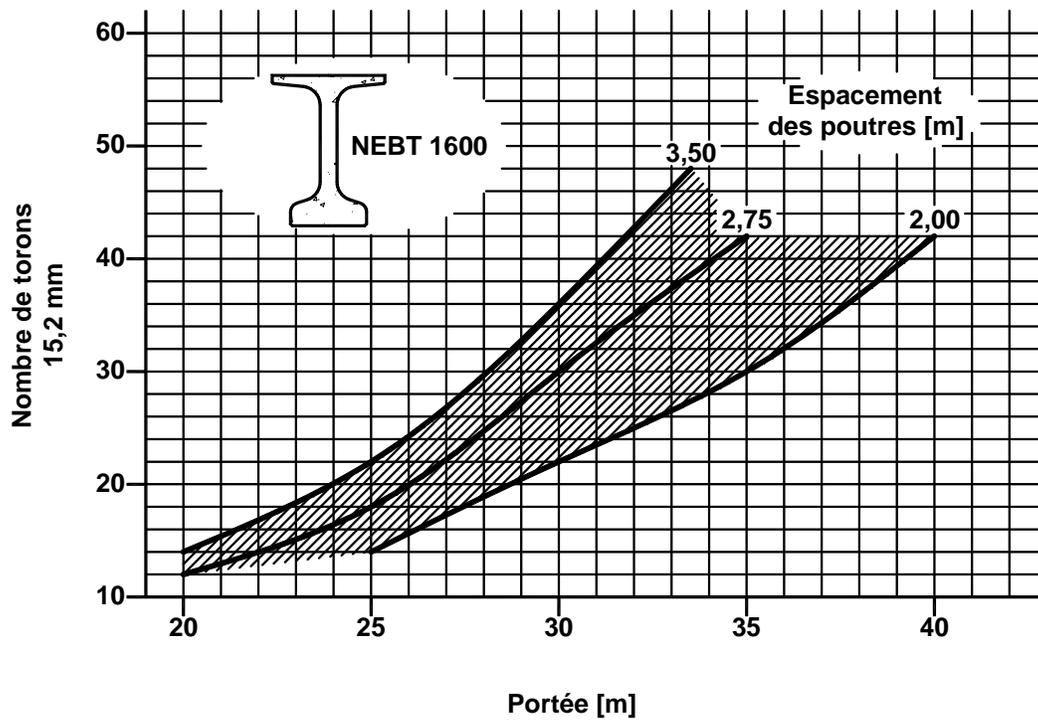


Figure 8.3-8
Quantité de précontrainte – poutre NEBT 1600

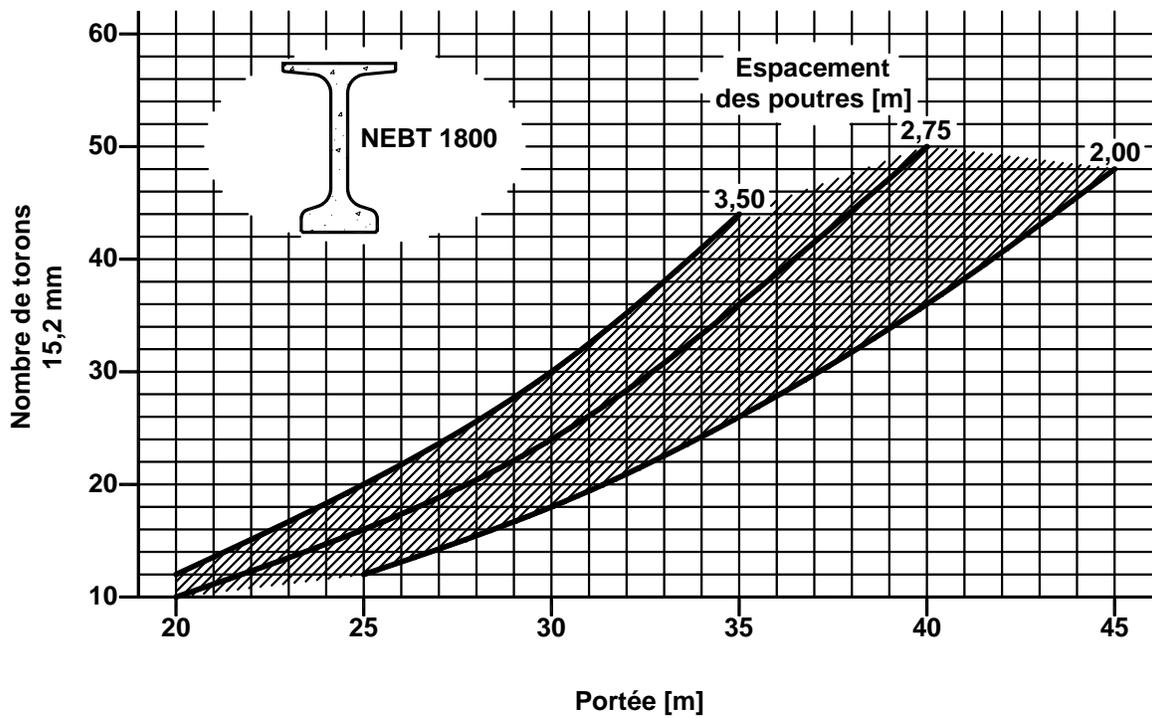


Figure 8.3-9
Quantité de précontrainte – poutre NEBT 1800

8.3.3.5 Élaboration des plans

8.3.3.5.1 Détails des armatures

Les armatures de précontrainte sont constituées de torons de 12,7 ou 15,2 mm de diamètre et peuvent être utilisées dans les deux modes de précontrainte, soit la prétension ou la post-tension. La méthode usuelle de fabrication des poutres utilise cependant le mode de précontrainte par prétension.

En ce qui concerne les armatures non précontraintes, la méthode de calcul des étriers de cisaillement de la norme CAN/CSA-S6-00 utilise la méthode générale qui donne, dans certains cas, un espacement des étriers beaucoup plus grand que celui fourni par la méthode simplifiée utilisée jusqu'à présent dans le calcul des poutres préfabriquées.

Comme le comportement de poutres pourvues de moins d'étriers qu'auparavant n'est pas connu, on doit respecter les espacements suivants comme critère minimal pour chaque type de poutres.

NEBT	N°	Espacements des étriers
1000 et 1200	N° 15 :	1 à 50, 10 à 75, puis
	N° 10 :	6 à 180, 12 à 250, le reste à 300
1400	N° 15 :	1 à 50, 10 à 75, puis
	N° 10 :	12 à 150, 13 à 200, le reste à 300
1600 et 1800	N° 15 :	1 à 50, 10 à 75, puis
	N° 10 :	5 à 130, 13 à 230, le reste à 300

Voir la figure 8.3-10 pour l'arrangement général des armatures.

Le détail précis des armatures est donné sur les plans types pour chaque type de poutre.

À l'extrémité d'une poutre en pente, on néglige la correction de la verticalité lorsque la correction est inférieure à 25 mm et le point de relève des torons est situé à une distance du centre de la poutre égale à environ 1/10 de la longueur totale de la poutre (voir la figure 8.3-11).

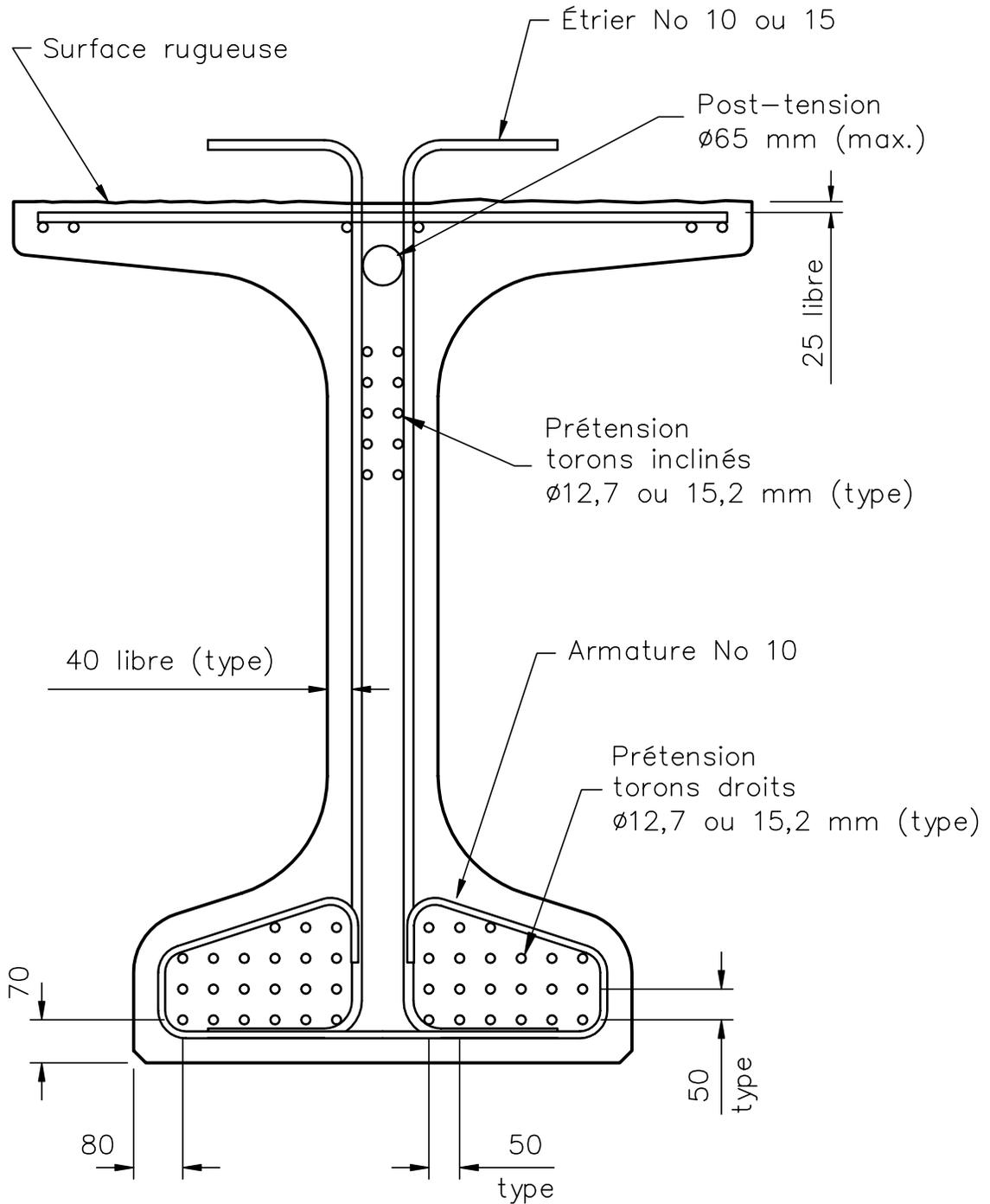


Figure 8.3-10
Arrangement général des armatures

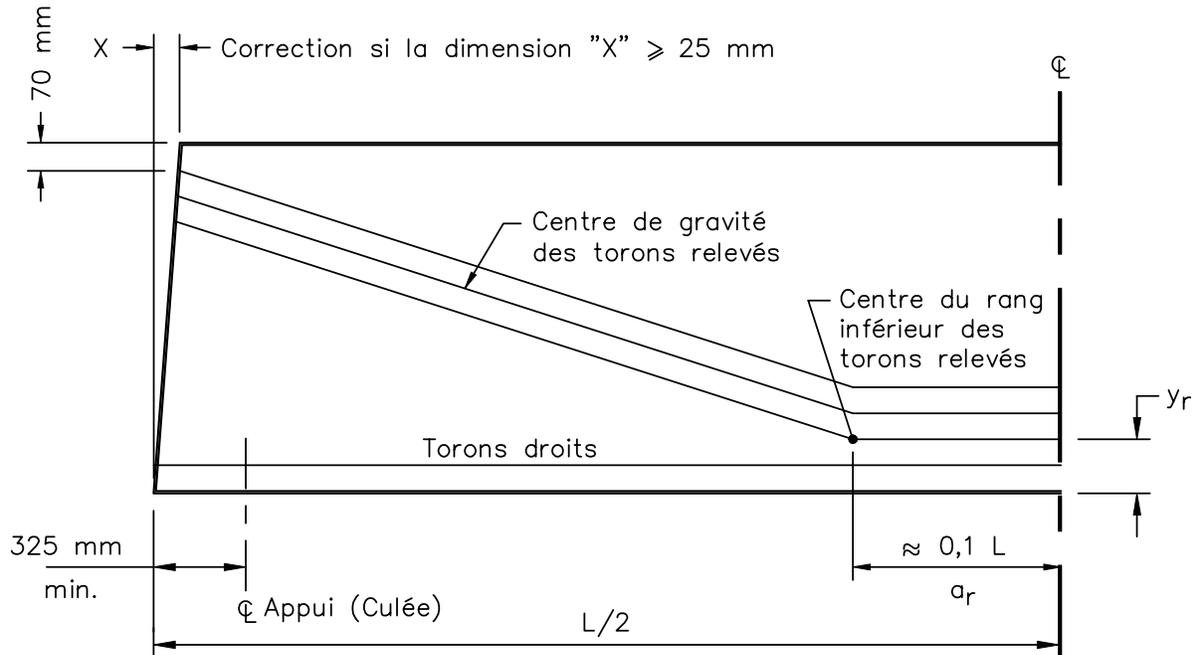


Figure 8.3-11
Correction aux extrémités des poutres

8.3.3.5.2 Extrémité des tabliers de pont

L'extrémité des tabliers de pont peut reposer sur des appuis de type « fixe » ou « mobile » et le type de joint de tablier dépend de la longueur du pont.

La figure 8.3-12 illustre différents agencements rencontrés aux extrémités des tabliers à poutres préfabriquées en béton précontraint. Aux culées, la distance entre le centre de l'appui de la poutre et son extrémité doit être de 325 mm et la distance libre à l'about de la poutre est d'au moins 200 mm.

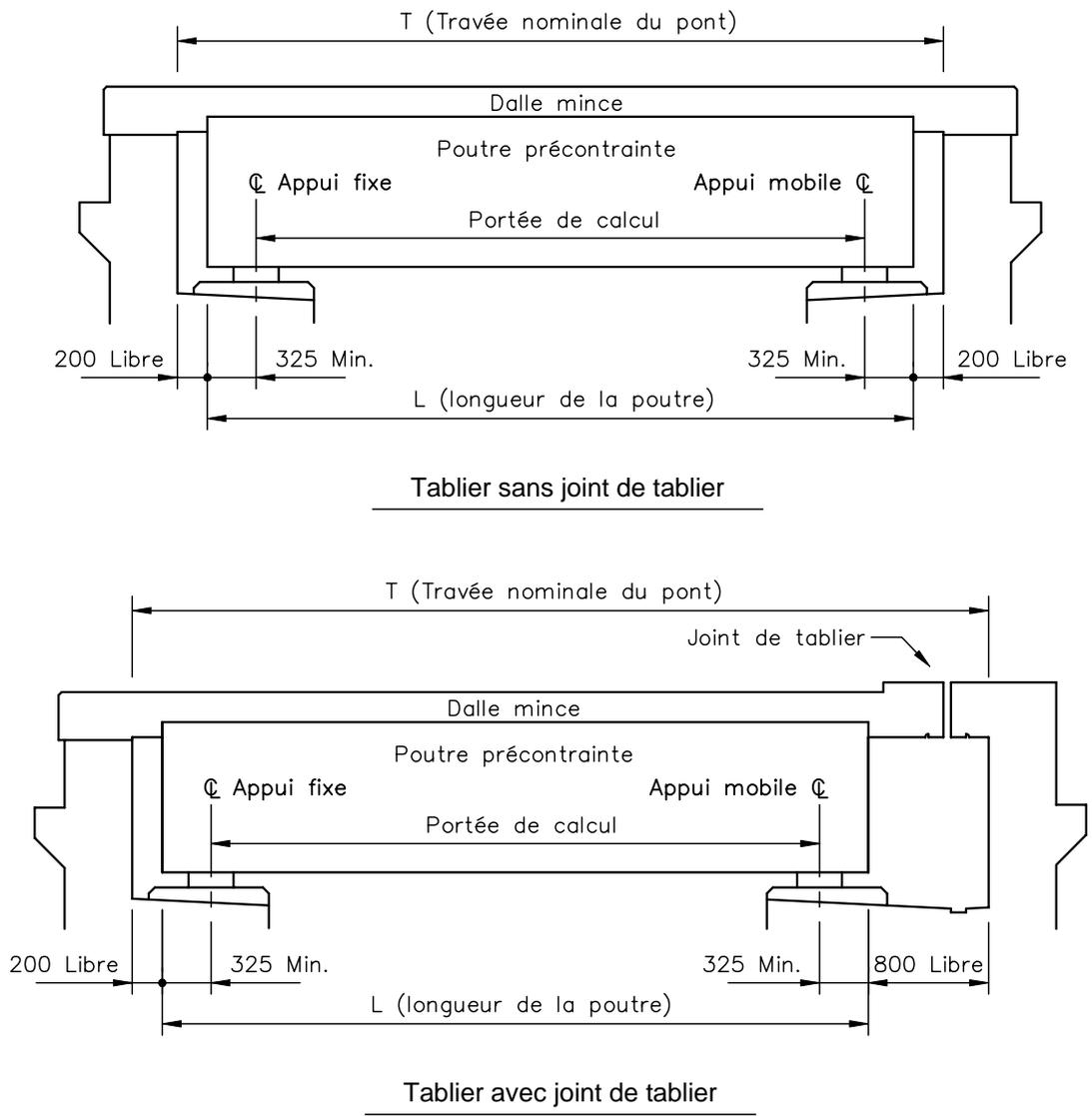


Figure 8.3-12
Extrémités des tabliers de pont

8.3.3.5.3 Stabilité longitudinale

Les tabliers de pont doivent être retenus longitudinalement sous des charges telles qu'un séisme ou le freinage. En général, les poutres préfabriquées en béton sont retenues à la culée « fixe » par des tiges d'ancrage en acier ou par des appareils d'appui à élastomère confiné, telles qu'illustrées à la figure 8.3-13.

La tige d'ancrage est le système de retenue de tablier le plus courant pour les poutres préfabriquées de type NEBT car il peut s'utiliser avec un appareil d'appui en élastomère fretté. Leur résistance est fonction du diamètre de la tige et de la résistance en compression du béton de la culée. La résistance ultime de 2 types d'ancrage est indiquée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 8.3-2
Tiges d'ancrage

Résistance à l'effort tranchant V_r AUX ÉLUL		
Armature (N°)	$f'_c = 35$ MPa	$f'_c = 50$ MPa
N° 35	225 kN	288 kN
N° 45	372 kN	432 kN

L'acier d'armature utilisé comme ancrage doit être de grade 400 W et conforme à la norme CSA-G30, 18 – M.

Lorsque l'intensité des charges longitudinales est supérieure à la capacité en cisaillement V_r des tiges d'ancrage, les poutres doivent reposer sur des appareils d'appui « fixe » à élastomère confiné.

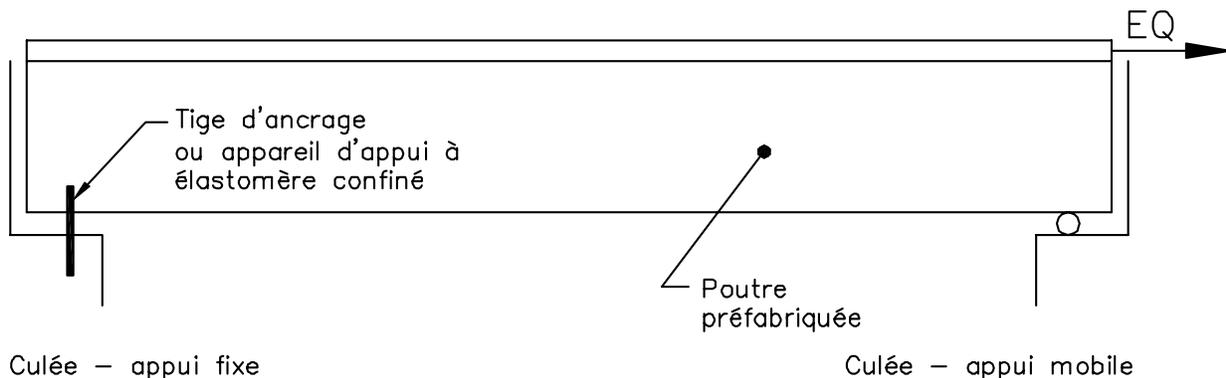
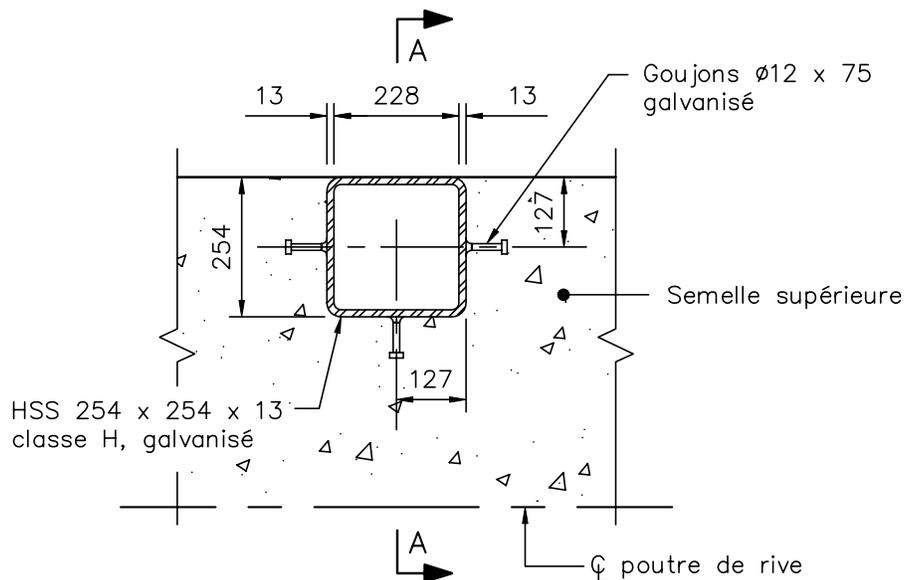


Figure 8.3-13
Stabilité longitudinale

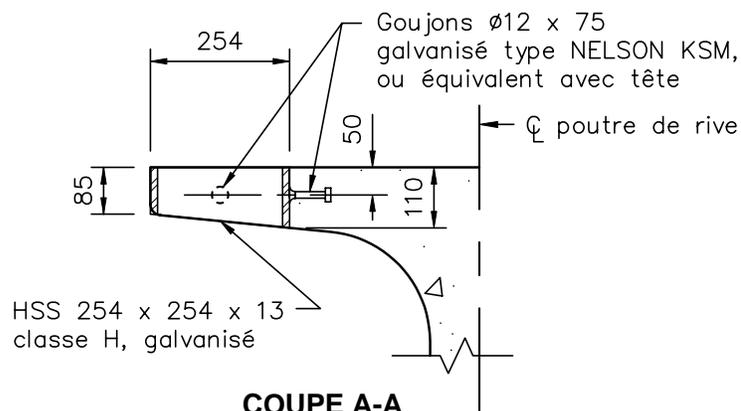
8.3.3.5.4 Drainage du tablier

Lorsqu'une poutre de rive nuit au libre passage d'un drain de tablier et qu'elle ne peut être déplacée pour permettre le passage du drain à proximité de sa semelle supérieure, il est possible de pratiquer une ouverture sur le rebord de cette semelle.

Cette semelle doit alors être renforcée au moyen d'un cadre métallique (voir la figure 8.3-14). Les dimensions des plaques d'acier du cadre de renforcement doivent être déterminées par calcul et selon l'emplacement du drain dans la travée. Le cadre de renforcement en acier galvanisé doit être détaillé et localisé sur le plan des poutres.



PLAN



COUPE A-A

Notes:

- Acier: CAN/CSA-G40.21, nuanve 350W.

Figure 8.3-14
Cadre de renforcement pour drain

8.3.3.5 Appareils d'appui des poutres préfabriquées de type NEBT

L'utilisation d'appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants et à élastomère confiné requiert la présence d'une plaque d'acier encastrée dans la surface d'appui des poutres. Cette plaque d'acier installée à l'usine doit être de nuance 350A pour permettre le soudage à la plaque supérieure de l'appareil d'appui.

8.3.3.6 Longueur maximale des poutres préfabriquées de type NEBT

Le fabricant est responsable du transport et de la mise en place des poutres. Il doit obtenir un permis spécial de la SAAQ pour transporter les poutres sur le réseau routier. La longueur maximale transportable dépend de la masse de la poutre, de la quantité de précontrainte et des difficultés rencontrées sur le trajet.

Dans le cas de poutres préfabriquées en béton, on limite à 60 tonnes le poids de la poutre devant utiliser le réseau routier. Le tableau ci-dessous indique la longueur maximale des poutres préfabriquées de type NEBT pouvant être utilisées dans un projet.

Tableau 8.3-3
Longueur maximale des poutres préfabriquées

Poutre (type)	Longueur max. (m)
NEBT 1000	25,5
NEBT 1200	33,0
NEBT 1400	35,0
NEBT 1600	40,8
NEBT 1800	38,4

CHAPITRE 9
OUVRAGES EN BOIS

TABLE DES MATIÈRES

9.1 OUVRAGES EN BOIS

9-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.9 Ouvrages en bois

9.1 OUVRAGES EN BOIS

La conception des ouvrages en bois doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

CHAPITRE 10

OUVRAGES EN ACIER

TABLE DES MATIÈRES

10.1	NUANCE DE L'ACIER	10-1
10.2	BOULONS, ÉCROUS, RONDELLES ET GOUJONS DE CISAILLEMENT	10-1
10.2.1	Boulons, écrous, rondelles	10-1
10.2.2	Goujons de cisaillement	10-2
10.3	CAMBRURE ET FLÈCHE	10-3
10.4	TABLEAU DES EFFORTS	10-3
10.5	CONCEPTION	10-4
10.5.1	Analyse des poutres mixtes	10-4
10.5.2	Autres exigences	10-6
10.6	CONTREVENTEMENTS ET DIAPHRAGMES AUX APPUIS	10-7
10.7	SYSTÈME D'ANCRAGE DES POUTRES PRINCIPALES	10-8

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.10 Ouvrages en acier

10.1 NUANCE DE L'ACIER

De façon générale, la nuance de l'acier à spécifier pour les éléments d'ouvrages d'art doit être conforme à celle indiquée au tableau 10.1-1.

Tableau 10.1-1
Nuance de l'acier

NORME CAN/CSA-G40.21	
Éléments principaux	Contreventements et poutres de levage
350AT ¹	350A, 350W ² ou 300W ²
350WT ¹	350W ² ou 300W ²

¹ Les exigences thermiques et énergétiques pour l'essai de résilience Charpy doivent être conformes aux tableaux 10.23.3.1 et 10.23.3.2 de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

² Galvanisé ou métallisé.

L'acier conforme à la norme ASTM A588, grade B peut être accepté comme équivalent à l'acier CAN/CSA-G40.21, nuance 350AT, si des essais démontrent que cet acier possède les propriétés de résilience requises conformément à la norme CAN/CSA-S6-00.

Les profilés laminés en acier de nuance WT ne sont pas disponibles au Canada.

10.2 BOULONS, ÉCROUS, RONDELLES ET GOUJONS DE CISAILLEMENT

10.2.1 Boulons, écrous, rondelles

Les assemblages boulonnés doivent être détaillés sur les plans en indiquant le diamètre et le type de boulons à utiliser.

Généralement, le détail d'un joint de chantier dans les poutres principales n'est pas montré aux plans à moins que le concepteur en impose l'emplacement pour des raisons structurales.

Des boulons à haute résistance A-325 doivent être spécifiés. Des boulons, écrous et rondelles de type I galvanisés doivent être spécifiés lorsque l'acier des éléments principaux est de type AT et l'acier des contreventements, des diaphragmes et des poutres de levage est de type W, galvanisé ou métallisé.

Étant donné que les boulons sont fabriqués en dimensions anglaises, les calculs doivent tenir compte des dimensions de ces boulons et les plans doivent mentionner les boulons en unités anglaises (ex. : boulons $\phi 3/4"$). Le diamètre des trous est cependant spécifié en unités métriques (ex. : trous $\phi 22$).

Tous les assemblages anti-glissements doivent être conçus conformément à l'article 10.18.2.2.1 de la norme CAN/CSA-S6-00 en considérant que les boulons sont serrés par la méthode de rotation de l'écrou. Les surfaces de contact des pièces boulonnées doivent être de catégorie A pour des surfaces d'acier non recouvertes, incluant les pièces métalliques métallisées, puisque les surfaces de contact des pièces devant être assemblées ne doivent pas être métallisées.

Dans le cas des surfaces d'acier métallisées ou peinturées, la distance minimale entre le centre d'un trou de boulon et toute rive d'une pièce devant être assemblée par boulonnage doit être d'au moins 45 mm pour les boulons dont le diamètre est inférieur ou égal à 1 po. Ces valeurs minimales sont requises puisque les surfaces de contact des pièces ne doivent pas être peinturées ou métallisées sauf sur une distance de 5 mm sur le pourtour d'une des pièces à assembler. De plus, il est nécessaire d'avoir une surface d'acier minimale sans revêtement auprès du boulon afin de développer la friction qui est requise dans un assemblage anti-glissement.

Les trous des plaques goussets des contreventements transversaux intermédiaires et des contreventements horizontaux ainsi que les trous dans les diaphragmes intermédiaires doivent être surdimensionnés selon les exigences de l'article 10.18.4.2 de la norme CAN/CSA-S6-00. Les assemblages avec des trous surdimensionnés doivent être conçus comme des assemblages anti-glissements et le calcul de la résistance au glissement aux états limites d'utilisation doit être de $0.75V_s$, selon la valeur de V_s définie à l'article 10.18.2.2.1 de la même norme.

10.2.2 Goujons de cisaillement

Les goujons doivent être conformes aux normes CSA-W59 et CAN/CSA-S6-00.

Dans le cas de travées continues, les goujons doivent être prévus dans les zones de moment négatif et leur espacement ne doit pas être supérieur à 600 mm. Si l'analyse considère que la section d'acier est mixte (poutre et armature de la dalle) dans les zones de moment négatif, l'espacement des goujons doit être réduit au besoin afin de se conformer aux exigences de la norme CAN/CSA-S6-00.

Des goujons reliant la dalle du tablier aux diaphragmes (figure 10.6-1) ou aux contreventements en K (figure 10.6-2) sont requis aux unités de fondation qui doivent assurer un support latéral au tablier. La disposition des goujons doit tenir compte des phases de construction du tablier.

10.3 CAMBRURE ET FLÈCHE

De façon générale, il faut prévoir une cambrure sous charge morte pour les profilés soudés (WWF, WRF) et les poutres assemblées lorsque la flèche calculée dépasse 15 mm.

La cambrure doit compenser le fléchissement dû à la charge permanente. Dans le cas des poutres mixtes, on doit tenir compte des effets du fluage et du retrait du béton.

Pour les ponts dont une des portées dépasse 45 m, le concepteur peut choisir de mettre un gousset (surépaisseur de béton) vis-à-vis les poutres dont l'épaisseur indiquée aux plans est fonction de la précision des calculs de la cambrure. Le but de spécifier une épaisseur de gousset aux plans est d'éviter le rehaussement du profil final du tablier, en modifiant l'épaisseur du gousset au moment de l'ajustement des coffrages de la dalle, dans le cas d'une cambrure résiduelle à la suite de l'application des charges permanentes totales.

Pour les charges appliquées après le développement de l'action mixte, la section d'acier seule ou mixte (poutre et armature de la dalle) sans la dalle de béton, doit être considérée dans le calcul des propriétés de la section aux zones de moment négatif.

La flèche totale due à la surcharge routière est la somme des valeurs absolues des flèches positive et négative.

10.4 TABLEAU DES EFFORTS

Dans le cas d'un ouvrage non courant, un tableau des efforts aux 1/10 de travées, aux états limites d'utilisation et aux états limites ultimes doit être montré aux plans.

On considère comme ouvrage non courant les ponts dont une des portées dépasse 45 m, les ponts continus à hauteur variable et ceux dont la réalisation fait appel à des procédures inusitées ou à des techniques nouvelles : les ponts mobiles, les poutres triangulées, les poutres à courbure horizontale, les ponts à béquilles, etc.

10.5 CONCEPTION

Cette section fournit des informations complémentaires au chapitre 10 de la norme CAN/CSA-S6-00. Les symboles sont définis au chapitre 10 de cette norme, à l'exception de ceux identifiés dans le texte.

10.5.1 Analyse des poutres mixtes

Les informations qui suivent s'appliquent à l'analyse et au dimensionnement des poutres d'acier mixtes des ponts non étayés au cours de la mise en place du béton de la dalle.

- La section d'acier seule doit être considérée pour les charges appliquées avant l'action mixte. En phase de construction, la résistance en flexion de la poutre doit être déterminée par une analyse élastique pour toutes les classes de section.
- Pour l'analyse des efforts, les propriétés de la section mixte aux zones de moment positif et les propriétés de la section d'acier seule ou mixte (poutre et armature de la dalle) aux zones de moment négatif doivent être considérées pour les charges appliquées après l'action mixte.
- Dans le calcul des propriétés d'une section mixte homogénéisée, il faut négliger le béton en traction lorsque l'axe neutre élastique est localisé dans la dalle.
- Les propriétés de la section homogénéisée doivent se calculer avec un coefficient d'équivalence $n = E_s/E_c$ pour l'analyse des surcharges routières, du gradient thermique, de la flèche due à la surcharge routière incluant le calcul de la première fréquence de flexion et de la flèche due au retrait du béton de la dalle. L'effet de glissement doit être considéré à l'exception du calcul des contraintes sous l'effet du gradient thermique et du retrait.
- Les propriétés de la section homogénéisée doivent se calculer avec un coefficient d'équivalence $3n$ pour l'analyse des charges permanentes surimposées, en considérant l'effet de glissement.
- Dans le cas des poutres continues sur plusieurs travées, les points d'inflexion qui délimitent les zones de moment positif et de moment négatif sont calculés aux états limites d'utilisation en additionnant les efforts dus aux charges permanentes agissant sur la section non mixte et des charges permanentes surimposées agissant sur la section mixte homogénéisée pour les zones de moment positif et sur la section d'acier seule ou mixte (poutre et armature de la dalle) aux zones de moment négatif (voir la figure 10.5-1).

- Le calcul de la résistance d'une section mixte aux ÉLUL, des contraintes à l'ÉLF (fatigue) et à l'ÉLUT n° 1 dans les zones de moment positif ainsi délimitées considère la section mixte pour un moment positif des courbes enveloppes maximale et minimale et la section d'acier seule pour un moment négatif de la courbe enveloppe minimale (voir la figure 10.5-2).
- Le calcul de la résistance d'une section aux ÉLUL, des contraintes à l'ÉLF (fatigue) et à l'ÉLUT n°1 dans les zones de moment négatif ainsi délimitées, considère la section d'acier seule si la section n'est pas mixte ou la section d'acier combinée à l'armature longitudinale de la dalle pour une section mixte (voir la figure 10.5-3).
- L'équation d'interaction de l'article 10.10.5.2 de la norme CAN/CSA-S6-00 ne s'applique pas dans le cas d'une section mixte. Cependant, il faut limiter le rapport V_f/V_r à une valeur de 0.6 max.
- Pour le calcul de la flèche et des contraintes dues au retrait, la valeur à considérer du raccourcissement unitaire causé par le retrait gêné du béton, est de 250×10^{-6} .
- L'effet du gradient thermique et celui du retrait doivent être considérés dans les zones de moment négatif même si la section d'acier n'est pas mixte, en raison de la présence d'un nombre minimal de goujons.
- Les contraintes dues au gradient thermique et au retrait doivent être ajoutées aux équations des articles 10.11.4 et 10.11.6.3.1 de la norme CAN/CSA-S6-00.
- Le contrôle de la fissuration de la dalle de béton doit respecter les exigences de la section 8.2.2 du chapitre 8 « OUVRAGES EN BÉTON » du présent manuel pour une section mixte (poutre et armature de la dalle) aux zones de moment négatif.
- Le calcul de la résistance flexionnelle d'une section mixte aux ÉLUL doit se faire selon une répartition linéaire des contraintes correspondant à l'apparition de la limite élastique dans la section en acier et une plastification de la dalle de béton pour les cas suivants :
 - si le calcul considère une nuance d'acier inférieure à celle utilisée pour la fabrication des poutres principales;
 - si la profondeur de la partie comprimée de l'âme, d'une section d'acier de classe 3 ou d'une poutre à âme pleine raidie, calculée selon une distribution de contraintes entièrement plastiques est supérieure à $850w/\sqrt{F_y}$.

10.5.2 Autres exigences

En ce qui concerne les exigences de résilience, les essais de résilience Charpy doivent être faits conformément au tableau 10.23.3.1 pour les membrures à résistance critique à la rupture, au tableau 10.23.3.2 pour les membrures principales tendues et au tableau 10.23.3.4 pour le métal d'apport de la norme CAN/CSA-S6-00. La température minimale de service T_s doit correspondre à la température minimale moyenne quotidienne indiquée à la figure A3.1.2 de la norme CAN/CSA-S6-00. De façon générale, la température minimale de service retenue T_s pour les exigences de résilience est supérieure ou égale à $-40\text{ }^\circ\text{C}$. À partir de la température minimale de service T_s , le concepteur doit préciser au devis spécial, les températures d'essai T_t de résilience Charpy requises pour l'acier des membrures et le métal d'apport qui doivent être plus basses ou égales à $-20\text{ }^\circ\text{C}$ pour l'acier de nuance 300 WT, 350 WT et 350 AT. La température d'essai T_t pour l'acier des membrures doit également être indiquée aux notes générales du feuillet « Charpente métallique » des plans.

Les raidisseurs transversaux sur lesquels sont attachés des diaphragmes, des contreventements ou des entretoises doivent être fixés par soudure aux deux semelles des poutres. Tous les autres raidisseurs transversaux doivent être soudés uniquement à la semelle en compression. La distance requise entre l'extrémité de la soudure du raidisseur sur l'âme et le bord de la soudure d'angle de l'âme à la semelle en traction ne doit pas être inférieure à $4w$, ni supérieure à $6w$. Dans les zones de renversement d'effort, les raidisseurs transversaux doivent être soudés aux deux semelles des poutres.

L'espacement des contreventements transversaux ou des diaphragmes intermédiaires ne doit pas être supérieur à 8 mètres.

Les membrures qui composent les panneaux de contreventement transversal intermédiaire, lesquels sont boulonnés aux raidisseurs transversaux des poutres principales, doivent être assemblées à l'usine.

Généralement, la catégorie de détails « C » pour l'étude de la résistance à la fatigue d'un assemblage soudé bout à bout dans une semelle d'une poutre principale doit être considérée. Pour des cas particuliers, la catégorie de détails « B » peut être considérée. Dans ce cas, le devis spécial doit mentionner qu'un meulage de la soudure est requis dans la direction de la contrainte appliquée.

10.6 CONTREVENTEMENTS ET DIAPHRAGMES AUX APPUIS

Les charges latérales provenant du tablier doivent être transférées aux unités de fondation par un contreventement en « K » ou par un diaphragme pleine hauteur dépendamment de la profondeur et de l'espacement des poutres, tel qu'indiqué aux figures 10.6-1 et 10.6-2. Comme plusieurs paramètres peuvent influencer la géométrie de ces systèmes structuraux ainsi que les efforts impliqués, ces figures doivent être considérées comme des concepts à utiliser pour la préparation des plans.

L'utilisation du contreventement d'extrémité en « K » est préférable au diaphragme, puisque les éléments structuraux sont plus accessibles pour les travaux d'entretien et d'inspection. Il est recommandé d'utiliser le contreventement en « K » lorsque ce système est réalisable. Toutefois, il est important de noter que l'angle entre les diagonales et l'horizontale doit être supérieur à 30° afin de limiter la dimension des plaques d'assemblage.

Pour des ponts courants à travée simple rencontrant les exigences suivantes, le choix du concept structural se fait à l'aide du tableau 10.6-1 en fonction de la hauteur de la poutre « h » et de leur espacement « S ».

- Travée inférieure à 45 m
- Biais maximal de 20°
- Espacement maximal des poutres : 3000 mm
- Épaisseur de la dalle de béton : 200 mm
- Dévers à partir du centre de la superstructure : 2 %
- Pente longitudinale maximale : 3 %
- Charge due au séisme : 80 % de la charge permanente

Tableau 10.6-1
Diaphragme ou contreventement en K aux appuis

Hauteur totale de la poutre (h)	Espacement des poutres (S)			
	S ≤ 2700		2700 < S ≤ 3000	
	Contreventement « K »	Diaphragme	Contreventement « K »	Diaphragme
h ≤ 1800		X		X
1800 < h ≤ 2100	X			X
h > 2100	X		X	

10.7 SYSTÈME D'ANCRAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Les figures 10.7-1 et 10.7-2 montrent les concepts recommandés des ancrages des poutres principales aux unités de fondation pour des ponts courants à travée simple rencontrant les exigences suivantes :

- Travée inférieure à 45 m
- Épaisseur de la dalle de béton : 200 mm
- Espacement maximal des poutres : 3000 mm
- Charge due au séisme : 80 % de la charge permanente

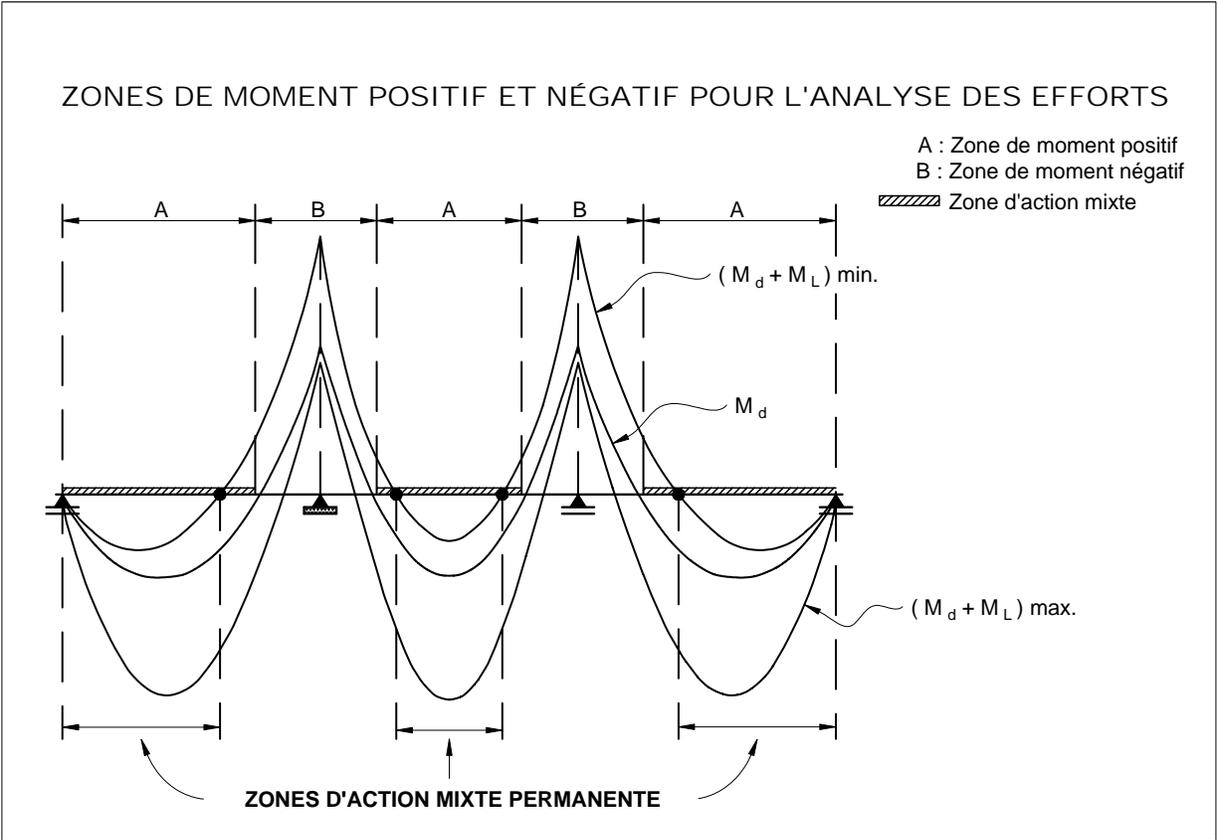


Figure 10.5-1
Zones de moment positif et de moment négatif

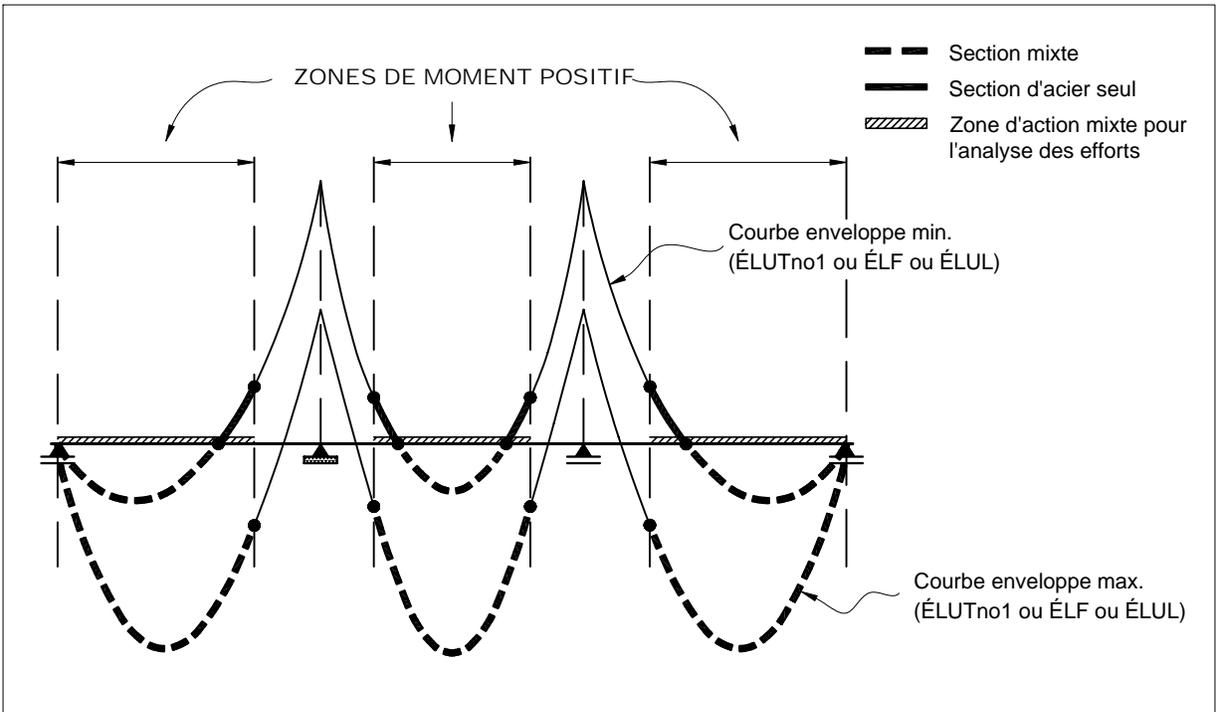


Figure 10.5-2
Choix des sections dans les zones de moment positif

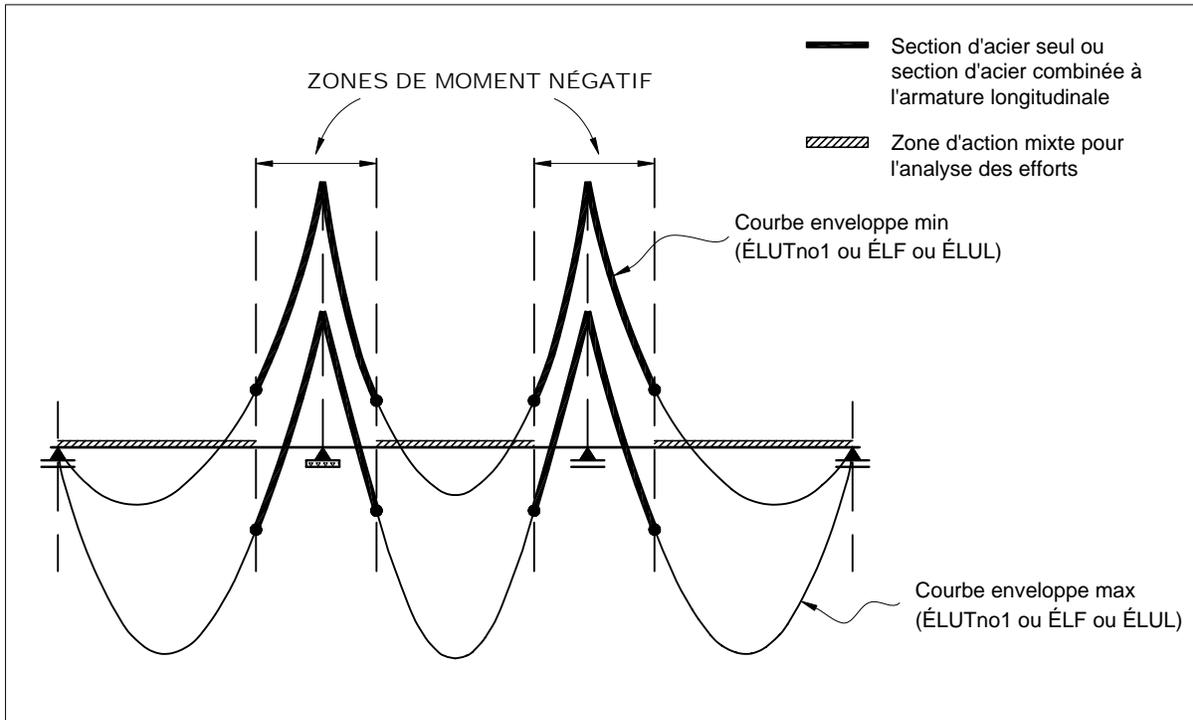


Figure 10.5-3
Choix des sections dans les zones de moment négatif

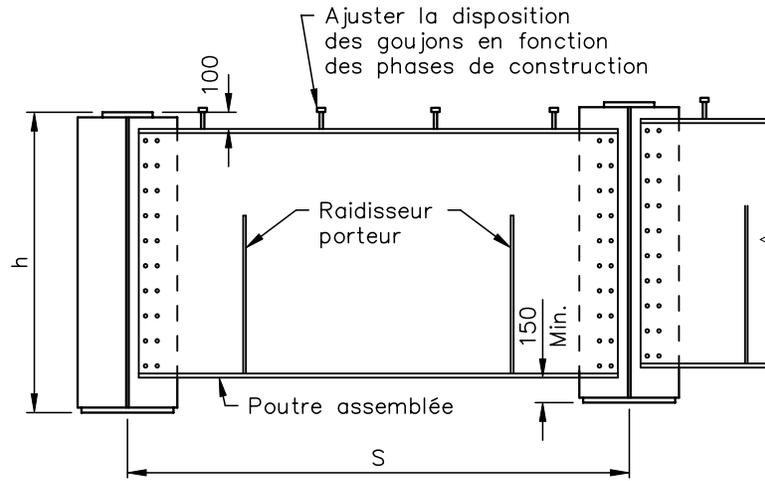


Figure 10.6-1
Diaphragme aux appuis

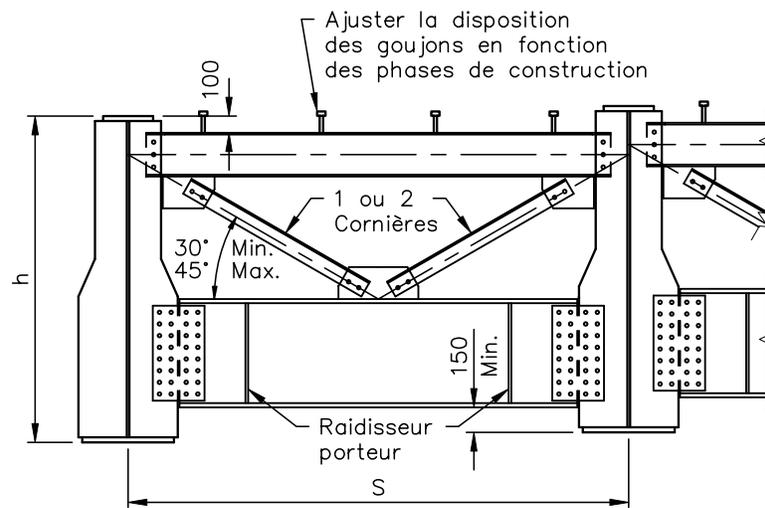


Figure 10.6-2
Contreventement en K aux appuis

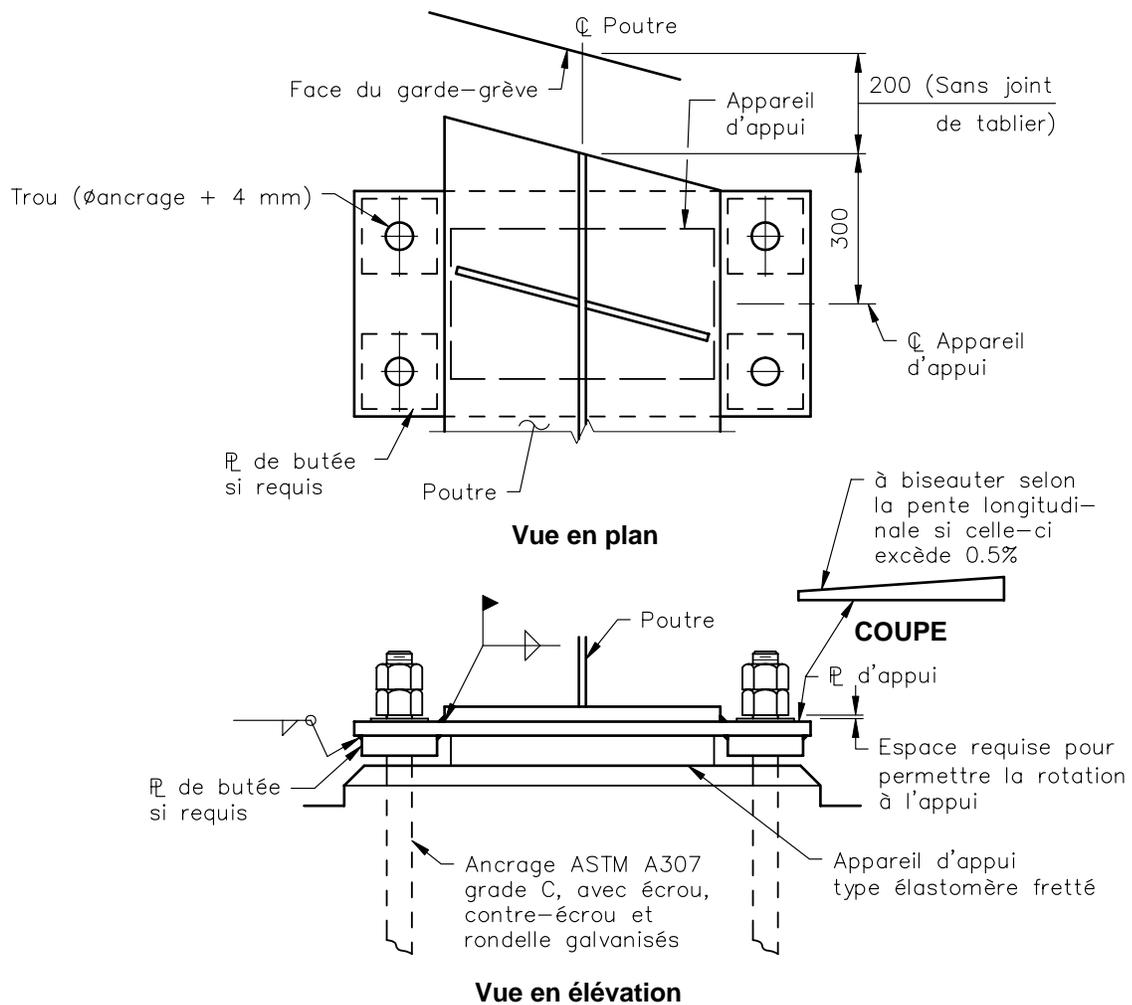


Figure 10.7-1
Système de retenue à 4 ancrages (appui fixe)

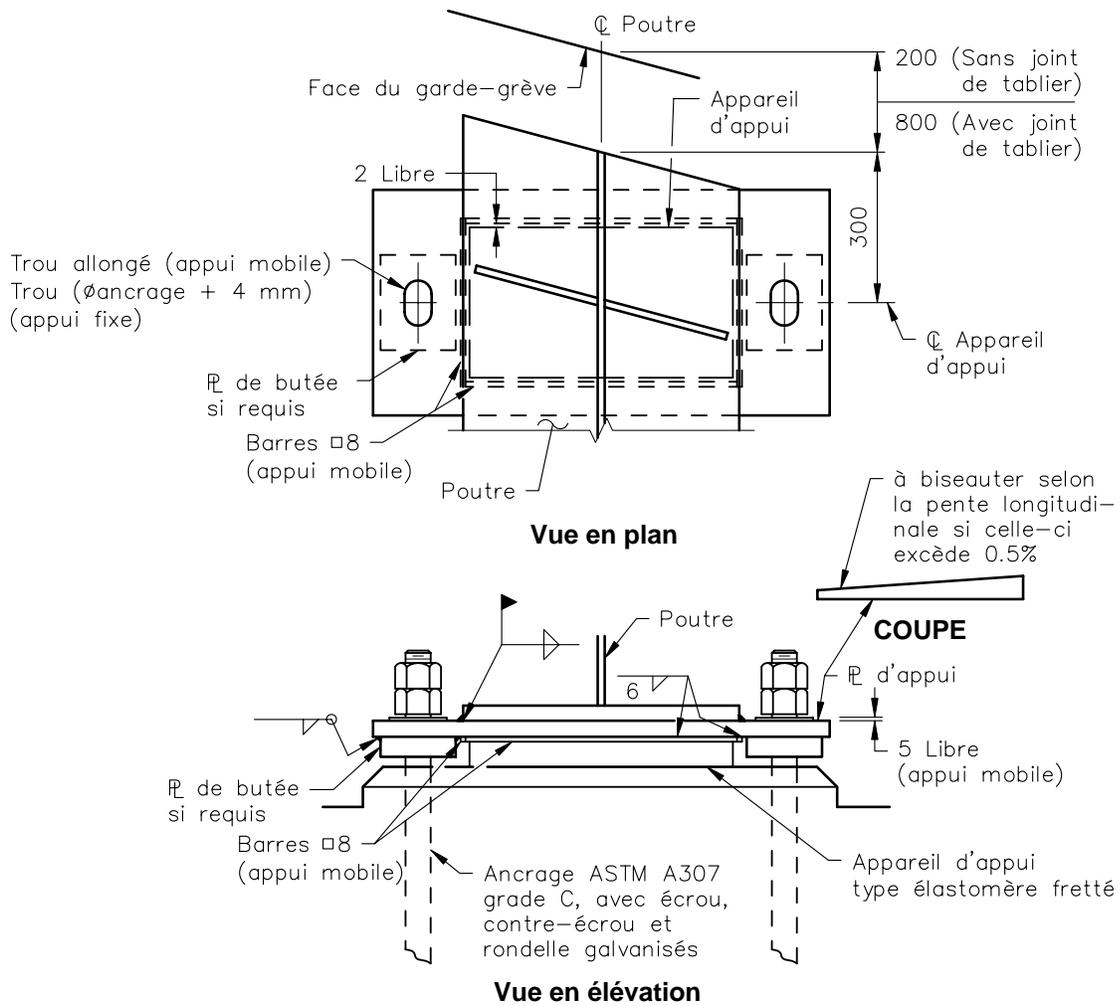


Figure 10.7-2
Système de retenue à 2 ancrages (appui mobile ou fixe)

CHAPITRE 11

JOINTS ET APPAREILS D'APPUI

TABLE DES MATIÈRES

11.1	MOUVEMENTS DU TABLIER	11-1
11.1.1	Symboles	11-1
11.1.2	Formules générales	11-2
11.1.3	Température	11-2
11.1.4	Déplacement du point d'appui fixe	11-2
11.1.5	Rotation	11-3
11.1.6	Retrait	11-3
11.1.7	Précontrainte	11-3
11.1.8	Fluage	11-4
11.1.9	Exemples	11-4
11.2	APPAREILS D'APPUI	11-12
11.2.1	Généralités	11-12
11.2.2	Appareils d'appui en élastomère fretté	11-13
11.2.3	Appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants	11-15
11.2.4	Appareils d'appui à élastomère confiné	11-16
11.2.5	Appareils d'appui avec articulation sphérique	11-18
11.2.6	Assises des appareils d'appui	11-18
11.3	JOINTS DE TABLIER	11-26
11.3.1	Généralités	11-26
11.3.2	Joint longitudinal	11-41
11.3.3	Caractéristiques générales des joints de tablier	11-41
11.3.4	Calcul d'un joint à garniture en élastomère	11-42

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.11 Joints et appareils d'appui

11.1 MOUVEMENTS DU TABLIER

Les mouvements considérés sont énumérés ci-après et ne doivent pas être pondérés sauf indication contraire.

11.1.1 Symboles

δ	Variation de longueur du tablier, en mm
A	Allongement, en mm
R	Raccourcissement, en mm
A_{te}	Allongement dû à la température, en mm
R_{te}	Raccourcissement dû à la température, en mm
D_f	Déplacement du point d'appui fixe sous l'action des forces de freinage, en mm
D_r	Déformation due à la rotation, en mm
D_s	Déformation due au retrait du béton du tablier, en mm
D_p	Déformation due à la précontrainte du tablier, en mm
D_c	Déformation due au fluage du béton du tablier, en mm
L	Longueur du tablier soumise à la variation à partir d'un point fixe, en mm
V_{te}	Variation de température à partir de la température prévue lors de la construction, habituellement 15 °C
α	Coefficient de dilatation thermique : Tablier en béton $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ Tablier à poutre d'acier et dalle de béton $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
E_c	Module d'élasticité du béton, $E_c = (3\,000 \sqrt{f'_c} + 6\,900) (\delta_c/2300)^{1.5}$
f'_c	Résistance spécifiée pour la compression du béton, en MPa
δ_c	Densité du béton, en kg/m^3

11.1.2 Formules générales

$$\delta = A + R$$

$$A = A_{te} + D_f + D_r$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_p + D_c$$

11.1.3 Température

L'allongement et le raccourcissement dus aux écarts de température, en supposant une température de 15 °C lors de la construction, doivent être calculés à partir des valeurs suivantes :

$$De - 25 \text{ °C à } + 30 \text{ °C pour le béton } (V_{te+} = 15 \text{ et } V_{te-} = 40)$$

$$De - 30 \text{ °C à } + 40 \text{ °C pour l'acier } (V_{te+} = 25 \text{ et } V_{te-} = 45)$$

$$A_{te} = \alpha L V_{te+}$$

$$R_{te} = \alpha L V_{te-}$$

Cependant, pour les ouvrages situés au nord du 50^e parallèle, l'écart de température à considérer doit être déterminé conformément à l'article 3.9.4 de la norme CAN/CSA-S6-00.

11.1.4 Déplacement du point d'appui fixe

Dans le cas d'une pile encastrée au bas et rotulée au haut, le déplacement au sommet (voir la figure 11.1-1) est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

où :

G : Force de freinage sur une pile, en N

α_L : Coefficient de pondération à l'ÉLUT n° 1

h : Hauteur libre de la pile, en mm

I : Inertie de la pile suivant un axe perpendiculaire à la force, en mm⁴

Ce déplacement est limité à 10 mm à l'ÉLUT n° 1; s'il devient supérieur, la rigidité de la pile doit être augmentée ou le tablier doit être fixé sur plus d'une pile.

11.1.5 Rotation

$$D_r = \theta y_s \text{ (pour le calcul du joint de tablier)}$$
$$\theta y_i \text{ (pour le calcul de l'appareil d'appui)}$$

où :

θ : Rotation du tablier sur l'appareil d'appui due à la surcharge routière à l'ÉLUT n° 1, en mm/mm

y_s : Distance entre le centre de gravité de la section du tablier et le dessus du joint, en mm

y_i : Distance entre le centre de gravité de la section du tablier et le dessous de la poutre, en mm

11.1.6 Retrait

Pour les ponts à poutres et dalle en béton, les effets du retrait sont calculés comme suit :

$$D_s = \epsilon L$$

où :

$$\epsilon = 0,0002$$

Dans le cas des ponts à dalle de béton sur poutres en acier, ces effets sont négligés.

11.1.7 Précontrainte

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$

où :

P : Force totale de précontrainte au transfert, en N

A : Aire de la poutre et de la dalle, en mm²

Cette déformation s'applique aux appareils d'appui d'un pont en béton précontraint coulé en place.

11.1.8 Fluage

$$D_c = 1,6 D_p$$

Cette formule est expliquée dans la brochure « *Design of Continuous Highway Bridges with Precast, Prestressed Concrete Girders* » publiée par l'Association de ciment portland. Elle s'applique à une poutre mise en place 28 jours après l'application de la précontrainte. On applique aussi cette formule pour les ponts en béton précontraint coulés en place.

11.1.9 Exemples

Les deux exemples de calcul de mouvements du tablier suivants appliquent ces formules : l'exemple 1, pour un pont à poutres précontraintes préfabriquées et l'exemple 2, pour un pont en béton précontraint coulé en place. Les deux ponts sont situés au sud du 50^e parallèle.

11.1.9.1 Exemple 1

Le pont est constitué de poutres précontraintes préfabriquées NEBT 1600 (voir la figure 11.1-2). Il est continu sur trois travées, reposant sur deux piles dont l'inertie est de $528\,000 \times 10^6 \text{ mm}^4$, de même hauteur et de même rigidité. On assume, pour fin de calcul, que le centre du pont est un point où le déplacement est nul et que la rotation du tablier sur les appareils d'appui aux culées due à la surcharge routière à l'ÉLUT n° 1 est de 1 mm/200 mm (0.005 radian). Le module d'élasticité du béton E_c est de 32 000 MPa.

- Température

$$\begin{aligned} A_{te} &= \alpha L V_{te+} \\ &= 10 \times 10^{-6} \times (34 + 17) \times 1\,000 \times 15 \\ A_{te} &= 7,65 \text{ mm aux culées} \end{aligned}$$

$$A_{te} = 2,55 \text{ mm aux piles}$$

$$\begin{aligned} R_{te} &= \alpha L V_{te-} \\ &= 10 \times 10^{-6} \times (34 + 17) \times 1\,000 \times 40 \end{aligned}$$

$$R_{te} = 20,4 \text{ mm aux culées}$$

$$R_{te} = 6,8 \text{ mm aux piles}$$

- Déplacement du point d'appui fixe

Le déplacement du point d'appui fixe doit être calculé selon les exigences de l'article 3.8.6 de la norme CAN/CSA-S6-00.

$$\begin{aligned} G &= 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times L < 700 \text{ kN} \\ &= 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times 102 \text{ m} = 272 \text{ kN} < 700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

$$D_f (\text{par pile}) = \frac{1}{2} \times \frac{272\,000 \times 0,9 \times 10\,000^3}{3 \times 32\,000 \times 528\,000 \times 10^6} = 2,41 \text{ mm}$$

- Rotation

$$\theta = \frac{1}{200} ; \text{ à l'ÉLUT n° 1}$$

$$y_s = 1\,600 \text{ mm} + 200 \text{ mm} - 1\,150 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

$$y_i = 1\,150 \text{ mm}$$

$$D_r = \theta y_s$$

$$D_r = \frac{650 \text{ mm}}{200} = 3 \text{ mm (pour le joint)}$$

$$D_r = \theta y_i$$

$$D_r = \frac{1\,150 \text{ mm}}{200} = 6 \text{ mm (pour l'appareil d'appui)}$$

- Retrait

$$\begin{aligned} D_s &= \epsilon L \\ &= 0,0002 \times (34 + 17) \times 1\,000 \end{aligned}$$

$$D_s = 10,2 \text{ mm aux culées}$$

$$D_s = 3,3 \text{ mm aux piles}$$

- Précontrainte

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$

où $P = 38$ torons de 140 mm^2
 $= 38 \times 140 \times (1\,860 \text{ MPa} \times 74 \%)$
 $P = 7\,322\,448 \text{ N}$
 $A =$ aire poutre NEBT 1600 + aire de la dalle
 $= 589\,000 + 420\,000 = 1\,009\,000 \text{ mm}^2$

$$D_p = \frac{7\,322\,448 \times (34 + 17) \times 1\,000}{1\,009\,000 \times 32\,000}$$

$$D_p = 11,6 \text{ mm aux culées}$$

$$D_p = 3,9 \text{ mm aux piles}$$

Dans le cas d'une poutre préfabriquée, cette déformation sert à calculer le fluage.

- Fluage

$$D_c = 1,6 D_p \\ = 1,6 \times 11,6$$

$$D_c = 18,6 \text{ mm aux culées}$$

$$D_c = 6,2 \text{ mm aux piles}$$

- Variations de longueur du tablier aux joints et aux appareils d'appui des culées

$$A = A_{te} + D_f \\ = 7,65 + 2,41 = 10,06 \text{ mm (joint)}$$

$$A = A_{te} + D_f + D_r \\ = 7,65 + 2,41 + 6 = 16,06 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

$$R = R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_c \\ = 20,4 + 2,41 + 3,0 + 10,2 + 18,6 = 54,61 \text{ mm (joint)} \\ = 20,4 + 2,41 + 0,0 + 10,2 + 18,6 = 51,61 \text{ mm (appareil d'appui)}$$

$$\begin{aligned} \delta &= A + R \\ &= 10,06 + 54,61 = 64,67 \text{ mm (joint)} \\ &= 16,06 + 51,61 = 67,67 \text{ mm (appareil d'appui)} \end{aligned}$$

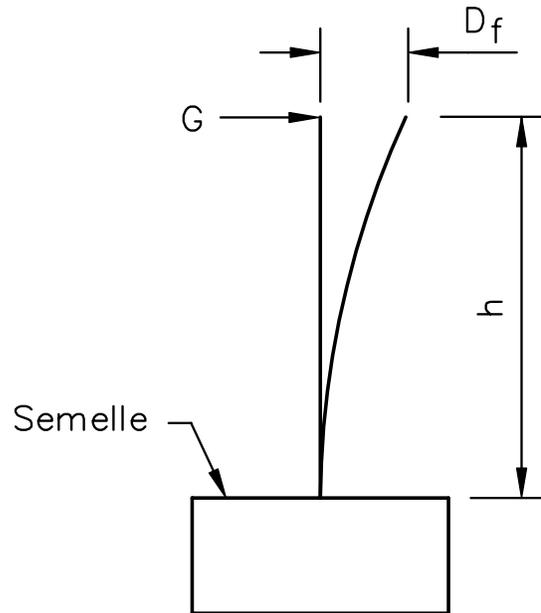


Figure 11.1-1
Déplacement du point d'appui fixe

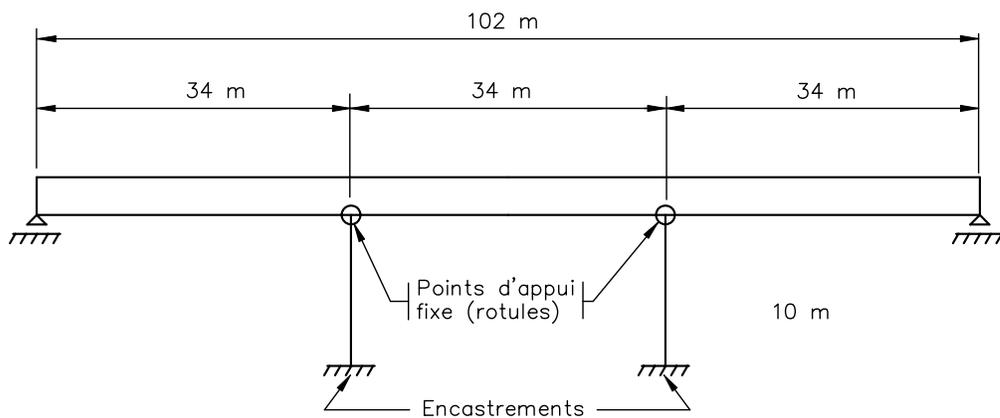


Figure 11.1-2
Exemple 1

11.1.9.2 Exemple 2

Le pont est en béton précontraint coulé en place (voir les figures 11.1-3 et 11.1-4). Il est continu sur deux travées et repose sur une pile centrale en béton de 5 000 mm de largeur et 700 mm d'épaisseur et dont l'inertie est de $143\,000 \times 10^6 \text{ mm}^4$. On assume, pour fin de calcul, que la rotation du tablier sur les appareils d'appui aux culées due à la surcharge routière à l'ÉLUT n° 1 est de 1 mm/200 mm (0.005 radian). Le module d'élasticité du béton E_c est de 32 000 MPa.

- Température

$$\begin{aligned} A_{te} &= \alpha L V_{te+} \\ &= 10 \times 10^{-6} \times 40\,000 \times 15 \\ &= 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{te} &= \alpha L V_{te-} \\ &= 10 \times 10^{-6} \times 40\,000 \times 40 \\ &= 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Déplacement du point d'appui fixe

Le déplacement du point d'appui fixe doit être calculé selon les exigences de l'article 3.8.6 de la norme CAN/CSA-S6-00.

$$\begin{aligned} G &: 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times L < 700 \text{ kN} \\ G &: 180 \text{ kN} + 0,1 \times 9 \text{ kN/m} \times 80 \text{ m} = 252 \text{ kN} < 700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$D_f = \frac{G \alpha_L h^3}{3 E_c I}$$

$$D_f (\text{par pile}) = \frac{252\,000 \times 0,9 \times 6\,000^3}{3 \times 32\,000 \times 143\,000 \times 10^6} = 3,56 \text{ mm}$$

- Rotation

$$\theta = \frac{1}{200} ; \text{ à l'ÉLUT n}^\circ 1$$

$$y_s = 1\,500 \text{ mm} - 860 \text{ mm} = 640 \text{ mm}$$

$$y_i = 860 \text{ mm}$$

$$D_r = \theta y_s$$

$$D_r = \frac{640 \text{ mm}}{200} = 3,2 \text{ mm (pour le joint)}$$

$$D_r = \frac{860 \text{ mm}}{200} = 4,3 \text{ mm (pour l'appareil d'appui)}$$

- Retrait

$$D_s = \epsilon L$$

$$D_s = 0,0002 \times 40\,000 = 8,0 \text{ mm}$$

- Précontrainte

A = Aire du tablier (voir la figure 11.1-4)

$$A = 3\,600\,000 \text{ mm}^2$$

P = Force de précontrainte en transfert

$$P = 6 \times 19 \times 140 \text{ mm}^2 \times 1860 \text{ MPa} \times 70 \% = 20\,779\,920 \text{ N (6-19T15)}$$

$$D_p = \frac{P L}{A E_c}$$

$$= \frac{20\,779\,920 \times 40\,000}{3\,600\,000 \times 32\,000} = 7,2 \text{ mm}$$

- Fluage

$$\begin{aligned} D_c &= 1,6 D_p \\ &= 1,6 \times 7,2 = 11,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Variations de longueur du tablier aux appareils d'appui des culées

$$\begin{aligned} A &= A_{te} + D_f + D_r \\ &= 6,0 + 3,56 + 4,3 = 13,86 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= R_{te} + D_f + D_s + D_p + D_c \\ &= 16,0 + 3,56 + 8,0 + 7,2 + 11,5 = 46,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= A + R \\ &= 13,86 + 46,26 = 60,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Variations de longueur du tablier aux joints

$$\begin{aligned} A &= A_{te} + D_f \\ &= 6,0 + 3,56 = 9,56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= R_{te} + D_f + D_r + D_s + D_c \\ &= 16 + 3,56 + 3,2 + 8 + 11,5 = 42,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= A + R \\ &= 9,56 + 42,26 = 51,82 \text{ mm} \end{aligned}$$

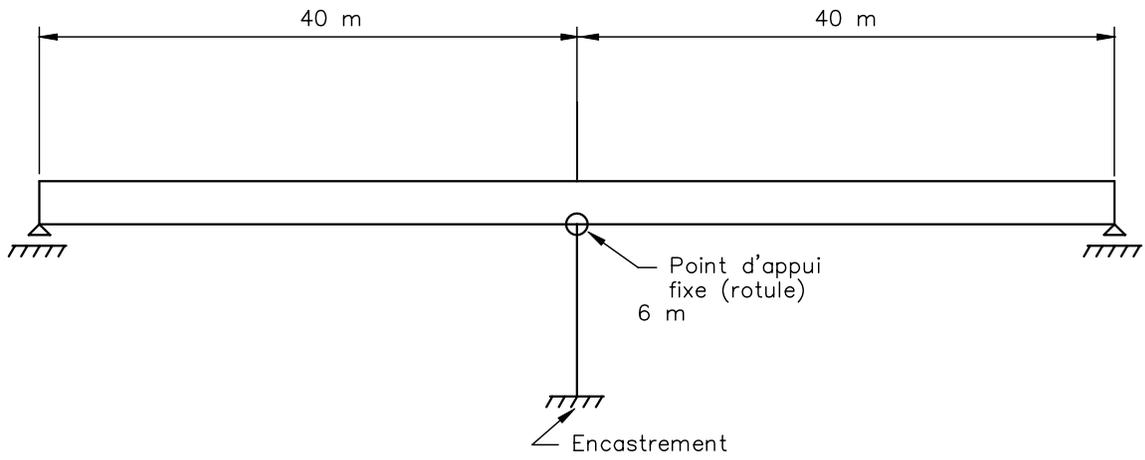


Figure 11.1-3
Exemple 2

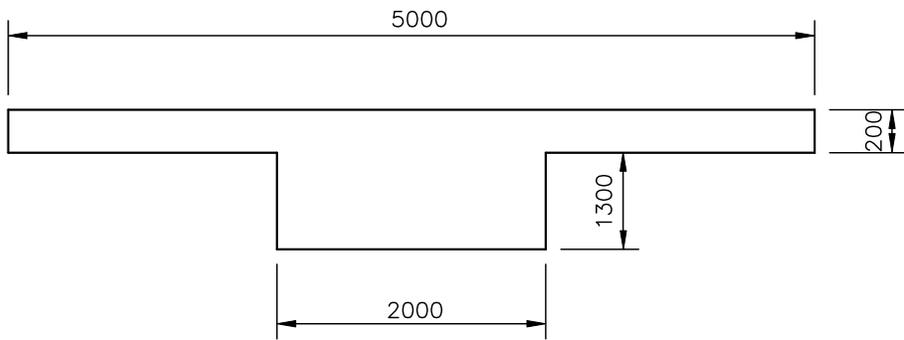


Figure 11.1-4
Coupe transversale du tablier

11.2 APPAREILS D'APPUI

11.2.1 Généralités

Pour les appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants ainsi que pour les appareils à élastomère confiné, les plans doivent mentionner :

- 1) Les charges maximales et minimales suivantes correspondant aux combinaisons critiques à l'ÉLUT et l'ÉLUL :
 - charges permanentes;
 - charges totales, incluant le coefficient de majoration dynamique des surcharges routières;
 - charges latérales : pour les charges latérales qui ne sont pas considérées au tableau 3.5.1 a) de la norme CAN/CSA-S6-00 à l'ÉLUT, le coefficient de pondération doit être égal à 1.

- 2) Les mouvements maximaux suivants, calculés selon la section 11.1 :
 - rotations;
 - translations.

Pour des appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants, il faut déterminer les dimensions en plan et la hauteur maximale des appareils. En ce qui concerne ceux à élastomère confiné, il faut déterminer leur hauteur maximale. Ces dimensions doivent être indiquées aux plans.

Les mouvements de translation dus à la température sont calculés pour une température de pose de 15 °C.

Le déplacement transversal du tablier sous l'effet de forces extérieures doit être empêché par un système de butées fixées à l'appui (culée ou pile) ou par un système de restriction de mouvements incorporé à l'appareil d'appui. Le système de butées ou de restriction de mouvements doit être indiqué aux plans.

Si l'appareil d'appui doit transmettre une poussée transversale, cette dernière doit être reprise par la partie inférieure de l'appareil d'appui ancrée dans l'assise de la culée ou de la pile.

Le tableau 11.2-1 facilite le choix des appareils d'appui; il est basé en partie sur des considérations économiques et les choix retenus pourront varier selon les conditions du marché.

Tableau 11.2-1
Choix des appareils d'appui

Charge (kN) aux états limites d'utilisation	Mouvement (mm) à partir de 15 °C	Modèle d'appareil
$P_{c.c.} < 800$ et $P_{max.} < 1200$	< 45	Élastomère fretté
$P_{c.c.} < 800$ et $P_{max.} < 1200$	> 45	Élastomère confiné ou élastomère fretté avec éléments glissants
$P_{c.c.} > 800$, ou $1200 < P_{max.} < 2000$	- - -	Élastomère confiné
$P_{max.} > 2000$	- - -	Élastomère confiné ou à articulation sphérique

$P_{c.c.}$ = charge constante supportée par l'appareil d'appui, en kN

11.2.2 Appareils d'appui en élastomère fretté

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont fabriqués en respectant les exigences suivantes ainsi que celles apparaissant à la figure 11.2-1.

- l'épaisseur totale de l'appareil doit être égale à au moins deux fois et demie le raccourcissement du tablier;
- l'épaisseur minimale de l'appareil doit être de 40 mm;
- pour les appareils d'appui mobiles situés sous les poutres en béton, un cadre en acier doit être fixé au bloc d'assise afin d'empêcher le glissement;
- pour les poutres préfabriquées en béton précontraint de type NEBT, la largeur « b » telle que définie sur la figure 11.2-1 ne doit pas être inférieure à 650 mm.

Le calcul des mouvements de rotation doit considérer les exigences suivantes :

- les rotations sous les charges permanentes ne doivent pas être considérées lorsque les poutres sont fabriquées avec une cambrure;
- en plus des rotations dues aux charges :
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,005 radian pour tenir compte de la tolérance de fabrication;
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0035 radian pour tenir compte d'une tolérance d'installation;
 - prévoir la rotation due à la pente longitudinale du tablier, si aucune plaque d'acier biseauté selon la pente n'est prévue vis-à-vis l'appui des poutres.
- la rotation totale minimale (sous les charges permanentes si requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que de la pente longitudinale du tablier si requis) à considérer à l'ÉLUT pour les appareils en élastomère fretté avec ou sans éléments glissants est de 0,015 radian.

Les poutres principales en acier sont généralement fixées sur la plaque d'appui par soudure au chantier. Cependant, dans le cas des poutres d'acier galvanisées ou métallisées, la plaque d'appui doit être soudée à la poutre en usine.

La nuance de l'acier de la plaque d'appui soudée au chantier doit être la même que celle de l'acier de la poutre.

Lorsque les boulons d'ancrage sont utilisés comme système de restriction du mouvement, les exigences suivantes doivent être rencontrées :

- à l'appui mobile, les trous ovalisés de la plaque d'appui doivent permettre un ajustement de l'appareil au chantier;
- des plaques de butée doivent être ajoutées à la plaque d'appui, afin de limiter la flexion dans les boulons d'ancrage, si la distance libre entre le dessus du bloc d'assise et le dessous de la plaque d'appui est supérieure au diamètre des boulons.

11.2.3 Appareils d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants

Ces appareils sont constitués d'un coussin en élastomère fretté sur lequel est collée une feuille de PTFE. Une plaque d'acier inoxydable fixée sous la plaque d'acier supérieure s'appuie directement sur cette feuille de PTFE.

Ce type d'appareil est requis lorsqu'un appareil en élastomère fretté est utilisé en présence d'une translation longitudinale supérieure à 45 mm.

L'appareil d'appui est fabriqué en respectant les exigences apparaissant à la figure 11.2-2, des exigences des éléments glissants de la section 11.2.4 « Appareils d'appui à élastomère confiné » ainsi que celles des appareils d'appui en élastomère fretté de la section 11.2.2 à l'exception du cadre en acier fixé au bloc d'assise qui n'est pas requis pour ce type d'appareil et les exigences relatives à l'installation de la poutre principale sur l'appareil.

Les poutres principales préfabriquées en acier ou en béton sont généralement fixées par soudure au chantier sur les appareils d'appui. Cependant, dans le cas des poutres d'acier galvanisées ou métallisées, une des plaques supérieures de l'appareil doit être soudée à la poutre en usine et boulonnée au chantier à l'autre plaque supérieure de l'appareil.

L'acier de la plaque supérieure de l'appareil d'appui soudée au chantier à la poutre principale préfabriquée en acier ou en béton doit être de nuance 350 A.

Lorsque les boulons d'ancrage sont utilisés comme système de restriction du mouvement transversal, les exigences suivantes doivent être rencontrées :

- la géométrie des plaques supérieures doit être ajustée en conséquence;
- les trous ovalisés vis-à-vis les ancrages doivent permettre un ajustement de l'appareil au chantier;
- des plaques de butée doivent être ajoutées à la plaque supérieure, afin de limiter la flexion dans les boulons d'ancrage, si la distance libre entre le dessus du bloc d'assise et le dessous de la plaque supérieure est plus grande que le diamètre des boulons.

11.2.4 Appareils d'appui à élastomère confiné

Les appareils d'appui à élastomère confiné, avec ou sans éléments glissants sont fabriqués en respectant les exigences suivantes ainsi que celles apparaissant à la figure 11.2-3.

En général, lorsqu'un appareil d'appui avec éléments glissants est spécifié, il faut mentionner l'emploi d'une plaque d'acier inoxydable d'une longueur suffisante pour éliminer le besoin d'ajustement sur le chantier. L'appareil d'appui doit être posé sans excentricité. Cette exigence assure que l'appareil d'appui ne sera pas posé avec une excentricité située du mauvais côté. Cependant, pour des cas particuliers où le mouvement est très important, l'élément glissant peut être excentré afin de limiter les dimensions et les plans doivent inclure une table des réglages qui tient compte de la plage de températures probables au moment de la pose. L'excédent total de la plaque à partir de la feuille de PTFE, dans le sens du mouvement, doit également comprendre un excédent additionnel au mouvement calculé de 25 mm.

Le calcul des mouvements de rotation doit considérer les exigences suivantes :

- les rotations pour les charges permanentes ne doivent pas être considérées lorsque les poutres sont fabriquées avec une cambrure;
- En plus des rotations dues aux charges :
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0065 radian pour tenir compte de la tolérance de fabrication;
 - prévoir une rotation supplémentaire de 0,0035 radian pour tenir compte de la tolérance d'installation;
 - prévoir la rotation due à la pente longitudinale du tablier, si aucune plaque d'acier biseauté selon la pente n'est prévue à l'appareil d'appui;
 - prévoir une rotation supplémentaire à l'ÉLUL de 0,0175 radian comme facteur de sécurité.
- la rotation totale minimale (sous les charges permanentes si requis, la surcharge routière, les tolérances de fabrication et d'installation ainsi que de la pente longitudinale du tablier si requis) à considérer à l'ÉLUT pour les appareils à élastomère confiné est de 0,02 radian.

Les plaques supérieure et inférieure des appareils d'appui doivent être fixées au-dessous des poutres ou de la dalle épaisse ou sur l'assise au moyen d'ancrages, de boulons ou de soudure. Dans le cas des poutres préfabriquées en acier ou en béton, le mode de fixation doit être indiqué aux plans.

Les appareils d'appui à élastomère confiné doivent être mis en place de façon définitive avant l'installation des poutres principales préfabriquées en acier ou en béton qui sont généralement soudées au chantier sur les appareils. Cependant, dans le cas de poutres d'acier galvanisées ou métallisées, la Direction des structures doit être consultée, puisque le principe d'assemblage des poutres aux appareils doit être modifié.

L'acier de la plaque supérieure de l'appareil d'appui soudée au chantier à la poutre principale préfabriquée en acier ou en béton doit être de nuance 350 A.

Le devis spécial mentionne que l'entrepreneur doit mettre en place des manchons en tôle ondulée dans le béton de l'assise vis-à-vis les ancrages de la plaque d'acier inférieure de l'appareil d'appui, faire les ajustements de nivellement requis, de manière à obtenir une distance maximale de 10 mm entre le dessous de l'appareil d'appui et le dessus du béton du bloc d'assise, remplir les cavités des manchons avec un coulis cimentaire, mettre l'appareil d'appui en place et terminer par l'injection d'un coulis cimentaire sous l'appareil.

Aux appuis, les poutres d'acier doivent posséder trois raidisseurs d'appui de chaque côté de l'âme. Les raidisseurs centraux doivent être ajustés pour porter sur la semelle inférieure et être soudés aux deux semelles de la poutre. Les raidisseurs adjacents aux raidisseurs centraux qui sont d'une longueur inférieure à la hauteur de l'âme, doivent être ajustés pour porter et être soudés à la semelle inférieure. Cette exigence permet de tolérer une excentricité entre les raidisseurs centraux et le centre de l'appareil d'appui au moment de l'installation de la poutre.

Exemple de calcul

Voir l'article 11.1.9.1 « Exemple 1 ».

$$R = 51,61 \text{ mm et } A = A_{te} + D_r = 13,65 \text{ mm}$$

(D_r n'est pas ajouté puisque la valeur de l'excédent total E est multipliée par 2 et que D_r est déjà inclus dans R)

Excédent total :

$$\begin{aligned} E &= R + A + 25 \\ &= 51,61 + 13,65 + 25 \\ &= 90,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

La dimension requise dans le sens du mouvement pour la plaque d'acier inoxydable doit être égale à la dimension prévue pour le PTFE plus 2E.

11.2.5 Appareils d'appui avec articulation sphérique

Ces appareils d'appui sont fabriqués en respectant les exigences pour les appareils d'appui à élastomère confiné, les exigences suivantes, ainsi que celles apparaissant à la figure 11.2-4.

Le PTFE employé dans la partie concave de l'appareil est soumis aux mêmes exigences que le PTFE de l'élément principal glissant.

Un scellant empêche toute pénétration d'eau ou de poussière dans la partie concave de l'appareil servant à la rotation.

L'appareil d'appui avec articulation sphérique n'est pas décrit au devis spécial type. Si le concepteur désire utiliser ce type d'appareil d'appui, il doit décrire les exigences au devis spécial du projet. Il doit tenir compte que la capacité de charge horizontale calculée par le fabricant d'appareil d'appui est en fonction de la charge constante qui le sollicite et qui, par conséquent, doit être indiquée sur le plan.

11.2.6 Assises des appareils d'appui

Les rehaussements prévus sous les appareils d'appui doivent être construits après les assises, qui contiennent des cavités, comme le montrent les figures 11.2-5 à 11.2-7.

Les dimensions des rehaussements doivent être telles que les distances minimales entre le bord des appareils d'appui et celui des rehaussements indiquées aux figures 11.2-5 à 11.2-7 soient respectées.

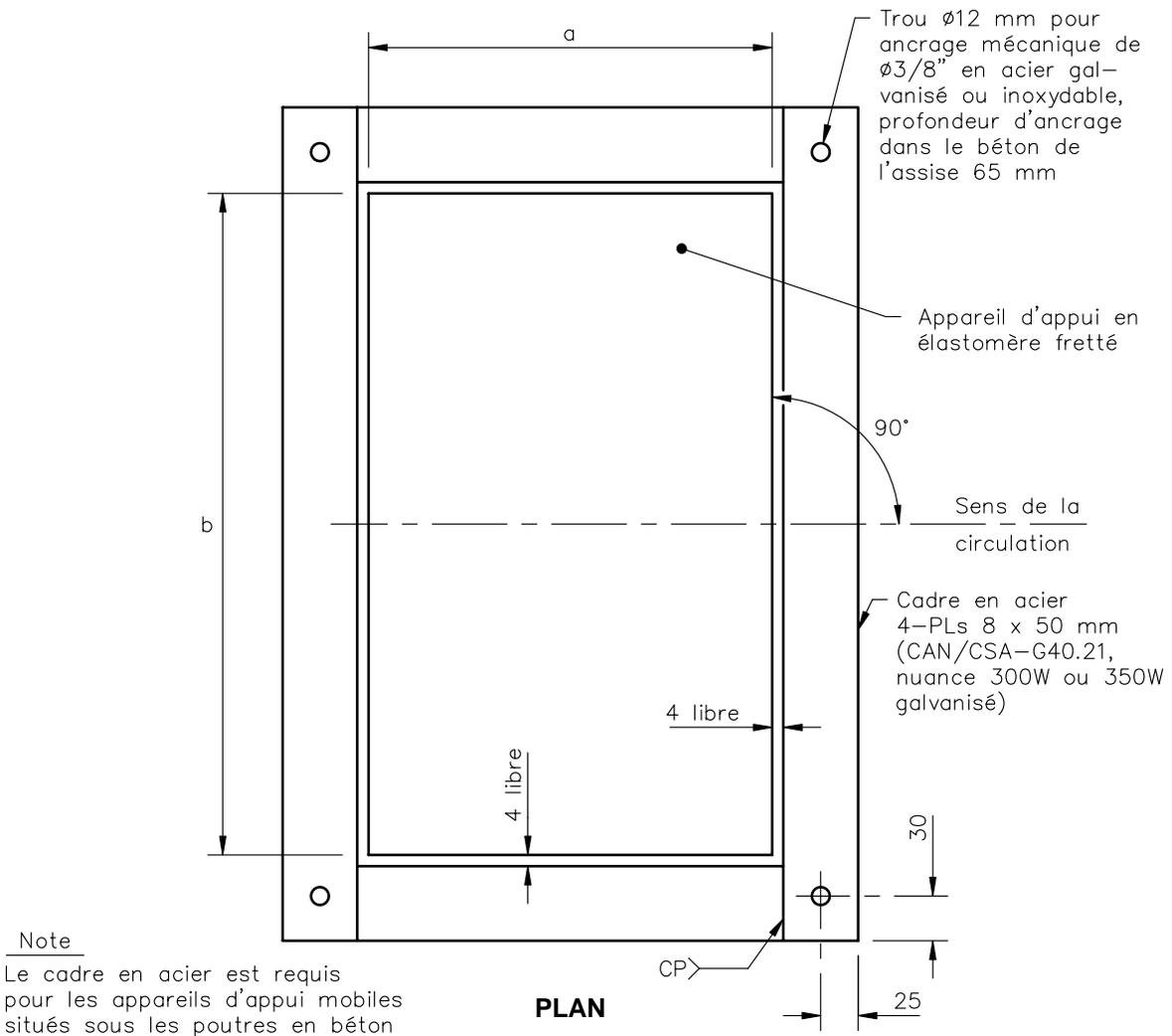
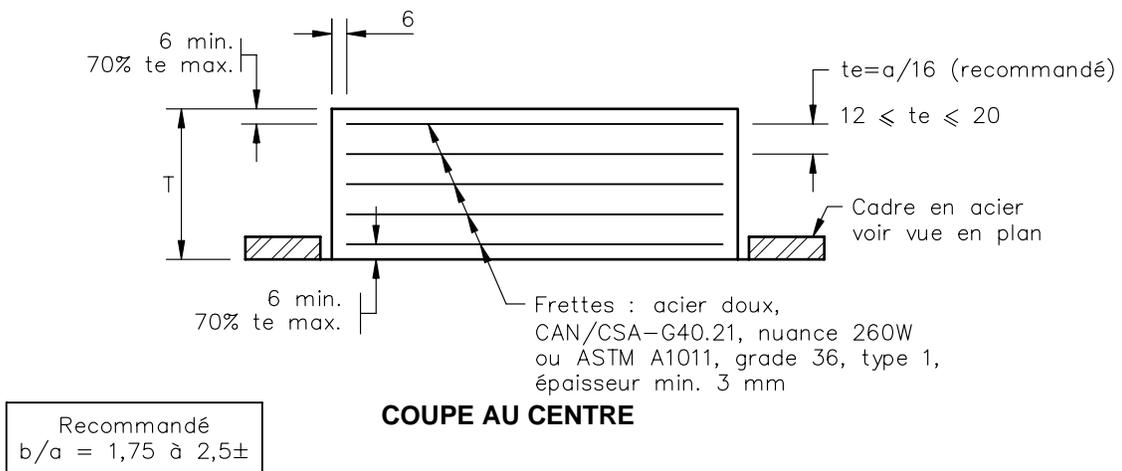


Figure 11.2-1
Appareil d'appui en élastomère fretté

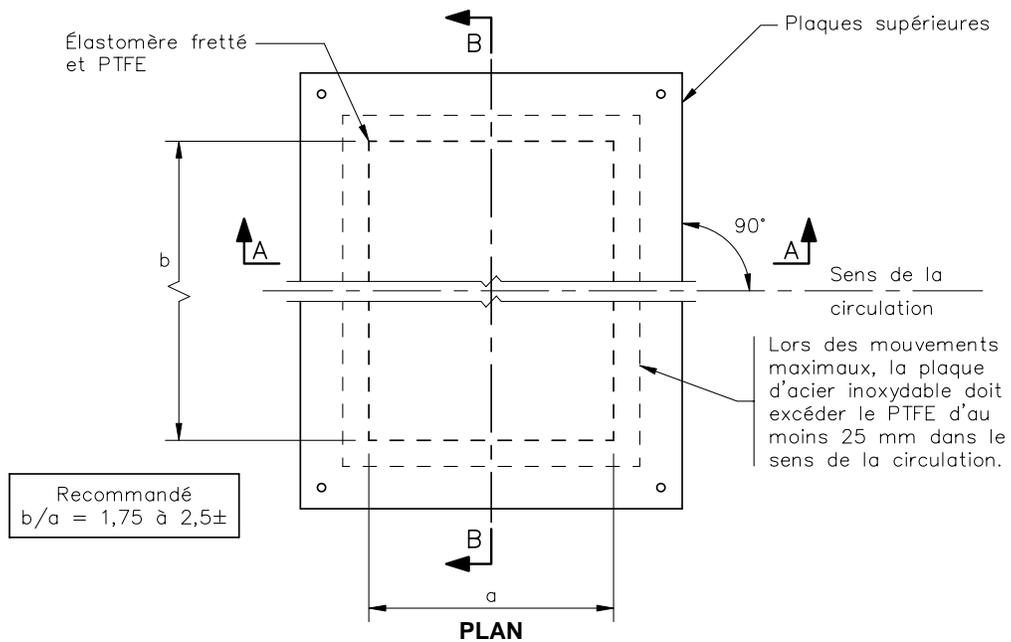
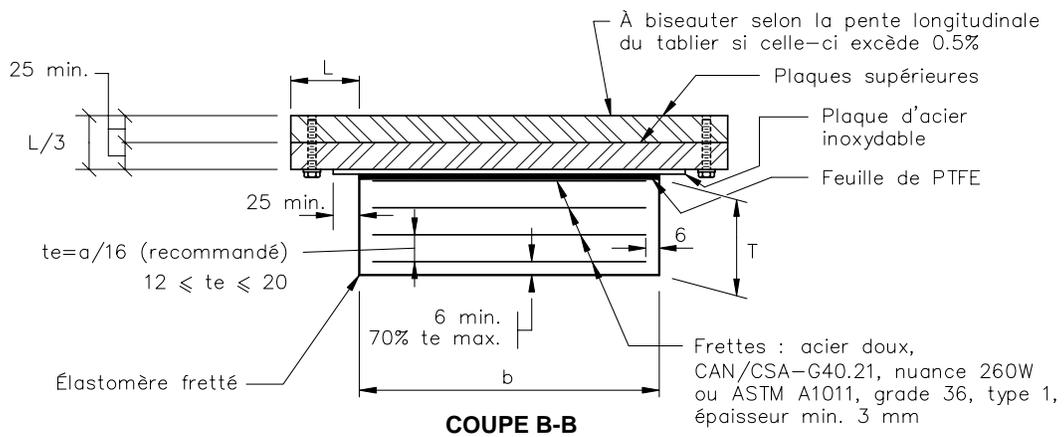
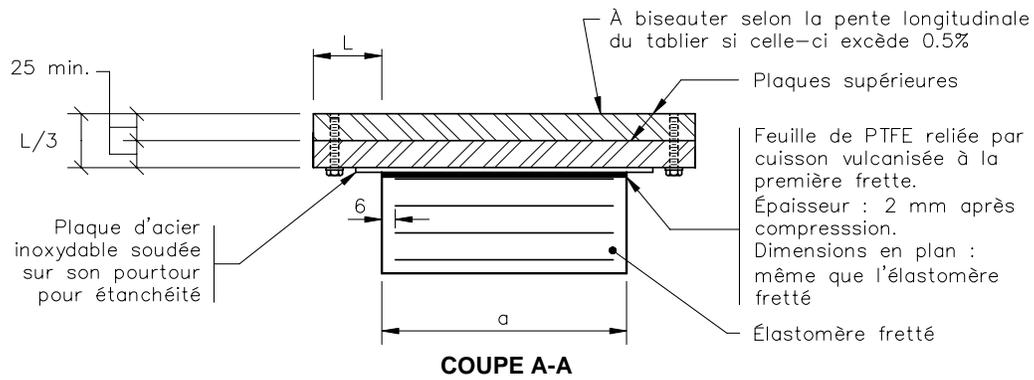
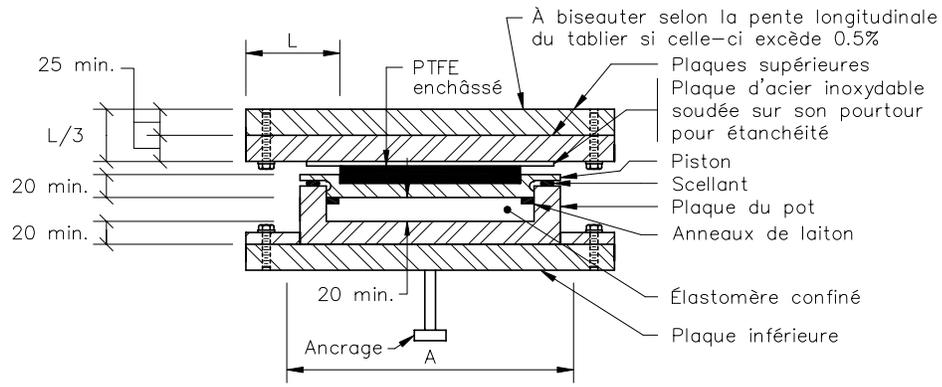
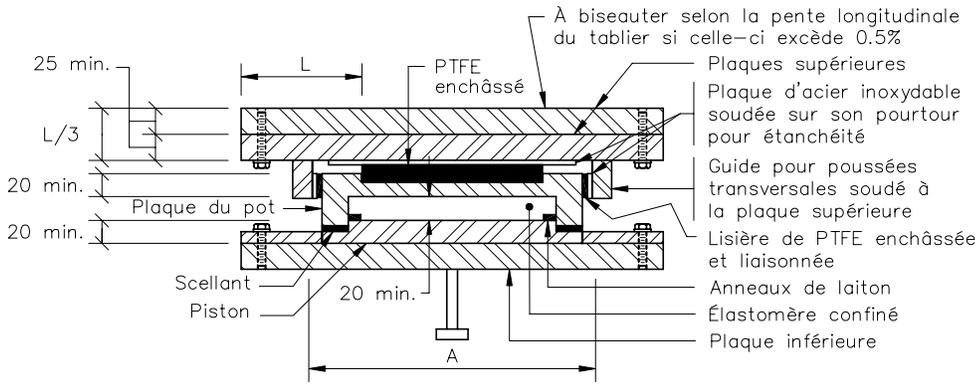


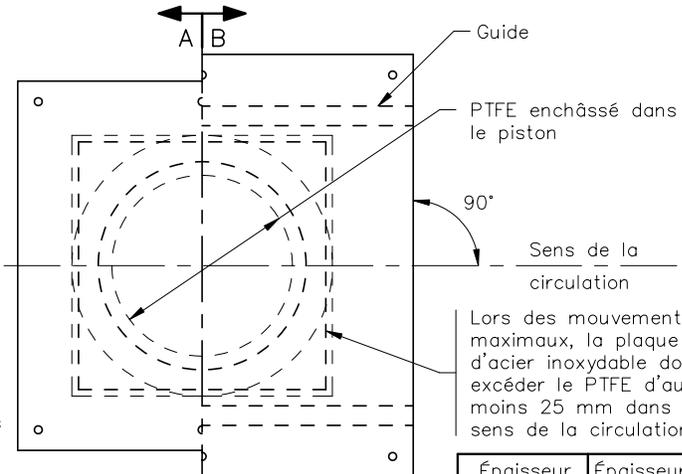
Figure 11.2-2
Appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables



COUPE A-A (Non guidé)



COUPE B-B (Guidé)



- NOTES:**
- Dans le cas d'un appareil fixe, les éléments glissants servant aux mouvements horizontaux disparaissent mais les exigences pour les autres éléments demeurent.
 - Dureté de l'élastomère confiné: 50 (SHORE A).

	Non guidé	Guidé	Épaisseur minimale	Épaisseur de la partie enchâssée
PTFE renforcé ou non renforcé			4,5 mm	2,5 mm
Pour la feuille de PTFE ou le diamètre est plus grand que 600 mm, voir CAN/CSA-S6-00				

Figure 11.2-3
Appareil d'appui à élastomère confiné remplaçable

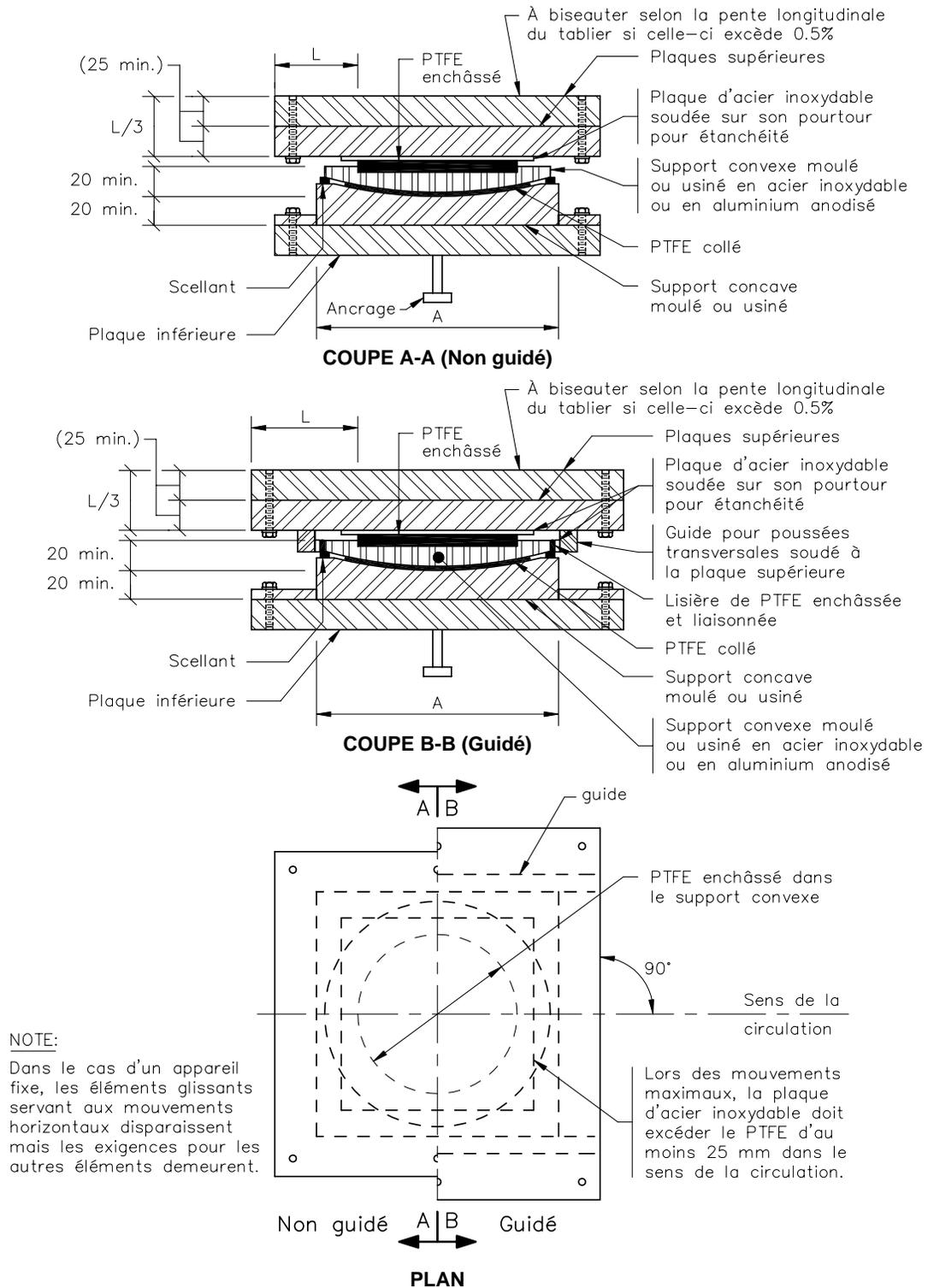


Figure 11.2-4
Appareil d'appui avec articulation sphérique remplaçable

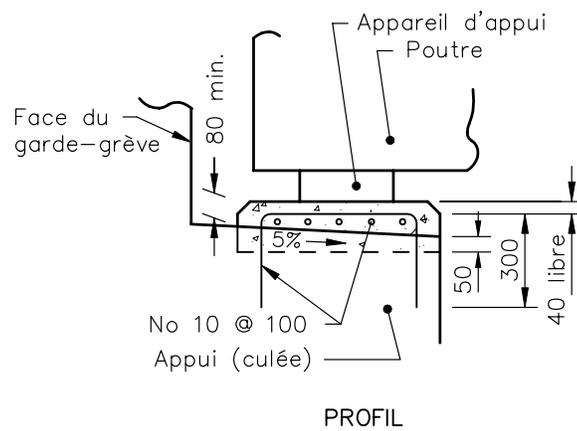
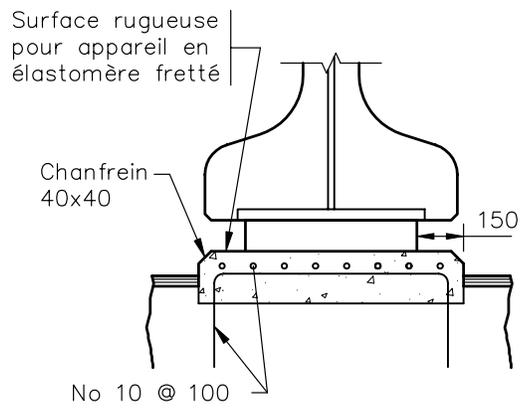
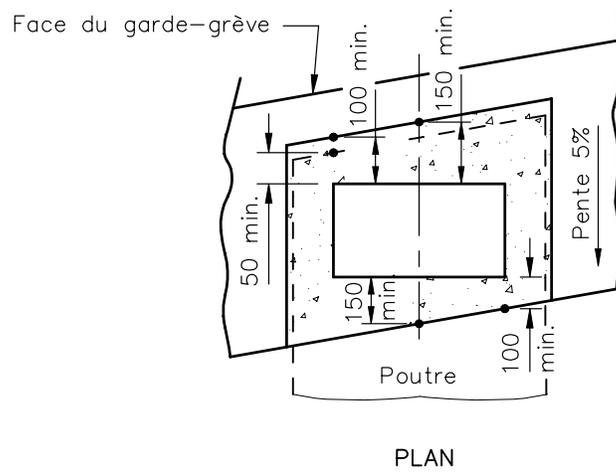


Figure 11.2-5
Bloc d'assise d'un appareil d'appui
(Extrémité de la dalle sans joint de tablier)

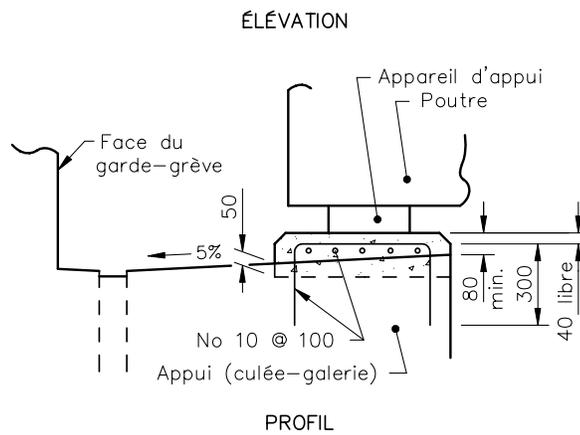
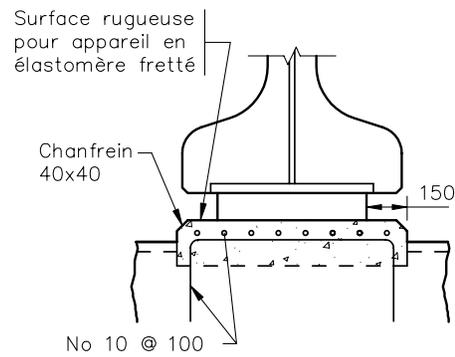
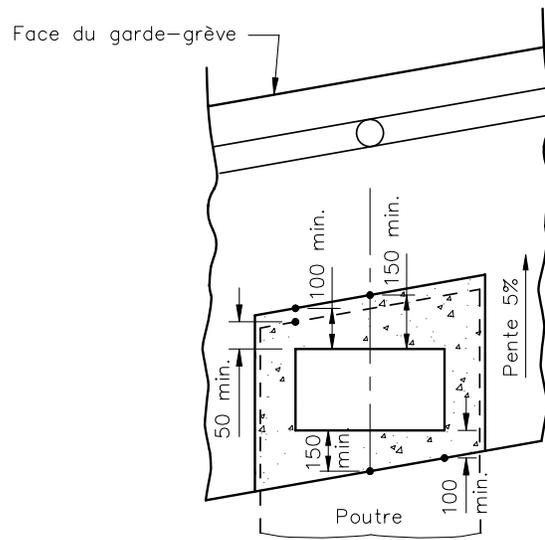


Figure 11.2-6
Bloc d'assise d'un appareil d'appui
(Extrémité de la dalle avec joint de tablier)

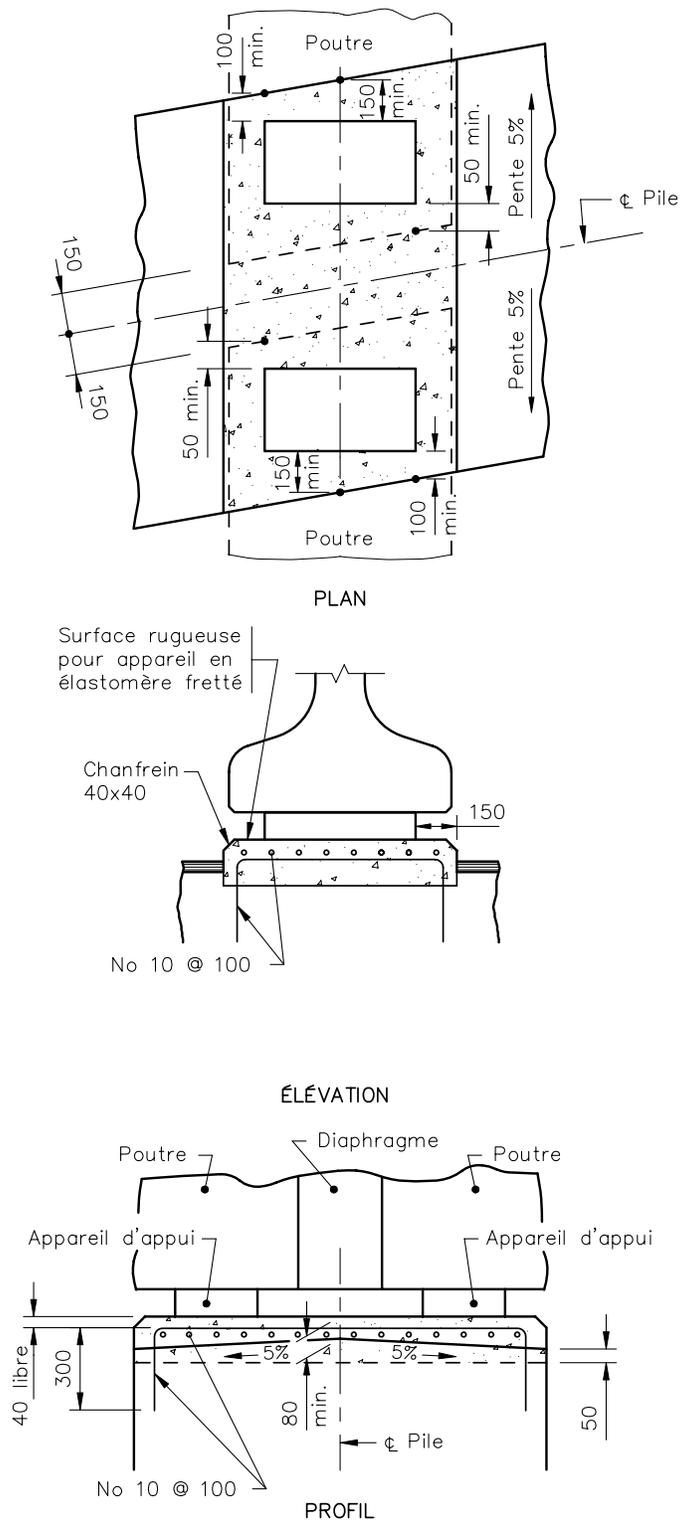


Figure 11.2-7
Bloc d'assise d'un appareil d'appui (à une pile)

11.3 JOINTS DE TABLIER

11.3.1 Généralités

Le nombre et la localisation des joints de tablier doivent être établis suivant les indications de la section 2.1 du présent manuel ainsi que selon les articles qui suivent.

Le choix d'un joint de tablier doit tenir compte des mouvements du tablier perpendiculaires au joint.

La variation de longueur d'un tablier est le déplacement maximal à prévoir entre les deux positions extrêmes des travées. Le jeu d'un joint dépend de la déformation du tablier, $\delta = A + R$, expliquée à la section 11.1; cette déformation se décompose en mouvements perpendiculaire et parallèle au joint (voir la figure 11.3-1).

Un joint n'est généralement pas nécessaire à une culée lorsque le mouvement δ du tablier calculé est inférieur à 20 mm. Dans ce cas, la dalle est prolongée au-dessus du garde-grève (voir les figures 11.3-2, 11.3-3 et 11.3-4).

Lorsqu'un joint de tablier est requis, une culée de type galerie doit être prévue conformément aux figures 11.3-5, 11.3-6, 11.3-7 et 11.3-8. Le détail de l'extrémité de la dalle avec un joint de tablier doit être conforme à la figure 11.3-9.

La culée galerie permet d'éloigner le joint de l'extrémité des poutres afin de prévenir les dommages occasionnés par un joint défectueux et permet d'accéder aux composantes du joint pour l'inspection.

Lorsque le mouvement δ est inférieur à 100 mm, un seul joint à une garniture est prévu à l'une des culées. Dans le cas où le mouvement δ est supérieur à 100 mm, mais inférieur à 200 mm, il est préférable de prévoir 2 joints de tablier à une garniture à chacune des culées au lieu d'un seul joint à garnitures multiples à l'une des culées.

Lorsqu'un joint de tablier à plusieurs garnitures est utilisé, il faut prévoir des couvre-joints pour fermer l'ouverture aux chasse-roues, trottoirs et glissières en béton.

Exceptionnellement, lorsqu'un joint de tablier est localisé à une pile, on doit prévoir la pose d'un joint de tablier avec garniture en élastomère et dalot.

On trouvera aux pages suivantes quelques modèles de joints utilisés (voir les figures 11.3-10, 11.3-11, 11.3-12 et 11.3-13), les caractéristiques générales des joints ainsi que des exemples de calcul avec et sans biais.

La figure 11.3-14 montre le profil que la garniture en élastomère doit avoir sur le côté extérieur du pont et à la glissière médiane.

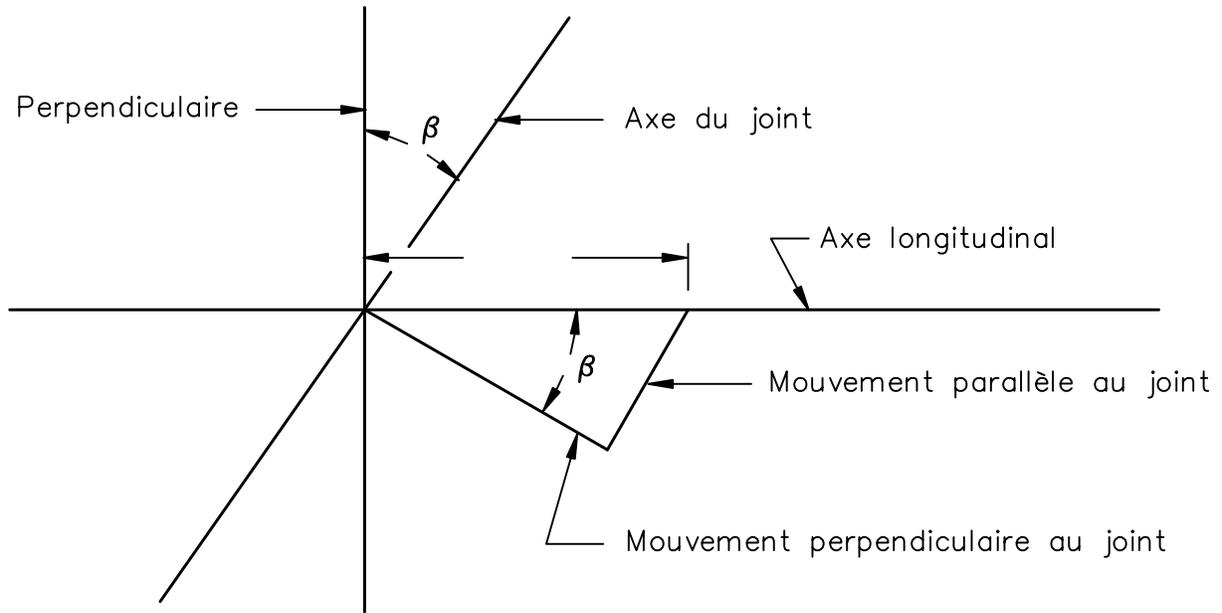
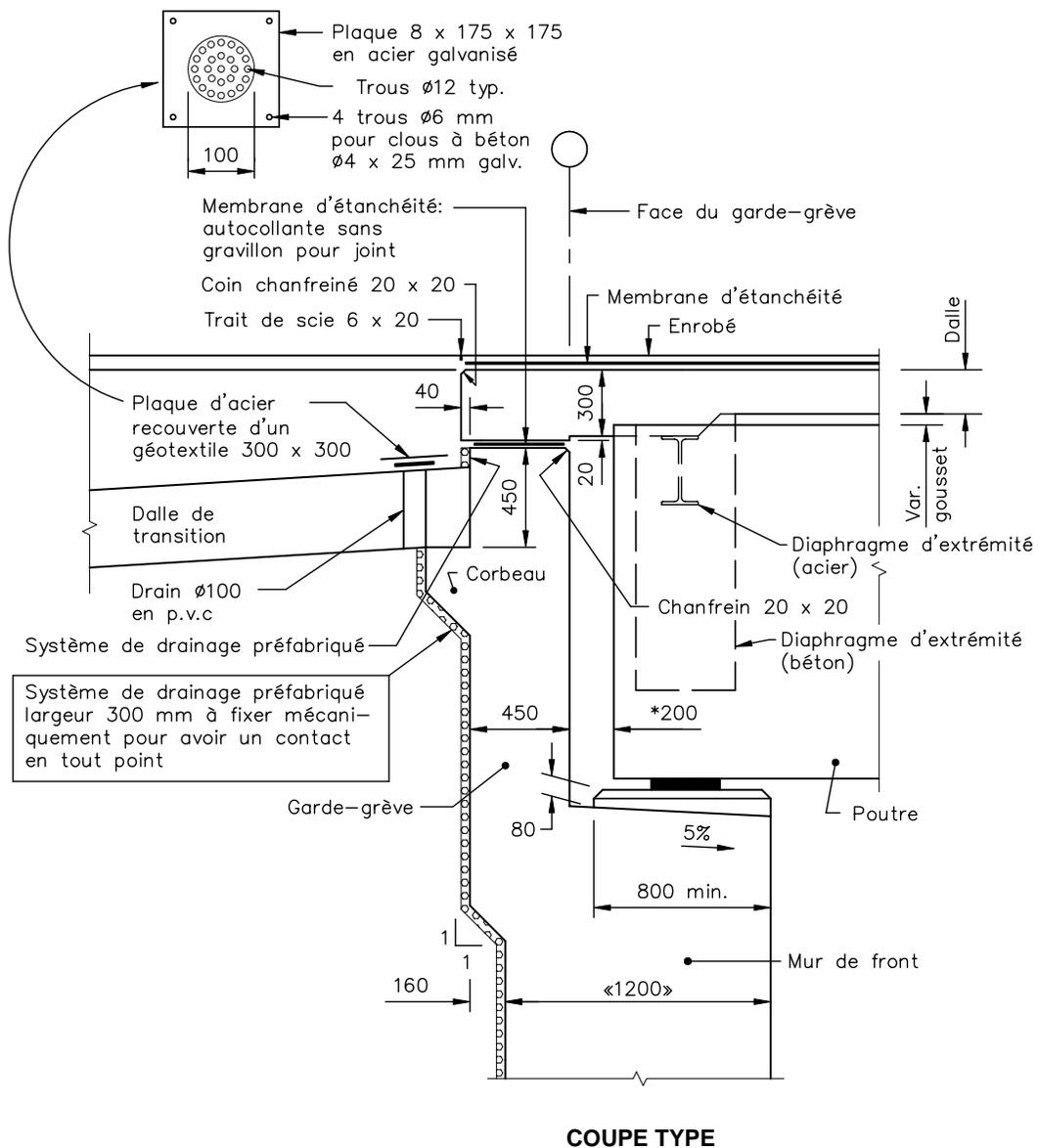
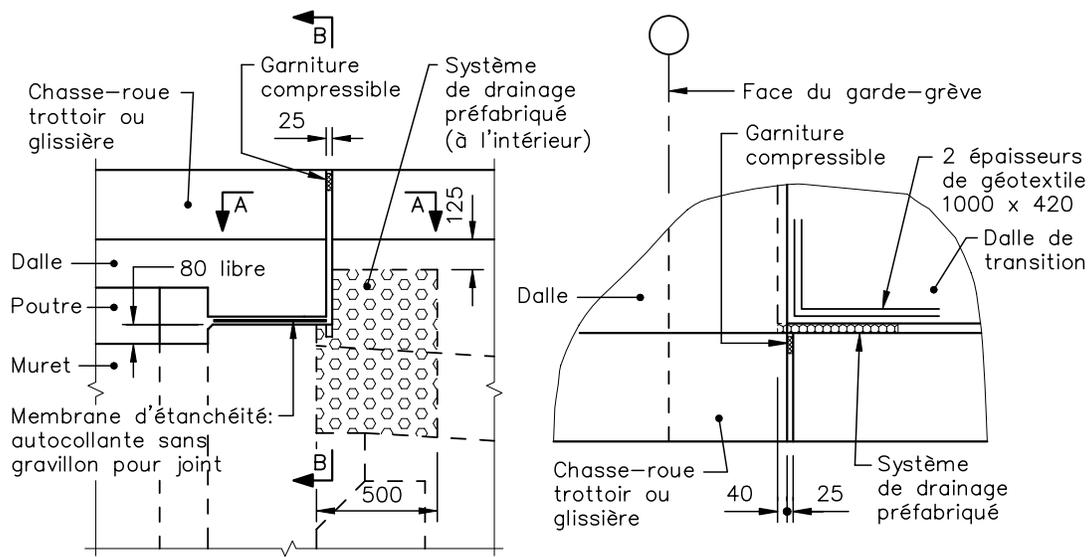


Figure 11.3-1
Composantes de la déformation d'un joint



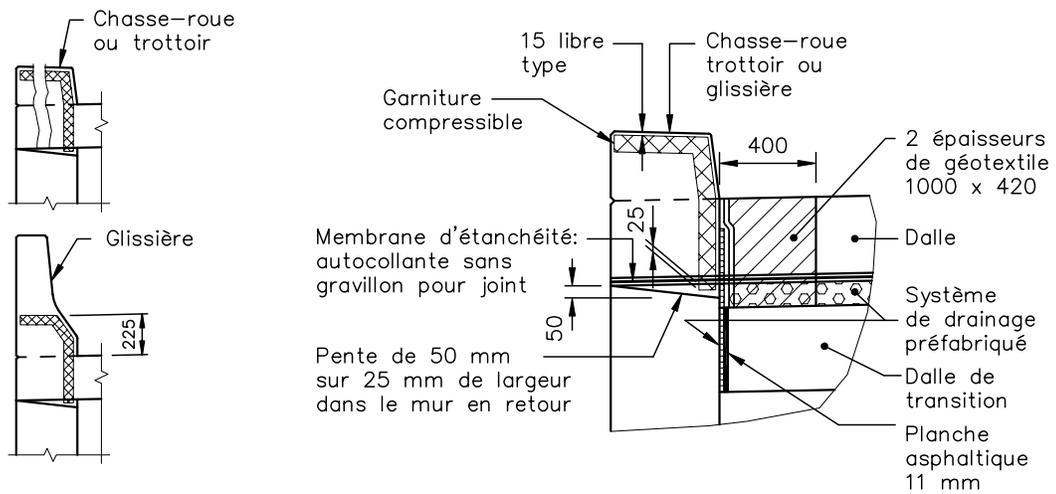
- Notes:**
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.
 - Pour les tabliers en post-tension, l'épaisseur du mur de front «1200» doit être augmentée de façon à ce que l'appareil d'appui soit centré sur le diaphragme d'extrémité.
 - Cet arrangement est utilisé à l'extrémité d'un pont lorsque le mouvement est inférieur à 20 mm ou lorsque l'appui est fixe.
 - Acier : norme CAN/CSA-G40.21 nuance 300W galvanisé.

Figure 11.3-2
Joint dalle sur culée (détail intérieur)



ÉLÉVATION

COUPE A-A



GARNITURE

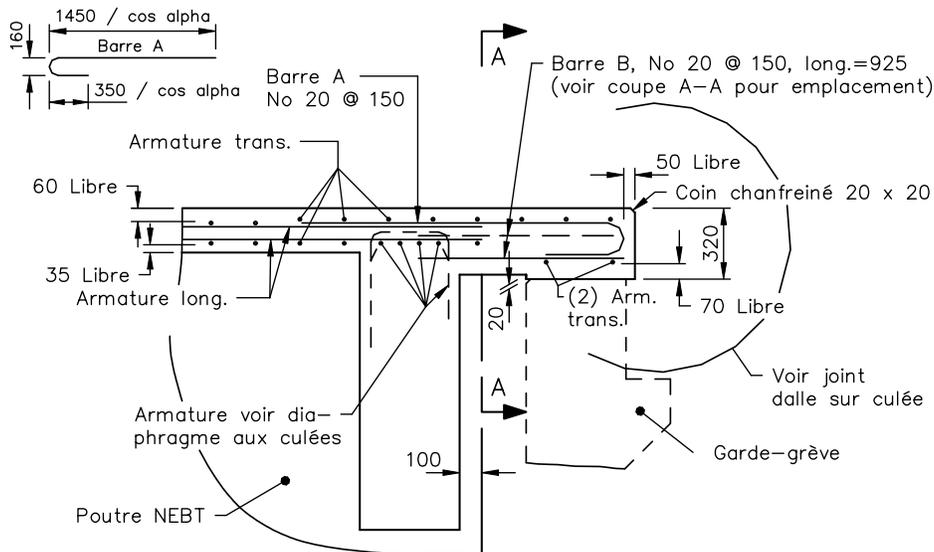
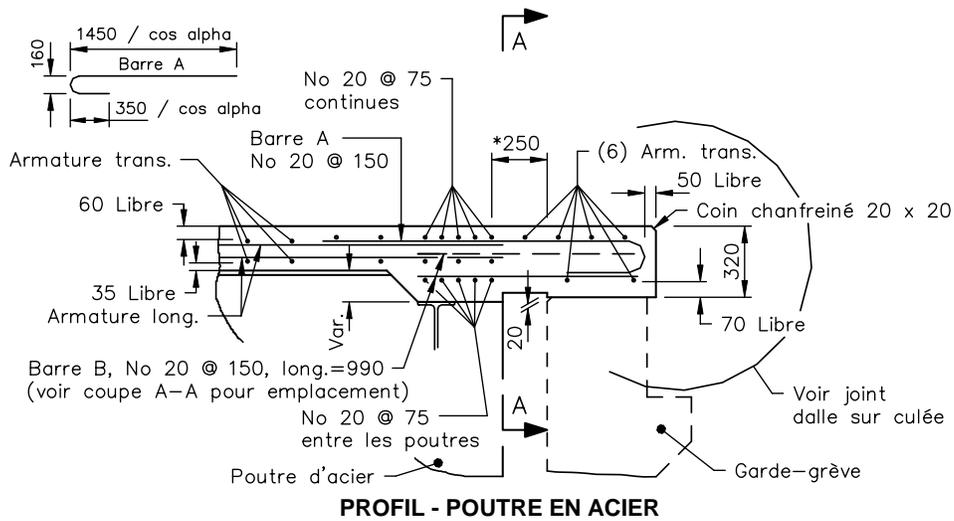
COUPE B-B

Notes: — Géotextile : type V.

— Système de drainage préfabriqué à fixer mécaniquement pour avoir un contact en tout point.

— Garniture compressible "Delastic série K-2000" (avec lubrifiant "Delastibond low solid") distribuée par Z-Tech inc.

Figure 11.3-3
Joint dalle sur culée (détail extérieur)



Notes: – Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

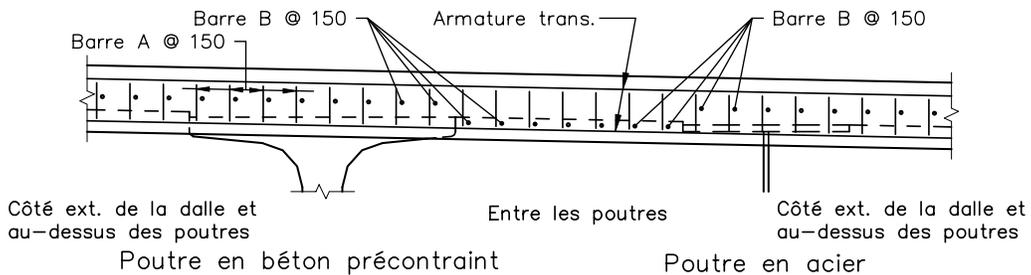
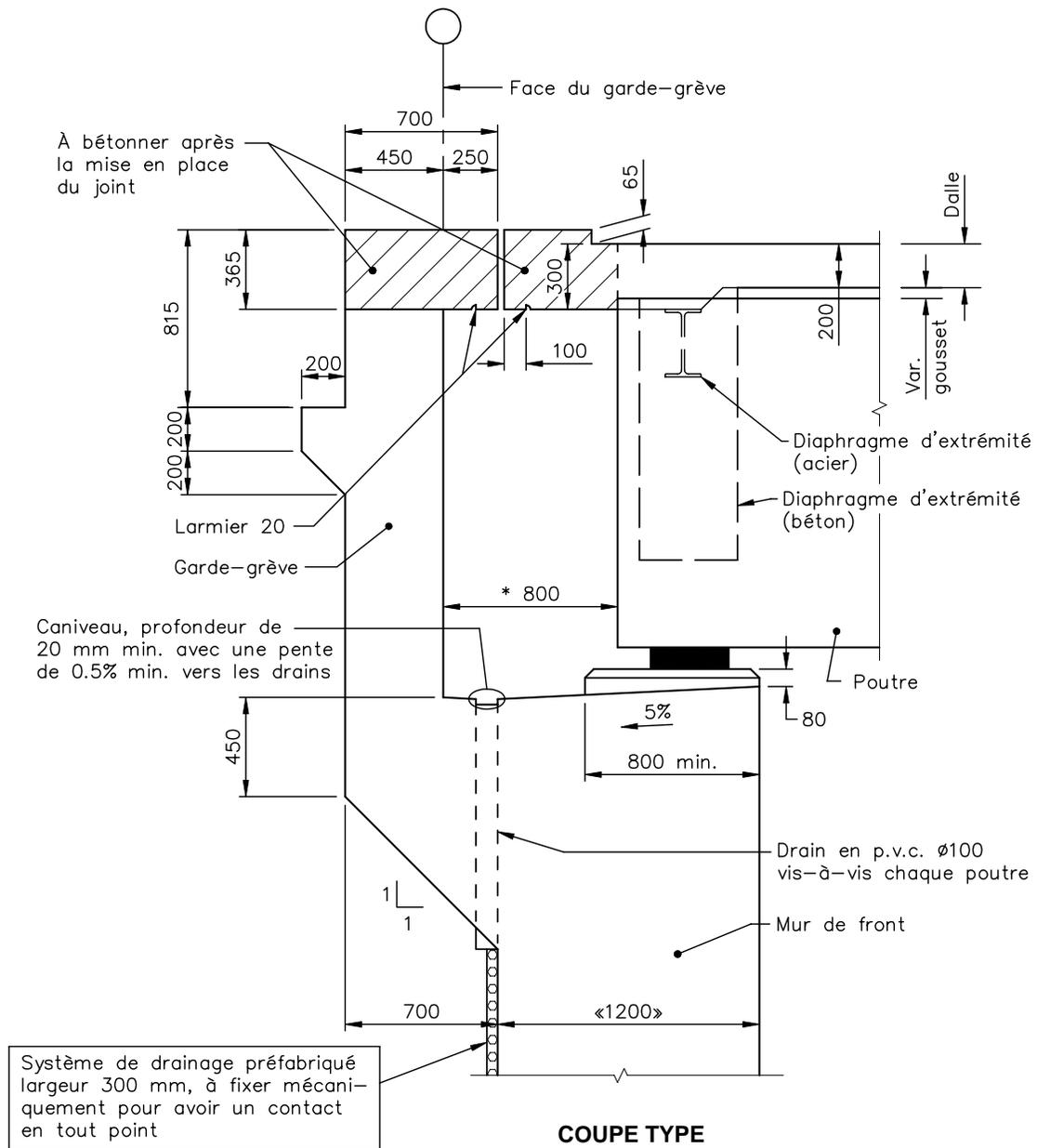


Figure 11.3-4
Détails de l'extrémité de la dalle sans joint de tablier



Notes: – Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

– Pour les tabliers en post-tension, l'épaisseur du mur de front «1200» doit être augmenté de façon à ce que l'appareil d'appui soit centré sur le diaphragme d'extrémité.

– Ce détail de culée-galerie n'est valable que pour un joint de tablier à deux garnitures maximum.

Figure 11.3-5
Culée-galerie (dimensions)

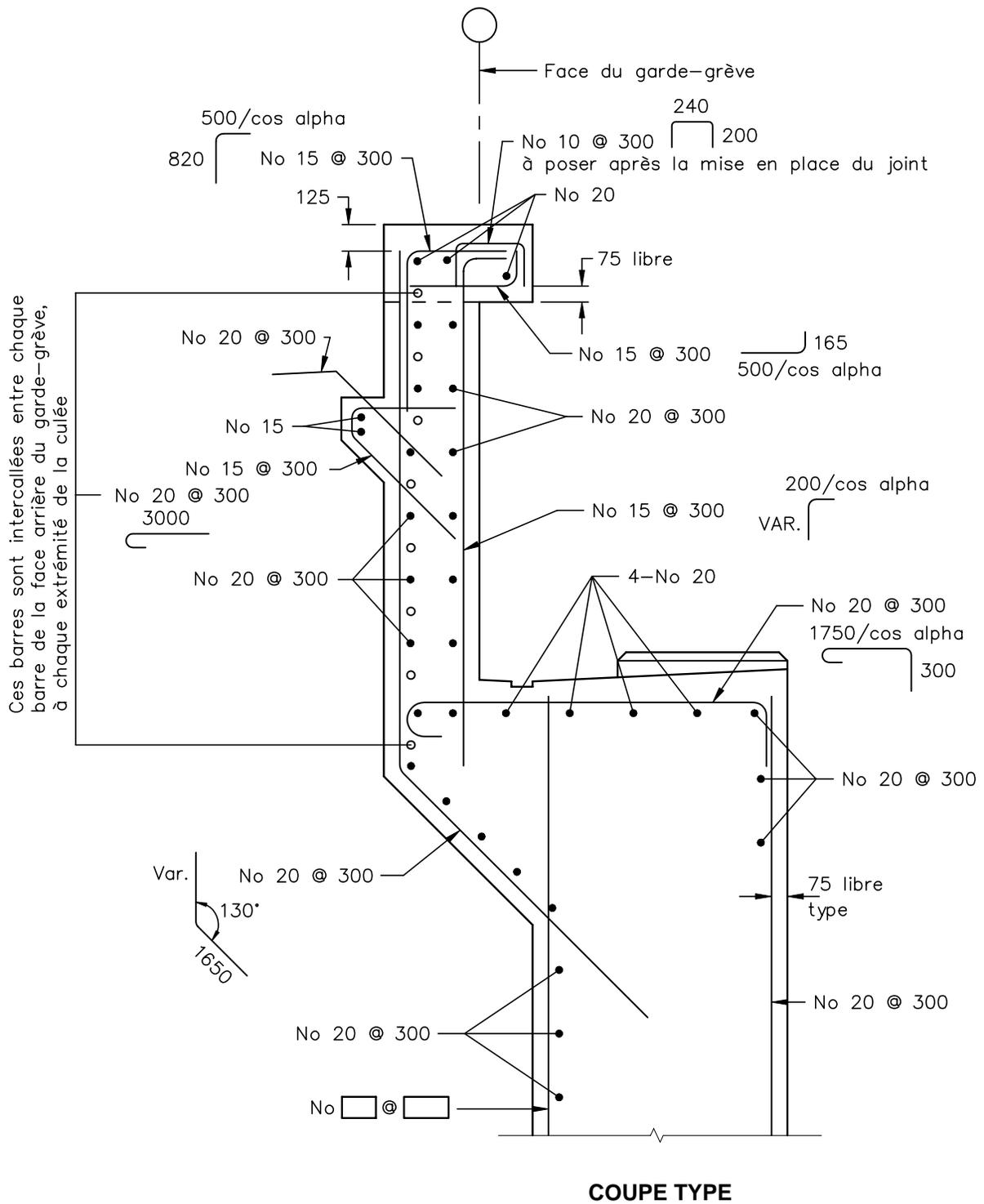
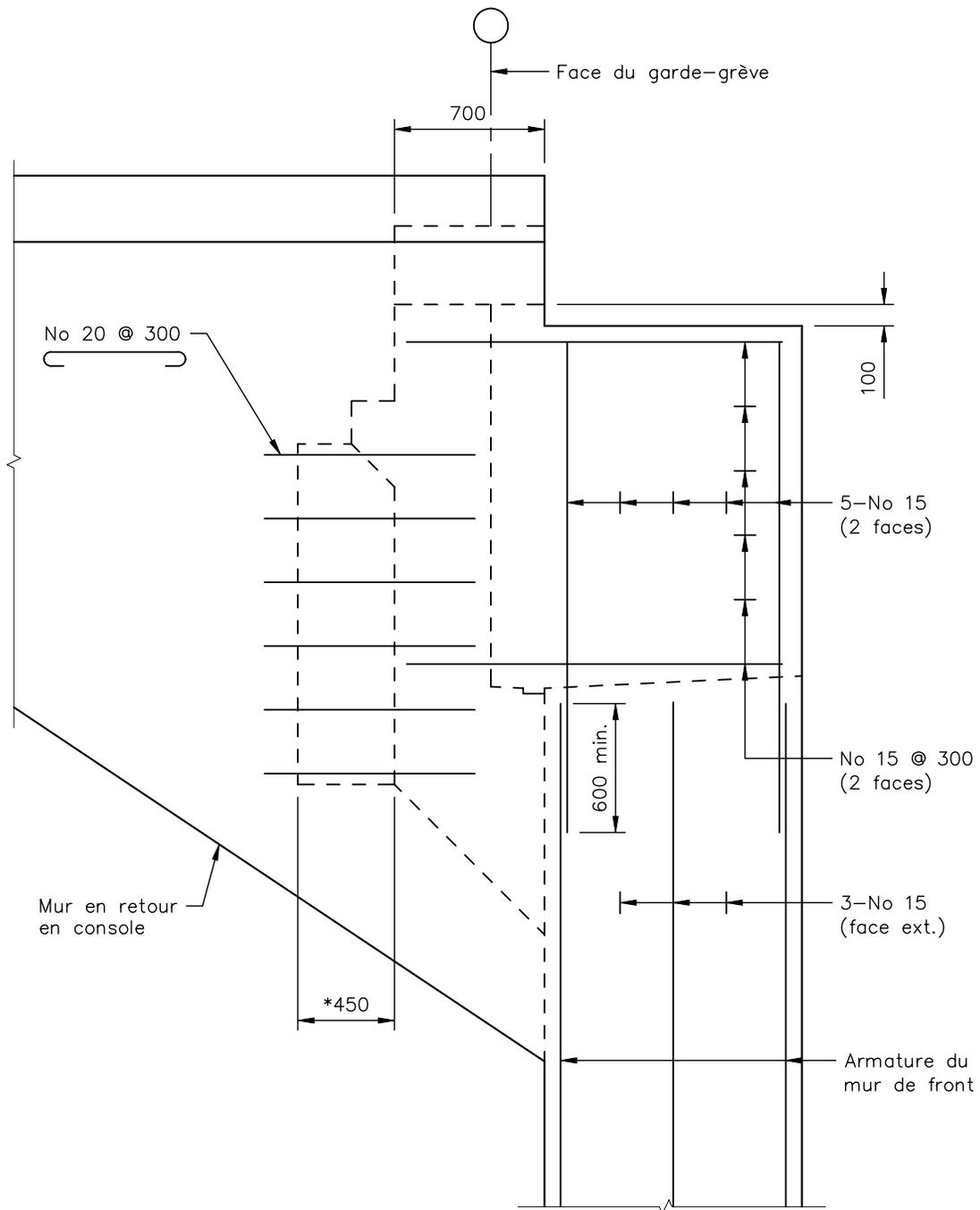


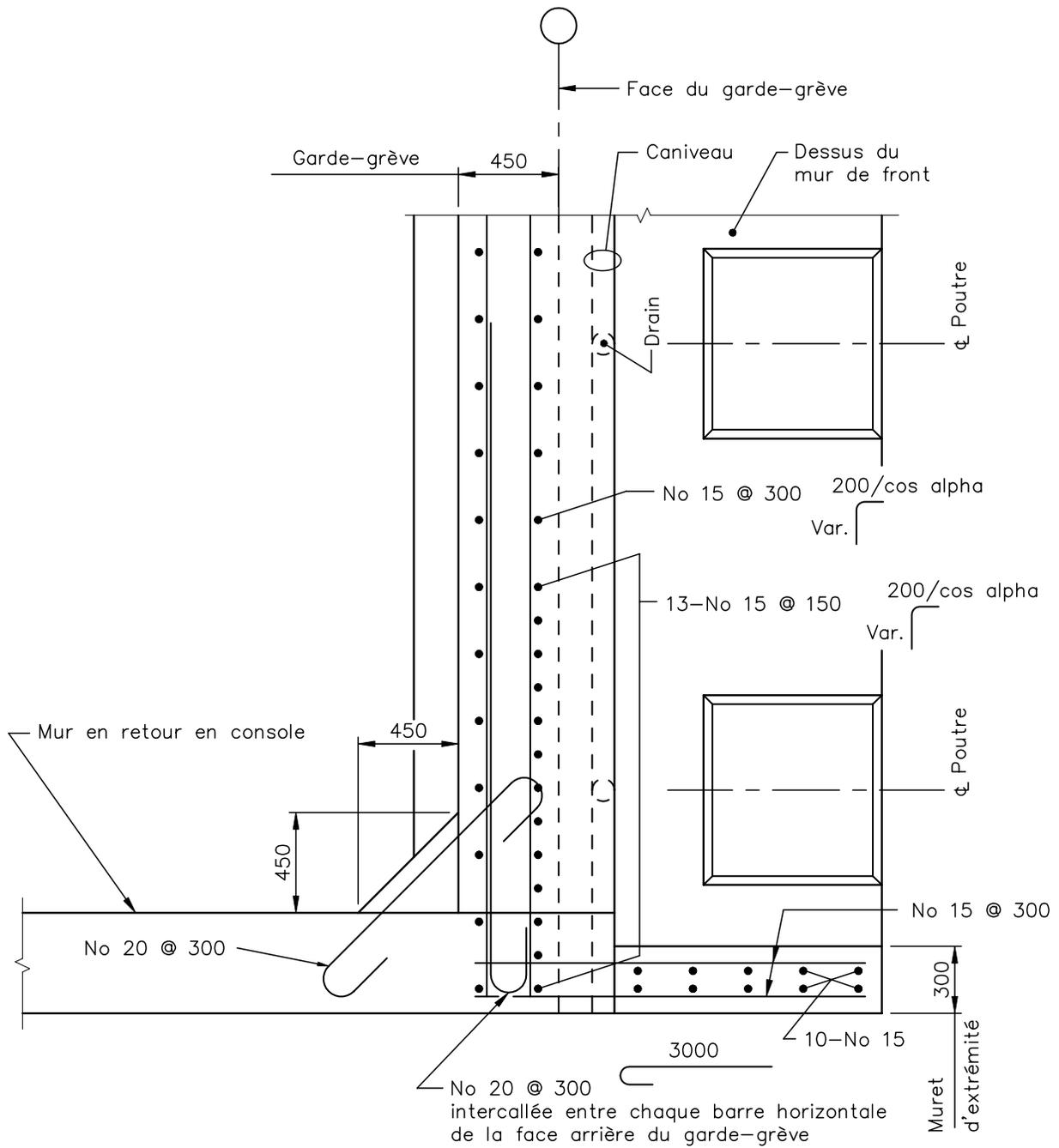
Figure 11.3-6
Culée-galerie (armature)



PROFIL

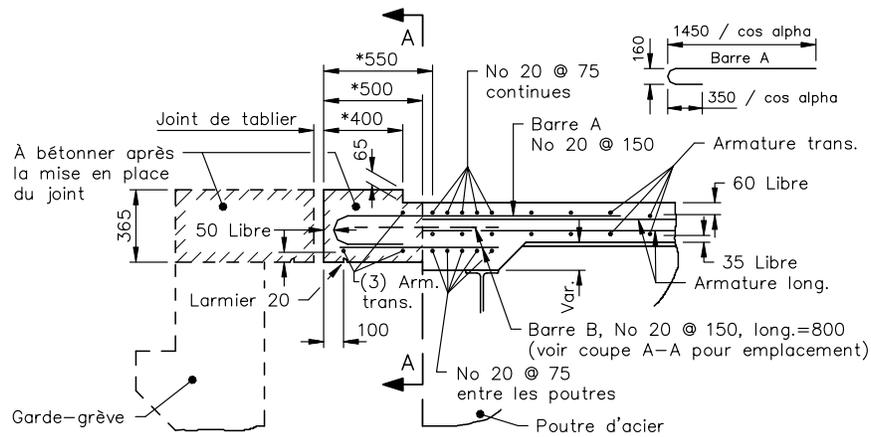
Notes: – Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 11.3-7
Culée-galerie (armature – suite 1)

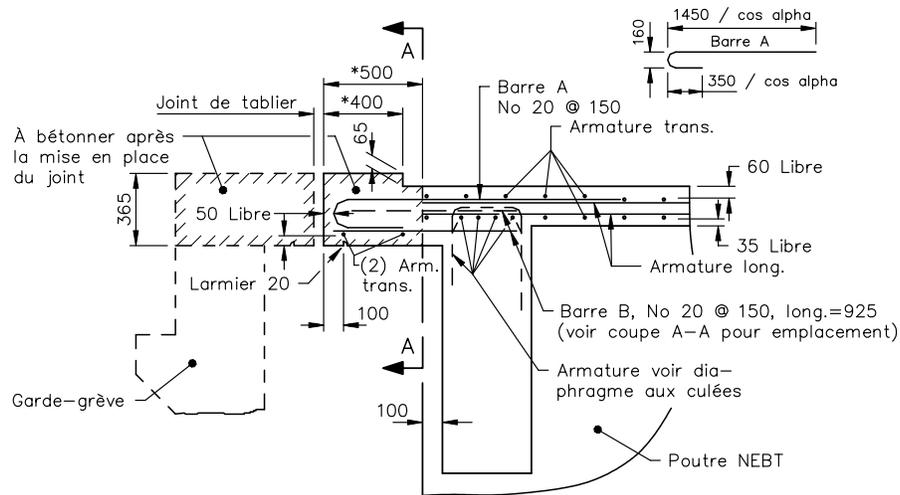


VUE EN PLAN

Figure 11.3-8
Culée-galerie (armature – suite 2)

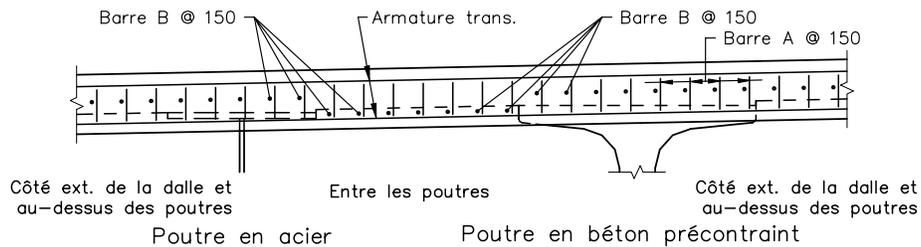


PROFIL - POUTRE EN ACIER



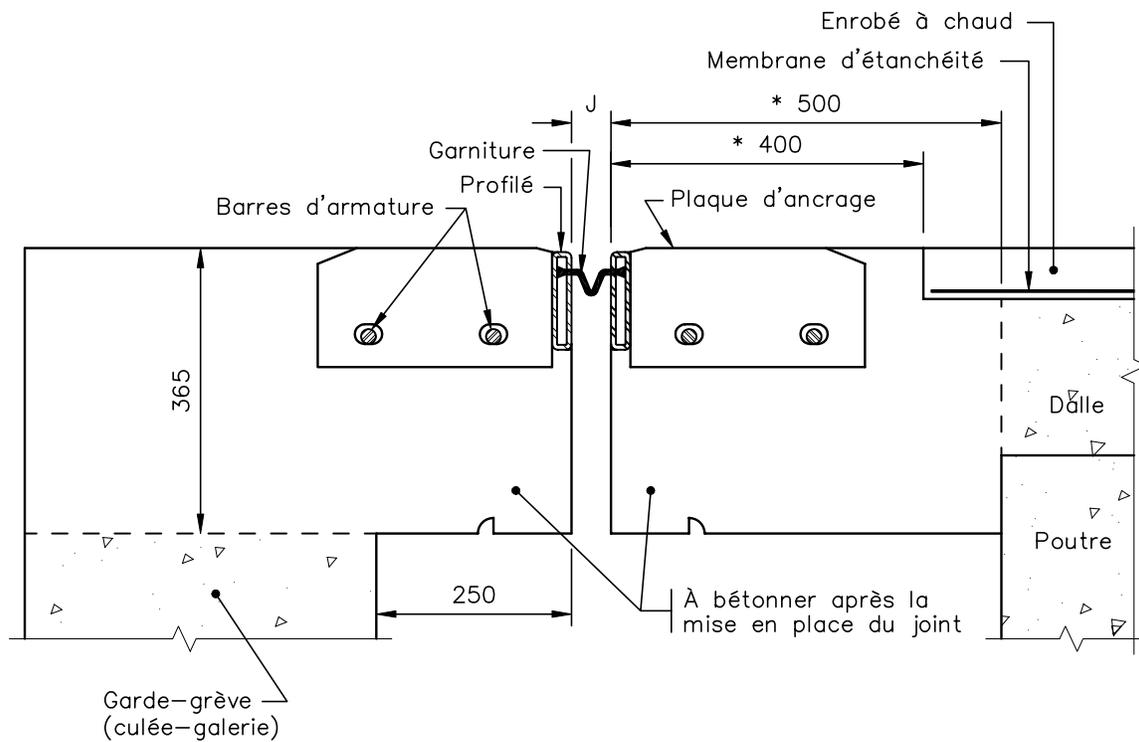
PROFIL - POUTRE PRÉFABRIQUÉE EN BÉTON PRÉCONTRAINT

Notes: - Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celle indiquée par un * qui est dans l'axe longitudinal du pont.



COUPE A-A

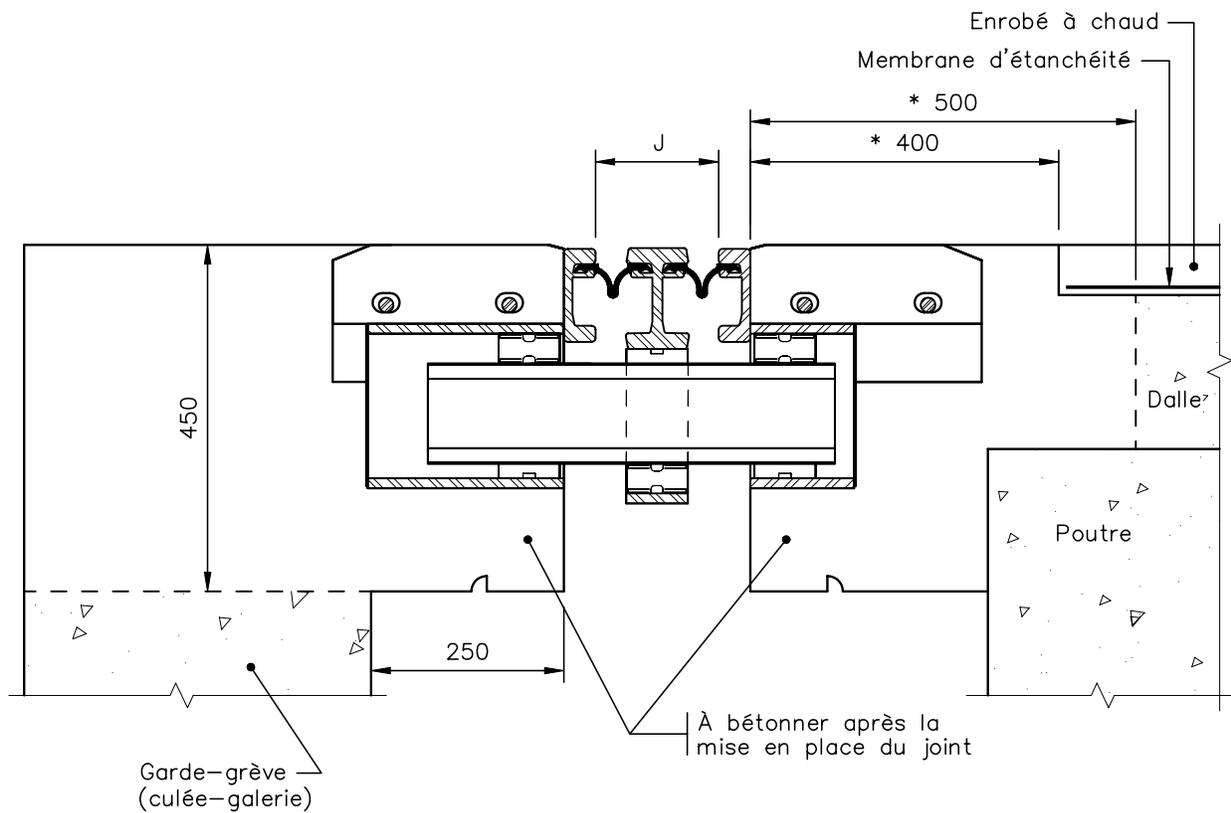
Figure 11.3-9
Détail de l'extrémité de la dalle avec joint de tablier



Notes :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire variant de 0 à 100 mm.
- Voir le PLAN TYPE " Joint de tablier à une garniture en élastomère ".
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

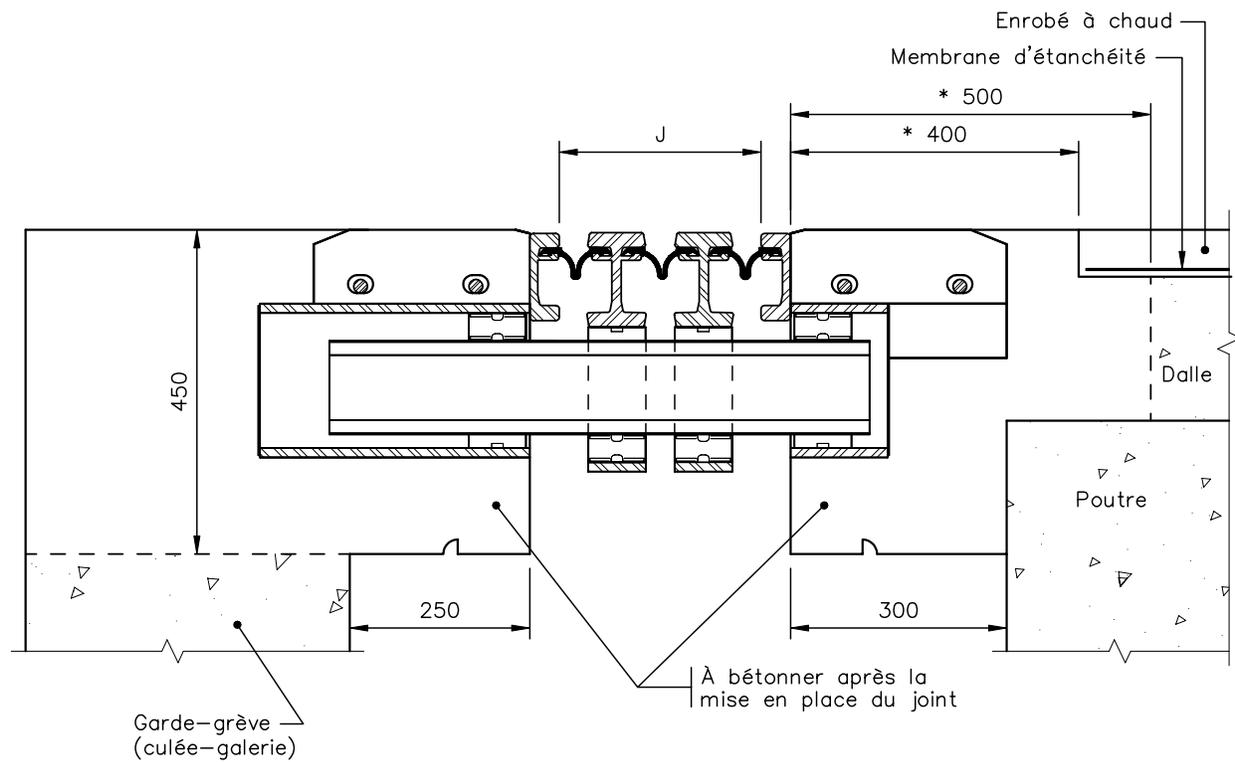
Figure 11.3-10
Joint de tablier à une garniture en élastomère à une culée



Notes :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire variant de 100 à 160 mm.
- Voir le PLAN TYPE " Joint de tablier à deux garnitures en élastomère ".
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

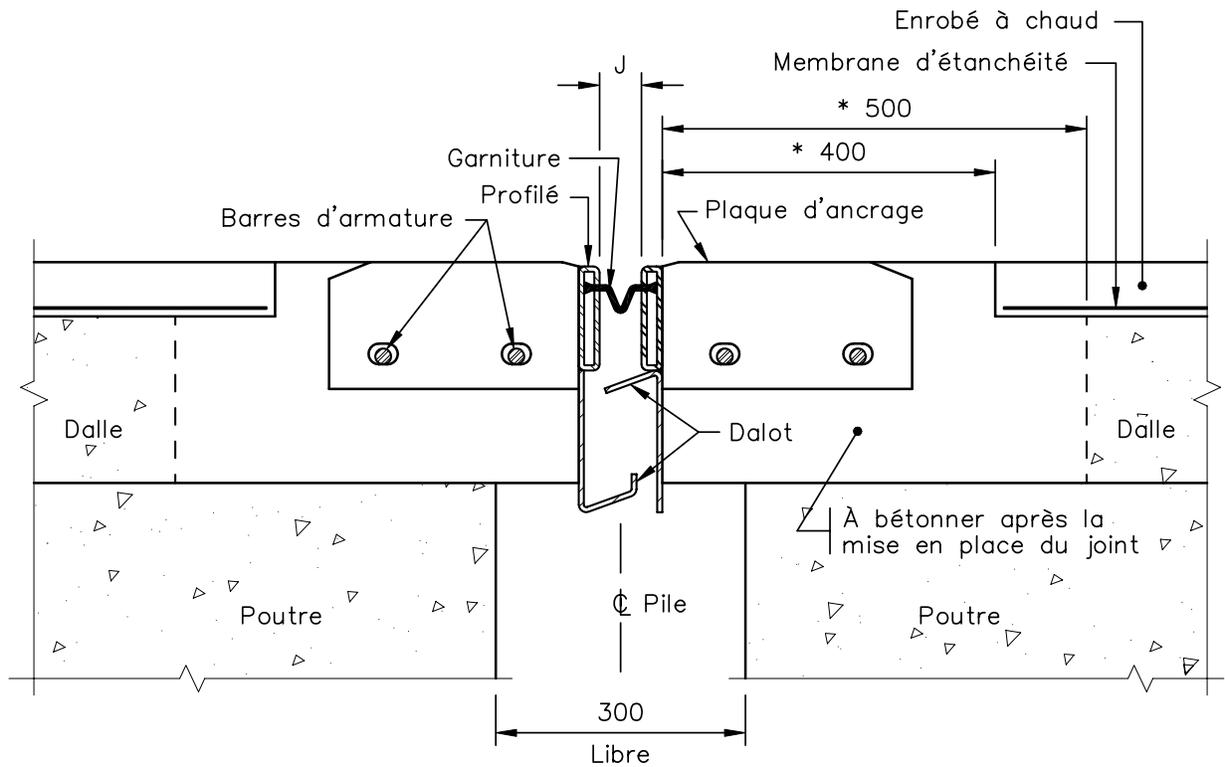
Figure 11.3-11
Joint de tablier à deux garnitures en élastomère à une culée



Note :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire variant de 160 à 240 mm.
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 11.3-12
Joint de tablier à trois garnitures en élastomère à une culée



Notes :

- Ce joint permet un mouvement perpendiculaire variant de 0 à 100 mm.
- Voir le PLAN TYPE " Joint de tablier à une garniture en élastomère et dalot ".
- Les dimensions horizontales sont perpendiculaires à l'axe de la culée sauf celles indiquées par un * qui sont dans l'axe longitudinal du pont.

Figure 11.3-13
Joint de tablier à une garniture en élastomère et dalot à une pile

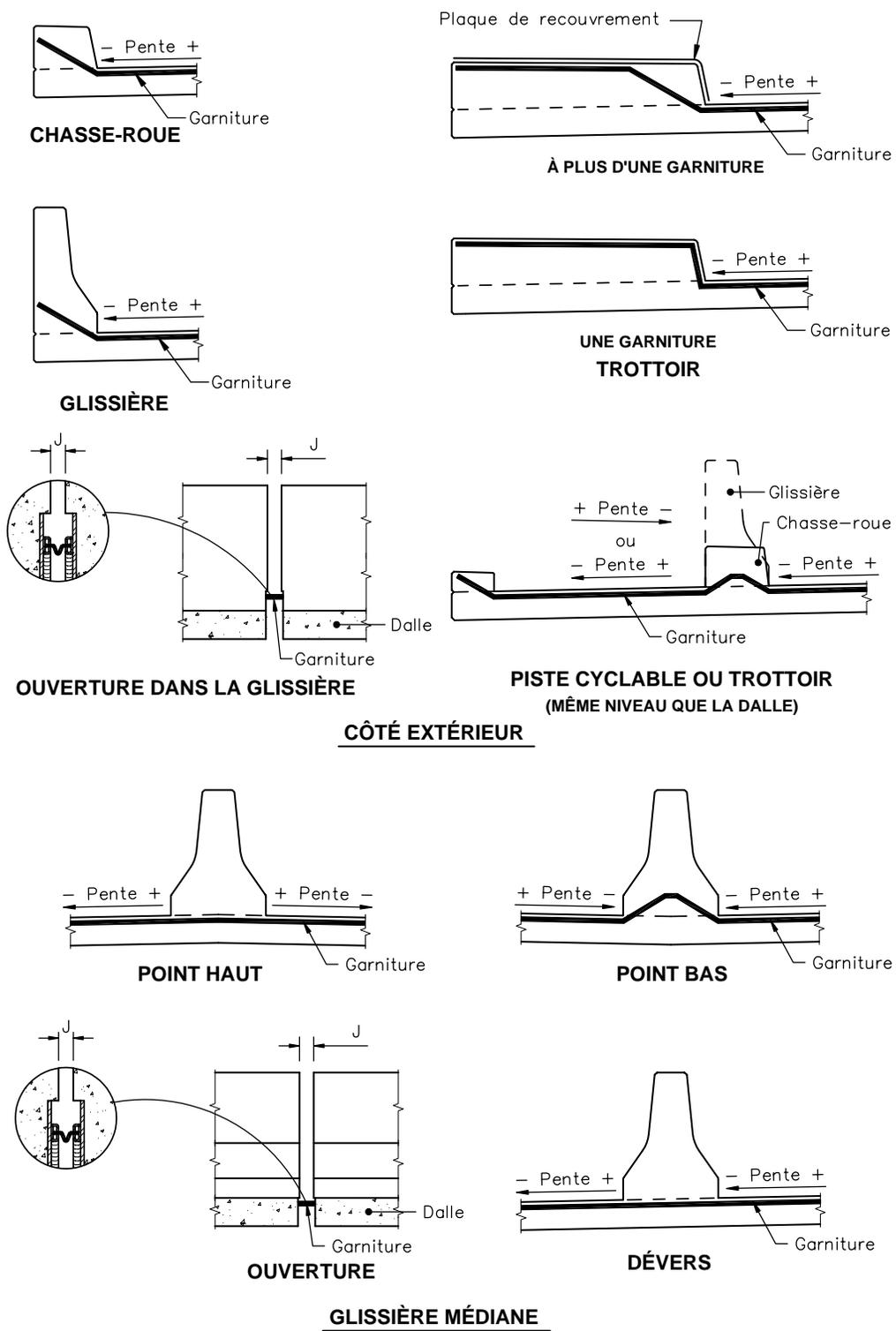


Figure 11.3-14
 Profil de la garniture en élastomère

11.3.2 Joint longitudinal

Ce joint est utilisé dans l'axe longitudinal de deux ponts jumelés, entre les glissières en béton ou bandes centrales, pour assurer l'étanchéité et permettre des mouvements horizontaux et verticaux. Ce joint est formé d'une garniture enclenchée dans un profilé en acier (voir la figure 11.3-15). L'utilisation de ce type de joint doit être préalablement approuvée par la Direction des structures.

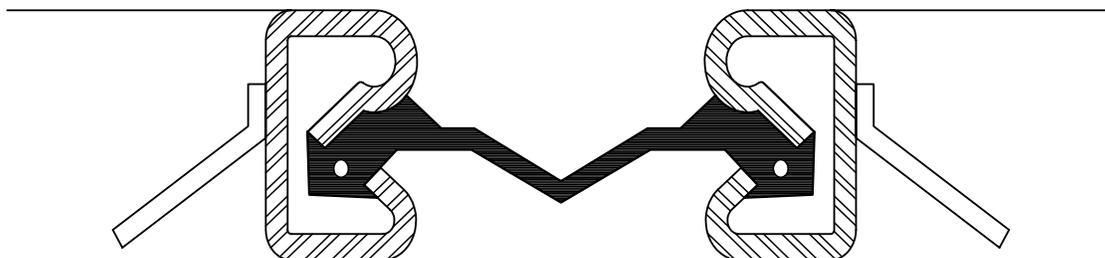


Figure 11.3-15
Joint longitudinal

11.3.3 Caractéristiques générales des joints de tablier

L'ouverture et le mouvement perpendiculaire des joints de tablier disponibles au Québec sont présentés au tableau 11.3-1.

Tableau 11.3-1
Ouverture et mouvement perpendiculaire

MODÈLE	OUVERTURE J *		MOUVEMENT PERPENDICULAIRE (mm)	FIGURE
	min.	max.		
Une garniture en élastomère	20	120	0 à 100	11.3-10; 11.3-13
Deux garnitures en élastomère	100	260	100 à 160	11.3-11
Trois garnitures en élastomère	190	430	160 à 240	11.3-12

* Les ouvertures minimale et maximale empêchent la détérioration de la garniture qui pourrait être causée par une compression ou une tension excessive.

Les garnitures sont posées au chantier et les outils nécessaires à leur pose sont fournis à l'entrepreneur par le fabricant du joint. Pour un pont avec un trottoir ou pour tout joint modulaire (deux ou trois garnitures), la pose de la garniture est faite par le fabricant.

L'ouverture minimale requise pour la pose de la (des) garniture(s) sur le chantier est indiquée au tableau 11.3-2 pour les différents modèles des joints de tablier. Dans le tableau apparaissant aux dessins types des joints de tablier, il faut prévoir cette ouverture (J) minimale à 15 °C.

Cependant, si le concepteur prévoit la pose de la (des) garniture(s) par temps chaud, l'ouverture minimale doit être inscrite à 25 °C et le calcul du mouvement (δ) doit se faire à partir de 25 °C plutôt que 15 °C, tel qu'il est décrit à la section 11.1.

Tableau 11.3-2

Ouverture minimale requise pour l'installation de la (des) garniture(s)

MODÈLE	OUVERTURE (J)
Une garniture en élastomère	40 mm
Deux garnitures en élastomère	160 mm
Trois garnitures en élastomère	240 mm

11.3.4 Calcul d'un joint à garniture en élastomère

11.3.4.1 Exemple d'un joint de tablier sans biais

Voir l'article 11.1.9.2 « Exemple 2 ».

Dans cet exemple :

$$A = 9,56 \text{ mm}$$

$$R = 42,26 \text{ mm}$$

$$\delta = 51,82 \text{ mm}$$

Si l'on se réfère au tableau 11.3-1, un joint à une garniture en élastomère convient puisqu'il permet un mouvement perpendiculaire à la garniture de 100 mm. Dans cet exemple, la variation de longueur du tablier est égale au mouvement perpendiculaire du joint parce qu'il n'y a pas de biais, $\delta = 51,82 \text{ mm}$.

Il faut vérifier les ouvertures minimale et maximale permises par la garniture pour une ouverture de 40 mm à 15 °C en supposant que l'installation est faite à une température s'approchant de 15 °C.

$$\text{Ouverture min.} : 40 - 9,56 (A) = 30,44 > 20 \text{ mm (ouverture permise)}$$

$$\text{Ouverture max.} : 40 + 42,26 (R) = 82,26 \text{ mm} < 120 \text{ mm (ouverture permise)}$$

Si l'ouverture minimale ne satisfait pas à l'exigence d'ouverture permise pour le type de joint sélectionné, il faut d'abord augmenter au besoin l'ouverture à 15 °C afin d'atteindre l'ouverture permise et vérifier à nouveau les limites. Si l'ouverture maximale n'est toujours pas conforme à l'ouverture permise, il faut choisir un joint permettant un mouvement perpendiculaire plus grand et refaire le calcul.

L'ouverture (J) du joint en fonction des différentes températures de pose doit être indiquée sur le plan du joint avec les ouvertures minimale et maximale calculées pour les températures extrêmes.

Pour chaque variation (T) de 10 °C, la valeur suivante doit être ajoutée ou soustraite de la valeur de 40 mm à 15 °C.

$$\begin{aligned} \Delta 10 &= \alpha T L \\ &= 10 \times 10^{-6} \times 10 \times 40\,000 \text{ (voir note 1)} \\ &= 4,0 \text{ mm}/10 \text{ °C} \end{aligned}$$

Note 1 : Dans le cas d'un pont avec tablier à poutres d'acier, la valeur de α deviendrait = $11 \times 10^{-6}/\text{°C}$

Le tableau 11.3-3 donne l'ouverture perpendiculaire (J) du joint en fonction des températures de pose.

Tableau 11.3-3
Ouverture du joint

Température de pose (°C)	Ouverture J (mm)
Max.	30,44
25	36
15	40
5	44
Min.	82,26

Il est important de noter que si le concepteur prévoit l'installation de la garniture par temps chaud, l'ouverture minimale de 40 mm doit être inscrite à 25 °C et l'analyse du joint pour la vérification de l'ouverture maximale doit être faite tel qu'indiqué dans cet exemple.

11.3.4.2 Exemple d'un joint de tablier avec biais

Le biais d'un joint de tablier est l'angle (β) que fait la perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont avec l'axe du joint.

Voir l'article 11.1.9.1 « Exemple 1 » et la figure 11.3-1.

Dans cet exemple :

$$A = 10,06 \text{ mm}$$

$$R = 54,61 \text{ mm}$$

$$\delta = 64,67 \text{ mm}$$

En supposant que $\beta = 30^\circ$, il faut multiplier A, R et δ par le cosinus β pour déterminer les mouvements perpendiculaires au joint.

$$A \cos \beta = 10,06 \cos 30^\circ = 8,71 \text{ mm}$$

$$R \cos \beta = 54,61 \cos 30^\circ = 47,29 \text{ mm}$$

$$\delta \cos \beta = 64,67 \cos 30^\circ = 56,00 \text{ mm}$$

Si l'on se réfère au tableau 11.3-1, on voit qu'un joint à une garniture en élastomère convient puisqu'il permet un mouvement perpendiculaire à la garniture de 100 mm.

Il faut vérifier les ouvertures minimale et maximale permises par la garniture pour une ouverture de 40 mm à 15 °C en supposant que l'installation est faite à une température s'approchant de 15 °C.

$$\text{Ouverture min.} : 40 - 8,71 (A \cos \beta) = 31,29 \text{ mm} > 20 \text{ mm (ouverture permise)}$$

$$\text{Ouverture max.} : 40 + 47,29 (R \cos \beta) = 87,29 \text{ mm} < 120 \text{ mm (ouverture permise)}$$

Si l'ouverture minimale ne satisfait pas à l'exigence d'ouverture permise pour le type de joint sélectionné, il faut d'abord augmenter au besoin l'ouverture à 15 °C afin d'atteindre l'ouverture permise et vérifier à nouveau les limites. Si l'ouverture maximale n'est toujours pas conforme à l'ouverture permise, il faut choisir un joint permettant un mouvement perpendiculaire plus grand et refaire le calcul.

L'ouverture (J) du joint en fonction des différentes températures de pose doit être indiquée sur le plan du joint, avec les ouvertures minimale et maximale calculées pour les températures extrêmes.

Pour chaque variation (T) de 10 °C, la valeur suivante doit être ajoutée ou soustraite de la valeur de 40 mm à 15 °C.

$$\begin{aligned} \Delta 10 &= \alpha T L \cos 30^\circ \\ &= 10 \times 10^{-6} \times 10 \times 51\,000 \times \cos 30^\circ \text{ (voir note 1)} \\ &= 4,41 \text{ mm}/10^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Note 1 : Dans le cas d'un pont avec tablier à poutres d'acier, la valeur de α deviendrait
= $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Le tableau 11.3-4 donne l'ouverture perpendiculaire (J) du joint (sans garniture) en fonction des températures de pose.

Tableau 11.3-4
Ouverture du joint

Température de pose (°C)	Ouverture J (mm)
Max.	31,29
25	36
15	40
5	44
Min.	87,29

Il est important de noter que si le concepteur prévoit l'installation de la garniture par temps chaud, l'ouverture minimale de 40 mm doit être inscrite à 25 °C et l'analyse du joint pour la vérification de l'ouverture maximale doit être faite tel qu'indiqué dans cet exemple.

CHAPITRE 12

DISPOSITIFS DE RETENUE ET SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS

TABLE DES MATIÈRES

12.1	GÉNÉRALITÉS	1
12.2	DISPOSITIFS DE RETENUE	1
12.3	DISPOSITIF DE RETENUE SUR UN MUR	2
12.4	SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS	2

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.12 Dispositifs de retenue et supports d'équipements routiers

Chapitre 6 Signalisation et éclairage

12.1 GÉNÉRALITÉS

La conception des dispositifs de retenue et des supports d'équipements routiers doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

12.2 DISPOSITIFS DE RETENUE

La détermination du niveau de performance d'un dispositif de retenue sur un pont doit être réalisée selon les articles de la section 12.5 de la norme CAN/CSA-S6-00. Toutefois, le programme intitulé « Détermination du niveau de performance des dispositifs de retenue sur les ponts » (gli_sec.xls) élaboré à la Direction des structures peut aussi être utilisé pour déterminer ce dernier.

L'espacement des poteaux doit, de manière générale, être conforme à celui qui est indiqué sur les plans types des glissières ou garde-fous; en aucun cas, on ne doit dépasser cette valeur.

Aux extrémités d'un pont, on peut rapprocher un ou deux poteaux en conservant un espacement au dixième de mètre près afin d'ajuster la longueur totale. Cependant, l'espacement entre deux poteaux ne doit pas être inférieur à la moitié de l'espacement normal des poteaux.

La distance entre les poteaux d'extrémités et le bout des murs en retour peut varier entre 250 et 800 mm à l'exception de la glissière 311A pour laquelle cette distance doit être entre 800 et 1200 mm.

Pour un biais maximal de 30° , la distance entre un poteau et un joint de tablier ne doit pas être inférieure à 700 mm et la distance entre un poteau et une discontinuité culée-tablier ou un joint de contrôle dans une glissière 211B ou 311B ne doit pas être inférieure à 450 mm. Pour un biais excédant 30° , il faut s'assurer que la plaque à la base des poteaux soit à l'extérieur de ces joints.

Le joint de tablier est situé à $250 \text{ mm} / \cos\beta$ de la face du garde-grève, tandis que la discontinuité culée-tablier est située à une distance de $490 \text{ mm} / \cos\beta$ de la face du garde-grève, 490 mm étant l'épaisseur du garde-grève plus 40 mm pour l'excédant de la dalle et β l'angle du biais.

Les dispositifs de retenue sont installés sur les chasse-roues, les bordures, les trottoirs ou directement sur la dalle de tablier. Les figures 12.2-1 à 12.2-12 présentent les dimensions et le détail des armatures des chasse-roues, trottoirs et dispositifs de retenue en béton.

12.3 DISPOSITIF DE RETENUE SUR UN MUR

De façon générale, les dispositifs de retenue sur les murs devraient suivre les spécifications suivantes :

Mur à l'approche d'un pont

Mur en retour

Le dispositif de retenue sur un mur en retour doit être du même type que celui prévu sur le côté attenant du tablier du pont.

Mur en aile

Lorsque l'axe d'un mur à l'approche d'un pont n'est pas parallèle à l'axe de la chaussée, on doit prolonger la glissière semi-rigide de la route jusqu'au dispositif de retenue prévue sur le tablier du pont. Dans ce cas, il n'est généralement pas requis de prévoir un dispositif de retenue sur le mur.

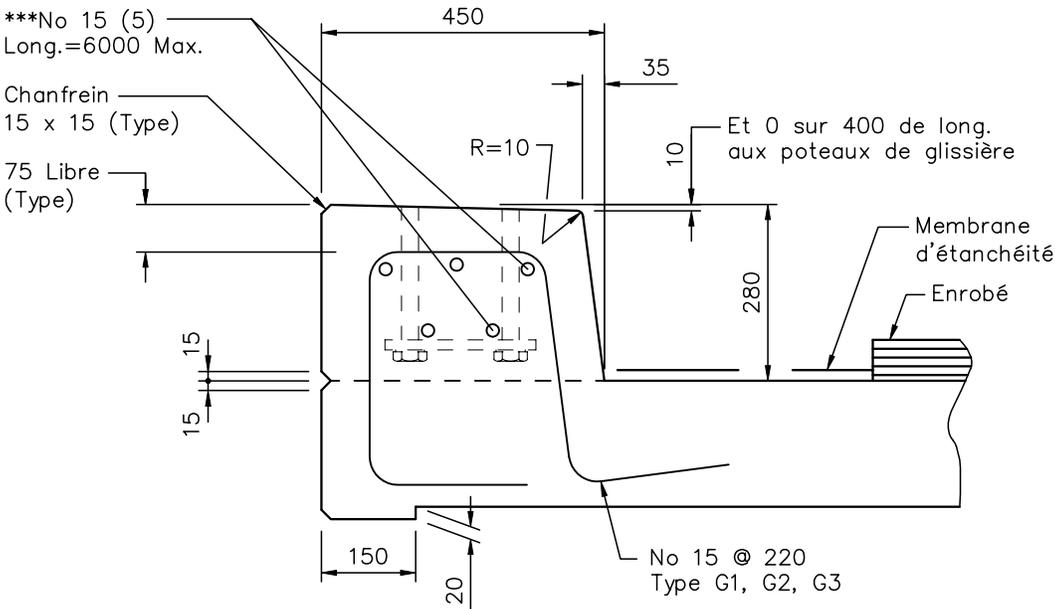
Mur non relié à un pont

On doit prévoir l'installation d'une glissière semi-rigide entre le bord de l'accotement et l'arrière du mur lorsque cet espace le permet. Dans les autres cas, on doit aménager un dispositif de retenue directement en tête du mur. Suivant les besoins du projet, ce dispositif doit être sélectionné parmi ceux figurant au tableau 2.12-1 « Choix d'un dispositif de retenue » du tome III « Ouvrages d'art » des normes.

12.4 SUPPORTS D'ÉQUIPEMENTS ROUTIERS

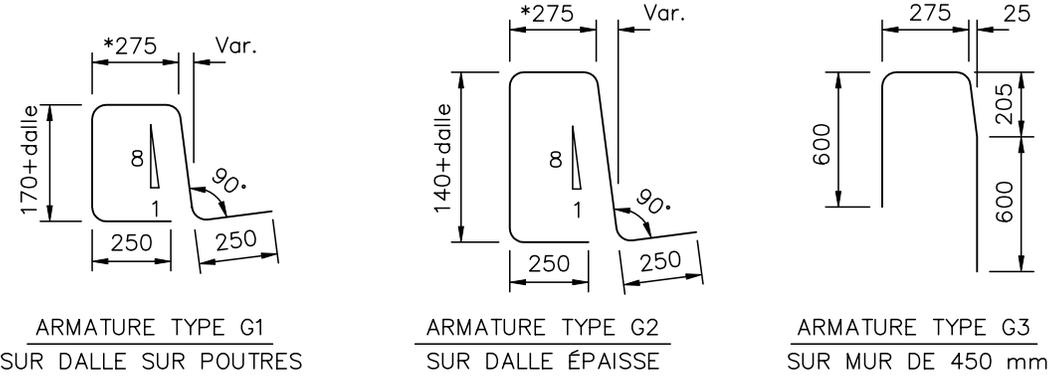
La conception des supports d'équipements routiers doit respecter les prescriptions du « Manuel des structures de signalisation, d'éclairage et de signaux lumineux ».

SURFACE = 0.121 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

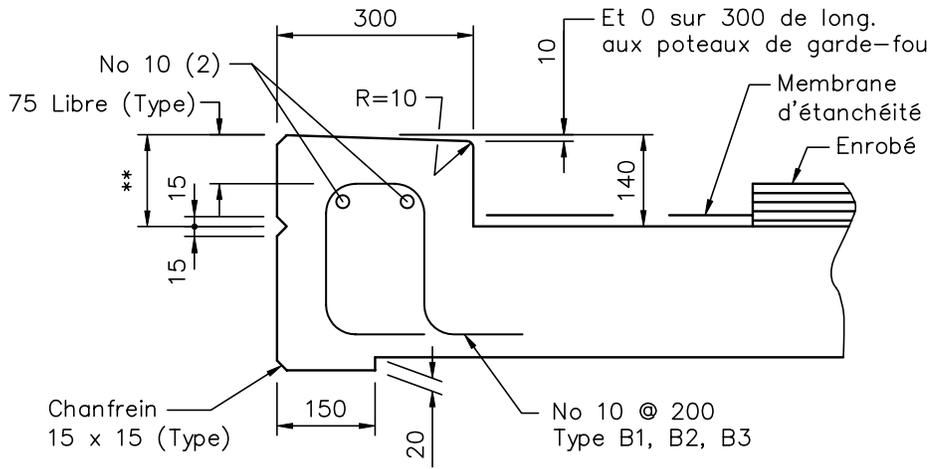
*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



* Si le pont est en biais, cette dimension devient 275/cos (biais du pont).

Figure 12.2-1
Chasse-roue

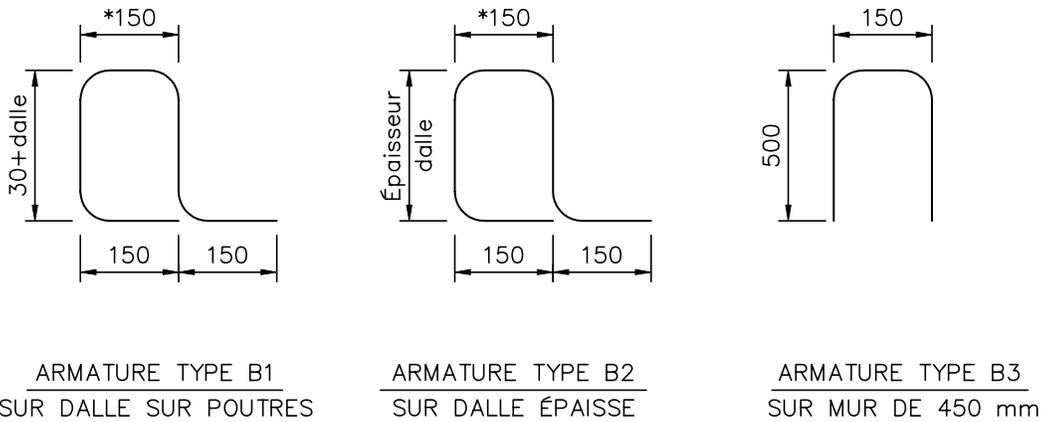
SURFACE = 0.041 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

Note :

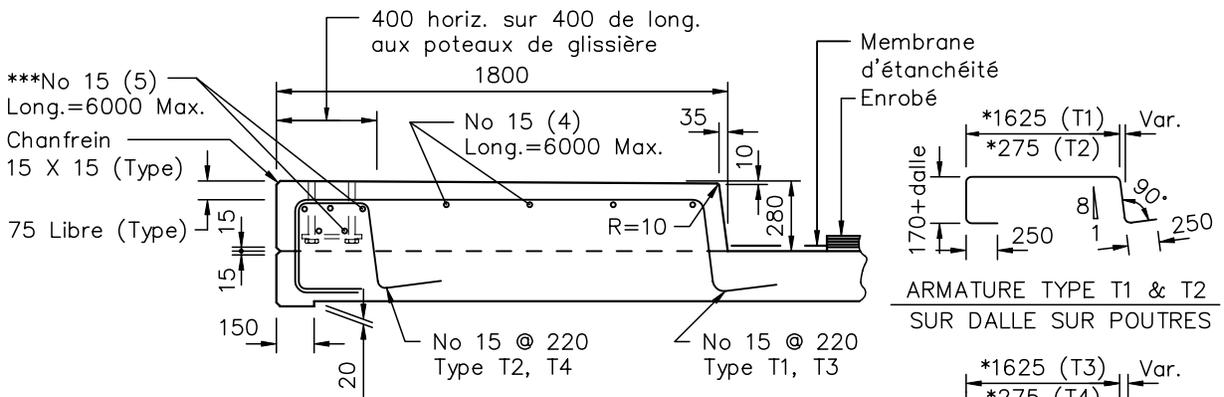
- La bordure doit être bétonnée en même temps que la dalle.
- ** Cette dimension doit être ajustée selon la pente transversale du pont.



* Si le pont est en biais, cette dimension devient 150/cos (biais du pont).

Figure 12.2-2
Bordure

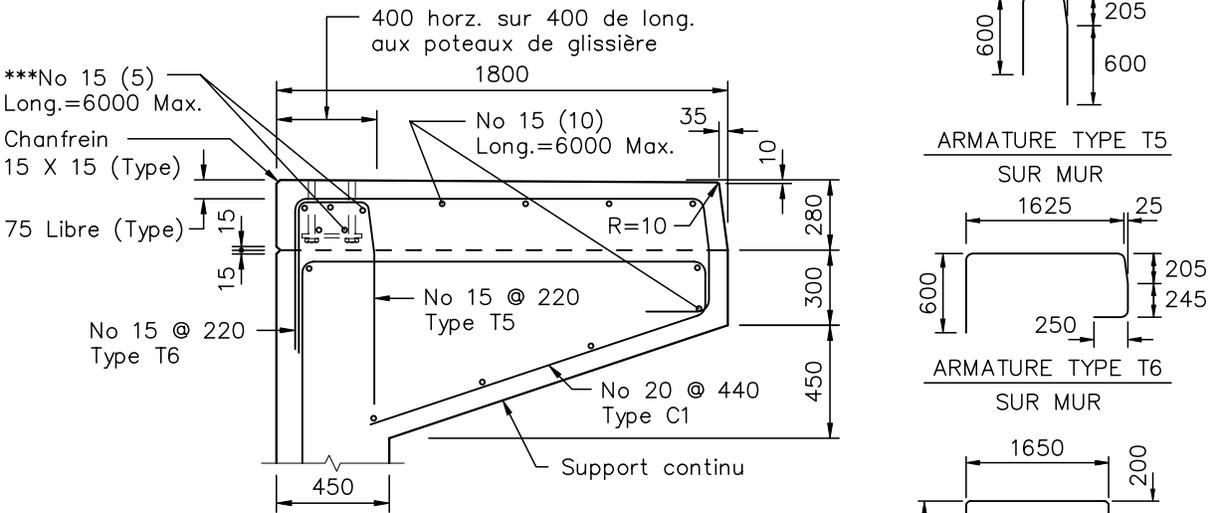
SURFACE = 0.522 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.

* Si le pont est en biais, ces dimensions deviennent 275/cos (biais du pont) et 1625/cos (biais du pont).

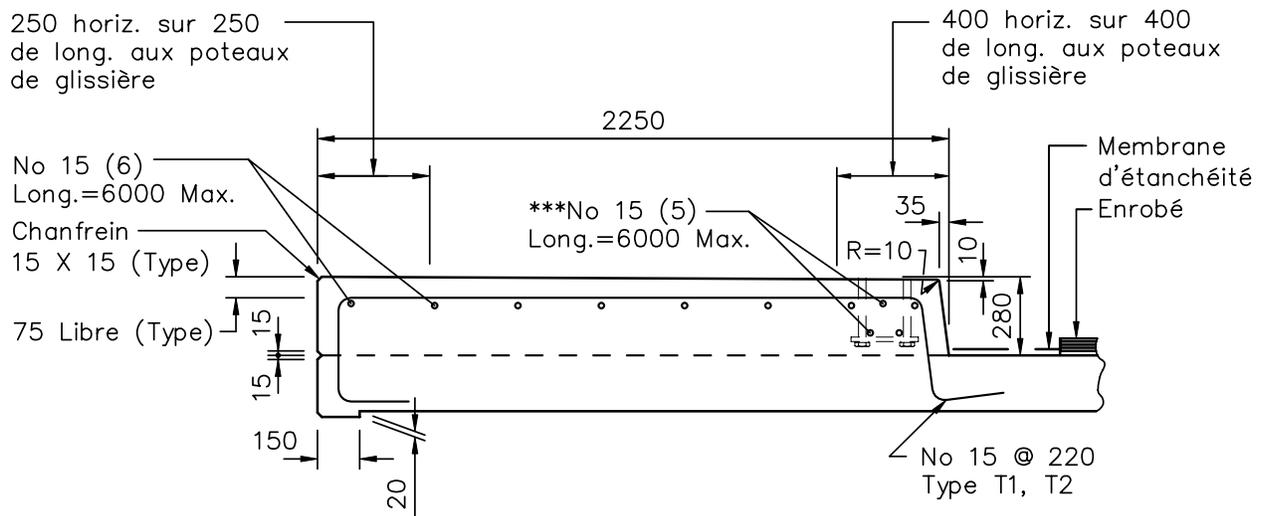


COUPE TYPE (Sur mur)

*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.

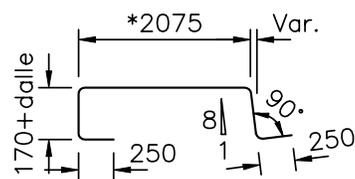
Figure 12.2-3
Trottoir non séparé de la chaussée

SURFACE = 0.624 m²

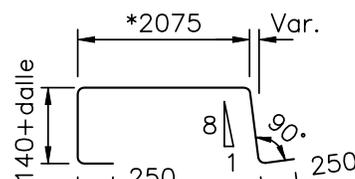


COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.



ARMATURE TYPE T1
SUR DALLE SUR POUTRES

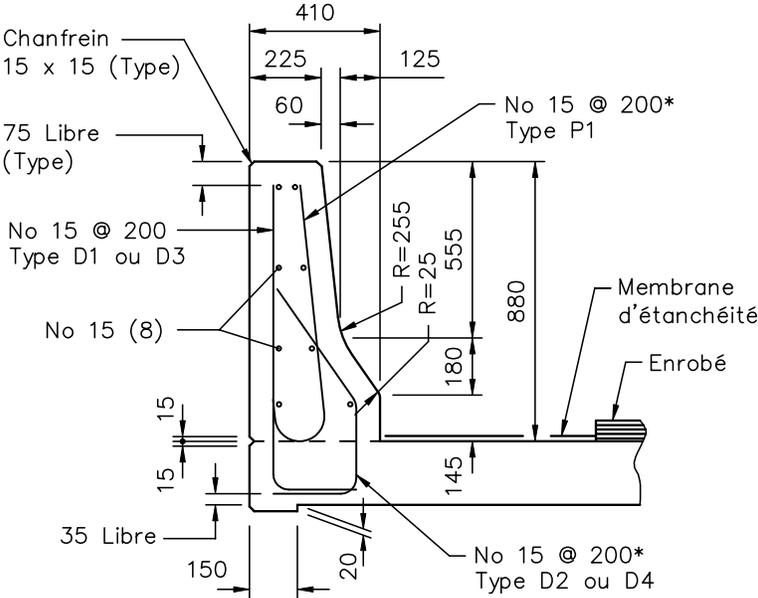


ARMATURE TYPE T2
SUR DALLE ÉPAISSE

* Si le pont est en biais, cette dimension devient 2075/cos (biais du pont).

Figure 12.2-4
Trottoir séparé de la chaussée avec glissière en acier

SURFACE = 0.265 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

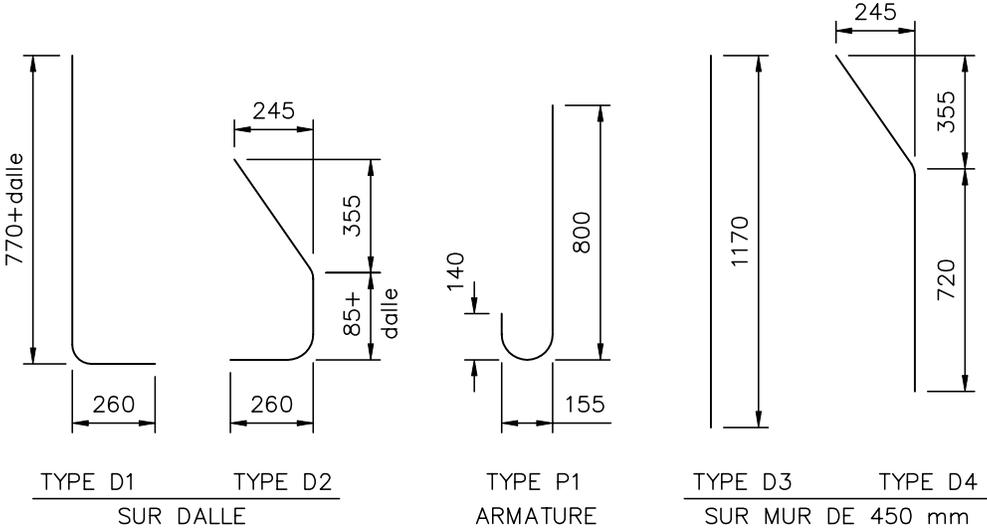
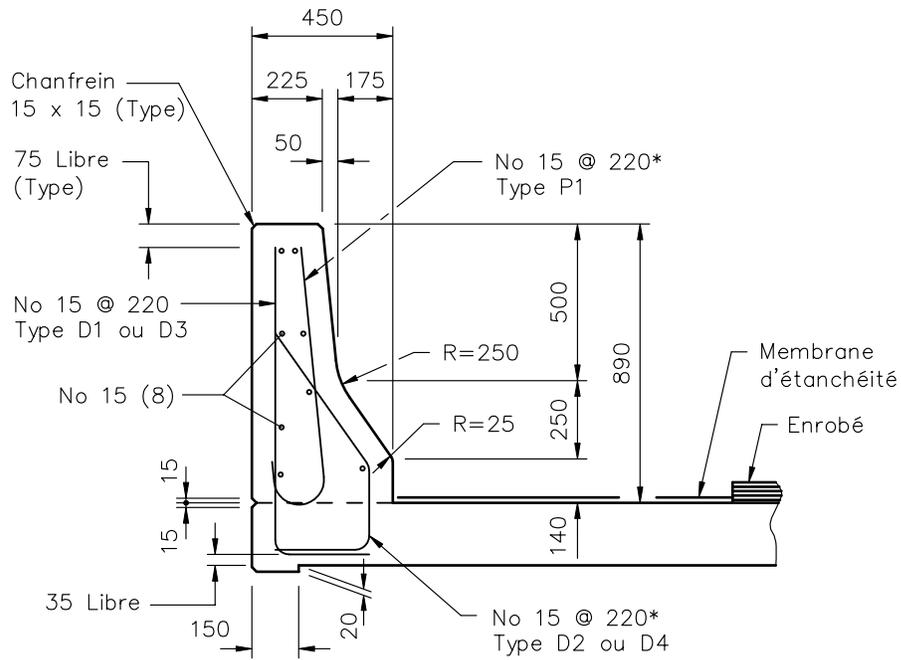


Figure 12.2-6
Glissière en béton type 201

SURFACE = 0.281 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 110 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

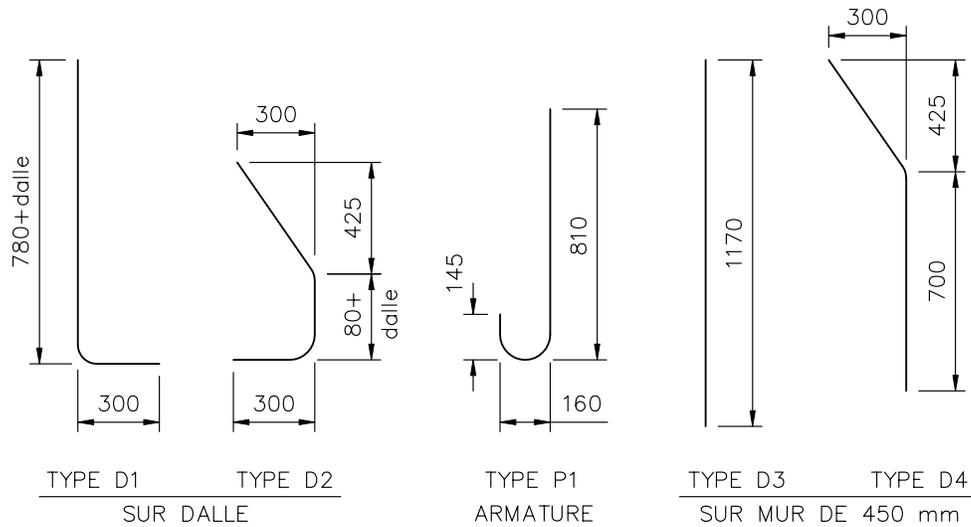
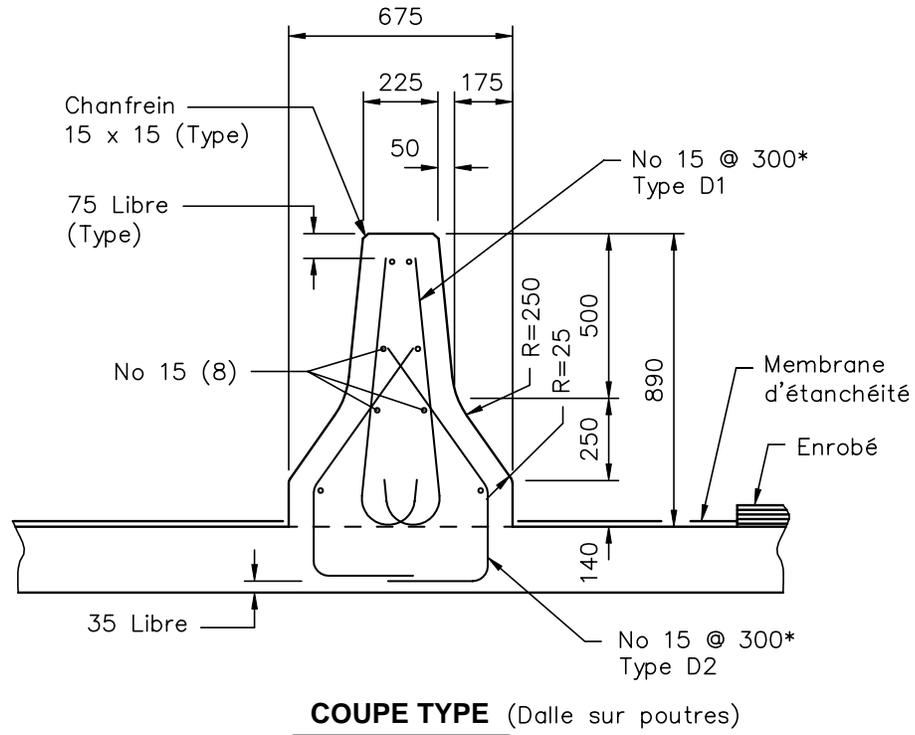


Figure 12.2-7
Glissière en béton type 202

SURFACE = 0.355 m²



* L'espacement est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière et également sur un mètre aux extrémités.

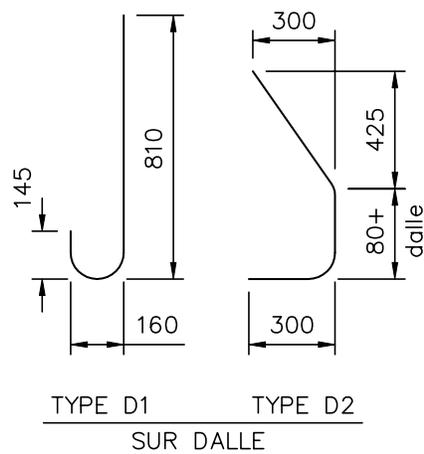
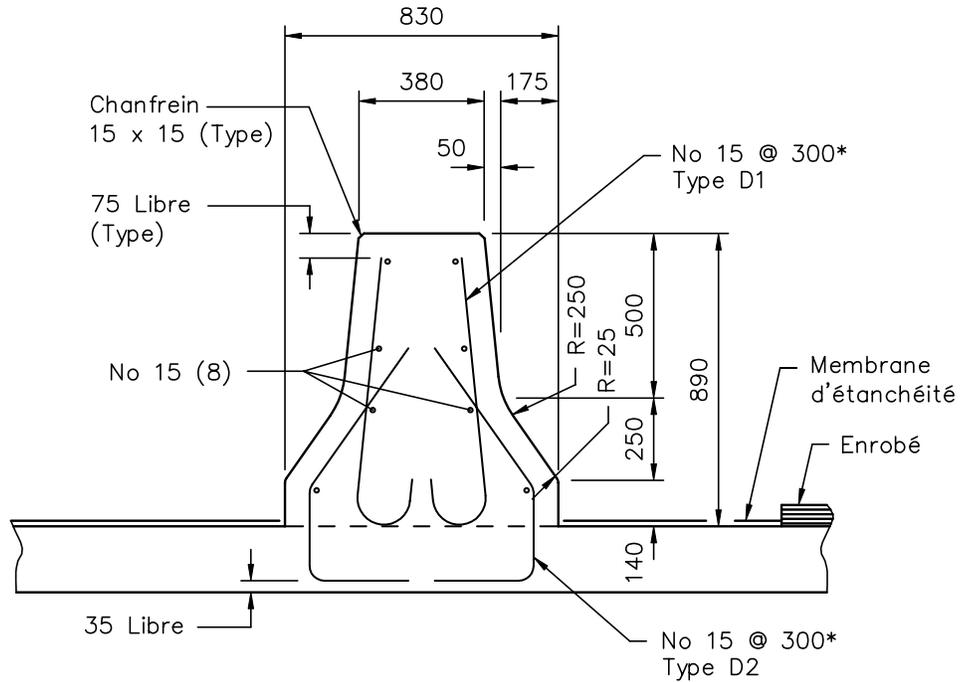


Figure 12.2-8
Glissière en béton type 202M

SURFACE = 0.492 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 150 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

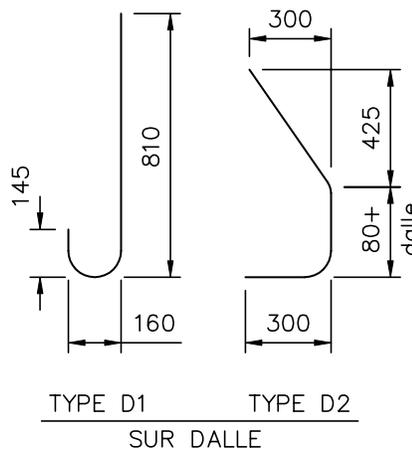


Figure 12.2-9
Glissière en béton type 202ME

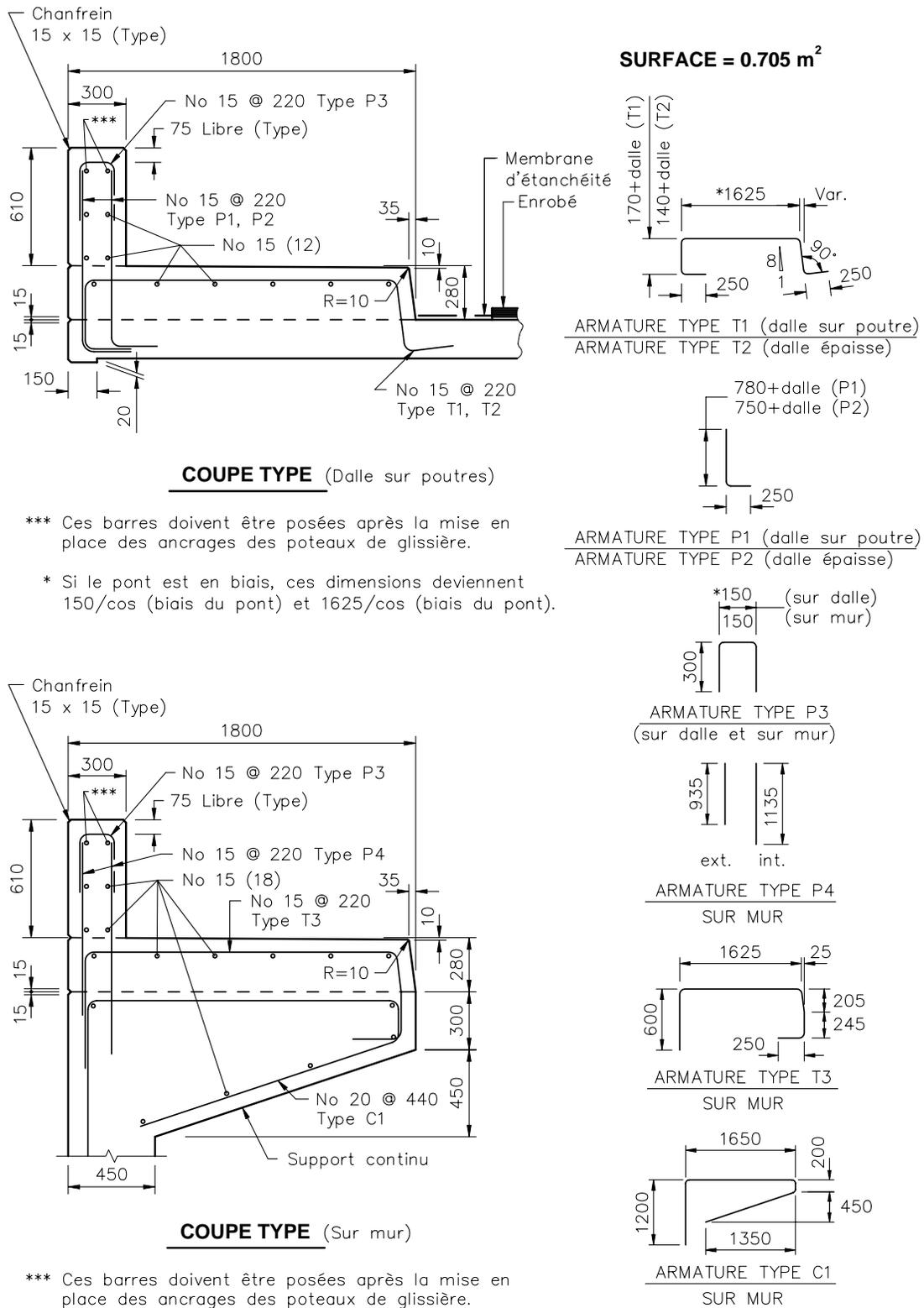
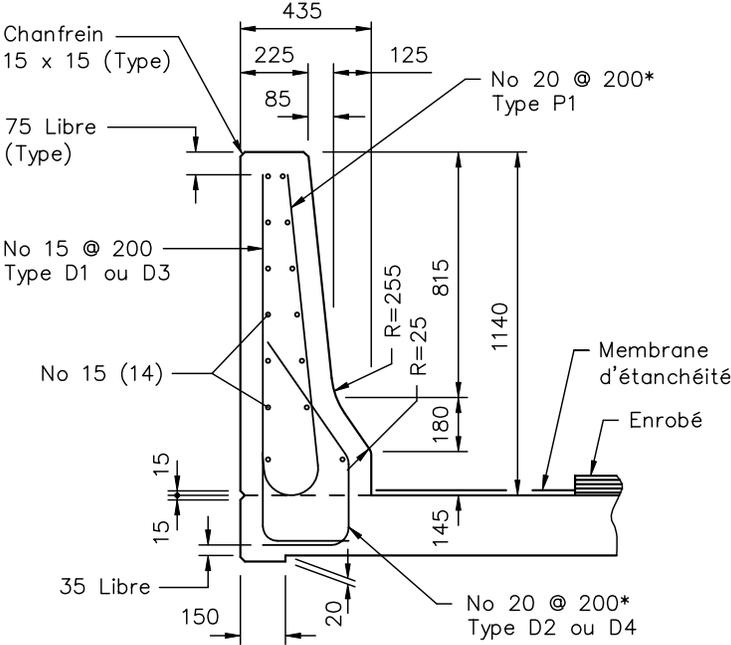


Figure 12.2-10
Glissière en béton type 211B (sur trottoir non séparé de la chaussée)

SURFACE = 0.350 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

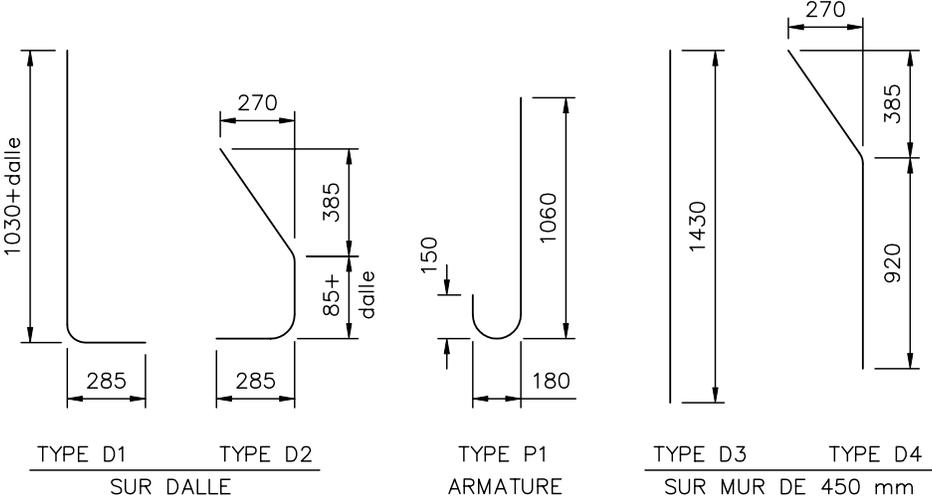
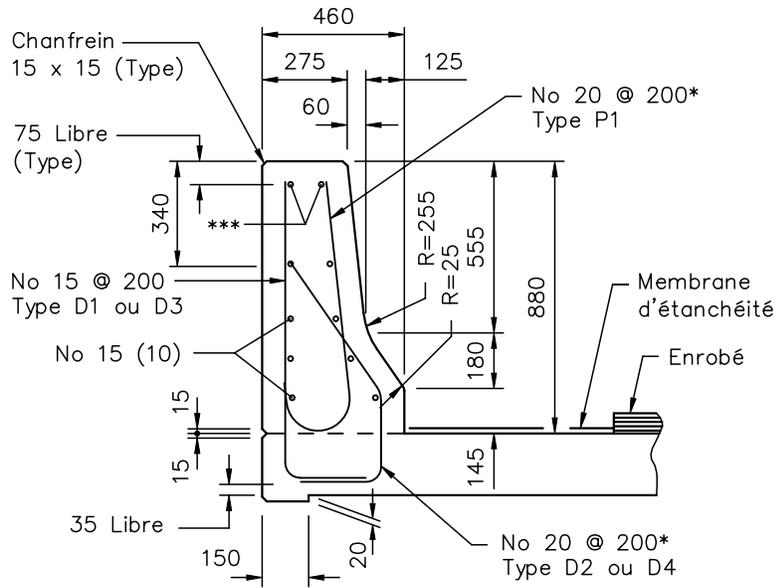


Figure 12.2-11
Glissière en béton type 301

SURFACE = 0.310 m²



COUPE TYPE (Dalle sur poutres)

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

*** Ces barres doivent être posées après la mise en place des ancrages des poteaux de glissière.

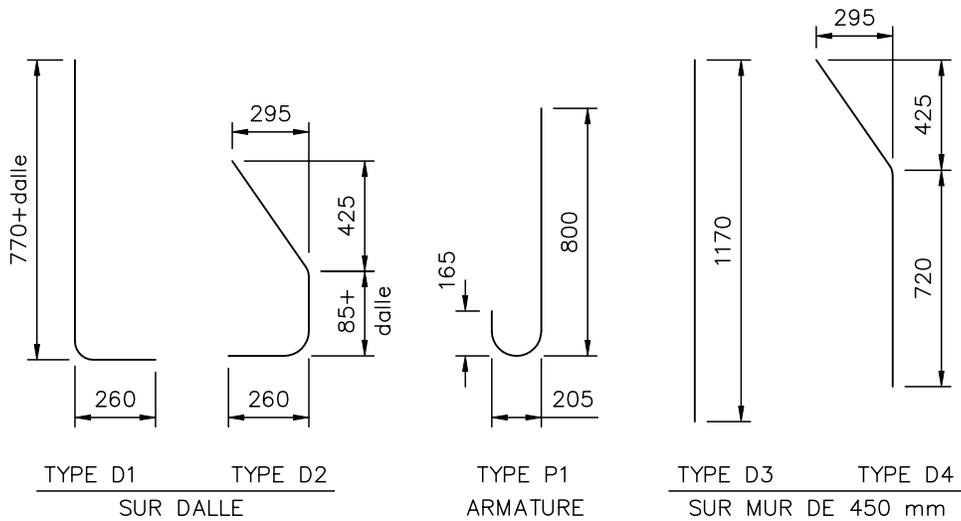


Figure 12.2-12
Glissière en béton type 311B

CHAPITRE 13
PONTS ROUTIERS MOBILES

TABLE DES MATIÈRES

13.1	PONTS ROUTIERS MOBILES	13-1
-------------	-------------------------------	-------------

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.13 Ponts routiers mobiles

13.1 PONTS ROUTIERS MOBILES

La conception des ponts routiers mobiles doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

CHAPITRE 14

ÉVALUATION

TABLE DES MATIÈRES

14.1 ÉVALUATION

14-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art

Section 2.14 Évaluation

Chapitre 7 Conception, évaluation, entretien

14.1 ÉVALUATION

L'évaluation d'un pont doit être effectuée en suivant, par ordre de priorité, les prescriptions du manuel « Évaluation de la capacité portante des structures » et de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

CHAPITRE 15

RÉFECTION

TABLE DES MATIÈRES

15.1 GÉNÉRALITÉS	15-1
15.2 REMPLACEMENT DU TABLIER D'UN PONT	15-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.15 Réfection

15.1 GÉNÉRALITÉS

La réfection des ouvrages doit être conforme aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

15.2 REMPLACEMENT DU TABLIER D'UN PONT

Le remplacement du tablier d'un pont doit satisfaire aux exigences des nouveaux ponts pour des routes de classe A.

Lors du remplacement d'un tablier, il faut réaliser la réfection parasismique conformément aux spécifications du chapitre 4 du présent manuel.

CHAPITRE 16

OUVRAGES RENFORCÉS DE FIBRES

TABLE DES MATIÈRES

16.1	GÉNÉRALITÉS	16-1
16.2	CONCEPTION	16-1
16.3	DISPOSITIFS DE RETENUE EN BÉTON RENFORCÉ À L'AIDE D'ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES	16-1

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ

Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.16 Ouvrages renforcés de fibres

16.1 GÉNÉRALITÉS

Tout projet touchant la réalisation d'ouvrages renforcés de fibres exige l'approbation de la Direction des structures.

16.2 CONCEPTION

En complément à la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », des manuels de conception ont été élaborés pour l'application de polymères renforcés de fibres dans les ponts neufs et les ponts existants. Ces manuels présentent les équations fondamentales, les méthodologies et des études de cas pour illustrer l'application des procédés.

Pour les ponts neufs, le manuel est le suivant :

« Renforcement des structures en béton à l'aide de polymères renforcés de fibres (PRF) ».

Pour les ponts existants, le manuel est le suivant :

« Renforcement des structures en béton armé à l'aide de polymères renforcés de fibres (PRF) encollés à l'extérieur ».

Ces manuels proviennent de l'organisme ISIS Canada Innovations en structures avec systèmes de détection intégrés.

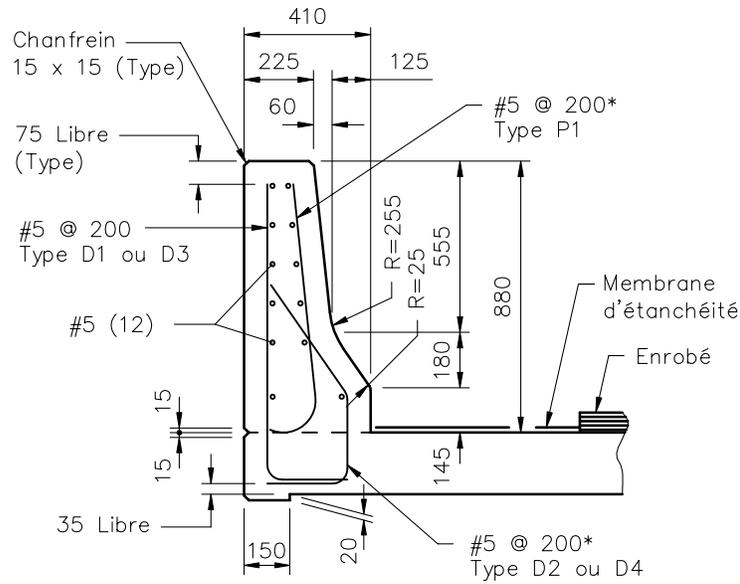
16.3 DISPOSITIFS DE RETENUE EN BÉTON RENFORCÉ À L'AIDE D'ARMATURES EN MATÉRIAUX COMPOSITES

Les glissières de types 201 et 301 renforcées à l'aide d'armatures en matériaux composites que l'on retrouve aux figures 16.3-1 et 16.3-2 peuvent être utilisées pour certains projets.

Les armatures droites et courbées prévues à l'intérieur de ces figures doivent être en polymère renforcées de fibres de verre.

Avant d'utiliser ces types de glissières, consulter la Direction des structures pour obtenir de plus amples informations concernant les exigences techniques et de contrôle de la qualité, les informations à inclure aux plans et devis ainsi que les coûts reliés à l'utilisation de ce type d'armature.

SURFACE = 0.265 m²



COUPE TYPE

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

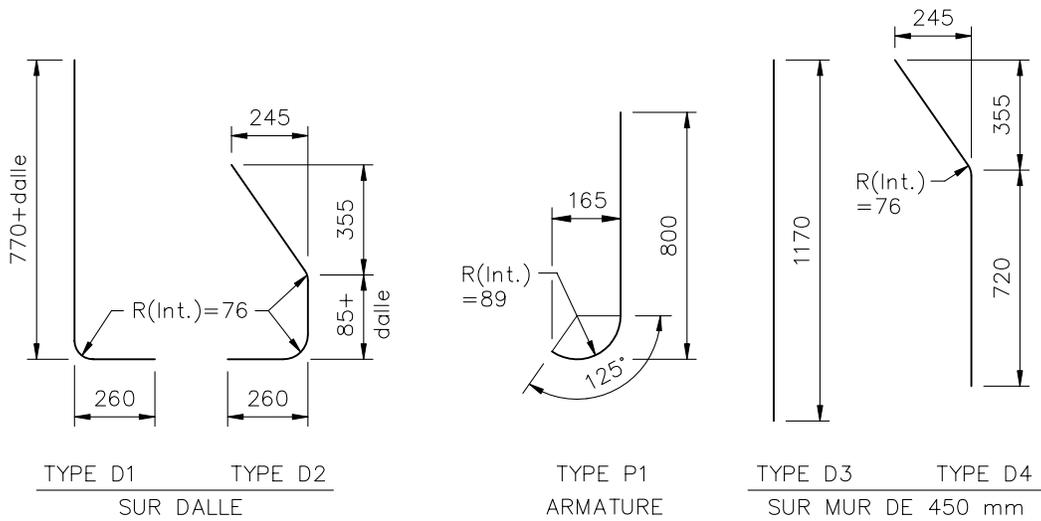
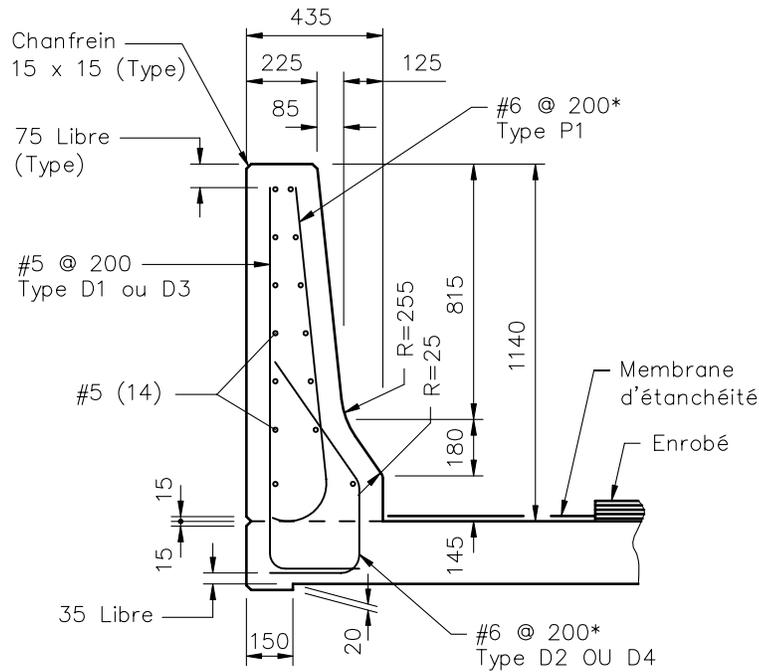


Figure 16.3-1
Glissière 201 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

SURFACE = 0.350 m²



COUPE TYPE

* L'espacement est réduit à 100 mm sur un mètre de part et d'autre d'un joint dans la glissière ou d'un lampadaire encastré dans celle-ci et également sur un mètre aux extrémités.

La numérotation (#) des barres d'armature correspond au système impérial.

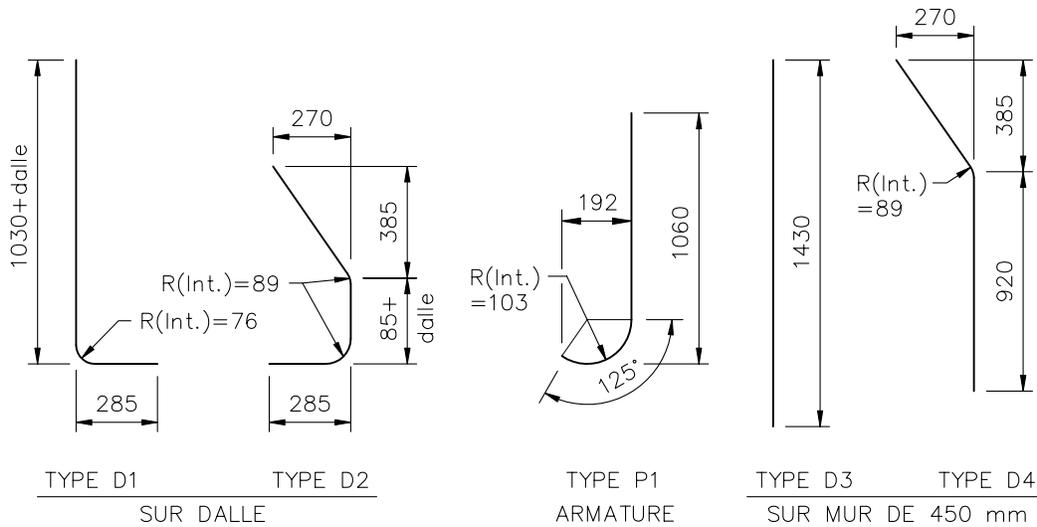


Figure 16.3-2
Glissière 301 en béton renforcée à l'aide d'armatures en matériaux composites

CHAPITRE 17

OUVRAGES CONNEXES

TABLE DES MATIÈRES

17.1	INSTALLATION DE CONDUITS OU DE CONDUITES SUR UN PONT OU À PROXIMITÉ D'UN PONT ET D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT	17-1
17.1.1	Généralités	17-1
17.1.2	Plans et devis	17-1
17.1.3	Paramètres pour installation sur un pont	17-3
17.1.4	Paramètres pour installation près d'un pont	17-7
17.1.5	Paramètres pour installation près d'un mur de soutènement	17-7
17.2	OUVRAGES EXISTANTS	17-11
17.2.1	Généralités	17-11
17.2.2	Description de l'ouvrage existant	17-11
17.2.3	Conditions particulières	17-12

Le texte des normes suivantes contient des exigences particulières ou renseignements supplémentaires relatifs aux sujets traités dans le présent chapitre.

Tome III – Ouvrages d'art, des normes du MTQ
Chapitre 2 Conception des ouvrages d'art
Section 2.17 Ouvrages connexes

Tome IV – Abords de route, des normes du MTQ
Chapitre 3 Services publics

17.1 INSTALLATION DE CONDUITS OU DE CONDUITES SUR UN PONT OU À PROXIMITÉ D'UN PONT ET D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

17.1.1 Généralités

Pour alléger le texte de la présente section 17.1, les mots conduits et entreprise ont les significations suivantes :

- Conduits : Comprend les conduits servant au passage de câbles de télécommunications, de câblodistribution ou d'électricité, ainsi que les conduites d'aqueduc, d'égout ou de gaz.
- Entreprise : Organisme, entreprise, société ou leurs mandataires requérant une autorisation pour l'installation de conduits.

La présente section définit les paramètres qui doivent être pris en compte dans la préparation des documents d'une demande pour fixer des conduits sur un pont ou pour les enfouir à proximité des fondations des culées et des piles de ponts ou à proximité des murs de soutènement. On y décrit aussi les exigences relatives aux calculs et à la préparation des plans et devis que doit fournir toute entreprise qui sollicite l'autorisation du Ministère en vue d'installer des conduits. Les ponts et les murs de soutènement sont soit des ouvrages existants, soit de nouvelles constructions.

Ces paramètres et exigences visent à assurer une certaine uniformité dans le processus d'analyse des documents (plans et devis) et dans l'acceptation des demandes d'autorisation.

L'interlocuteur officiel du ministère des Transports est la Direction territoriale concernée. Les plans doivent lui être transmis pour vérification avec copie de toute correspondance pertinente de l'entreprise relative à la demande.

La conformité des documents techniques soumis aux paramètres énumérés ci-après ne constitue pas une autorisation de procéder aux travaux d'installation des conduits. Dans tous les cas, une permission de Voirie doit être délivrée à l'entreprise par le Ministère avant le début des travaux.

17.1.2 Plans et devis

Les plans doivent être de format ISO A1 (594 x 841 mm) et être conformes aux exigences de la norme CAN/CGSB-72.7 « Exigences relatives aux dessins effectués à la main et destinés à être microfilmés » et de la norme CAN/CGSB-72.8 « Examen et préparation des dessins à microfilmer ».

Les plans doivent montrer l'emplacement exact des conduits par rapport au pont ou au mur de soutènement et tous les détails concernant l'installation: support, attaches, matériaux, travaux à effectuer, normes, etc., suivant l'article 6.6 du Cahier des charges et devis généraux (CCDG) du ministère des Transports du Québec.

Les plans doivent également :

- mentionner les contraintes relatives aux excavations;
- indiquer les supports qu'il est permis d'enlever lors d'une éventuelle réparation des conduits ou du pont;
- spécifier la remise en état des lieux et des ouvrages ou parties d'ouvrages affectés par l'installation, selon les exigences du CCDG : remblai, chaussée, membrane d'étanchéité de la dalle, barres d'armature, revêtement de protection des remblais, dalle de transition, trottoirs, rigoles, etc.;
- indiquer les réactions maximales aux supports selon les groupes de charges étudiés;
- contenir les notes relatives aux caractéristiques et au poids des matériaux utilisés ainsi qu'une attestation de conformité de tous les travaux avec les articles pertinents du CCDG;
- préciser la pression maximale en service dans le cas d'une conduite de gaz naturel;
- mentionner l'obligation d'aviser le Ministère avant le début des travaux.

Les plans doivent être conformes aux exigences du Cahier des charges et devis généraux (CCDG) du ministère des Transports, de la norme CAN/CSA-S6-00 « Code canadien sur le calcul des ponts routiers » et des autres normes et directives pertinentes telles que la norme CSA-Z184 concernant le transport et la distribution du gaz sous pression. Les plans doivent être signés et scellés par un ingénieur.

Une note de calculs précisant les contraintes additionnelles et globales de flexion, de cisaillement, de torsion et d'écrasement, etc., ainsi que les déflexions pour chaque partie ou membrure du pont affectée, selon les états de charges concernés, doit être présentée.

Le devis doit indiquer les mesures à prendre pour le maintien de la circulation et la signalisation durant les travaux, suivant l'article 10.3 du CCDG, et mentionner le poids et l'encombrement du matériel qu'on se propose d'utiliser durant les travaux.

17.1.3 Paramètres pour installation sur un pont

L'installation de conduits sur un pont doit satisfaire aux exigences suivantes.

Note :

Les dispositions qui suivent peuvent être intégrées à la permission de Voirie délivrée par le Ministère.

17.1.3.1 Aspects administratifs

Il est nécessaire de consulter les plans et les photos disponibles du pont et d'inspecter l'ouvrage avant d'autoriser les travaux d'installation d'une conduite sur un pont existant.

Tout dommage à un pont attribuable à l'installation ou à la présence de conduits engage la responsabilité de l'entreprise. Le Ministère doit être avisé de tout bris de conduits installés sur un pont, ou à proximité d'un pont ou d'un mur de soutènement, afin que des mesures de sécurité soient prises pour protéger les usagers de la route.

Si les conduits doivent être déplacés temporairement ou en permanence à des fins d'entretien ou de réaménagement du pont, les travaux de déplacement des conduits sont aux frais de l'entreprise.

Si, lors de travaux d'entretien ou de réparation du pont, le ministère encourt des frais supplémentaires du fait de la présence de conduits installés par l'entreprise, celle-ci, doit rembourser ces frais au Ministère, après entente entre les deux parties conformément à la permission de Voirie délivrée pour leur installation.

S'il juge que les conduits existants compromettent la sécurité des usagers de la route, le Ministère se réserve le droit d'en exiger la réparation totale ou partielle par l'entreprise qui les utilise.

L'entreprise requérante doit fournir au Ministère, au moins cinq semaines avant la date prévue pour le début des travaux, trois copies des plans et devis relatifs à l'installation des conduits.

Après avoir obtenu la permission de Voirie, l'entreprise requérante doit aviser le Ministère au moins une semaine avant le début des travaux d'installation des conduits.

17.1.3.2 Localisation des conduits

La conception de l'installation des conduits doit être faite par l'entreprise requérante. La conception doit viser autant que possible à permettre le déplacement temporaire des conduits, à éviter les interruptions de service et à ne pas nuire à l'inspection et à l'entretien du pont.

Les conduits ne doivent pas réduire le dégagement vertical prévu sous le pont pour le passage des véhicules, pour l'écoulement des eaux et de la glace ainsi que pour le passage de navires et autres embarcations nautiques.

Aucune conduite d'aqueduc, d'égout ou de gaz ne doit être placée à l'intérieur d'une poutre caisson. Une conduite d'eau doit être placée entre les poutres, si possible, pour des raisons d'esthétique. Dans le cas d'un pont sur rivière, une conduite doit être placée du côté aval plutôt que du côté amont, afin de minimiser son exposition aux crues. L'emplacement de la conduite doit aussi tenir compte des refoulements possibles du cours d'eau. Une conduite de gaz ne doit pas être placée à proximité d'un autre service public : aqueduc, électricité, etc.

Aucun support de conduit ne doit être placé à moins d'un mètre d'un drain ou d'un joint de tablier.

Les distances de dégagement entre les différents conduits de services publics doivent être spécifiées lors de la demande d'autorisation d'installation de conduits.

L'entreprise doit installer des poteaux indicateurs de câbles souterrains aux endroits où les conduits changent de direction ainsi qu'aux autres endroits indiqués par le représentant du Ministère.

L'entreprise doit remettre au Ministère, aussitôt les travaux terminés, un plan « tel que construit » montrant l'emplacement précis des conduits, de leurs supports et autres accessoires installés.

17.1.3.3 Capacité structurale

Toutes les parties ou membrures du pont qui contribuent à supporter une conduite doivent être étudiées pour les cinq cas de charge suivants :

- Cas n° 1 Lorsque la conduite est en service.
- Cas n° 2 Lors de l'enlèvement d'un seul support (ex. : en cas de remplacement), les autres supports étant en place et la conduite en service.
- Cas n° 3 Lors de l'enlèvement de la moitié des supports de la conduite (un support sur deux) pour l'entretien du pont, lorsque la conduite est en service.
- Cas n° 4 Lors de la pose de la conduite : matériaux et équipements accessoires.
- Cas n° 5 Lors de l'essai hydrostatique d'une conduite de gaz.

Les cas de charge n° 1 « conduite en service », et n° 2 « enlèvement d'un support », doivent inclure une surcharge de glace de 20 mm sur la conduite pour tenir compte d'accumulations possibles de verglas. Les efforts induits par ces cas de charge dans les membrures et la dalle du pont ne doivent pas être supérieurs à 10 % de la réserve de capacité structurale disponible. Cette réserve (R_e) s'obtient en soustrayant les efforts pondérés de conception ($D + L + I$) de la résistance pondérée de la membrure (R_m). Ces valeurs peuvent être modifiées par le Ministère selon chaque cas particulier.

Pour les cas de charge n° 3, n° 4 et n° 5, les mêmes valeurs de contraintes et de capacité s'appliquent. Si ces exigences ne peuvent être satisfaites, on doit diminuer la surcharge de camion en interrompant la circulation sur une voie affectant la membrure concernée, de façon à ne pas dépasser les efforts permis. Cette interruption doit être approuvée par le Ministère.

Les conduits en service doivent pouvoir résister aux efforts et aux déflexions causés par l'enlèvement de la moitié des supports (un sur deux consécutifs).

En toute circonstance, les supports des conduits doivent être soumis à des efforts de traction. Les conduits et le système de supports doivent être en mesure d'absorber les déflexions et les vibrations du tablier d'un pont. Un dispositif d'amortissement efficace doit être prévu au besoin. L'effet de ces déplacements doit être vérifié et corrigé lors de la pose du conduit. Le calcul des divers éléments structuraux doit inclure un coefficient de majoration dynamique d'au moins 0.3.

L'acier des supports doit être galvanisé à chaud selon les exigences du CCDG.

17.1.3.4 Questions de sécurité

Les conduits et leur pose ne doivent pas affecter l'utilisation sécuritaire du pont. La sécurité des usagers pendant les travaux engage la responsabilité de l'entrepreneur mandaté par l'entreprise qui doit faire approuver sa méthode d'installation par le Ministère.

Sur le pont, les conduites doivent pouvoir être vidées de leur contenu par un système de vannes et de vidanges situées à chaque extrémité du pont.

L'entreprise ne doit laisser en place aucune passerelle ayant servi à l'installation des conduits. La pose d'une passerelle d'inspection permanente doit faire l'objet d'une demande particulière.

Une conduite de gaz ne doit pas être installée sur un pont suspendu. Les oscillations, les mouvements, ainsi que les longues et fréquentes opérations d'entretien propres à ce type de pont, sont susceptibles de compromettre l'utilisation sécuritaire de ce type de conduite et de l'ouvrage.

Généralement, une conduite de gaz naturel suspendue à un tablier de pont ne doit pas supporter une pression en service supérieure à 2400 kPa.

17.1.3.5 Espace pour l'entretien

Pour permettre les opérations d'entretien du pont, le dégagement entre les conduits et la dalle ou une membrure du pont doivent être d'au moins :

- une fois le diamètre de la conduite, ou 200 mm, verticalement;
- 1,5 fois le diamètre de la conduite, ou 300 mm, horizontalement.

17.1.3.6 Considérations esthétiques

Les conduits doivent être placés de manière à affecter le moins possible l'esthétique du pont; ceci s'applique également aux coudes et boucles de dilatation.

La couleur du conduit doit être semblable à celle du tablier du pont.

17.1.3.7 Modes d'exécution

Dans le cas où les conduits sont suspendus sous une dalle, l'entreprise doit prévoir des conditions particulières de support dans l'éventualité d'une réfection complète de cette dalle. Le support temporaire peut consister en un étaielement de la conduite ou en une réduction de la moitié des supports, tel que prévu au cas de charge n° 3 (voir l'article 17.1.3.3). Dans le cas d'une conduite, on doit prévoir la pose d'une conduite temporaire.

Il est préférable de supporter les conduits aux poutres du tablier plutôt que de les ancrer à la dalle. Il est interdit de forer des trous dans une zone à forte concentration d'armature ou dans une membrure en béton précontraint. Cependant, il est permis de percer une membrure métallique du pont à des endroits approuvés pourvu que les points d'ancrage soient traités adéquatement contre la corrosion. Le perçage des trous dans les membrures métalliques de ponts existants doit être fait au moyen de forets.

Pour supporter les conduits à une membrure métallique, on doit utiliser des collets ou des supports métalliques. On doit nettoyer préalablement la membrure métallique aux points de contact des supports et appliquer un système de peinture homologué par le Ministère et dont la couleur s'apparente à celle existante. On doit isoler la membrure métallique des collets ou des supports à l'aide d'une plaque de néoprène enduite de graisse fibreuse hydrofuge, et on doit s'assurer d'un contact parfait afin de prévenir l'infiltration d'humidité et la formation de rouille.

Les supports des conduits doivent être en nombre suffisant pour éviter toute déflexion apparente des conduits. Ils doivent être conçus pour permettre les ajustements nécessaires afin de répartir également le poids des conduits.

Lorsque les conduits doivent être supportés par la dalle, les supports doivent être ancrés à l'aide de fixations chimiques et/ou mécaniques autobloquantes, insérées dans des trous forés à partir du dessous de la dalle à une profondeur ne dépassant pas le niveau inférieur de l'armature supérieure de la dalle.

17.1.4 Paramètres pour installation près d'un pont

Les conduits installés près d'un pont doivent être localisés de façon à ce que les excavations nécessaires à leur mise en place ou à leur entretien ne diminuent pas la capacité portante du sol sous les semelles des fondations, ni ne mettent en danger la stabilité des ouvrages et de l'ensemble du terrain. Dans ce dernier cas, un coefficient de sécurité de 1,5 doit être conservé (voir les figures 17.1-1 et 17.1-2).

La localisation des conduits par rapport aux appuis (fondations) d'un pont doit être faite en fonction des caractéristiques du sol rencontré et en respectant les exigences montrées aux figures 17.1-3 à 17.1-6. La zone hachurée montre l'endroit où les conduits peuvent être localisés. Ces exigences s'appliquent également pour l'installation de conduits parallèles à l'axe longitudinal d'un pont. Dans tous les cas, la dimension B représente la largeur de la semelle de fondation.

L'entreprise requérant une autorisation d'installation de conduits doit vérifier la présence d'ouvrages ou de composantes structurales d'ouvrages souterrains tels que radiers, traverses ou tirants dans le sol entre les fondations d'un pont.

17.1.5 Paramètres pour installation près d'un mur de soutènement

L'installation de conduits près d'un mur de soutènement ne doit pas compromettre la stabilité du mur. Les caractéristiques structurales et le mode de soutènement particulier au type de mur concerné doivent être déterminés par un ingénieur spécialisé dans ce type d'ouvrage.

Il est interdit d'installer des conduits à l'arrière d'un mur de soutènement avec ancrages, tirants, armatures ou autres dispositifs dans le sol dont la présence contribue à la stabilité du mur.

Toute demande relative à des travaux exigeant l'exécution d'excavations doit être accompagnée d'un rapport d'étude réalisée par un ingénieur spécialisé en géotechnique.

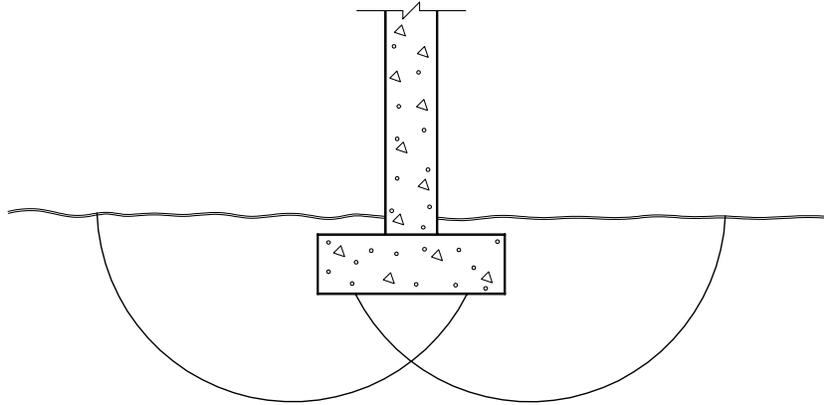


Figure 17.1-1
Surface de glissement sous une pile

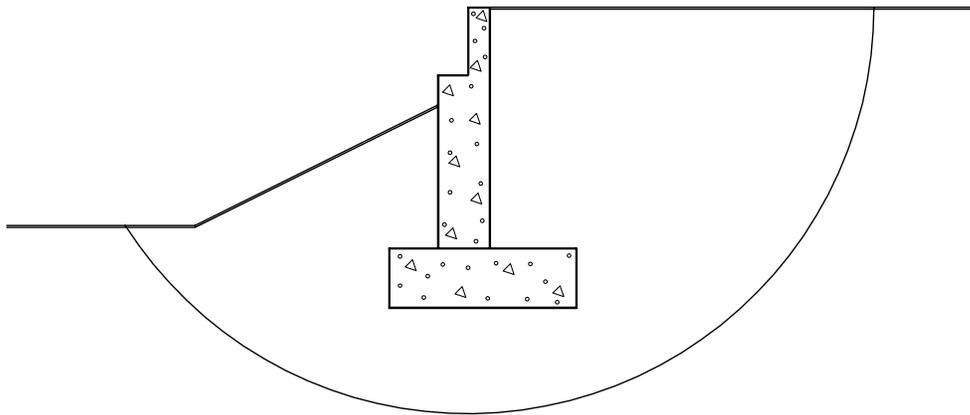


Figure 17.1-2
Surface de glissement sous une culée

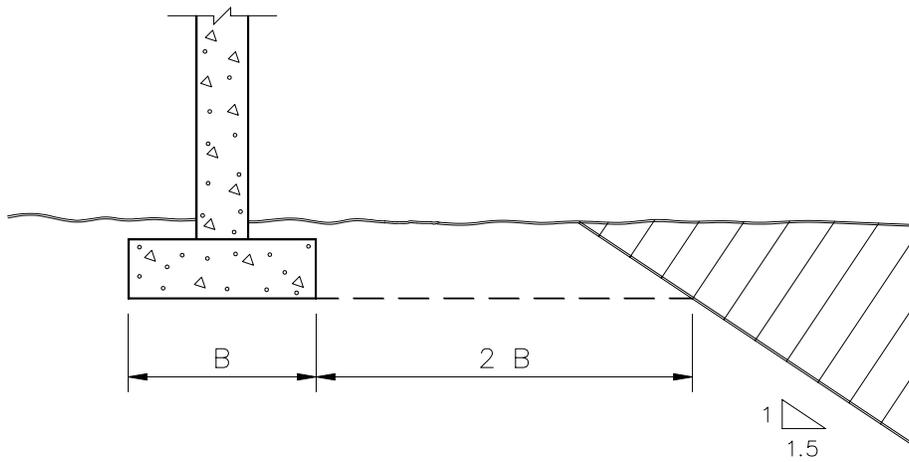


Figure 17.1-3
Zone de passage d'une conduite près d'une pile

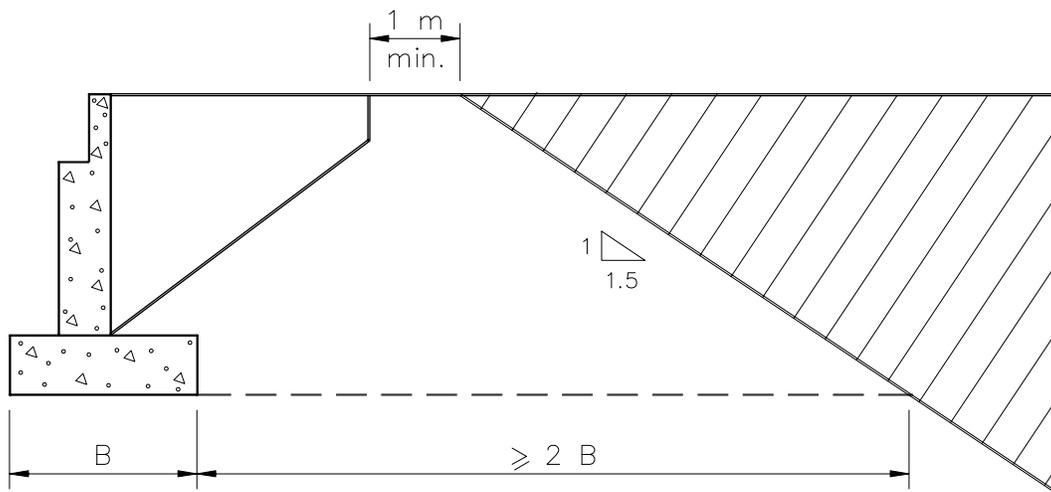


Figure 17.1-4
Zone de passage d'une conduite à l'arrière d'une culée

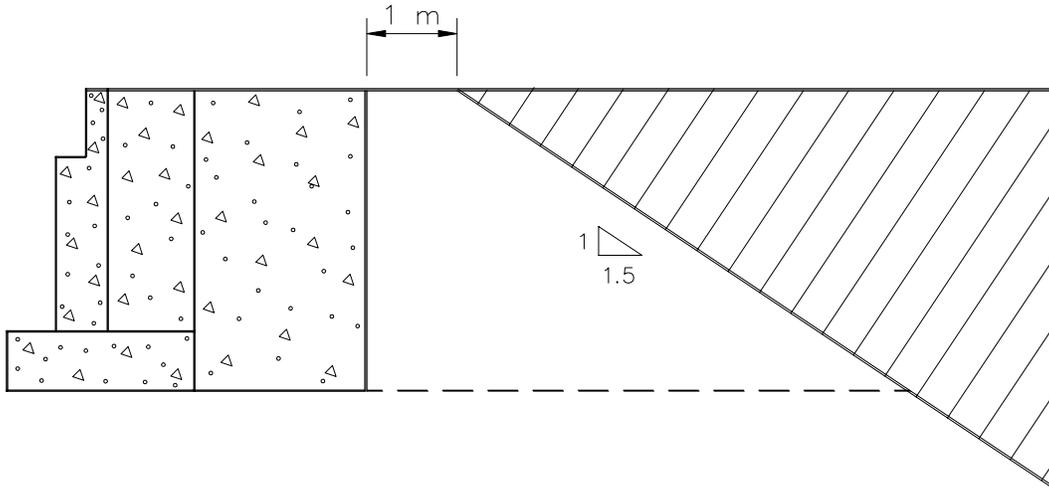


Figure 17.1-5
Zone de passage d'une conduite au bout d'un mur

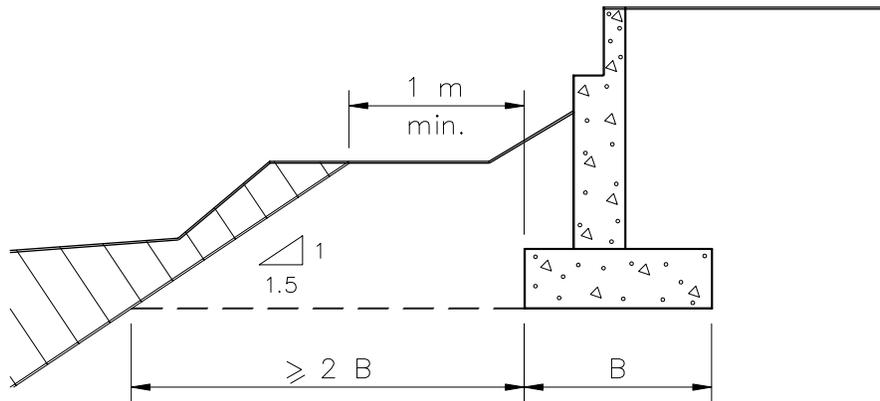


Figure 17.1-6
Zone de passage d'une conduite à l'avant d'une culée

17.2 OUVRAGES EXISTANTS

17.2.1 Généralités

Lors de la construction d'un pont, il faut décrire s'il y a lieu les ouvrages existants et mentionner les conditions que l'entrepreneur doit respecter concernant l'utilisation et la démolition de ces ouvrages.

17.2.2 Description de l'ouvrage existant

- A) Si l'ouvrage existant n'est pas situé dans l'axe du pont projeté, les plans ou le devis spécial doivent indiquer les travaux à exécuter en décrivant l'ouvrage à démolir (pont, mur, quai, massif, aqueduc, égout, etc.) et les matériaux composant cet ouvrage (acier, béton, armature, précontrainte, bois, pierre, etc.).
- B) Si l'ouvrage existant est situé dans l'axe du pont projeté, sa description doit être plus détaillée et inclure :
- les dimensions;
 - les matériaux;
 - le mode structural ou la méthode de construction;
 - les pieux : matériaux, capacité, longueur;
 - les batardeaux et autres parties sous terre ou sous l'eau;
 - les services publics sur le pont;
 - les parties du pont à conserver et à démolir;
 - l'agencement de la nouvelle construction par rapport à l'ouvrage existant, s'il y a lieu.
- C) Les dimensions et la composition de l'ouvrage existant peuvent être obtenues à partir des plans, du devis spécial, du bordereau, du journal de chantier, du dossier de l'entretien, de relevés d'arpentage, de plans de sondages, de rapports de plongée sous-marine, etc. Si nécessaire, il faut inclure un plan de l'ouvrage existant et fournir tout autre renseignement disponible.

La démolition est prévue à prix global suivant le CCDG, sauf s'il est difficile d'évaluer précisément les dimensions de l'ouvrage à démolir; dans ce cas, il faut estimer les quantités et prévoir le paiement à prix unitaire.

17.2.3 Conditions particulières

Suivant l'endroit où se trouve l'ouvrage existant par rapport au nouveau pont, il faut envisager l'une des modalités suivantes :

- A) L'ouvrage est situé dans l'axe du pont projeté et doit être démoli avant la construction du pont.
 - Le devis spécial mentionne la construction d'un pont temporaire et la démolition de l'ouvrage existant.
 - Le bordereau spécifie les travaux suivants :
 - pont temporaire;
 - démolition des ouvrages existants.

- B) L'ouvrage est situé hors de l'axe du pont projeté et doit être démoli après la construction du pont.
 - Le devis spécial mentionne la capacité du pont existant et les restrictions quant à son utilisation; il spécifie aussi la démolition de l'ouvrage existant.
 - Le bordereau spécifie les travaux suivants :
 - démolition des ouvrages existants.

Lorsque l'ouvrage existant doit demeurer en service après la construction du nouveau pont, comme le cas se présente lorsque la construction de la route d'approche du nouveau pont n'est pas terminée, les documents ne doivent pas mentionner la démolition de l'ouvrage existant.

CHAPITRE 18

DOCUMENTS

TABLE DES MATIÈRES

18.1	DOCUMENTS PRÉLIMINAIRES	18-1
18.1.1	Préparation des documents	18-1
18.1.2	Utilisation des documents	18-2
18.2	PLANS	18-3
18.2.1	Format	18-3
18.2.2	Modèle	18-3
18.3	DEVIS SPÉCIAL	18-4
18.3.1	Généralités	18-4
18.3.2	Articles du devis spécial	18-4
18.3.3	Numérotation	18-4
18.3.4	Devis spécial type	18-5
18.3.5	Annexes au devis spécial	18-6
18.4	BORDEREAU D'ESTIMATION	18-8
18.5	BORDEREAU DE SOUMISSION	18-9

18.1 DOCUMENTS PRÉLIMINAIRES

18.1.1 Préparation des documents

Lors de la conception d'un projet de pont, il faut préparer les documents préliminaires comprenant un plan, une estimation et un rapport d'étude. L'approbation de l'unité administrative responsable des structures est nécessaire pour entreprendre les calculs et plans détaillés de l'ouvrage.

18.1.1.1 Plan préliminaire

Le plan préliminaire comprend une page frontispice portant la mention « préliminaire », sur laquelle apparaissent le plan de localisation, la liste des feuillets, la description générale et les agréments techniques et administratifs, un plan d'ensemble et si nécessaire, un plan de topographie.

Le plan d'ensemble préliminaire est préparé suivant le format et avec le cartouche du modèle exigé par le Ministère. Une fois complété, ce plan est transmis aux unités administratives concernées pour commentaires et acceptation.

Le plan d'ensemble préliminaire comprend les détails suivants :

- une vue en plan, de profil et en élévation, une coupe ou une section du tablier et toute figure aidant à la compréhension géométrique et structurale de l'ouvrage;
- la largeur et la longueur du pont;
- les dégagements latéraux et verticaux, supérieurs et inférieurs;
- les élévations du pont, des voies inférieures ou du fond de la rivière et des eaux basses, normales et extrêmes, avec la fréquence statistique de chaque niveau;
- les chaînages, angles et points de référence de l'ouvrage par rapport à la topographie existante ou à la chaussée prévue.

Il comprend aussi les indications suivantes :

- la norme de calcul et la surcharge routière;
- le modèle de glissière ou de garde-fou;
- le modèle de structure, le matériau;
- les données manquantes pour compléter le projet;
- les solutions considérées selon ces données.

18.1.1.2 Estimation préliminaire

L'estimation préliminaire est la liste détaillée, mais avec des quantités approximatives, de chaque partie de l'ouvrage, comme l'estimation du coût du pont.

18.1.1.3 Rapport d'étude préliminaire

Un rapport d'étude préliminaire justifiant le choix de la solution est aussi produit au besoin pour étayer les hypothèses et préciser les autres types de charpentes considérées et les critères (fondations, matériaux, coût, esthétique, etc.) justifiant le choix retenu.

18.1.2 Utilisation des documents

Selon le cas, ces documents préliminaires peuvent aussi être utilisés :

- pour obtenir les commentaires d'autres unités administratives du ministère des Transports;
- pour justifier la nécessité de modifier le profil d'une route;
- pour appuyer une demande d'étude des sols;
- pour établir le plan des conduits d'éclairage ou d'autres services publics;
- dans les demandes d'approbation de la Commission canadienne des transports, de sociétés ferroviaires ou d'autres organismes concernés;
- pour informer les autres ministères intéressés au projet : Environnement et Faune, Agriculture, etc.;
- pour inscrire les commentaires provenant de l'unité administrative responsable des structures.

18.2 PLANS

18.2.1 Format

De façon générale, le format ISO A1 (594 x 841 mm) est utilisé. Le support est un papier ayant les caractéristiques suivantes :

- poids = 20 lb/75.2 gr par m²;
- épaisseur = 3,3 mil;
- opacité = 59 %;
- rugosité (Sheffield Smoothness) = 170;
- brillance = 95.

18.2.2 Modèle

Le cahier des plans comprend une page frontispice sur laquelle apparaissent le plan de localisation, la liste des feuillets, la description générale et les agréments techniques et administratifs.

Les autres feuillets comprennent le plan d'ensemble, la géométrie de l'ouvrage, les plans de détails des éléments du projet, le plan d'étude des sols, la topographie, etc.

Le plan topographique comporte un espace pour la mise en plan et un quadrillage pour tracer le profil en long de la route. Ce plan est nécessaire lorsque le pont enjambe un cours d'eau ou lorsque le pont d'étagement est situé sur un terrain au profil accidenté ou occupé par des services publics (aqueduc, égout, lignes de transport d'énergie ou de communication, etc.).

On peut se procurer un exemplaire du modèle de la page frontispice, de la topographie et des autres plans auprès de la Direction des structures.

Les plans doivent contenir tous les renseignements pertinents dont l'entrepreneur a besoin pour préparer sa soumission et construire l'ouvrage.

Ainsi, en consultant uniquement les plans, on doit pouvoir connaître la nature et la disposition des matériaux d'un ouvrage. Les détails suivants doivent apparaître sur les plans :

- l'épaisseur du coussin de support;
- l'épaisseur du coussin de propreté;
- la capacité des pieux;
- les types de béton selon les parties d'ouvrage;
- la norme et la nuance de l'acier d'armature;
- les détails et la localisation des joints;
- etc.

18.3 DEVIS SPÉCIAL

18.3.1 Généralités

Le devis spécial décrit les exigences propres à un projet spécifique et les regroupe sous forme d'articles qui complètent le Cahier des charges et devis généraux (CCDG) du MTQ. Le CCDG comprend les conditions générales du contrat, les normes de contrôle des matériaux et la description de certains travaux de base.

Le devis spécial ne doit pas reprendre les articles du CCDG ni décrire les matériaux et les modes de construction ou autres détails qui doivent être indiqués sur les plans.

Les qualités essentielles du devis spécial sont la précision de son contenu et la clarté de sa présentation. Le devis spécial ainsi rédigé permet d'éviter tout malentendu entre le donneur d'ouvrage et l'entrepreneur chargé de réaliser les travaux.

18.3.2 Articles du devis spécial

Chaque article du devis spécial est identifié par un numéro et un titre qui en indique la nature et résume l'essentiel de son contenu. Les articles sont numérotés en ordre croissant, en commençant par le chiffre 1. Les premiers articles concernent l'étendue des travaux et la description de l'ouvrage. Les articles suivants explicitent les articles du CCDG ou décrivent d'autres travaux non mentionnés au CCDG. Les articles du devis spécial sont placés dans le même ordre, si possible, que ceux du CCDG. La référence au CCDG n'est pas inscrite au devis spécial, après le titre de chaque article.

Des textes spécialisés, rédigés sous forme d'annexes, viennent préciser certains articles du devis spécial. Les références directes aux annexes pertinentes sont prévues à l'intérieur de ces articles.

18.3.3 Numérotation

Chaque document de soumission reçoit un numéro donné par l'unité administrative responsable des structures pour chaque ouvrage.

	Document n°
Devis spécial d'un pont	130 à 139
Bordereau de soumission d'un pont	230 à 239

Si l'ouvrage est isolé et n'est pas construit en même temps qu'un autre ouvrage, les documents portent les numéros 130 et 230, sinon les documents de deux ou plusieurs ouvrages qui peuvent faire partie d'un même contrat portent des numéros consécutifs tels 130, 131, 132, etc.

Le numéro de projet TP-DTCS-AAXX doit être indiqué sur la page titre du devis, toutes les pages de bordereau, la feuille frontispice des plans et dans toute correspondance. Ce numéro est attribué par la direction territoriale concernée. On indique aussi le numéro de contrat DTCS-AA-CCDD lorsqu'il est disponible.

TP = Type de projet
 ex. : 20 = projet d'infrastructure routière
 50 = projet d'infrastructure maritime
DT = Direction territoriale
CS = Centre de services
AA = Année financière de l'initiation du projet
XX = Code séquentiel de projet

Chaque page du devis spécial doit être identifiée, au haut, par le numéro de projet et le numéro de plan et, en bas de page, par le numéro du document et le numéro de page.

18.3.4 Devis spécial type

Pour faciliter la rédaction du devis spécial d'un projet et assurer l'uniformité des textes, un devis spécial type représentant la façon de faire du MTQ a été élaboré. Ce devis spécial type regroupe la plupart des articles potentiels nécessaires à la réalisation d'un ouvrage.

Tout article ou paragraphe doit être lu avec attention pour vérifier son application à un projet particulier et doit être modifié ou omis au besoin.

Les textes « commentaires » figurant au début de chaque article du devis spécial type sont des instructions au rédacteur pour l'aider à choisir et à finaliser les articles standard devant être inclus au devis spécial.

Les instructions comportent donc toujours une partie conçue pour aider le rédacteur à choisir les articles qu'il doit inclure pour un projet donné. De plus, lorsque des articles doivent être finalisés, les instructions fournissent généralement au rédacteur les informations nécessaires pour remplir les espaces laissés en blanc en fonction des exigences particulières de chaque projet.

Selon le type de projet, des lignes verticales en marge d'un paragraphe indiquent que le texte est optionnel et qu'il peut être modifié au besoin ou être simplement omis.

La rédaction et la mise en page des différents articles composant le devis spécial se font d'une manière intégrée à l'aide du logiciel Word.

Des fichiers électroniques tels que le devis automatisé, la procédure d'utilisation et la liste des articles sont disponibles à la Direction des structures.

18.3.5 Annexes au devis spécial

Les annexes doivent être placées immédiatement après la page des signatures. Le texte d'une annexe ne peut en aucun cas être modifié.

Les annexes doivent être numérotées suivant l'ordre de leur mention au devis spécial. Lors de la vérification du devis spécial, il faut s'assurer que les annexes nécessaires sont incluses avec leur numéro, le numéro du contrat et le numéro d'identification technique du plan, ainsi que la pagination séquentielle du document (voir la figure 18.1).

Un devis spécial peut nécessiter l'utilisation des annexes suivantes :

Document	Titre de l'annexe
-----------------	--------------------------

A1	Doublures de coffrage
B1	Appareil d'appui en élastomère fretté
B2	Appareil d'appui en élastomère fretté – Poutre existante
B3	Appareil d'appui en élastomère fretté avec éléments glissants remplaçables
B4	Appareil d'appui à élastomère confiné remplaçable
B5	Appareil d'appui à élastomère confiné
C1	Contrôle non destructif des soudures
D1	Dispositifs de retenue temporaires
M1	Matériels de démolition autorisés
P1	Pointes pour pieux en bois et en acier en H
P2	Pointe conventionnelle pour pieu tubulaire en acier
P3	Pointe « Oslo » pour pieu tubulaire

Plan : (1)
Contrat : (2)

ANNEXE (3) Contrôle non destructif des soudures

↑
└ Titre de l'annexe

À INSCRIRE

- (1) Le numéro d'identification technique des plans ex. : PO-XX-XXXXX
- (2) Le numéro de contrat ex. : XXXX-XX-XXXX
- (3) Le numéro de l'annexe selon l'ordre chronologique
- (4) Le numéro du document pertinent au devis spécial
ex. : 130
- (5) Le numéro séquentiel de la pagination du devis
ex. : 12

Numéro de code du document

↓
Date d'émission de la dernière version
↓
C1/02-05

Pagination propre à l'annexe

↓
1 de 1

(4) - (5)

Figure 18-1
Exemple d'identification d'une annexe

18.4 BORDEREAU D'ESTIMATION

Le bordereau d'estimation est préparé à l'aide de la « Liste des prix de conception et entretien ».

Le fichier électronique de cette liste des prix estimés est disponible à la Direction des structures. Ces prix peuvent être pris tels quels ou être modifiés au besoin pour tenir compte notamment des contraintes de circulation et des délais d'exécution des travaux; une note explicative doit alors être fournie avec l'estimation.

Lors de l'estimation préliminaire accompagnant le plan préliminaire, le calcul des quantités et le coût de certaines parties d'ouvrage sont nécessairement approximatifs. Pour l'estimation définitive, les quantités qui feront l'objet du contrat doivent être précisées, même si un prix global est fixé au bordereau pour certaines parties d'ouvrage.

L'estimation préliminaire peut être préparée sur les formules V423B et V424B « Bordereau des quantités et des prix – Estimation » ou sur une feuille blanche, et les ouvrages détaillés et groupés comme dans l'estimation définitive.

Lors de la présentation des plans et devis définitifs, le bordereau d'estimation doit être rédigé sur les formules V423B et V424B.

Sur le bordereau d'estimation, la quantité prévue est généralement inscrite :

- sans décimale, lorsque le prix unitaire d'un ouvrage est évalué à moins de 100 \$/unité;
- à une décimale près, lorsque le prix d'un ouvrage est évalué à plus de 100 \$/unité.

Le code d'ouvrage, l'unité de mesure et son code ainsi que la désignation de l'ouvrage doivent correspondre à la « Liste et prix des ouvrages d'infrastructures de transport ». La désignation des ouvrages et l'unité de mesure pour leur paiement se réfèrent au CCDG ; les autres données sont extraites du système 0079 « Gestion des marchés de construction ».

Un ouvrage qui ne figure pas dans cette liste ou dans la « Liste des ouvrages d'infrastructures de transport » est enregistré sous un code universel 9000XX, où XX est le code d'unité de mesure.

Sous le titre « art. bord. », on numérote selon un ordre croissant chaque partie d'ouvrage, en utilisant une numérotation à 3 chiffres à partir de 001.

Les parties d'ouvrage possédant des caractéristiques différentes telles que les pieux, le béton, les joints, etc., doivent être séparées selon leurs caractéristiques ou selon la partie de l'ouvrage à laquelle elles appartiennent, pour éviter toute ambiguïté; ces additions sont inscrites à la suite de la désignation de l'ouvrage :

- Pieux de 500 kN, mat. + enf., culée 3
- Essai dynamique, pile 2
- Appareils d'appui en élastomère fretté 300 x 600 x 25
- Joint de tablier à une garniture en élastomère, culée ouest

Lorsqu'une désignation implique un choix entre plusieurs éléments, il faut indiquer seulement l'élément approprié.

Les coûts des parties d'ouvrage de faible valeur (moins de 500 \$) tels que les joints dans le béton, etc., peuvent être inclus à d'autres postes importants, avec mention correspondante au devis spécial.

18.5 BORDEREAU DE SOUMISSION

Le devis spécial doit toujours être accompagné du « Bordereau des quantités et des prix – Soumission » sur lequel figurent tous les ouvrages nécessitant un paiement.

Ce bordereau doit être rédigé sur les formules V423A et V424A « Bordereau des quantités et des prix – Soumission ».

Le « Bordereau des quantités et des prix – Soumission » est identique au « Bordereau des quantités et des prix – Estimation », excepté qu'on ne répète pas dans les désignations d'ouvrages du bordereau de soumission les explications entre crochets du bordereau d'estimation.

Pour les besoins du traitement informatique, seuls les champs nécessitant l'inscription du prix unitaire et du coût total doivent être laissés libres sur le « Bordereau des quantités et des prix – Soumission »; on doit inscrire une ligne pointillée dans les autres champs libres.

Les prix unitaires des quatre ouvrages suivants sont fixés par le Ministère :

- Isolation de 25 mm;
- Abri ou isolation de 75 mm;
- Chauffage du béton en place;
- Chauffage des constituants.

CHAPITRE 19

PROCÉDURES ADMINISTRATIVES

TABLE DES MATIÈRES

19.1	NOTE DE CALCULS	19-1
19.1.1	Présentation	19-1
19.1.2	Conservation	19-2
19.2	VÉRIFICATION DES PLANS ET DEVIS	19-2
19.2.1	Données du projet	19-2
19.2.2	Plan préliminaire et rapport de l'étude préliminaire	19-2
19.2.3	Calculs de conception	19-2
19.2.4	Plans et devis définitifs	19-4
19.2.5	Plans fournis par l'entrepreneur	19-4
19.2.6	Signes de vérification	19-5
19.3	SIGNATURE DES DOCUMENTS	19-5
19.3.1	Plans	19-5
19.3.2	Bordereau d'estimation	19-5
19.3.3	Devis spécial	19-5
19.4	DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT	19-6
19.4.1	Listes des éléments à considérer	19-6
19.4.2	Exemple de document à l'intention du surveillant	19-10
19.5	APPEL D'OFFRES	19-16
19.6	RÔLE DU CONCEPTEUR LORS DE LA RÉALISATION	19-16
19.6.1	Rôle du concepteur durant les travaux	19-16
19.6.2	Exemples du rôle du concepteur	19-17
19.7	PLAN TEL QUE CONSTRUIT	19-19
19.8	SUIVI DU FLÉCHISSEMENT D'UN PONT	19-20
19.8.1	Choix et fréquence	19-20
19.8.2	Repères et précision	19-21
19.8.3	Localisation des points	19-21
19.8.4	Notes	19-21
19.8.5	Plan	19-21

19.9	PROCÉDURE D'ACCEPTATION DES NOUVEAUX PRODUITS PAR LA DIRECTION DES STRUCTURES	19-22
19.9.1	Présentation du dossier	19-22
19.9.2	Étude du dossier	19-23
19.9.3	Essais	19-23
19.9.4	Acceptation	19-24
19.10	MURS	19-24
19.10.1	Définitions	19-24
19.10.2	Préparation des plans et devis	19-25
19.11	PONCEAUX	19-29
19.11.1	Définitions	19-29
19.11.2	Préparation des plans et devis	19-30

19.1 NOTE DE CALCULS

La note de calculs doit contenir les documents suivants :

- les calculs de conception justifiant les dispositions qui figurent sur les dessins, incluant le calcul des assemblages mais excluant les calculs préliminaires qui ont servi au choix de l'ouvrage;
- les calculs du vérificateur;
- les données de saisie et les résultats de sortie des programmes de calculs utilisés pour la conception et la vérification;
- le calcul des quantités des ouvrages du bordereau de soumission;
- les calculs soumis par l'entrepreneur.

19.1.1 Présentation

Les calculs doivent être effectués sur des feuilles prévues à cette fin; le texte et les nombres doivent être écrits lisiblement.

La note de calculs doit être précédée d'une page titre et d'une table des matières et le cartouche de chaque feuille doit être complété.

Le cartouche de chaque feuille doit inclure :

- le numéro de dossier;
- le numéro de la page;
- les initiales du concepteur et, le cas échéant, celles du vérificateur;
- les dates de leur intervention;
- la description abrégée de l'ouvrage;
- l'objet du calcul.

La description abrégée de l'ouvrage et l'objet du calcul peuvent être omis s'ils ne sont pas nécessaires à l'identification de la note de calculs.

La page titre de la note de calculs doit comprendre le numéro de dossier, la description et la localisation de l'ouvrage, la période couverte par la note de calculs, l'identification des normes utilisées et les noms des concepteurs et des vérificateurs.

La table des matières permet de retrouver le calcul de chaque partie de l'ouvrage.

19.1.2 Conservation

La note de calculs doit être versée au dossier de la structure.

19.2 VÉRIFICATION DES PLANS ET DEVIS

Les plans et devis d'un projet de construction d'ouvrage d'art et d'un projet comportant des modifications affectant la capacité d'un ouvrage d'art doivent être vérifiés par un ingénieur autre que le concepteur.

La vérification porte sur :

- les données du projet;
- le plan préliminaire et le rapport de l'étude préliminaire;
- les calculs de conception;
- les plans et devis définitifs.

19.2.1 Données du projet

Le vérificateur doit s'assurer que les données du projet sont pertinentes et complètes. Ces données comprennent : la topographie, la nature du sol, l'étude hydraulique, la géométrie de l'ouvrage, les gabarits, les surcharges et les contraintes de construction.

19.2.2 Plan préliminaire et rapport de l'étude préliminaire

Le vérificateur doit d'abord s'assurer que les divers types d'ouvrages pouvant s'adapter au site ont été envisagés. Ensuite, il doit vérifier si les solutions retenues satisfont aux critères imposés par les données du projet.

19.2.3 Calculs de conception

La vérification des calculs de conception des éléments d'un ouvrage d'art diffère selon que l'élément à vérifier est considéré courant ou non courant ou qu'il s'agit d'un plan type.

A) Élément courant

Est considéré courant un élément dont la conception et le calcul font appel à des méthodes d'analyse couramment utilisées et dont les calculs et le dimensionnement sont facilement vérifiables au moyen d'abaques, de plans types, de tableaux, de calculs abrégés et à la lumière de projets semblables déjà vérifiés.

B) Élément non courant

Un élément est considéré non courant lorsqu'il présente des difficultés particulières de conception ou de calcul ou dont la conception fait appel à des procédés inusités ou à des techniques nouvelles.

Généralement, on considère comme éléments non courants :

- les travées mobiles;
- les poutres triangulées;
- les tabliers à courbure prononcée;
- les ponts à béquilles inclinées;
- les tabliers dont une portée dépasse 45 m;
- les culées dont la hauteur dépasse 10 m;
- les piles dont la hauteur dépasse 20 m;
- les éléments d'un pont dont la conception présente des difficultés exceptionnelles à cause de la nature du sol, de la profondeur de l'eau, de la topographie du site ou de toute autre condition particulière;
- les quais, les débarcadères, les murs de protection contre la mer et les murs de soutènement de plus de 10 m de hauteur.

C) Vérification des calculs

Le vérificateur doit s'assurer que le dimensionnement de chaque membrure d'un ouvrage est adéquat et que les efforts ou les contraintes dans chacune d'elles sont à l'intérieur des limites permises. La vérification peut être faite au moyen d'abaques, de tableaux, de calculs abrégés, de programmes d'analyse ou par une reprise complète des calculs. Le vérificateur doit aussi s'assurer que tous les éléments structuraux ont été étudiés.

Les calculs de conception des éléments non courants doivent cependant être vérifiés par un ingénieur qui n'a pas participé à leur élaboration. De plus, la vérification doit être faite à partir des plans, en évitant les méthodes abrégées et les références à la note de calculs du concepteur. Il appartient au vérificateur de décider, avec l'approbation de son supérieur immédiat, si un élément doit être considéré comme courant ou non courant.

Dans le cas des plans types, la vérification porte sur le choix du plan et sur les valeurs et informations choisies pour le compléter.

19.2.4 Plans et devis définitifs

Le concepteur doit vérifier les cotes des dessins et les quantités des bordereaux d'estimation et de soumission.

L'ingénieur qui a vérifié la note de calculs pour s'assurer que les dessins concordent avec les calculs, les normes, les règles et les directives ou autres documents du Ministère doit vérifier chaque feuillet du plan.

Le vérificateur doit aussi s'assurer que les exigences de construction pour toutes les parties de l'ouvrage sont couvertes par le devis spécial ou par le CCDG.

19.2.5 Plans fournis par l'entrepreneur

Les plans et calculs fournis par l'entrepreneur ont pour objet de compléter, détailler ou expliciter les plans généraux d'une structure. Ils peuvent également concerner tout ouvrage provisoire nécessaire à la réalisation de l'ouvrage.

Les plans d'atelier de la charpente métallique, de la précontrainte, des appareils d'appuis autres que ceux en élastomère fretté, ainsi que les documents concernant les pieux doivent être vérifiés et annotés par le concepteur pour s'assurer de leur conformité aux plans et devis.

Les plans d'atelier des autres éléments, tel que précisé au manuel de construction et de réparation des structures, peuvent être vérifiés et visés par le concepteur ou, par le surveillant, lorsque ceux-ci sont en tout point conformes aux plans et devis.

Les plans de montage de la charpente, de batardeau, d'étalement, de soutènement temporaire et de tout autre ouvrage provisoire sont du ressort de l'entrepreneur. Il appartient au surveillant de les vérifier et de faire les interventions qu'il juge nécessaires auprès de l'entrepreneur.

19.2.6 Signes de vérification

L'ingénieur concepteur appose ses initiales sur chaque page de sa note de calculs. Il scelle, signe et date chaque feuillet du plan ainsi que la dernière page du devis spécial et signe le bordereau d'estimation.

Le vérificateur appose ses initiales sur chaque page de sa propre note de calculs et sur chaque page de la note de calculs du concepteur qu'il a vérifiée. Il signe et date chaque feuillet du plan et la dernière page du devis spécial.

19.3 SIGNATURE DES DOCUMENTS

Les documents préliminaires et définitifs relatifs à la conception d'un ouvrage d'art doivent indiquer les noms des personnes ayant participé au projet et porter la signature des personnes responsables.

19.3.1 Plans

La page frontispice du plan doit mentionner les noms des ingénieurs et des techniciens ainsi que la date d'émission du plan et porter la signature du gestionnaire autorisé.

Les autres feuillets du plan doivent mentionner le nom des techniciens, la date d'émission du plan et la date de vérification et porter le sceau et la signature de l'ingénieur concepteur ainsi que la signature du vérificateur.

Les plans d'atelier soumis par l'entrepreneur doivent être signés et datés par la personne qui les vise.

19.3.2 Bordereau d'estimation

Le bordereau d'estimation doit être signé et daté par la personne qui le prépare et par la personne qui le vérifie.

19.3.3 Devis spécial

La dernière page du devis spécial doit mentionner le nom de la personne qui le prépare et la date d'émission du plan, être signé et scellé par l'ingénieur concepteur, puis être signé et daté par le vérificateur.

19.4 DOCUMENT À L'INTENTION DU SURVEILLANT

Pour les ouvrages non courants ou lorsqu'on craint des difficultés particulières de réalisation, le concepteur doit rédiger un document à l'intention du surveillant dans lequel il lui fait part des paramètres directeurs qui l'ont orienté lors de la préparation des plans et devis, des difficultés prévisibles et des particularités du projet. Ce document contient aussi les informations permettant de reconstituer les quantités indiquées au bordereau d'estimation.

La liste qui suit mentionne les principaux éléments qui doivent être pris en compte par le concepteur lors de l'élaboration du document à l'intention du surveillant. Un exemple de la présentation du document est également donné ci-après.

19.4.1 Listes des éléments à considérer

19.4.1.1 Paramètres directeurs

A) Étude de sols

- Localisation des forages
- Nature des sols
- Solutions adoptées
- Capacité portante :
 - roc
 - sols
 - pieux : - essai de chargement
 - essai dynamique
- Étude spéciale :
 - géologique
 - géotechnique

B) Étude hydraulique

- Hydrologie :
 - bassin versant
 - débits
 - régime d'écoulement
- Niveaux d'eau
- Ouverture libre
- Dégagement vertical

- Protection :
 - affouillement
 - érosion
 - revêtement en pierres
 - perré déversé

C) Recommandations environnementales

- Période des travaux
- Contexte écologique :
 - contraintes fauniques
 - aspect habitat faunique

19.4.1.2 Particularités du projet et difficultés prévisibles

Il faut passer en revue les principaux articles du bordereau de soumission, décrire les particularités et difficultés inhérentes et mentionner les éléments qui nécessitent des plans d'atelier.

A) Travaux connexes

- Maintien de la circulation
- Pont temporaire
- Chemin de déviation
- Services publics :
 - localisation
 - précautions
 - déplacement

B) Fondations

- Excavations 1^{re} classe :
 - relations avec le plan de sondages
 - confinement au roc
- Excavations 2^e classe
- Coussin :
 - de support
 - de propreté
- Remplissage des excavations :
 - matériaux
 - mise en œuvre

- Pieux :
 - enfoncement
 - type et longueur
 - pointes
 - joints
 - vérification de la capacité portante
 - pieux caissons :
 - matériaux
 - mise en œuvre
 - emboîture

- Batardeau :
 - matériaux
 - dimensions
 - exigences environnementales

- Soutènement temporaire :
 - localisation
 - description

- Bétonnage sous l'eau :
 - matériels et matériaux
 - mise en œuvre

C) Béton

- Matériaux
- Joints de construction
- Procédé de démolition
- Réparation des surfaces

D) Armature

- Galvanisée
- Soudable
- Joints mécaniques

E) Précontrainte

- Post-tension :
 - plans d'atelier
 - matériaux
 - plans et notes de calculs approuvés
 - mise en tension
 - coulis d'injection

- Prétension :
 - plans d'atelier
 - surveillance en usine
 - plans et notes de calculs approuvés
 - mise en place en chantier :
 - emplacement des grues
 - restrictions

F) Charpente métallique

- Plans d'atelier

- Surveillance en usine

- Érection :
 - plans de montage
 - bancs de support
 - emplacement des grues
 - restrictions

G) Travaux de peinture

- Nettoyage des surfaces

- Matériaux

- Application

H) Appareils d'appui

- Plans d'atelier

- Localisation :
 - précision
 - ancrages

I) Techniques particulières

- Mur homologué
- Autres

19.4.1.3 Calculs des quantités

Le calcul des quantités doit être fait en détail.

19.4.2 Exemple de document à l'intention du surveillant

Le document à l'intention du surveillant qui suit est un exemple pour la présentation du document.

RECOMMANDATIONS AU SURVEILLANT

Dossier str. : P-99999
Projet n° : _____
Municipalité : _____
M.R.C : _____
Dist. élect. : _____

Construction d'un pont sur la route 999
au-dessus de la rivière Blanche

Préparé par : _____, ing.
Service
Direction des structures

Ville, date

1. PARAMÈTRES DIRECTEURS

1.1 Étude des sols

Les forages se situent dans l'axe de la culée 1 et des piles 2 et 3, à 10 m de l'axe de la culée 4 ; tous les forages ont été réalisés jusqu'au socle rocheux. Compte tenu des sols de nature très différente rencontrés et des recommandations faites, les solutions suivantes ont été adoptées.

À la culée 1, la semelle repose sur des pieux dont les charges prévues aux ÉLUL sont de 1000 kN; cette capacité doit être obtenue par le battage des pieux jusqu'au refus. La faible capacité de la couche de silt mêlée d'argile nous a amené à choisir cette solution.

La faible capacité portante des dépôts meubles aux appuis 2 et 3 nécessite des pieux foncés au roc. Bien que la capacité portante à la pointe d'un pieu foncé au roc soit évaluée à 2,8 MPa, nous avons plutôt choisi des pieux forés avec une emboîture de 2 fois le diamètre du pieu. L'importance des charges à transmettre nous a fait opter pour cette solution.

À l'unité 4, la semelle est placée au niveau du socle rocheux.

À la culée 1, la capacité géotechnique des pieux doit être vérifiée par des essais dynamiques.

La faible capacité portante des sols à proximité de la rivière amène des restrictions au niveau du fonçage des pieux forés aux piles 2 et 3 et à la mise en place des poutres précontraintes; nous en reparlerons dans les particularités du projet.

1.2 Étude hydraulique

Le cours d'eau au site du pont draine un bassin versant dont la superficie est de 905 km² et est considéré comme étant non navigable. L'analyse hydrologique du bassin donne des débits journaliers de 15,7, 23,3 et 35,5 m³/s et des débits instantanés de 28,2, 44,7 et 59,8 m³/s pour des périodes de récurrence de 10, 20 et 100 ans.

La section de la rivière où se trouve le pont est marécageuse. En période de crues, le niveau de l'eau est contrôlé par le refoulement des eaux de la rivière des Épinettes. Ce refoulement empêche l'écoulement des eaux et des glaces et mène parfois à la formation d'embâcles de glaces qui font monter le niveau des eaux.

L'analyse des niveaux d'eau permet de fixer le niveau des eaux hautes de conception au niveau des eaux hautes extrêmes observé, soit 189,8 m. Les niveaux d'eau sont indiqués au feuillet 2 des plans.

Du point de vue hydraulique, l'ouverture libre minimale est de 18 m, mesurée perpendiculairement aux berges du cours d'eau, et le dégagement vertical, de 1,0 m au-dessus des eaux hautes de conception. Le dégagement requis pour la route tient compte de cette donnée.

Du fait que lors des crues, le site est influencé par le mouvement de refoulement de la rivière, de faibles vitesses de courant sont prévues. Le lit et les berges de la rivière ne sont donc pas susceptibles d'érosion. Cependant, la culée 1, soumise à l'action des eaux, doit être protégée par un revêtement de 800 mm d'épaisseur en pierres de calibre 500-300.

1.3 Recommandations environnementales

Tel que stipulé au devis spécial, le travail en rivière est interdit entre le 1^{er} avril et le 15 juin pour ne pas nuire aux espèces qui frayent à l'embouchure de la rivière.

Les opérations en bordure de la rivière doivent préserver l'intégrité du milieu aquatique. Aucun résidu ne doit être déposé dans le cours d'eau ni en bordure pendant l'exécution des travaux. Les eaux d'infiltration à l'intérieur des pieux forés doivent être pompées hors du chenal principal de la rivière, en direction de la végétation, de façon à réduire la quantité de matières en suspension atteignant les eaux de la rivière.

La seule élimination de la végétation permise est celle nécessaire à la réalisation de l'ouvrage.

2. PARTICULARITÉS DU PROJET ET DIFFICULTÉS PRÉVISIBLES

2.1 Travaux connexes

Services publics

Tel qu'indiqué sur le feuillet de plan topographique, on peut noter la présence d'un drain sanitaire existant à proximité de l'emplacement de la culée 1. La localisation exacte doit en être faite avant le début des travaux d'excavation à la culée 1.

De plus, le déplacement de la ligne électrique doit être effectué avant d'amorcer le fonçage des pieux à la culée 1 afin de permettre leur mise en œuvre.

2.2 Fondations

Excavations 1^{re} classe

Selon le plan de sondages, les résultats des forages F8 et F9 indiquent la présence d'un grès gris de bonne qualité à la culée 4, au niveau de la semelle prévue. Cependant, ces forages ont été réalisés à 10 m de l'axe de la culée. On devra donc apporter une attention particulière au profil du roc rencontré, car tout écart important entre les élévations du roc prévues et celles rencontrées pourrait entraîner une modification des dimensions de la culée. De plus, le béton de la semelle doit être confiné au roc selon les modalités du CCDG.

Pieux

Le choix des pieux à la culée 1 est laissé à l'entrepreneur, il devrait opter pour des profilés en acier de taille moyenne afin de développer la capacité requise.

Tel que stipulé au devis spécial, trois essais dynamiques sont prévus sur des pieux choisis par le surveillant. Un délai d'attente de deux jours peut être nécessaire entre la fin du battage et le début de l'essai afin de dissiper les pressions interstitielles. Les essais doivent préférablement être réalisés sur un pieu au centre de la semelle et sur un autre à chaque extrémité.

La stabilité des remblais sur le bord de la rivière étant précaire, des précautions doivent être prises lors du fonçage des pieux forés.

Tel que stipulé au devis spécial, la masse totale de l'équipement est limitée à 700 kN et l'approche de la grue, à 10 m de l'axe des pieux, cette distance étant mesurée à partir de l'extrémité de la grue. La construction d'une digue ou d'un batardeau à l'emplacement des piles est interdite.

Pendant les travaux, le surveillant doit apporter une attention particulière aux opérations afin de déceler l'apparition éventuelle de fissures indiquant la rupture des sols.

2.3 Précontrainte

Précontrainte par prétension

Même si la précontrainte par prétension est réalisée en usine, le surveillant doit s'assurer que le fabricant exécute les travaux selon les plans d'atelier approuvés et que la mise en tension s'effectue selon les calculs des allongements acceptés.

Tel que mentionné au devis spécial, la faible capacité portante des sols à proximité des piles 2 et 3 et de la culée 1 oblige à ériger les poutres de la travée centrale à partir d'un emplacement à proximité de la culée 4 et de limiter l'approche de la grue à 20 m de l'axe de la pile 3 et même de faire l'érection en deux étapes.

3. CALCULS DES QUANTITÉS

Une copie des calculs des quantités inscrites au bordereau de soumission est annexée au présent document.

Les quantités relatives au béton sont évaluées à 3 décimales près, selon les dimensions indiquées aux plans.

L'excavation 1^{re} classe est calculée à partir du plan de sondages; l'excavation 2^e classe est évaluée à partir des élévations du terrain naturel inscrites sur le plan topographique. Ces quantités sont donc approximatives.

Toutes les autres quantités sont calculées selon les dimensions indiquées aux plans.

19.5 APPEL D'OFFRES

Pour ne pas fausser le jeu des soumissions durant la période d'appel d'offres, on doit s'abstenir de fournir une information demandée par un soumissionnaire. Il faut plutôt prendre note de l'information demandée ou de la remarque formulée et aviser le soumissionnaire qu'il sera informé par addenda, s'il y a lieu.

19.6 RÔLE DU CONCEPTEUR LORS DE LA RÉALISATION

Le concepteur doit collaborer avec le surveillant lors de la réalisation des travaux de construction, de réparation ou de renforcement d'ouvrages d'art.

19.6.1 Rôle du concepteur durant les travaux

Selon la nature des travaux, le concepteur doit s'entendre avec le surveillant sur la fréquence des visites à effectuer au chantier et lui donner son avis lors de l'acceptation de certaines parties des travaux.

Le surveillant est l'interlocuteur du Ministère auprès de l'entrepreneur. Toute communication entre le concepteur et l'entrepreneur et ses sous-traitants doit se faire par l'intermédiaire du surveillant ou en sa présence.

Le cas échéant, le concepteur transmet par écrit ses instructions au surveillant ainsi que les modifications aux plans et devis. Il lui fournit des explications relatives à l'interprétation des plans et devis et le conseille lorsque des problèmes techniques surviennent.

Le concepteur vérifie les modifications aux plans et devis proposées par l'entrepreneur et, le cas échéant, en recommande l'acceptation au surveillant. Il vérifie également les plans d'atelier et les notes de calculs, les vise conformément à l'article 6.6 du CCDG et aux spécifications de la section 19.2.5 avant de les retourner au surveillant.

Le concepteur prend connaissance des comptes-rendus de réunion de chantier, des avis à l'entrepreneur et des rapports techniques relatifs au contrôle qualitatif des travaux transmis par le surveillant. Le cas échéant, il les commente, y appose ses initiales et les achemine au poste de classement.

Le concepteur participe à la réalisation de certaines étapes des travaux telles que la mise en tension des câbles d'éléments en béton précontraint par post-tension, l'injection des câbles et la fabrication en usine d'une charpente métallique ou à des expertises servant à déterminer la capacité portante de la fondation.

Le concepteur établit le plan « tel que construit » en collaboration avec le surveillant.

19.6.2 Exemples du rôle du concepteur

À titre d'information complémentaire, les exemples suivants explicitent le rôle du concepteur à différentes étapes de la construction.

19.6.2.1 Fondations

Si la nature du sol de fondation rencontré ne correspond pas à celle prévue aux plans, le concepteur doit en être avisé. Le surveillant peut transmettre les plans d'ouvrages provisoires, batardeaux, soutènement temporaire, etc., au concepteur pour commentaires.

Le concepteur vise les plans d'atelier des pieux et les notes de calculs. Il peut également aider le surveillant pendant le fonçage, dans les cas suivants :

- l'utilisation de pieux en béton à base élargie : mise en œuvre et contrôle;
- l'utilisation d'un type de pieux autre que ceux mentionnés au « Guide du surveillant – Construction des ouvrages d'art »;
- l'utilisation d'un vibrofonçeur pour l'enfoncement de gros pieux;
- la réalisation des essais de traction, des essais dynamiques et l'interprétation des résultats.

Le concepteur reçoit du surveillant tous les documents et formulaires préparés lors de l'enfoncement des pieux, ainsi que les résultats des essais.

19.6.2.2 Béton armé

Le concepteur est informé par le surveillant de la séquence de mise en place du béton.

Le concepteur reçoit du surveillant le plan d'étalement à titre informatif. S'il entrevoit des difficultés à ce sujet, il doit immédiatement en aviser le surveillant. Deux aspects en particulier sont à vérifier : la sécurité de l'ouvrage et le fléchissement prévu.

Le concepteur doit approuver, s'il y a lieu, tout joint de construction non prévu aux plans et devis; cette approbation peut être assortie de certaines instructions particulières.

Le concepteur doit recevoir du surveillant les rapports de laboratoire relatifs au béton de ciment et aux échantillons de barres d'armature.

19.6.2.3 Précontrainte

Le concepteur vise les plans d'atelier et les calculs détaillés de la précontrainte. Avant la mise en tension des câbles, il doit obtenir pour vérification la description des accessoires et des matériaux, les certificats de la capacité des câbles, la procédure de précontrainte, etc.

Lors de la précontrainte des poutres préfabriquées en usine, le concepteur doit assister à la réunion préalable à la fabrication des poutres et être prévenu de toute difficulté survenant lors de leur fabrication; il reçoit les rapports qualitatifs des matériaux et de la mise en tension.

Lors de la précontrainte par post-tension au chantier, le concepteur participe directement au processus de mise en tension des câbles; il doit :

- fournir au surveillant toutes les informations relatives à la mise en tension;
- être disponible lors de la mise en tension;
- indiquer la marche à suivre en cas d'anomalie;
- vérifier les forces de précontrainte avant l'injection du coulis;
- obtenir du surveillant les rapports qualitatifs des matériaux et de la mise en tension.

19.6.2.4 Charpente métallique

Le concepteur vise les plans d'atelier. De plus, il doit procéder à une vérification complète des joints de chantier s'ils sont différents de ceux prévus aux plans et devis, et cela même si ces plans d'atelier portent le sceau d'un ingénieur; si l'assemblage est acceptable, le plan est visé.

En cas de non-conformité des matériaux et d'autres problèmes en cours de montage, le concepteur doit être immédiatement avisé.

19.6.2.5 Appareils d'appui, joints de tablier, dispositifs de retenue et drains

Lorsque le surveillant transmet au concepteur les plans d'atelier nécessaires à la fabrication des appareils d'appuis, des joints de tablier, des dispositifs de retenue et des drains, celui-ci doit les viser pour fins de conformité aux plans et devis.

19.7 PLAN TEL QUE CONSTRUIT

Le plan « tel que construit » représente l'ouvrage tel qu'il existe immédiatement après sa réalisation.

Ce plan comprend :

- les feuillets originaux non modifiés du plan « soumission – construction », portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets originaux modifiés et annotés d'ajouts du plan « soumission – construction », portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets reproduits par un système de dessin assisté par ordinateur et indiquant les modifications et annotations d'ajouts au plan « soumission – construction », portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets des plans d'atelier montrant les détails des travaux concernés, tels qu'approuvés et tels qu'exécutés, portant l'estampille « tel que construit »;
- les feuillets additionnels portant l'estampille « tel que construit » reproduits par un système de dessin assisté par ordinateur (ces feuillets sont créés parce que faute d'espace, les modifications et les annotations d'ajouts ne peuvent être transcrites sur leur feuillet respectif).

Le but du plan « tel que construit » est d'indiquer avec précision les détails utiles des ouvrages construits, particulièrement les parties cachées et/ou les modifications apportées lors de l'exécution qui peuvent influencer l'entretien, la réparation ou une réfection éventuelle. Les éléments prévus (projetés) et non réalisés ne doivent pas apparaître sur les plans « tel que construit ».

La qualité d'un plan « tel que construit » dépend en tout premier lieu de la fiabilité et de la pertinence des instructions et des annotations fournies par le surveillant des travaux. Celles-ci sont transcrites sur les feuillets électroniques (AUTOCAD.dwg) du plan « soumission – construction », ainsi que des plans d'atelier de façon à en permettre la conservation, l'impression et la numérisation.

La confection du plan « tel que construit » doit satisfaire aux exigences spécifiées dans le document « Gestion des plans de structures » de la Direction des structures.

19.8 SUIVI DU FLÉCHISSEMENT D'UN PONT

Comme le tablier d'un pont tend à fléchir, il importe de connaître la variation de son profil longitudinal dans le temps. Cette information est nécessaire pour déterminer la cambrure ou des coefficients de déformation de futurs ponts, ou pour procéder au renforcement structural d'un pont dont le fléchissement devient trop prononcé.

Il est nécessaire de recueillir certaines données pour déterminer la variation du profil longitudinal d'un pont. On trouvera ci-dessous quelques remarques à ce sujet concernant le choix des ponts à observer, la fréquence des relevés, les repères de nivellement, la précision des élévations, la localisation des points, les notes connexes et la mise en plan du relevé.

19.8.1 Choix et fréquence

Les ponts ayant une travée de plus de 50 m font l'objet, un an après leur construction, d'un relevé de profil par l'unité administrative concernée.

Celle-ci effectue un relevé annuel pour les ponts ayant une des caractéristiques suivantes :

- travée supérieure à 100 m;
- tablier qui montre des signes de fléchissement anormaux;
- pont situé sur un sol instable;
- pont construit par encorbellement.

Certains ponts peuvent nécessiter des relevés semestriels.

Le relevé annuel a lieu au printemps et les relevés semestriels sont effectués aux températures moyennes (habituellement en avril et en octobre).

La Direction des structures détermine les ponts devant faire l'objet d'un relevé de profil ainsi que la fréquence et l'arrêt des relevés. Généralement, le relevé devrait être semestriel au cours des cinq premières années, annuel au cours des cinq années suivantes; un relevé sera effectué à la quinzième année pour un pont en béton ayant une travée supérieure à 100 m ou construit par encorbellement. Pour un pont en acier ayant une travée supérieure à 100 m, un relevé à la première année est généralement suffisant. La fréquence et l'arrêt des relevés des ponts construits sur un sol instable ou dont le tablier montre des signes de fléchissement anormal sont fonction de chaque structure, car ces problèmes ne peuvent être prévus lors de la conception et se manifestent généralement après la construction.

19.8.2 Repères et précision

Comme il importe que élévations relevées soient fiables, il faut s'assurer de la précision de l'instrument et de la stabilité de deux repères de nivellement permanents. L'instrument doit être placé de façon à ne pas être affecté par le passage des véhicules sur le pont et les lectures doivent être prises lorsque le pont est libre de circulation lourde. En été, le relevé doit être effectué par temps couvert ou tôt le matin. La lecture des élévations doit être précise à 2 mm près.

19.8.3 Localisation des points

Les points relevés sont localisés avec précision sur le dessus du chasse-roue ou de la glissière en béton de chaque côté du tablier. Dans le sens longitudinal, ils sont équidistants et localisés de façon symétrique par rapport aux piles et aux extrémités du tablier; ils sont espacés à environ 3 m et, si possible, situés près de la semelle d'un poteau de dispositif de retenue. Les points peuvent être matérialisés soit par une marque de peinture à l'époxy faite sur la tête d'un boulon d'un poteau de dispositif de retenue, soit par la tête d'un clou galvanisé placé dans le béton frais de la glissière en béton ou du chasse-roue.

19.8.4 Notes

Les notes du relevé comprennent un croquis du pont, l'emplacement, la description et l'élévation des repères de nivellement et des points, la date, la température, le degré d'ensoleillement et le nom du chef d'équipe.

19.8.5 Plan

Le plan sur lequel sont transcrits les relevés comprend d'abord une vue du pont localisé par rapport aux points cardinaux et montrant le sens du courant ou la direction de la voie inférieure selon le cas, la direction de la voie supérieure et l'emplacement des points relevés. Il comprend aussi un tableau où sont inscrites les élévations théoriques du dessus du chasse-roue ou de la glissière en béton et les élévations notées lors de chaque relevé. Les notes pertinentes à un relevé sont inscrites en regard de chaque ligne du tableau, et la description des repères de nivellement vis-à-vis le plan du pont.

Après chaque relevé, le plan est mis à jour et est classé au dossier du pont.

19.9 PROCÉDURE D'ACCEPTATION DES NOUVEAUX PRODUITS PAR LA DIRECTION DES STRUCTURES

La procédure d'acceptation des nouveaux produits par la Direction des structures établit les règles concernant la reconnaissance d'un nouveau produit ou procédé relatives aux spécifications techniques de la Direction des structures et de ce fait officialise cette reconnaissance.

La procédure d'acceptation comporte 3 étapes :

- la présentation du dossier;
- l'étude du dossier;
- les essais.

19.9.1 Présentation du dossier

L'entreprise qui veut soumettre un nouveau produit ou procédé à l'acceptation par la Direction des structures doit en assumer la conception et démontrer sa performance; de plus, elle doit constituer un dossier et le présenter à la Direction des structures du Ministère par l'intermédiaire du guichet unique de la Direction des contrats et des ressources matérielles du Ministère.

Le dossier doit contenir tous les renseignements pertinents suivants s'il y a lieu :

- la description des caractéristiques du produit ou procédé;
- les plans types (format 8 ½" X 14");
- les hypothèses et méthodes de calculs;
- un exemple de calculs;
- un devis type;
- les critères relatifs à la construction :
 - exécution
 - entreposage
 - mise en place
- l'expérience pertinente :
 - les résultats d'essais de performance
 - les cas documentés d'expériences antérieures
 - les publications techniques pertinentes
- une estimation du coût, avec les composantes incluses dans cette estimation.

Les renseignements fournis doivent être conformes aux critères de conception des ouvrages et d'exécution des travaux du Ministère.

Toute modification des caractéristiques de base du produit ou du procédé doit faire l'objet d'une demande d'acceptation distincte.

19.9.2 Étude du dossier

L'étude du dossier porte sur les caractéristiques de conception, les propriétés des matériaux, les critères de construction, la durée de vie et la facilité d'entretien.

La durée de l'étude, après réception du dossier complet, est d'au moins trois mois. Les conclusions de l'étude du dossier sont communiquées à l'entreprise qui présente le dossier.

19.9.3 Essais

Si les conclusions de l'étude du dossier sont favorables, le produit pourrait dans certains cas faire l'objet d'essais en laboratoire et/ou d'essais sur site. Le choix du type d'essai est déterminé par le Ministère.

Les coûts relatifs aux essais doivent être assumés par l'entreprise qui présente le dossier.

19.9.3.1 Essais en laboratoire

En fonction de la constitution du produit et de la nature des matériaux employés, le Ministère dresse la liste des essais nécessaires pour juger de l'aptitude du produit.

La fourniture des échantillons destinés aux essais est assumée par l'entreprise qui présente le dossier.

19.9.3.2 Essais sur site

Le produit doit faire l'objet d'essais sur site. La nature de ces essais varie selon les caractéristiques du produit et les résultats à obtenir.

Les essais sur site sont effectués dans le cadre d'un projet pilote. Ces essais doivent démontrer le bon comportement du produit ou du procédé. Pour être réalisé, ce projet pilote doit être présenté par la Direction des structures comme proposition lors d'un appel d'offres.

Le produit peut être instrumenté pour permettre le suivi de son comportement et en évaluer la performance. L'instrumentation comprend l'installation des appareils de mesure, le suivi de l'expérience, la saisie des données et l'interprétation des résultats faite par un organisme neutre et accepté par le Ministère.

Des cas documentés de produits installés dans des conditions climatiques similaires à celles du Québec et démontrant des résultats satisfaisants peuvent suppléer à l'instrumentation.

La durée des essais sur site doit être d'au moins une année, au terme de laquelle le produit doit alors satisfaire aux critères de performance établis et aux autres exigences du Ministère.

19.9.4 Acceptation

À l'issue de cette procédure, le produit est accepté par la Direction des structures et est ajouté à la liste des produits acceptés de la Direction des structures. L'acceptation demeure valide à moins de modifications dans les exigences du Ministère ou d'une évolution technique du produit.

19.10 MURS

Seuls les murs reconnus par le Ministère doivent être considérés dans le cadre d'un projet.

La liste des murs reconnus par le Ministère et les critères de sélection des murs se retrouvent au Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5, « Murs » des normes du MTQ dans le tableau intitulé « Sélection des murs de soutènement ».

19.10.1 Définitions

Mur de soutènement

Ouvrage destiné à soutenir les terres.

Mur reconnu par le Ministère

Mur dont le concept est reconnu officiellement conforme aux exigences du Ministère et qui de ce fait est inclus dans la liste des murs utilisés par le Ministère.

Mur prédimensionné

Mur dont les dimensions sont préétablies par la Direction des structures et qui peut être utilisé directement en respectant les exigences du Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5, « Murs » des normes du MTQ.

Mur homologué

Mur ayant obtenu le statut de produit homologué dans le cadre du programme d'homologation « Mur de soutènement HOM 5625-100 » du ministère des Transports géré par la Direction des contrats et des ressources matérielles. Ce mur peut faire l'objet d'une protection légale. La conception, la fourniture des matériaux, le soutien technique ou la réalisation sont assumés par le fournisseur.

19.10.2 Préparation des plans et devis

La direction territoriale a la responsabilité de la conception et de la préparation des plans et devis de tout projet de mur de soutènement.

La direction territoriale peut préparer les plans et devis de tout mur de soutènement prédimensionné ou homologué.

Un mur en voie d'homologation peut être présenté par le Ministère comme autre proposition lors d'un appel d'offres.

Pour un projet où la surface apparente du mur est inférieure à 150 m², il faut préparer les plans et devis pour le mur de la liste qui convient le mieux au projet.

Pour les autres projets, il faut préparer les plans et devis pour tous les murs prédimensionnés ou homologués qui conviennent au projet. Si un autre type de mur semble être une solution acceptable et économique, les plans et devis pour ce mur doivent être préparés par la Direction des structures. Si un seul mur homologué convient au projet, il faut préparer les plans et devis pour un autre type de mur inclus à la liste et l'ajouter au projet comme autre proposition.

19.10.2.1 Conception

A) Mur homologué

Les plans et devis d'un mur homologué doivent contenir les données de conception permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calculs et les plans d'atelier de l'ouvrage à réaliser.

Ces données de conception sont les suivantes :

- un relevé topographique ou des sections transversales du terrain naturel au site du projet
- la géométrie du mur, en supposant que la paroi est verticale :
 - l'axe du parement
 - la longueur du mur
 - la largeur disponible pour la construction
 - une vue en élévation
 - une vue en profil
 - la profondeur de fiche dans le sol
 - le traitement architectural
- les ouvrages connexes :
 - l'éclairage
 - les utilités publiques
 - la signalisation
- les étapes de construction
- les critères de conception :
 - la durée de vie
 - les données de l'étude géotechnique nécessaires à la conception de la fondation
 - les surcharges provenant d'une roue de véhicule, d'un dispositif de retenue, de poteaux ou de lampadaires
 - l'utilisation de panneaux de signalisation ou de lampadaires sur le mur ou à proximité
 - le niveau de la nappe phréatique ou des hautes eaux
 - les tassements prévus aux états limites d'utilisation
- les caractéristiques des matériaux de remplissage :
 - l'angle de friction interne
 - le poids volumique (kN/m^3)
- le devis spécial spécifique au projet

Trois semaines avant le début de la fabrication ou de la construction du mur, l'entrepreneur doit soumettre cinq copies des plans d'atelier ainsi que deux copies de la note de calcul de l'ouvrage, signés et scellés par un ingénieur et vérifiés par un autre ingénieur.

Les plans d'atelier doivent contenir toutes les données nécessaires à la réalisation à l'usine et au chantier.

B) Mur prédimensionné

Les plans d'un mur prédimensionné sont élaborés à partir des indications contenues au Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 5 « Murs » des normes du MTQ.

C) Autres murs inclus à la liste

Pour tous les autres murs inclus à la liste, les plans et devis fournissant toutes les données nécessaires à la construction de l'ouvrage sont préparés par la Direction des structures.

19.10.2.2 Documents d'appel d'offres

Lorsqu'un choix d'options est offert au soumissionnaire, il faut insérer au devis spécial le texte suivant :

L'entrepreneur ne doit soumissionner que sur l'une des options.

- Option 1 « Mur _____ »
- Option 2 « Mur _____ »
- Option x « Etc. »

Pour certains types de mur, le paiement est effectué au mètre de mur afin de mettre en compétition des options équivalentes, compte tenu par exemple, de la fiche requise qui peut être différente selon les murs retenus. Dans ce cas, le bordereau de soumission comprend un seul article, « mur de soutènement », sans préciser le type de mur. Il s'agit généralement des ouvrages suivants :

- mur-poids en blocs de béton imbriqués;
- mur-poids en gabions;

- mur caisson en bois traité;
- mur caisson en acier;
- mur en porte-à-faux en béton armé, préfabriqué;
- mur remblai renforcé par des armatures en acier avec paroi en béton armé;
- mur remblai renforcé par des géogrilles avec paroi en blocs de béton imbriqués;
- mur remblai renforcé par des treillis métalliques avec paroi en gabions;
- mur remblai renforcé par des géotextiles avec talus végétal;
- mur remblai renforcé par des treillis métalliques avec talus végétal;
- mur à ancrages multiples avec paroi en béton armé;
- mur à cellules ouvertes à treillis en acier;
- mur à cellules ouvertes en tôle;
- remblai renforcé par des armatures en acier avec paroi en blocs de béton imbriqués;
- mur-poids en matelas de polymère à cellules de confinement;
- remblai renforcé par des géogrilles avec paroi en matelas de polymère à cellules de confinement;
- remblai renforcé par des armatures en acier avec paroi en treillis métallique;
- remblai renforcé par des armatures en acier avec talus végétal.

Pour les autres types de murs, le paiement est effectué en tenant compte des matériaux utilisés et de la complexité de l'ouvrage à réaliser :

- mur-poids en béton;
- mur en porte-à-faux en béton armé, coulé en place;
- mur en palplanches en acier encastrées;
- mur en palplanches en acier encastrées et ancrées;

- mur en profilés en acier encastrés avec paroi en béton armé;
- mur en profilés en acier encastrés et ancrés avec paroi en béton armé;
- mur en profilés en acier encastrés avec paroi en bois traité;
- mur en profilés en acier encastrés et ancrés avec paroi en bois traité.

19.11 PONCEAUX

Seuls les ponceaux reconnus par le Ministère doivent être envisagés dans le cadre d'un projet.

La liste des ponceaux reconnus par le Ministère et les critères de sélection des ponceaux se retrouvent au Tome III – Ouvrages d'art, chapitre 4, « Ponceaux » des normes du MTQ, dans le tableau intitulé « Sélection des ponceaux ».

19.11.1 Définitions

Ponceau

Ouvrage d'art, généralement placé sous un remblai, dont la fonction principale est de permettre le passage de l'eau.

Ponceau reconnu par le Ministère

Ponceau dont le concept est reconnu officiellement conforme aux exigences du Ministère et qui de ce fait est inclus dans la liste des ponceaux utilisés par le Ministère.

Ponceau prédimensionné

Ponceau dont les dimensions sont préétablies par la Direction des structures et qui peut être utilisé en complétant les plans types disponibles.

Ponceau homologué

Ponceau ayant obtenu le statut de produit homologué dans le cadre du programme d'homologation « Ponceau HOM 5620-100 » du ministère des Transports géré par la Direction des contrats et des ressources matérielles. Ce ponceau peut faire l'objet d'une protection légale. La conception, la fourniture des matériaux, le soutien technique ou la réalisation sont assumés par le fournisseur.

19.11.2 Préparation des plans et devis

La direction territoriale a la responsabilité de la conception et de la préparation des plans et devis de tout projet de ponceau.

La direction territoriale peut préparer les plans et devis de tout ponceau prédimensionné ou homologué.

Un ponceau en voie d'homologation peut être présenté par le Ministère comme autre proposition lors d'un appel d'offres.

Il faut préparer les plans et devis pour tous les ponceaux prédimensionnés ou homologués qui conviennent au projet. Si un autre type de ponceau semble être une solution acceptable et économique, les plans et devis pour ce ponceau doivent être préparés par la Direction des structures.

19.11.2.1 Conception

A) Ponceau homologué

Les plans et devis d'un ponceau homologué doivent contenir les données de conception permettant à l'entrepreneur d'élaborer la note de calculs et les plans d'atelier de l'ouvrage à réaliser.

Ces données de conception sont les suivantes :

- un relevé topographique
- la géométrie du ponceau :
 - l'axe du ponceau
 - la longueur du ponceau
 - la largeur disponible pour la construction
 - une vue en élévation
 - une vue en profil
 - le mur de tête
 - le mur parafeuille
- les ouvrages connexes :
 - le dispositif de retenue
 - les utilités publiques

- les étapes de construction
- les critères de conception :
 - la hauteur de remblai au-dessus du ponceau
 - les charges routières (CL-625)
 - les données de l'étude géotechnique nécessaires à la conception de la fondation
 - le niveau de la nappe phréatique ou des hautes eaux
 - les tassements prévus aux états limites d'utilisation
- les caractéristiques des matériaux de remplissage
- le devis spécial spécifique au projet

Trois semaines avant le début de la fabrication ou de la construction du ponceau, l'entrepreneur doit soumettre cinq copies des plans d'atelier et deux copies de la note de calcul de l'ouvrage, signés et scellés par un ingénieur et vérifiés par un autre ingénieur.

Les plans d'atelier doivent contenir toutes les données nécessaires à la réalisation à l'usine et au chantier.

B) Ponceau prédimensionné

Les plans d'un ponceau prédimensionné sont élaborés à partir des indications contenues au « Manuel de conception des ponceaux », ou au Volume 2 du « Manuel de conception des structures ».

C) Autres ponceaux inclus à la liste

Pour tous les autres ponceaux inclus à la liste, les plans et devis fournissant toutes les données nécessaires à la construction de l'ouvrage sont préparés par la Direction des structures.

19.11.2.2 Documents d'appels d'offres

Lorsqu'un choix d'options est offert au soumissionnaire, il faut insérer au devis spécial le texte suivant :

L'entrepreneur ne doit soumissionner que sur l'une des options.

- Option 1 « Ponceau _____ »
- Option 2 « Ponceau _____ »
- Option x « Etc. »

ANNEXE A

DESSIN ASSISTÉ PAR ORDINATEUR

TABLE DES MATIÈRES

	INTRODUCTION	A-1
1	LOGICIEL DE DESSIN	A-2
2	TYPES DE LIGNES	A-2
3	VARIABLES DE SYSTÈME	A-2
4	COULEURS	A-3
5	COUCHES	A-4
6	NOM DE FICHER	A-6
7	STYLE ET FONTE UTILISÉS	A-6
8	TEXTE	A-6
9	TITRE	A-6
10	ÉCHELLE	A-6
11	DÉTAILS	A-7
12	RENVOI SUR UNE AUTRE FEUILLE	A-7
13	COUPES	A-7
14	ESPACE ENTRE LES CHIFFRES	A-7
15	SIGNE DÉCIMAL	A-7
16	UNITÉS	A-7
17	ÉLÉVATION	A-8
18	CHAÎNAGE	A-8
19	LOCALISATION DE LA COTE	A-8
20	DIMENSIONS D'UNE SECTION	A-8
21	PENTE	A-8
22	DIAMÈTRE	A-8
23	SECTION CARRÉE	A-8
24	RAYON	A-9
25	HACHURES	A-9
26	CODIFICATION DE L'ARMATURE	A-9
27	DISTANCE ENTRE LES BARRES D'ARMATURE SUR LE DESSIN	A-10
28	EXEMPLE DE BORDEREAU D'ARMATURE	A-11

INTRODUCTION

L'annexe A « Dessin assisté par ordinateur » définit les règles en usage à la Direction des structures concernant le dessin assisté par ordinateur.

Un fichier électronique de dessins types est disponible à la Direction des structures.

Ces dessins types doivent être modifiés pour être adaptés à un projet, mais la plupart peuvent être utilisés tels quels.

1 LOGICIEL DE DESSIN

Le logiciel de dessin utilisé à la Direction des structures est AutoCAD.

Fichiers de départ : (inclus dans le fichier électronique des dessins types)

- structure2002.dwt (prototype structure)
- structure2002.ctb (pour impression finale)

2 TYPES DE LIGNES

Le tableau 1 présente les 5 types de lignes utilisées en dessin à la Direction des structures et le numéro de référence qui leur est associé.

Tableau 1
Types de lignes

EXEMPLE	TYPE	NUMÉRO
_____	CONTINUOUS	0
-----	CACHÉE *	2
-----	CACHÉEX3 *	3
____-____	CENTER	5
____-____	CENTER PETIT *	9
* Type de ligne particulier à la Direction des structures		

3 VARIABLES DE SYSTÈME

Certaines variables sont prédéfinies par le logiciel AutoCAD et peuvent être modifiées selon les besoins.

La liste des variables modifiées en vigueur à la Direction des structures et leur valeur correspondante sont données au tableau 2. Les autres variables ont les valeurs par défaut attribuées par le logiciel AutoCAD.

Tableau 2
Variables de système

NOM DE LA VARIABLE	VALEUR
ANGBASE	0d
ANGDIR	0
APERTURE	5
AUNITS	1
AUPREC	4
DIMALT	0
DIMALTD	2
DIMATLF	25.4000
DIMASO	0 ou 1
DIMASZ	2.5000
DIMCEN	-3.0000
DIMDLE	0.0000
DIMDLI	10.0000
DIMEXE	1.5000
DIMEXO	2.0000
DIMLFAC	1.0000
DIMLIM	0
DIMRND	0.0000
DIMSAH	0
DIMSCALE	1.0000
DIMSE1	0
DIMSE2	0
DIMSHOD	1
DIMSOX	0
DIMTAD	1
DIMTIH	0

NOM DE LA VARIABLE	VALEUR
DIMTIX	0
DIMTM	0.0000
DIMTOFL	0
DIMTOH	0
DIMTOL	0
DIMTP	0.0000
DIMTSZ	0.0000
DIMTVP	0.0000
DIMTXT	3.0000
DIMZIN	0
EXPERT	0
FILLMODE	1
HIGHLIGHT	1
LTSCALE	16.0000
LUNITS	2
LUPREC	4
MEASUREINIT	1
MEASUREMENT	1
MENUECHO	0
MIRRTEXT	0
PDMODE	3
PDSIZE	0.0000
PICKBOX	5
QTEXTMODE	0
REGENMODE	1

4 COULEURS

Les dessins courants utilisent 7 couleurs identifiées chacune par un numéro.

Pour fin de traçage, à chaque couleur correspond une épaisseur de trait.

Le tableau 3 établit les correspondances relatives à ces couleurs.

Tableau 3

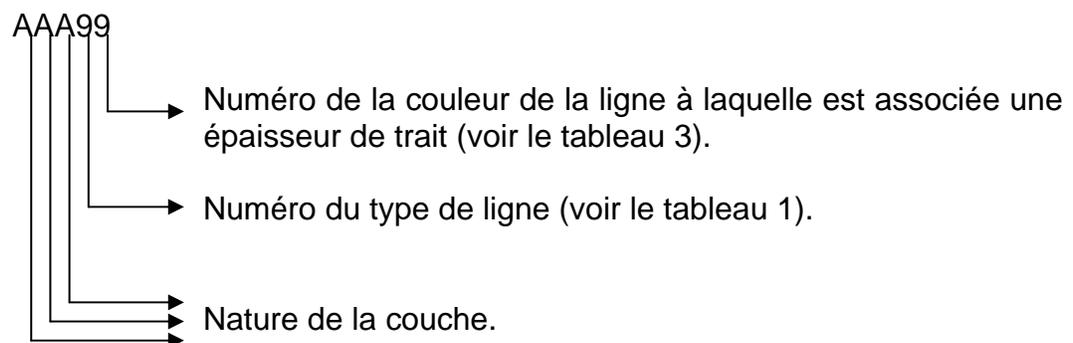
Correspondance entre la couleur et l'épaisseur du trait

COULEUR	NUMÉRO DE COULEUR	ÉPAISSEUR DE TRAIT
Rouge	1	0,50 mm
Jaune	2	0,35 mm
Vert	3	0,35 mm
Cyan	4	0,35 mm
Bleu	5	0,25 mm
Magenta	6	0,70 mm
Blanc	7	0,50 mm

5 COUCHES

Toutes les lignes dessinées à l'aide du logiciel AutoCAD doivent appartenir à une couche spécifique. Ainsi on regroupe sur une même couche les dessins de même type tels que les formes, les armatures, les dimensions, les axes, etc.

Le nom de la couche doit être significatif et la syntaxe doit respecter le format suivant :



Deux couches font exception à cette règle : la couche « cadre » qui contient le bloc « pcadre » et la couche « carto » qui contient le bloc « pcarto ». Le nom ne respecte pas la syntaxe établie pour montrer que chacune de ces couches contient un bloc formé de plusieurs types de lignes et de couleurs. Par contre, lors de la définition d'une de ces couches, on spécifiera une ligne de type « continuous » et de couleur blanche.

Le tableau 4 illustre les différentes couches utilisées à la Direction des structures. Pour des besoins spécifiques, d'autres couches peuvent être créées.

Tableau 4
Couches

COUCHE	DESCRIPTION	TYPE DE LIGNE (N°)	COULEUR (N°)	LARGEUR DE TRAIT (mm)
<u>Formes projetées</u>				
FOR06 FOR01	Toutes les formes Toutes les formes <i>(cas exceptionnel)</i>	CONTINUOUS (0)	Magenta (6)	0,70
FOR21 FOR31	Ligne cachée Ligne cachée <i>(cas exceptionnel)</i>	CONTINUOUS (0) CACHEE (2)	Red (1) Red (1)	0,50 0,50
		CACHÉEX3 (3)	Red (1)	0,50
<u>Formes existantes</u>				
EXi05 EXi25	Forme et armature Ligne cachée	CONTINUOUS (0) CACHEE (2)	Blue (5) Blue (5)	0,25 0,25
<u>Armature</u>				
ARM07 ARM02	Armature Armature <i>(cas exceptionnel)</i>	CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0)	White (7) Yellow (2)	0,50 0,35
<u>Dimensions</u>				
DIM03	Cotes	CONTINUOUS (0)	Green (3)	0,35
<u>Texte</u>				
TXT06 TXT01 TXT04	Titre principal Titre secondaire Texte <i>(notes)</i>	CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0)	Magenta (6) Red (1) Cyan (4)	0,70 0,50 0,35
<u>Hachures</u>				
HAT04 HAT05	Hachure <i>(cas exceptionnel)</i> Hachure	CONTINUOUS (0) CONTINUOUS (0)	Cyan (4) Blue (5)	0,35 0,25
<u>Axe</u>				
AXE57 AXE92	Ligne d'axe Ligne d'axe des détails	CENTER (5) CENTER PETIT (9)	White (7) Yellow (2)	0,50 0,35
<u>Cadre et cartouche</u>				
CADRE	Bloc pcadre	Différents types	Différentes couleurs	Différents Diamètres
CARTO	Bloc pcarto	Différents types	Différentes couleurs	Différents Diamètres
Bien que le bloc contienne plusieurs types de lignes et plusieurs couleurs, la couche sera définie comme « CONTINUOUS » et « white ».				

6 NOM DE FICHER

Le nom de fichier du plan final a la forme suivante :

Numéro de dossier, tiret, numéro de feuille, point, suffixe « dwg ».

Exemple : 16092-01.dwg

7 STYLE ET FONTE UTILISÉS

Le nom du style utilisé pour le texte se nomme STANDARD. Ce style est défini avec la fonte SIMPLEX.

8 TEXTE

Tout le texte sur les plans, à l'exception des unités, est en lettres majuscules et accentuées.

Selon le type de texte, la hauteur des lettres est de :

Titre principal :	5 mm
Titre secondaire :	4 mm
Texte :	3 mm (exceptionnellement 2,5 mm)
Cote :	3 mm (exceptionnellement 2,5 mm)
Numéro de feuille :	4 mm
Bordereau :	2,5 mm

9 TITRE

Le titre a une hauteur de 5 mm et est souligné. Le soulignement est simple et dépasse de part et d'autre le texte d'une longueur équivalente à sa hauteur. Le trait est placé 2 mm sous le lettrage.

10 ÉCHELLE

Généralement, l'échelle est placée à 10 mm en dessous de la ligne de soulignement du titre. Elle débute immédiatement à droite de la dernière lettre du titre et s'indique ainsi :

TITRE

ÉCH. 1 : 100

11 DÉTAILS

Les détails sont numérotés en ordre croissant sur une même feuille selon la syntaxe suivante :

DÉTAIL 1

12 RENVOI SUR UNE AUTRE FEUILLE

Le renvoi à un détail dessiné sur une autre feuille est indiqué de la façon suivante :

Voir feuille 12
 Pour un renvoi à la feuille 12

13 COUPES

Les symboles de coupe sont indiqués au dessin type 3.3.1.

Les coupes sont indiquées avec des lettres de la façon suivante :

COUPE A-A

14 ESPACE ENTRE LES CHIFFRES

Les cotes de plus de 3 chiffres ne sont pas séparées par un espace.

15 SIGNE DÉCIMAL

On utilise le point décimal.

16 UNITÉS

La note suivante est indiquée au plan :

- Les dimensions sont en millimètres.
- Les chaînages et les élévations sont en mètres.

Dans les textes et pour les autres valeurs, on indique les unités avec leurs symboles selon le système international (m, MPa, N, kN, etc.).

17 ÉLÉVATION

L'élévation, exprimée en mètres, est indiquée à 3 décimales près.

Exemple : ÉL. 123.456

18 CHAÎNAGE

Le chaînage, exprimé en mètres, est indiqué à 3 décimales près.

Exemple : CH. 3+456.789

19 LOCALISATION DE LA COTE

De façon générale, la dimension est placée au-dessus de la ligne de cote.

20 DIMENSIONS D'UNE SECTION

Pour le dimensionnement des pièces en acier, se référer au « Handbook of Steel Construction » publié par l'Institut Canadien de la construction en acier.

21 PENTE

La pente s'indique par le rapport de la distance verticale à la distance horizontale. Si l'angle de la pente est inférieur à 45° , le premier nombre est égal à 1. Dans les autres cas, c'est le second nombre qui est égal à 1.

Exemples : Talus de 1:4
Coupe de roc 5:1

22 DIAMÈTRE

On ajoute le symbole \varnothing pour indiquer le diamètre d'un cercle.

Exemple : $\varnothing 25$

23 SECTION CARRÉE

On ajoute le symbole \square pour indiquer une section carrée.

Exemple : $\square 25$

24 RAYON

Le rayon est indiqué de la façon suivante :

$$R = 15$$

25 HACHURES

Les différents types de hachures sont les suivants :

DESCRIPTION	TYPE DE HACHURE
Démolition	ANSI31
Béton	AR-CONC
Acier	ANSI32
Roc	EARTH à 45°
Terrain	ANSI31
Coussin de support	AR-SAND
Coussin de propreté	AR-SAND
Pavage	Surface pleine

Note : La densité des hachures doit être facilement visible, sans nuire à la compréhension du dessin.

26 CODIFICATION DE L'ARMATURE

A- Plans avec bordereau

Chaque barre d'armature est identifiée par une ou deux lettres suivies d'un numéro. Les lettres indiquent la partie de la structure dans laquelle la barre est placée. La numérotation est par ordre croissant et commence généralement par le chiffre 1.

Pour distinguer les barres d'armature des semelles, des culées, des piles, etc., on peut utiliser une numérotation à 3 chiffres, le premier chiffre faisant référence à la numérotation de l'élément sur les plans. Au dessin, on ne donne que l'identification et l'espacement.

LETTRE	PARTIE DE LA STRUCTURE
A	Mur en retour
D	Dalle et dalle de transition
P	Pile et poutre
C	Culée
S	Semelle
GL	Glissière
GR	Chasse-roue
T	Trottoir
R	Diaphragme
M	Mur

Exemples : Dalle : D1 @ 300
Pile n° 2 : P201 @ 300
Pile n° 3 : P301 @ 300

Pour les semelles, les culées et les piles identiques dessinées sur une même feuille de plan, on n'utilise qu'une série de numéros pour identifier les barres d'armature.

Dans des cas exceptionnels où l'on doit faire référence à une barre, écrire Barre N° XX si le mot barre est nécessaire.

Exemples : Support barre No 15
Trou pour barre No 25

B- Croquis et dessins normalisés

Chaque barre d'armature est identifiée par une lettre suivie d'un numéro, la grosseur de la barre et son espacement. Dans certains cas, on peut omettre la lettre suivi du numéro pour identifier une barre.

Exemples : T1 No 15 @ 250
No 25 @ 200

27 DISTANCE ENTRE LES BARRES D'ARMATURE SUR LE DESSIN

La distance centre à centre entre deux lignes, soit une ligne de forme et une ligne d'armature ou deux lignes d'armature, est d'au moins 1 mm en grandeur réelle.

Le rayon d'une barre d'armature en section transversale est de 0,35 mm en grandeur réelle.

28 EXEMPLE DE BORDEREAU D'ARMATURE

BORDEREAU D'ARMATURE								
IDENTIF.	TYPE	A	B	C	LONGUEUR (mm)	NO	NOMBRE	MASSE (kg)
A1	1				4000	15	4	25
* A14	2	2000 @ 2500	400 @ 450		2400 @ 2950	20	2 x 5	63
C2	2	1000	500		1500	20	8	28
G GR1	1				5000	15	10	79
Armature galvanisée							Total : 79 kg	
Armature sans protection							Total : 116 kg	
Acier d'armature nuance 400W G = Acier d'armature galvanisée * signifie « X » groupes de « N » barres variant de Lmin. à Lmax.								

Dans cet exemple, toutes les barres d'armature du bordereau doivent être de nuance 400W; la lettre G en marge du bordereau identifie les barres qui doivent être galvanisées. Le total du bordereau distingue l'armature galvanisée de l'armature sans protection.