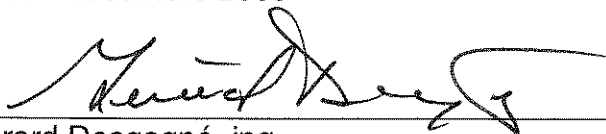


MANUEL D'ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES STRUCTURES

DÉCEMBRE 2005

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

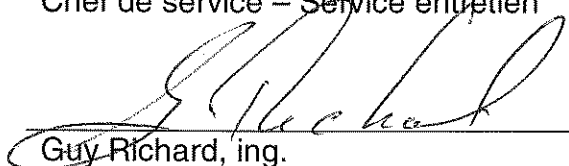
Édition décembre 2005



Gérard Desgagné, ing.
Chef de service – Service entretien

13 / 1 / 2006

Date



Guy Richard, ing.
Directeur – Direction des structures

19 / 1 / 2006

Date

MANUEL D'ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES STRUCTURES

TABLE DES MATIÈRES

**CHAPITRE 1
GÉNÉRALITÉS**

**CHAPITRE 2
CHARGES LÉGALES ET PERMIS SPÉCIAUX**

**CHAPITRE 3
CRITÈRES D'ÉVALUATION**

**CHAPITRE 4
PROCÉDURES D'ÉVALUATION**

**CHAPITRE 5
CALCUL DE LA RÉSISTANCE**

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

TABLE DES MATIÈRES

1.1	PRÉSENTATION DU MANUEL D'ÉVALUATION	1-1
1.2	CONSERVATION ET AMÉLIORATION DES ROUTES	1-2
1.3	ÉVOLUTION DU RÉSEAU ROUTIER	1-3
1.4	ÉVOLUTION DES CHARGES SUR LES ROUTES	1-8
1.5	ÉVOLUTION DES CHARGES DE CONCEPTION	1-10
1.6	SYSTÈME DE GESTION DES STRUCTURES	1-13
1.7	RÉPARTITION DES TÂCHES	1-13
1.8	TYPES D'ÉVALUATION	1-15
1.8.1	L'évaluation pour le trafic régulier	1-15
1.8.2	L'évaluation pour les permis spéciaux	1-15
1.9	PONTS ET ÉLÉMENTS DE PONT CONCERNÉS	1-16
1.10	ORDRE D'ÉVALUATION	1-17
1.11	COMPÉTENCES DES ÉVALUATEURS	1-18
1.12	PÉRIODE DE VALIDITÉ D'UNE ÉVALUATION	1-19

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.3-1	Construction des autoroutes	1-6
Tableau 1.4-1	Évolution des charges légales	1-9
Tableau 1.5-1	Évolution du chargement de conception	1-12
Figure 1.3-1	Étendue du réseau en 1927	1-5

1.1 PRÉSENTATION DU MANUEL D'ÉVALUATION

L'évaluation des structures au ministère des Transports est devenue, au cours des dernières années, une activité indispensable pour favoriser l'orientation des choix concernant la conservation et l'amélioration du parc de ponts du réseau routier québécois.

Il devient de plus en plus difficile de gérer et de maintenir l'état des structures en place considérant que les budgets alloués à cette tâche sont limités et que les demandes deviennent de plus en plus nombreuses et pressantes :

- Un nombre important de structures du réseau routier par leur largeur de tablier ne répondent plus aux exigences de gabarit des routes actuelles, ce qui peut causer des problèmes de sécurité au chapitre de l'utilisation de ces ponts;
- Un grand nombre de structures, en raison de leur âge avancé, présentent des signes importants de dégradation qui peuvent réduire significativement leur capacité portante;
- Un grand nombre de structures ont été conçues pour supporter des charges et des débits de circulation qui n'ont plus rien à voir avec les conditions d'utilisation actuelles, ce qui augmente les probabilités de rupture de ces ouvrages.

Tous ces problèmes découlent du fait que le parc de ponts québécois prend de l'âge, et plus le temps passe, plus ces problèmes s'accroissent et plus les besoins d'intervention deviennent criants. Le gestionnaire du parc des structures dans ces circonstances doit veiller à utiliser avec le plus d'efficacité possible les sommes qui lui sont allouées pour la conservation et l'entretien de ces ouvrages. Il doit :

- Établir les travaux à exécuter en priorité et les planifier de façon à maintenir ou même à améliorer avec le temps le niveau de fiabilité du parc de structures du réseau routier;
- S'assurer que toutes les structures conservent un niveau acceptable d'utilisation et de sécurité compatible avec les objectifs de conservation de ces ouvrages.

L'évaluation des structures devient donc une activité importante étant donné qu'elle aide le gestionnaire à prendre des décisions éclairées concernant les besoins d'intervention. Cette activité établit les risques de ruine de chacune des structures implantées sur le réseau routier de telle sorte que les ouvrages présentant les risques les plus sérieux seront réparés en priorité, à moins d'accepter, en attendant des travaux de réparation, une limitation par affichage de l'intensité des charges autorisées à franchir le pont.

Comme telle, l'activité d'évaluation permet le calcul de la capacité portante des structures. Au départ, les méthodes de calcul utilisées étaient empiriques ou s'inspiraient trop des critères de calcul associés à la conception des ouvrages. Cet état de fait générait des résultats beaucoup trop conservateurs qui, souvent, contrastaient par leur faible ordre de grandeur avec les conditions de chargement réelles observées sur le terrain. On a donc cherché avec le temps à mettre au point des méthodes de calcul de plus en plus sophistiquées, de façon à fournir des capacités portantes calculées qui se rapprochaient plus de la réalité du terrain. En étant plus précis en ce qui concerne les capacités portantes, il a été possible de rehausser le niveau des chargements autorisés et ainsi de réduire sensiblement les besoins d'intervention sur les ponts, ce qui à son tour a permis plus de latitude relativement à la planification des interventions sur ces structures.

L'activité d'évaluation ayant connu des développements majeurs au cours des années quant aux techniques utilisées et aux méthodes disponibles pour déterminer la capacité portante d'une structure, la Direction des structures a jugé qu'il serait important de publier un manuel d'évaluation de la capacité portante des structures. Ce manuel établirait clairement les règles et les procédures à suivre au moment d'une évaluation. Il viserait ainsi à garantir une uniformité de fonctionnement au niveau des évaluateurs de la Direction des structures et aussi de ceux des firmes de génie-conseils. Cette uniformisation ne peut être que bénéfique pour l'organisation et pour les décisions qui doivent être prises quant à la conservation et à l'amélioration des structures du réseau routier.

Le présent manuel se veut donc un condensé de l'expérience de la Direction des structures en matière d'évaluation des structures. On s'attend à ce que tous les intervenants concernés par le processus d'évaluation prennent connaissance de l'information qui y est rendue disponible et qu'ils en appliquent les principes et les règles à l'intérieur de leurs activités courantes d'évaluation réalisées pour le compte du ministère des Transports du Québec.

1.2 CONSERVATION ET AMÉLIORATION DES ROUTES

Avant d'entrer dans le vif du sujet, il est de mise de rappeler la mission du Ministère qui est d'assurer, sur tout le territoire du Québec, la mobilité des personnes et des marchandises par des systèmes de transport efficaces et sécuritaires qui contribuent au développement économique, social et durable du Québec.

Pour ce faire, le Ministère doit notamment élaborer et proposer au gouvernement des politiques relatives aux services, aux réseaux et aux systèmes de transport. Ces politiques se concrétisent par les activités suivantes :

- La planification, la conception et la réalisation de travaux de construction, d'amélioration, de réfection, d'entretien et d'exploitation du réseau routier et des autres infrastructures de transport qui relèvent de sa responsabilité;

- Le soutien technique et financier alloué aux municipalités pour l'entretien et la réfection du réseau local;
- Le soutien aux systèmes de transport des personnes, notamment le transport en commun en milieu urbain, le transport adapté et le transport aérien dans les régions;
- La promotion de l'élaboration et de la mise en œuvre de programmes de sécurité et de prévention des accidents en transport;
- Le soutien au transport des marchandises, en favorisant l'intermodalité et l'utilisation des différents modes de transport (routier, ferroviaire et maritime).

Pour répondre en partie à la première activité mentionnée, le Ministère a, entre autres, instauré une politique de conservation et d'amélioration du réseau routier. Cette politique n'est cependant pas nouvelle puisque, déjà en 1920, le gouvernement du Québec mettait en vigueur un premier plan de mise en valeur de ce réseau.

1.3 ÉVOLUTION DU RÉSEAU ROUTIER

Le gouvernement du Québec a pris possession du réseau routier sur son territoire au début du siècle dernier, soit au cours des années 1920. Auparavant, la construction et l'entretien des routes étaient de compétence municipale, ce qui avait pour conséquence de créer de grandes disparités régionales sur le plan de la qualité des routes et avait pour effet de nuire au développement économique de la province. Le ministère de la Voirie, créé en 1914, a donc pris en main le réseau routier et procédé à de grands travaux visant à standardiser les techniques de construction des routes et à uniformiser la qualité générale du réseau routier. La figure 1.3-1 montre l'étendue du réseau en 1927 alors que le gouvernement achevait son premier programme d'amélioration des routes.

À la suite de ces travaux, le ministère de la Voirie a continué à développer le réseau routier québécois. Les routes se sont graduellement améliorées, mais souvent les ponts existants ont été, pour des raisons économiques, conservés. On estimait alors qu'un léger surplus de charge sur les routes ne pouvait être dommageable pour les structures en place. Au cours des années, la capacité portante des routes a constamment augmenté pour suivre les standards nord-américains. Plusieurs ponts ont encore une fois été conservés en considérant qu'ils étaient toujours aptes à supporter un léger surplus de charge.

Les années ont passé et le développement économique a encouragé le Québec à se doter d'un réseau d'autoroutes. On trouvera au tableau 1.3-1 un résumé des dates de réalisation des principaux tronçons d'autoroute construits au cours des années 1960 à 2002. La première autoroute construite (de 1958 à 1964) fut l'autoroute des Laurentides (15) de Montréal à Saint-Jérôme. Elle fut suivie par la transcanadienne (20) entre Québec et Montréal, puis par la 10 de Montréal à Magog, la 15 Sud vers les États-Unis et la 15 Nord de Saint-Jérôme à Sainte-Adèle; toutes ces routes furent achevées avant 1967. La

dernière grande autoroute construite fut l'autoroute Félix-Leclerc (40) entre Québec et Montréal, dont le tronçon entre Trois-Rivières et Québec fut ouvert en 1984.

En 1967, la responsabilité des ponts a été transférée du ministère des Travaux publics au ministère de la Voirie.

En 1972, le ministère des Transports, né de la scission du ministère des Communications en 1969, englobe le ministère de la Voirie tout en prenant possession des chemins de colonisation et d'une grande partie des chemins miniers. Le ministère des Transports a alors continué l'expansion du réseau routier, mais à un rythme beaucoup moins soutenu qu'au cours des décennies précédentes. L'étendue du réseau et les caractéristiques des routes devenaient suffisantes pour favoriser la libre circulation de la population et des marchandises. Cette atteinte de maturité du réseau routier n'est pas exceptionnelle au Québec, mais constitue plutôt un phénomène nord-américain. À partir des années 1980, le ministère des Transports a graduellement réduit ses travaux de développement pour accorder plus d'importance à la conservation et à l'amélioration locale des routes et des structures.

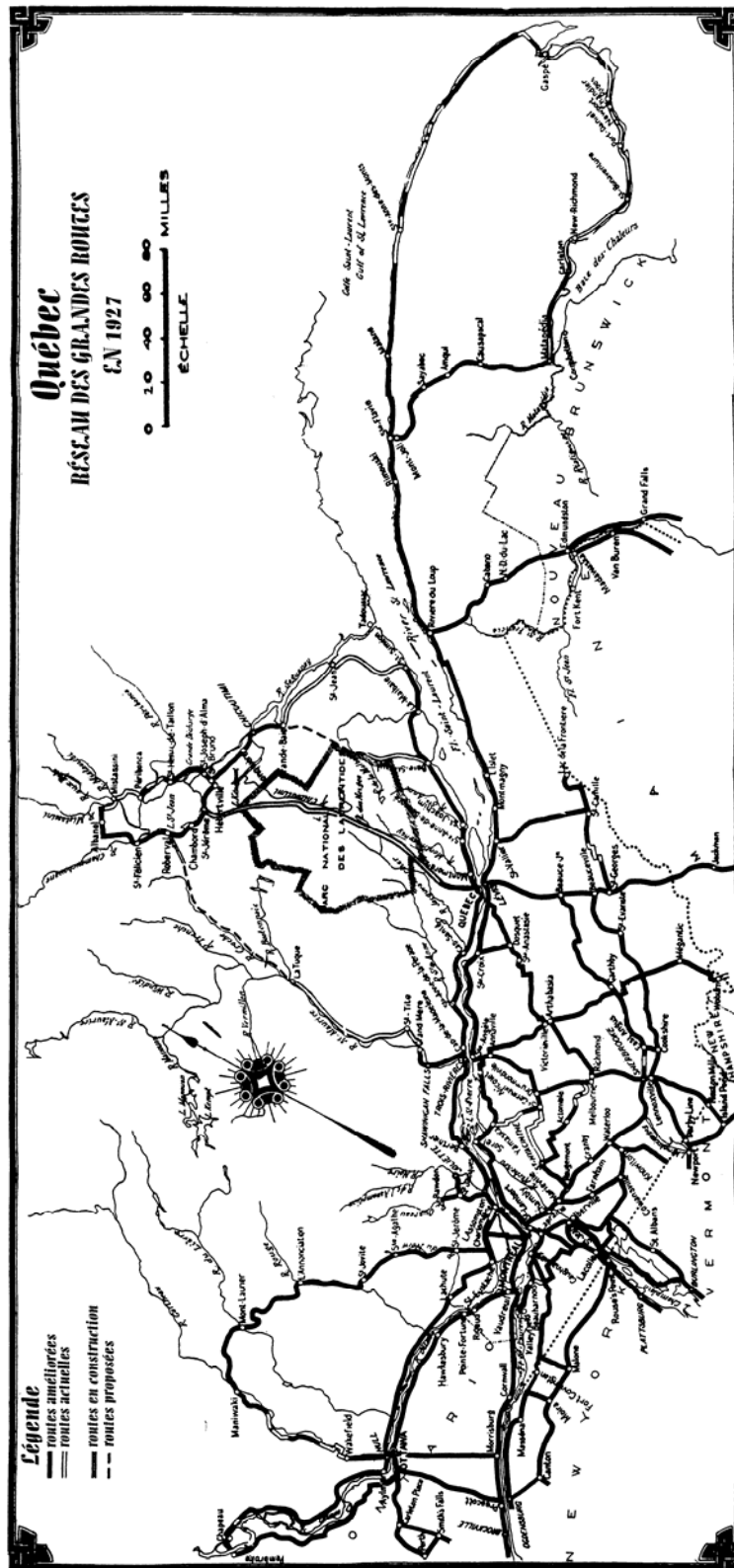


Figure 1.3-1 Étendue du réseau en 1927

La conservation et l'amélioration des ponts sont donc devenues des activités de première importance pour le Ministère, surtout que le parc des structures du réseau routier a pris de l'âge et que l'on a longtemps ignoré les travaux d'entretien préventifs qui auraient permis de prolonger la durée de vie des ouvrages.

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, certains ponts sur le réseau secondaire de la province datent du début du siècle dernier. Les structures sur le réseau primaire, constitué principalement par le réseau autoroutier, atteignent maintenant un âge respectable de 20 ans pour les plus jeunes et de 45 ans pour les plus âgées. Il devient donc important de bien entretenir ces ponts et de procéder aux travaux qui s'imposent pour assurer la pérennité de ces ouvrages.

Tableau 1.3-1 Construction des autoroutes

AUTOROUTE	TRONÇON D'AUTOROUTE	ANNÉE DE PARACHÈVEMENT
Autoroute 5	Pont MacDonald-Cartier à la route 105 (sortie 5)	de 1961 à 1964
	Sortie 5 à la sortie 13	1974
	Sortie 13 à la sortie 21	1991
Autoroute 10	Pont Champlain	1962
	Bonaventure	1967
	Cantons-de-l'Est	1965
	(55) Omerville	1979
	Sortie 128 à la sortie 150	1988
Autoroute 13	Sortie 150 à la sortie 154	1992
	Montréal–Chomedey	1975
Autoroute 15	Sortie 1 à la sortie 43	de 1958 à 1959
	Sortie 43 à la sortie 69	de 1963 à 1964
	Sainte-Adèle–Sainte-Agathe	1974
	Sortie 69 à la sortie 89	de 1966 à 1967
	Sud et Décarie	
Autoroute 19	Montréal–Laval	de 1970 à 1976
	Autoroute 40 au rang du Haut-Saint-François	
	Du rang du Haut-Saint-François au boul. Dagenais	1990
Autoroute 20	Frontière de l'Ontario à la sortie 56 (jusqu'au pont Mercier)	1966
	Pont Mercier–Champlain	1967
	Ville-Marie	de 1973 à 1975
	Approches sud du pont Champlain à l'approche sud du pont-tunnel	1964
	Louis-Hippolyte-Lafontaine	
	Approche sud du pont-tunnel Louis-Hippolyte-Lafontaine à la sortie 115	1966
	Sortie 115 à la sortie 327	de 1966 à 1968
	Sortie 327 à la sortie 378	1970
	De la route 132 (Le Bic à la route 232, Rimouski)	de 1991 à 1992

AUTOROUTE	TRONÇON D'AUTOROUTE	ANNÉE DE PARACHÈVEMENT
Autoroute 25	Autoroute 20 à la sortie 4	1966
	Pont-tunnel Louis-Hippolyte-Lafontaine (inauguration)	1967
	Du boul. Langelier à la sortie 19	de 1965 à 1969
	Sortie 19 à la fin de l'autoroute	1971
Autoroute 30	Rive-Sud de Montréal	de 1968 à 1982
	Sortie 118 à la sortie 125 et sortie 184 à la sortie 186	1968
	Sortie 125 à la sortie 178	de 1971 à 1972
	Sortie 115 à la sortie 118 et de la route 132 à Bécancour	1975
	Salaberry-de-Valleyfield à Saint-Timothée	1976
	Sainte-Catherine à Châteauguay	de 1990 à 1993
	Autoroute 10 vers la route 104	de 1992 à 1995
	Route 104 à l'autoroute 15	de 1994 à 1995
Autoroute 31	Autoroute 40 à Joliette	1966
Autoroute 35	Saint-Jean-sur-Richelieu (route 133 à l'autoroute 10)	de 1960 à 1967
Autoroute 40	Transcanadienne	de 1963 à 1966
	Métropolitaine	de 1959 à 1971
	Rive Nord	de 1967 à 1971
	Jusqu'à Trois-Rivières	1975
	Jusqu'à Donnacona	1976
	Jusqu'à Cap-de-la-Madeleine	1984
Autoroute 50	Hull–Gatineau à la sortie 309	de 1977 à 1985
	Contournement La Chute	1975
Autoroute 51 (intégrée à la 55)	Drummondville–Sherbrooke	de 1974 à 1980
Autoroute 55	Trois-Rivières–Sherbrooke	de 1965 à 1978
Autoroute 70	Route 170 à la sortie 45	1983
	Sortie 45 à la sortie 47	1985
	Sortie 47 à Laterrière	1991
	Laterrière à la rue Saint-Hubert	de 2000 à 2002
Autoroute 73	Henri IV	de 1963 à 1971
	Robert-Cliche	de 1970 à 1983
	Laurentienne	de 1963 à 1983
Autoroute 410	Autoroute 10 au boul. de l'Université	de 1971 à 1973
	Sortie 4 au boul. de l'Université	1978
Autoroute 440	Montréal	de 1974 à 1979
	Québec	de 1962 à 1975
	Dufferin-Montmorency	de 1976 à 1982
Autoroute 520	Métropolitain (autoroute 20 à l'autoroute 40)	de 1966 à 1967
Autoroute 540	Québec (autoroute 73 à la route 138)	1966
	Vaudreuil (autoroute 20 à l'autoroute 40)	1967
Autoroute 550	Ville de Gatineau (boulevard Saint-Laurent jusqu'à l'autoroute 5)	de 1975 à 1983
Autoroute 573	Sainte-Foy (autoroute 73 à la sortie 5)	1976
	Sortie 5 à la route 369	1988

AUTOROUTE	TRONÇON D'AUTOROUTE	ANNÉE DE PARACHÈVEMENT
Autoroute 640	Terrebonne–Saint-Eustache	de 1961 à 1976
Autoroute 720	Échangeur Turcotte à la rue du Havre	de 1972 à 1987
Autoroute 740	Québec	de 1975 à 1982
Autoroute 755	Trois-Rivières	de 1975 à 1983
Autoroute 955	Route 122 à l'autoroute 20	de 1975 à 1979

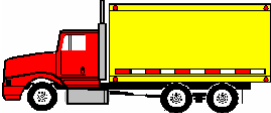
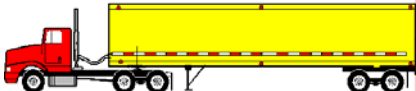
1.4 ÉVOLUTION DES CHARGES SUR LES ROUTES

Le nombre, le poids et les dimensions des véhicules qui circulent sur les routes ont significativement augmenté au cours du dernier siècle. Au début, les routes n'étaient utilisées que par des véhicules tirés par des chevaux. L'apparition des premières automobiles au début du XX^e siècle (204 en 1907, 56 670 en 1921, 175 000 en 1930, 227 680 en 1945 et 844 827 en 1956) a rapidement changé la donne en ce qui concerne le nombre et le poids des véhicules présents sur les routes. L'économie rurale a graduellement fait place à une économie basée sur l'industrialisation, ce qui a encouragé le développement soutenu du transport routier au cours des années. Les pressions économiques ont graduellement forcé la présence de véhicules de plus en plus lourds sur les routes, à tel point que les charges transportées compromettaient l'état des ponts et des routes. Le gouvernement du Québec, à partir de 1960, a remédié à la situation en adoptant des règlements visant à limiter la masse des véhicules permis sur le réseau routier de la province.

Sous les pressions de l'industrie et à la suite d'études concernant le passage des charges lourdes sur les routes, les charges légales ont fluctué dans le temps pour atteindre les niveaux d'aujourd'hui. Le tableau 1.4-1 résume l'évolution des charges légales au cours des années. Depuis 1970, la Direction des structures participe à l'établissement des normes définissant les charges légales permises sur les chemins publics, de façon à tenir compte de la capacité portante de l'ensemble des ponts de la province. De 1971 à 2002, le moment fléchissant et l'effort tranchant produits par un véhicule faisant partie de la réglementation sur les charges routières devaient être inférieurs à ceux produits par 85 % du chargement QS-660 qui, au cours de cette période, était le chargement utilisé pour la conception des nouveaux ouvrages d'art. Depuis 2002, la charge de conception a été graduellement remplacée par le chargement CL-625.

Les véhicules qui excèdent en poids ou en dimension les prescriptions légales doivent détenir un permis spécial afin de circuler sur les chemins publics. On trouvera au chapitre 2 des détails concernant les charges légales en vigueur en 2005 et les divers permis spéciaux qui peuvent être délivrés à un transporteur.

Tableau 1.4-1 Évolution des charges légales

Type de véhicules	Limite de masse en kg pour les années				
	1966	1971	1980	1992	2000
	18 150	25 900	28 500	26 250	25 250
	18 150	25 900	28 500	27 250	25 250
	---	34 500	37 500	33 000	32 000
	---	34 500	37 500	34 000	32 000
	27 300	40 000	48 500	45 500	41 500
	---	50 000	57 500	53 500	53 500
	---	62 700	57 500	53 000 à 59 000	57 000 à 59 000

1.5 ÉVOLUTION DES CHARGES DE CONCEPTION

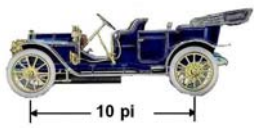
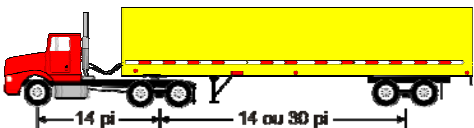
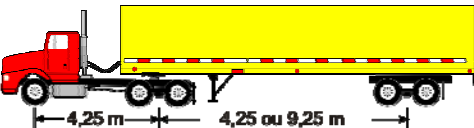
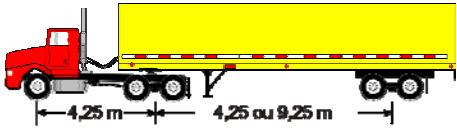
Les charges de conception utilisées pour le dimensionnement des ponts ont suivi la même évolution que les charges routières. On trouvera au tableau 1.5-1, l'évolution de ces charges dans le temps :

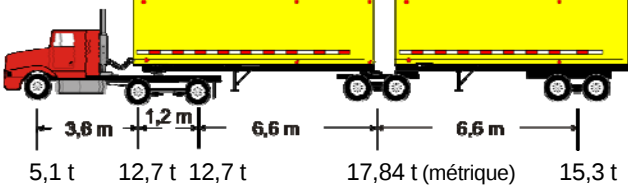
- Au début du siècle dernier, les ponts sont dimensionnés pour supporter un chariot tiré par des chevaux de 5 ou 10 tonnes impériales.
- À partir de 1910, on utilise un engin à vapeur pesant 15 tonnes impériales pour la conception des ponts.
- Au début des années 1930, les concepteurs commencent à utiliser les chargements H10, H15 et H20, correspondant à des camions dont le poids total est de 10, 15 ou 20 tonnes impériales réparties sur deux essieux.
- Au Québec, le dimensionnement à l'aide d'une surcharge représentant un ensemble tracteur et semi-remorque débute vers 1945. Le H15-S12 et le H20-S16 pèsent 27 et 36 tonnes impériales respectivement, et la masse est répartie entre trois groupes d'essieux.
- À partir du chargement H20-S16, la charge de conception est devenue un chargement fictif créé pour représenter les multiples configurations de camions pouvant circuler sur les routes.
- En 1971, face à l'augmentation importante et graduelle des charges légales, le ministère de la Voirie instaure un nouveau chargement de calculs de 45 tonnes impériales, soit le H25-S20. Ce chargement deviendra le MS-250 lors du passage au système métrique en 1980. La masse du MS-250 est répartie sur trois essieux et pèse 45,9 tonnes métriques au total.
- En 1989, le ministère des Transports adopte le chargement QS-660. Celui-ci se voulait un ajustement par rapport aux charges légales et aux véhicules en surcharge permis sur les routes. Le QS-660 représente en conséquence le véhicule le plus lourd permis par les charges légales majorées de 15 % pour tenir compte des surcharges autorisées par réglementation. Le camion QS-660 se démarque des chargements précédents en ce qu'il inclut la configuration d'un train routier par sa distribution d'une charge totale de 67,3 tonnes métriques sur quatre essieux ou groupes d'essieux.
- En 2002, le ministère des Transports adopte le chargement CL-625 qui est le chargement proposé par la nouvelle norme de conception S6-2000 (S6-00). Ce chargement, contrairement au QS-660, ne tient pas compte des surcharges mais représente les charges légales permises sur les routes. Il y aurait donc, à première vue, une différence de 15 % entre les efforts générés par la nouvelle charge de conception et le QS-660. Le camion CL-625 se démarque de plusieurs façons du

QS-660. Le CL-625 sépare l'essieu tandem du QS-660 en deux chargements, ce qui le rapproche beaucoup plus de la réalité et le rend moins critique en ce qui concerne les courtes travées. La charge totale du CL-625 est de 63,7 tonnes métriques, ce qui représente au niveau des charges une réduction de 5 % par rapport au QS-660.

Il est important de noter que l'entrée en vigueur d'un nouveau chargement n'a pas nécessairement entraîné la disparition automatique du chargement précédent. Il y a eu, particulièrement dans le cas des ponts construits avant 1971, un chevauchement dans le temps de l'ancien et du nouveau chargement. À titre d'exemple, on peut mentionner que le chargement H20-S16 a commencé à être utilisé en 1945 pour la conception des ponts importants alors que les chargements H20 et H15 étaient conservés encore plusieurs années pour la conception d'ouvrages de moindre importance.

Tableau 1.5-1 Évolution du chargement de conception

Année d'introduction	Chargement	
Avant 1910	Chariot	
1910	Engin à vapeur ou véhicule motorisé	
1930	H10 H15 H20	 2 t 8 t (impérial) 3 t 12 t (impérial) 4 t 16 t (impérial)
1944	H20-S16 H15-S12	 4 t 16 t (impérial) 16 t 3 t 12 t (impérial) 12 t
1971	H25-S20	 5 t 20 t (impérial) 20 t
1980	MS-250	 5,1 t 20,4 t (métrique) 20,4 t
1989	QS-660	 6,1 t 24,4 t 20,4 t (métrique) 16,3 t

Année d'introduction	Chargement	
2002	CL-625	 The diagram shows a red truck with two yellow trailers. Dimensions are indicated below the truck: 3,6 m for the front section, 1,2 m for the front trailer, 6,6 m for the middle section, 6,6 m for the rear trailer, and 15,3 m for the rear section. Weights are indicated below the dimensions: 5,1 t for the front section, 12,7 t for the front trailer, 12,7 t for the middle section, 17,84 t (métrique) for the rear trailer, and 15,3 t for the rear section.

1.6 SYSTÈME DE GESTION DES STRUCTURES

La Direction des structures est responsable de la gestion du parc des ponts du réseau routier québécois. Elle doit veiller à orienter les prises de décisions concernant la conservation, le renforcement, la réfection, l'amélioration ou même le remplacement d'une structure.

Il va de soi qu'une gestion efficace sous-entend une connaissance approfondie de l'état des ponts sur le territoire. Cela implique la mise en place de divers mécanismes de collecte d'informations qui permettent de tracer le portrait précis d'une structure dans le temps.

La Direction des structures a, en conséquence, mis en place des activités d'inspection et d'évaluation des ponts. Ces activités se complètent bien puisque la première permet d'avoir une image de l'état général du pont à partir de données relevées sur le site, tandis que la seconde permet de détecter, à partir de l'examen des dossiers et des plans d'archives, les ponts ayant une faible capacité portante. La première activité permet d'évaluer la somme des travaux d'entretien et de réfection à réaliser sur le pont et la seconde, l'étendue des travaux de renforcement à prévoir pour l'amélioration de la capacité portante de l'ouvrage considéré.

La combinaison de ces activités permet d'établir la pertinence physique et économique d'une réparation de pont par opposition à un remplacement partiel ou complet de la structure.

1.7 RÉPARTITION DES TÂCHES

Deux entités administratives du ministère des Transports sont concernées à l'intérieur du système de gestion des structures, c'est-à-dire : la Direction des structures et les directions territoriales.

– la Direction des structures

À l'intérieur du système de gestion des structures, la Direction des structures est responsable des tâches suivantes en ce qui concerne les ponts du réseau routier québécois :

- Établir les règles et les procédures entourant les activités d'inspection et d'évaluation de la capacité des structures;
- Évaluer la capacité portante des ponts sur le réseau routier à l'exception des ponts acier-bois qui sont évalués par les directions territoriales ou;
- Superviser les firmes de génie-conseils engagées dans un processus d'évaluation de ponts;
- Tenir à jour les bases de données concernant les structures évaluées, y compris les ponts acier-bois;
- Tenir un registre provincial de toutes les inspections (générales et sommaires) de ponts réalisées par ou pour les directions territoriales;
- Autoriser la délivrance de permis spéciaux de circulation pour certains véhicules hors normes circulant sur les structures de juridiction provinciale;
- Conseiller les directions territoriales dans leur prise de décision concernant l'exécution de travaux sur les ponts.

– les directions territoriales

À l'intérieur du système de gestion des structures, les directions territoriales sont responsables des tâches suivantes en ce qui concerne les ponts du réseau routier québécois :

- Inspecter les ponts présents sur leur territoire en respectant les procédures et la fréquence d'inspection prescrite par le ministère des Transports du Québec;
- Remettre à la Direction des structures une copie informatique des données d'inspection;
- Évaluer ou faire évaluer par une firme de génie-conseil les ponts acier-bois sur son territoire et soumettre à la Direction des structures le résultat de l'évaluation pour vérification et validation;
- Aviser la Direction des structures, à la suite des inspections, de tout changement qui aurait pour conséquence d'affecter la capacité portante d'un ouvrage;
- Fournir à la Direction des structures le soutien technique et matériel pour l'inspection d'évaluation du pont prévue à l'intérieur du processus normal d'évaluation d'une structure;
- Consulter la Direction des structures avant de planifier des travaux d'importance sur un pont jugé potentiellement faible;
- Gérer dans le temps tout le processus rattaché à l'affichage des ponts jugés faibles.

1.8 TYPES D'ÉVALUATION

Au ministère des Transports, on réalise deux types d'évaluation, à savoir :

- l'évaluation pour le trafic régulier;
- l'évaluation pour les permis spéciaux.

1.8.1 L'évaluation pour le trafic régulier

L'évaluation pour le trafic régulier vise à déterminer la capacité d'une structure à supporter les charges légales permises sur les routes. Cette évaluation cherche à déterminer les éléments faibles d'une structure en utilisant grossièrement les mêmes critères d'analyse que ceux associés à la conception d'un ouvrage neuf. Les normes touchant l'évaluation permettent cependant de réduire significativement les coefficients de pondération considérés au moment des calculs de conception (voir à ce sujet le chapitre 3).

Il est possible à partir d'une évaluation pour le trafic régulier de permettre l'accès au pont à des véhicules dont la charge est supérieure à la charge de conception d'origine. Il est aussi possible de limiter les charges permises sur un pont de façon à le protéger contre des surcharges excessives qui causeraient à court ou moyen terme une réduction de la durée de vie de la structure.

1.8.2 L'évaluation pour les permis spéciaux

L'évaluation pour le trafic régulier mène habituellement à l'affichage de la structure lorsque la capacité portante de l'ouvrage est jugée déficiente. On limitera alors par une signalisation adéquate la charge permise sur le pont. Tel que nous l'avons mentionné précédemment et selon les besoins, on pourra aussi planifier des travaux de renforcement pour éliminer ou ajuster à la hausse les limites de charges imposées à la suite de l'évaluation pour le trafic régulier de la structure.

L'évaluation pour les permis spéciaux diffère de l'évaluation précédente par le type de charge qu'elle analyse. Cette évaluation permet de vérifier si le pont peut supporter de façon sécuritaire un chargement hors normes faisant l'objet d'une demande de permis spécial de circulation (voir le chapitre 2). Dans le cas d'une analyse pour des permis spéciaux, il est possible de permettre le passage de véhicules dont le poids est supérieur au chargement permis par une évaluation pour le trafic régulier. Dans ce cas précis, la masse totale du véhicule et la répartition de cette masse sur les essieux sont nécessairement connues avec précision. Plus l'incertitude sur les charges est faible, plus les facteurs de sécurité associés aux charges du véhicule peuvent être réduits, et plus il est possible d'accommoder les passages de surcharges lourdes sur les ponts.

On peut aussi réduire encore les incertitudes en imposant une trajectoire précise au véhicule sur le pont ou en limitant sa vitesse de roulement.

Contrairement à l'évaluation pour le trafic régulier qui mène à l'affichage d'une structure faible, l'évaluation pour les permis spéciaux mène à une acceptation ou à un refus de passage du chargement hors normes. Tel que nous l'avons indiqué précédemment, il est possible de fixer des conditions de passage pour le véhicule lorsque l'évaluation pour les permis spéciaux rend impossible une circulation sans restrictions du véhicule.

1.9 PONTS ET ÉLÉMENTS DE PONT CONCERNÉS

Des études ont démontré qu'habituellement les ponts conçus selon un chargement de conception supérieur ou égal au H20-S16 sont suffisamment résistants pour supporter les charges actuellement permises sur les routes et celles faisant l'objet d'un permis spécial de classe 5 (véhicules en surcharge). L'évaluation pour le trafic régulier n'est donc pas nécessairement requise pour les structures ne montrant pas de défauts majeurs et dont le chargement de conception est égal ou supérieur au chargement H20-S16.

Une évaluation pour le trafic régulier est cependant requise pour les structures suivantes :

- un pont conçu selon un chargement H20-S16 montrant des défauts de comportement importants;
- un pont conçu selon un chargement H20-S16 pour lequel on planifie des travaux d'importance;
- tous les ponts ayant un chargement de conception inférieur au chargement H20-S16;
- tous les ponts acier-bois ayant un chargement de conception autre que le QS-660 ou le CL-625.

Il n'est pas toujours possible de retrouver sur les plans ou dans les documents en archives le chargement de conception. Si le chargement demeure inconnu, on doit alors se référer à la date de construction de la structure pour savoir si celle-ci doit être évaluée.

Au Québec, les premiers ponts conçus selon le chargement H20-S16 ont été construits en 1945. Ce n'est toutefois qu'en 1958 que tous les ponts comportant un tablier de béton ont été conçus de façon systématique selon ce chargement. Pour les ponts acier-bois, il a fallu attendre l'année 1981 pour que tous les ouvrages de ce type soient construits en tenant compte de ce standard de conception.

Si on se réfère à la date de réalisation des plans, on peut déduire que tous les ponts, à l'exception des ponts acier-bois, construits avant 1958 et dont on ne connaît pas la charge de conception devraient être évalués. Un pont construit entre 1958 et 1971 et dont on ne connaît toujours pas la charge de conception doit être considéré comme un ouvrage conçu selon un chargement H20-S16.

En ce qui concerne les ponts acier-bois, la règle est simple : un pont dont le chargement de conception est inconnu doit être évalué. Les exigences et les critères d'évaluation des ponts acier-bois sont spécifiquement traités à l'intérieur du *Manuel des ponts acier-bois* de la Direction des structures. Pour l'évaluation de ce type de ponts, on doit donc spécifiquement se référer à ce manuel.

Les éléments évalués se limitent habituellement aux éléments structuraux principaux qui en cas de ruine peuvent causer la perte totale ou partielle du tablier de pont. Ces éléments comprennent les poutres principales, les entretoises, les traverses et longerons d'une structure. Si l'élément porteur principal d'un pont est une dalle, celle-ci doit aussi être évaluée. De façon générale, le platelage, à l'exception des ponts acier-bois, n'est pas évalué puisqu'un défaut local d'un élément secondaire ne compromet pas la capacité structurale globale d'un pont.

Les unités d'appui, à moins qu'elles ne montrent des signes évidents de faiblesse ou d'instabilité, ne sont pas évaluées.

1.10 ORDRE D'ÉVALUATION

Au début de l'activité d'évaluation, il a fallu définir un ordre pour l'évaluation des structures. La logique a voulu que les structures les plus anciennes du transport routier soient ciblées en premier. Ces structures ont été identifiées comme étant des ponts dont le chargement de conception est inférieur au H20-S16. Dans un premier temps, les structures de ce groupe qui montraient des défauts de matériaux ou de comportement importants ont été affichés de façon préventive comme interdits aux véhicules en surcharge. Dans un second temps, les ponts les plus endommagés du groupe ont été évalués en priorité pour connaître leur capacité portante. Les autres ponts, quant à eux, ont été mis sur une liste d'ouvrages à évaluer à moyen terme en ayant à l'esprit que le programme d'inspection des structures instauré par le Ministère permettrait de suivre l'évolution de l'état de chacune de ces structures et que dans le cas d'une dégradation accélérée d'une de celles-ci, il serait possible d'en prioriser l'évaluation.

Il a aussi été nécessaire d'accorder une attention particulière aux ponts du réseau routier qui ont été conçus selon un chargement égal ou supérieur au H20-S16 et qui présentent des désordres structuraux. Ces structures sont identifiées par le système d'inspection du ministère des Transports.

En ce qui concerne les demandes en provenance des directions territoriales, celles-ci peuvent être de quatre ordres, à savoir :

- Une demande pour l'évaluation d'une structure qui doit être améliorée ou réparée à court terme;
- Une demande pour l'évaluation d'une structure dont le comportement est anormal;
- Une demande pour l'évaluation d'une structure accidentée;

- Une demande pour l'évaluation d'une structure qui doit connaître un changement de vocation.

Il faut comprendre que des travaux d'amélioration ou d'entretien majeurs ne devraient être entrepris qu'à la condition que la capacité portante de la structure en cause réponde aux besoins de la circulation locale. Il serait de fait illogique d'améliorer à grands frais une structure qui devra être remplacée ou renforcée dans quelques années parce qu'une évaluation faite après les travaux aura démontré la faiblesse de l'ouvrage à supporter la circulation locale.

Si une structure doit être renforcée, les travaux de renfort doivent être réalisés avant ou préférentiellement en même temps que les autres travaux prévus sur cette structure.

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, une structure ayant un comportement anormal doit être évaluée dans les plus brefs délais après la reconnaissance du problème. Dès qu'un comportement anormal est détecté, le gestionnaire responsable de la structure doit immédiatement intervenir sur le site pour garantir la sécurité des usagers. Les résultats de l'évaluation seront ensuite utilisés pour établir le sérieux du problème et pour permettre l'ajustement des mesures de sécurité qui ont été initialement mises en place. Un comportement anormal peut souvent être identifié en diagnostiquant la présence d'une des conditions suivantes :

- Une flèche ou une déformation prononcée;
- Une instabilité (mouvements ou rotation inattendus) au niveau des unités de fondation;
- Une fissure large dans des éléments en béton (poutres ou dalle du tablier);
- L'initiation ou la présence d'une fissure dans une section en acier (fatigue de l'acier);
- Une vibration inhabituelle de la superstructure.

Une structure qui connaît un changement de vocation doit aussi être évaluée. Ce changement peut impliquer une augmentation du trafic lourd sur la structure ou une hausse marquée du débit de circulation. Cette situation est souvent générée par l'ouverture d'une industrie ou d'un banc d'emprunts granulaires à proximité de la structure en cause.

1.11 COMPÉTENCES DES ÉVALUATEURS

Les évaluations doivent être effectuées par un personnel d'expérience, compétent dans le domaine des structures de pont. Les inspections de pont et les calculs qui s'ensuivent doivent être réalisés par un ingénieur familiarisé avec les techniques d'analyse retenues pour les calculs de la capacité portante du pont. Le travail de l'évaluateur doit être vérifié par un vérificateur, lui-même ingénieur, qui maîtrise également les techniques d'analyse de la capacité portante de ponts. Les compétences et l'expérience minimales exigées sont présentées au chapitre 4.

1.12 PÉRIODE DE VALIDITÉ D'UNE ÉVALUATION

L'évaluation de la capacité portante d'une structure donne une image de la capacité d'un ouvrage à un moment précis dans le temps. Cette image demeure valable tout aussi longtemps que l'état de la structure n'aura pas significativement changé.

Les directions territoriales doivent, au cours des inspections générales et sommaires qui suivent l'inspection d'évaluation, vérifier que l'état du pont se maintient dans le temps, de façon à ce que l'évaluation pour le trafic régulier soit toujours valable. Les conditions suivantes doivent forcer une révision d'évaluation :

- La structure montre des signes tangibles de perte de capacité depuis la dernière évaluation;
- La structure montre des vices de comportement qui n'étaient pas apparents lors de l'évaluation;
- La structure nécessite des travaux de réfection ou de correction importants qui n'avaient pas été prévus lors de la dernière évaluation.

Dans tous ces cas, il est de la responsabilité des directions territoriales d'aviser la Direction des structures de tout changement important qui aurait pour conséquence d'engendrer une réduction de la capacité portante d'une structure. La direction procédera alors à une révision de l'affichage du pont en se basant sur une nouvelle évaluation de la structure.

CHAPITRE 2

CHARGES LÉGALES ET PERMIS SPÉCIAUX

TABLE DES MATIÈRES

2.1	CHARGES LÉGALES EN VIGUEUR	2-1
2.2	PERMIS SPÉCIAUX DE CIRCULATION	2-4
2.2.1	Article 633 du Code de la sécurité routière	2-5
2.3	TRAITEMENT DES PERMIS	2-6
2.4	ACCÈS AUX STRUCTURES SELON LE PERMIS DÉLIVRÉ	2-7

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1-1	Exemples de charges maximales permises par catégorie d'essieux	2-2
Tableau 2.1-2	Exemples de masses totales en charge maximale	2-3

2.1 CHARGES LÉGALES EN VIGUEUR

Les charges légales sont définies dans le Règlement sur les normes de charges et de dimensions applicables aux véhicules routiers et aux ensembles de véhicules routiers. Ce règlement est revu régulièrement pour adapter les normes aux impératifs de l'industrie du camionnage tout en ayant comme priorité la conservation du réseau routier. À titre d'information, le *Guide des normes de charges et dimensions des véhicules*, publié par le ministère des Transports du Québec, donne un résumé assez complet de cette réglementation. Il est aussi possible de consulter le site Internet du Ministère pour obtenir un résumé des principales normes de charges et de dimensions des véhicules (voir <http://www.mtq.gouv.qc.ca/fr/camionnage/charges/index.asp>).

La réglementation établit les limites maximales permises concernant les dimensions, les charges par catégorie d'essieux et la masse totale en charge des véhicules qui ont accès au réseau routier. Elle a pour but d'assurer la sécurité des usagers de la route et de protéger les infrastructures routières (ponts et routes).

Notons que ce règlement ne s'applique pas aux véhicules routiers conçus pour combattre les incendies. Mentionnons aussi qu'en 1960, lors de la mise en vigueur du premier règlement, on reconnaissait 8 catégories de véhicules alors qu'en 2005, le nombre de catégories admises se chiffre à 78.

Question de se situer relativement aux dimensions permises, notons qu'en 2005, la hauteur et la largeur de tout véhicule ou ensemble de véhicules routiers, chargement compris, ne devaient pas dépasser 4,15 m et 2,6 m respectivement. La longueur maximale d'un véhicule ou d'un ensemble de véhicules, chargement compris, pouvait varier suivant le type de véhicule pour atteindre 25 m dans le cas d'un train routier.

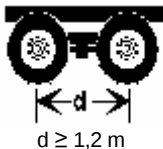
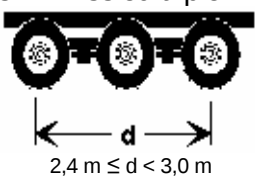
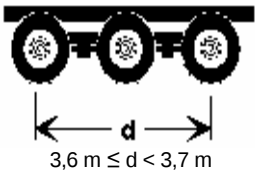
Le règlement reconnaît 33 catégories d'essieux. Une catégorie d'essieux est un groupe d'essieux qui doit respecter des critères d'espacement d'essieux et de configuration spécifiques. Le règlement prévoit des charges maximales permises pour chaque catégorie d'essieux.

La charge maximale permise pour une catégorie d'essieux est la moindre des trois valeurs suivantes :

- La somme des capacités de tous les pneus de la catégorie, tel que cela est indiqué sur le flan des pneus du véhicule;
- La capacité de charge de l'essieu indiquée par le fabricant du véhicule, dans le cas d'un essieu avant;
- La limite de charge fixée par le règlement pour la catégorie d'essieux en cause.

À titre indicatif, le tableau 2.1-1 montre des exemples de charges maximales permises par catégorie d'essieux autorisée en 2004. Il est à noter que durant la période de dégel, il y a réduction des charges permises par catégorie d'essieux.

Tableau 2.1-1 Exemples de charges maximales permises par catégorie d'essieux

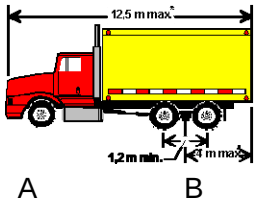
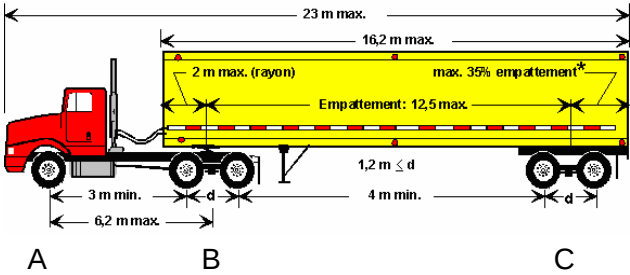
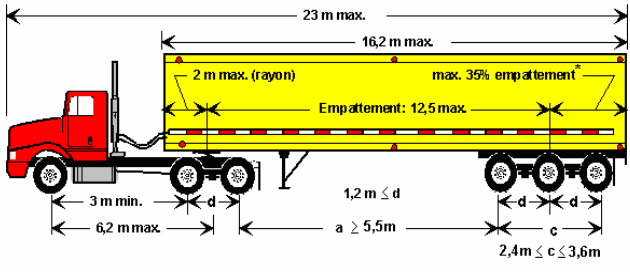
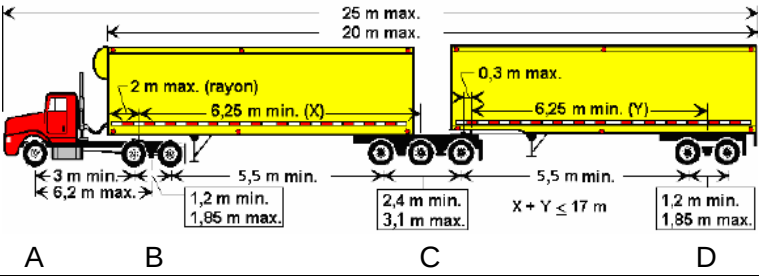
Catégorie d'essieux	Période	
	Normale	Dégel
B.10 Essieu simple 	10 000 kg	8 000 kg
B.21 Essieu tandem 	18 000 kg	15 500 kg
B.31 Essieu triple 	21 000 kg	18 000 kg
B.33 Essieu triple 	26 000 kg	22 000 kg

La masse totale en charge maximale autorisée pour un véhicule ou un ensemble de véhicules est la moindre des deux valeurs suivantes :

- La somme des charges maximales autorisées en période normale ou en période de dégel, le cas échéant, de chacune des catégories d'essieux du véhicule ou de l'ensemble de véhicules;
- La masse totale en charge maximale, fixée par le règlement, du véhicule ou de l'ensemble de véhicules.

Pour illustrer les masses totales en charge maximale, quelques exemples sont donnés au tableau 2.1-2.

Tableau 2.1-2 Exemples de masses totales en charge maximale

Catégorie de véhicules	Masse totale en charge
A.2 Camion dix-roues  A B	Masse permise par essieu : – Essieu A (B.1) : 9 000 kg – Essieu B (B.21) : 18 000 kg Masse totale permise de 25 250 kg
A.12 Tracteur et semi-remorque assemblée après novembre 1998  A B C	Masse permise par essieu : – Essieu A (B.1) : 9 000 kg – Essieu B (B.21) : 18 000 kg – Essieu C (B.21) : 18 000 kg Masse totale permise de 41 500 kg
A.44 Tracteur et semi-remorque assemblée après novembre 1998  A B C	Masse permise par essieu : – Essieu A (B.10) : 9 000 kg – Essieu B (B.21) : 18 000 kg – Essieu C (B.33) : 26 000 kg Masse totale permise de 49 500 kg
A.90 Train double de type B (sur autoroutes et route 185)  A B C D	Masse permise par essieu : – Essieu A (B.10) : 9 000 kg – Essieu B (B.21) : 18 000 kg – Essieu C (B.31) : 21 000 kg – Essieu D (B.21) : 18 000 kg Masse totale permise de 62 500 kg

2.2 PERMIS SPÉCIAUX DE CIRCULATION

Il est interdit à un véhicule ou à un ensemble de véhicules qui ne respectent pas les normes de dimensions, de charge par groupe d'essieux ou de masse totale en charge prévues par le règlement sur les normes de charges et de dimensions applicables aux véhicules routiers, de circuler sur un chemin public à moins que son propriétaire ou le locataire n'obtienne un permis spécial de circulation délivré à cette fin par la Société de l'assurance automobile du Québec (SAAQ).

Les permis spéciaux sont disponibles, selon les dispositions du Règlement sur le permis spécial de circulation et de ses modifications ultérieures, pour des véhicules hors normes de par leur fabrication (exemple : grue automotrice) ou de par leur chargement (exemple : transport d'une maison ou d'une pièce d'équipement très lourde ou très volumineuse).

Les permis spéciaux se divisent en deux catégories, à savoir :

- Le permis général qui autorise son titulaire à effectuer des déplacements avec ou sans parcours déterminé. Ce permis a une durée maximale d'un an;
- Le permis spécifique qui autorise son titulaire à effectuer un déplacement aller-retour sur un parcours déterminé. Ce permis est valide pour une période de sept jours consécutifs à partir de la date de délivrance.

Le règlement actuel (2005) sur les normes de charges et de dimensions applicables aux véhicules routiers établit sept classes de permis spécial, qu'il soit général ou spécifique. Bien que ces classes puissent être modifiées ou que certaines classes puissent être éliminées au cours des prochaines années, il demeure tout de même intéressant pour les personnes concernées par l'évaluation des ponts d'avoir une idée générale de l'étendue des permis qu'il est possible de demander pour circuler sur le réseau routier avec un véhicule hors normes. Les classes de permis disponibles en 2004 s'établissent comme suit :

- Le permis de classe 1 autorise la mise en circulation d'un véhicule ayant des dimensions hors normes à la condition que ces dimensions se situent à l'intérieur de certaines limites précisées au règlement;
- Le permis de classe 2 autorise la mise en circulation d'un véhicule utilisé pour le transport de bâtiments préfabriqués;
- Le permis de classe 3 autorise la mise en circulation d'un véhicule utilisé pour le transport de piscines;
- Le permis de classe 4 autorise la mise en circulation de dépanneuses utilisées pour le remorquage d'un autre véhicule accidenté sans chargement;

- Le permis de classe 5 autorise la mise en circulation d'un chargement indivisible avec un véhicule hors normes quant à la charge par essieu ou la masse totale en charge, y compris le véhicule hors normes de par sa fabrication, sans toutefois dépasser les limites de surcharges prévues au règlement;
- Le permis de classe 6 autorise la mise en circulation d'un chargement indivisible hors normes dans l'un ou l'autre des cas suivants :
 - la configuration du véhicule n'est pas prévue à la classe 5,
 - la charge par essieu ou la masse totale en charge excède les limites permises pour l'obtention d'un permis de classe 5,
 - une signalisation interdit le passage du véhicule; à titre d'exemple on peut penser à un véhicule qui respecte les exigences d'un permis de classe 4 ou 5 et qui doit nécessairement passer sur un pont dont l'affichage interdit le passage de véhicules en surcharge,
 - sa circulation est interdite en période de dégel;
- Le permis de classe 7 autorise la circulation d'un véhicule ayant des dimensions excédant les limites prévues pour la délivrance d'un permis général de classe 1.

Les permis de classes 6 et 7 sont généralement spécifiques, mais dans certains cas ils peuvent être généraux.

Un véhicule ayant un permis de classe 5 a accès à tous les ponts du réseau routier qui ne sont pas affichés à tonnage réduit ou affichés « Interdit aux véhicules en surcharge ».

Un véhicule ayant un permis de classe 6, selon l'importance de sa masse totale et la configuration de ses essieux, peut avoir soit :

- un accès à l'ensemble des ponts du réseau routier, à l'exception des ponts affichés à tonnage réduit, à la condition de circuler à une vitesse maximale de 25 km/h sur les ponts affichés « Interdit aux véhicules en surcharge »;
- un accès à l'ensemble des ponts du réseau routier qui ne sont pas affichés à tonnage réduit ou affichés « Interdit aux véhicules en surcharge ».

2.2.1 Article 633 du Code de la sécurité routière

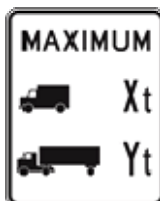
Lorsque des circonstances exceptionnelles le justifient, le ministre des Transports peut aussi délivrer des permis spéciaux de circulation en vertu des pouvoirs que lui confère l'article 633 du Code de la sécurité routière. Ces permis autorisent la circulation de véhicules hors normes à l'égard des charges ou des dimensions. Ils sont délivrés essentiellement pour permettre la circulation de véhicules expérimentaux, pour harmoniser nos normes avec celles des autres administrations nord-américaines ou pour laisser le temps à l'industrie de s'adapter à une situation particulière.

À titre d'exemple, à la suite d'une entente de principe intervenue entre le Québec et l'Ontario, le ministre a délivré des permis spéciaux de circulation pour certains tracteurs semi-remorques à sept essieux.

Il est important de noter que les permis spéciaux de circulation ne donnent pas accès aux ponts où il y a des limitations de poids (P-195, P-200-1 ou P-200-2) et que les limites de charges en période de dégel sont celles de la réglementation sur les normes de charges et de dimensions des véhicules.



P-195



P-200-1



P-200-2

2.3 TRAITEMENT DES PERMIS

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, la SAAQ est responsable de la délivrance des permis spéciaux. La SAAQ reçoit les demandes des transporteurs et s'assure que chacune d'elles est analysée et traitée.

Les demandes de permis de classes 1, 2, 3, 4, et 5 sont traitées directement par la SAAQ.

Les demandes de permis de classes 6 et 7 sont transmises par la SAAQ à la Direction de la sécurité en transport et du camionnage du ministère des Transports pour que ce dernier produise un rapport d'expertise attestant la faisabilité du transport projeté.

La Direction de la sécurité en transport et du camionnage transmet à son tour les demandes de permis de classe 6 à la Direction des structures. Celle-ci peut procéder à une évaluation pour des permis spéciaux en ce qui concerne les structures empruntées. La Direction des structures exigera du transporteur, dans le cas de charges importantes, une évaluation pour conditions contrôlées (PC) qui sera réalisée par une firme d'ingénieurs spécialisée dans le domaine. Les résultats de l'analyse et les recommandations de la Direction des structures seront acheminés à la Direction de la sécurité en transport et du camionnage qui est chargée de transmettre le rapport d'expertise du Ministère à la SAAQ.

2.4 ACCÈS AUX STRUCTURES SELON LE PERMIS DÉLIVRÉ

Un véhicule ayant un permis de classe 1, 2 ou 3 a un libre accès à toutes les structures du réseau routier à la condition de respecter les limites de charges affichées sur les ponts et évidemment que le gabarit du pont permette le passage du véhicule et de la surcharge. Les véhicules qui respectent les exigences d'un permis de classe 4, 5 ou 6 n'ont, de façon générale, pas la même liberté de mouvement.

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, les véhicules ayant un permis de classe 5 sont normalement obligés d'emprunter uniquement les structures qui ne sont pas limitées par un affichage de limitation de charge (limitation de poids ou interdiction aux véhicules en surcharge).

Les véhicules ayant un permis général de classe 6 peuvent avoir soit un accès à tout le réseau routier, à l'exception des ponts affichés à tonnage réduit, ou être limités aux ponts qui n'affichent aucune restriction. Dans le premier cas, il est possible que le véhicule ait à respecter certaines conditions de circulation telle une limitation de vitesse sur les ponts interdits aux véhicules en surcharge.

Les véhicules ayant un permis spécifique de classe 6 peuvent emprunter tous les ponts situés sur le trajet indiqué, puisque la Direction des structures aura obligatoirement étudié la demande de permis. Des conditions de circulation particulières peuvent être exigées pour franchir certains ponts. La Direction des structures ne donnera pas son accord à la délivrance d'un permis si, à la suite d'une évaluation pour permis spéciaux, la capacité portante d'au moins un des ponts situés sur le parcours du véhicule sous étude est jugée inadéquate pour recevoir le chargement spécial.

CHAPITRE 3

CRITÈRES D'ÉVALUATION

TABLE DES MATIÈRES

3.1	GÉNÉRALITÉS	3-1
3.2	PRINCIPES GÉNÉRAUX DE L'ÉVALUATION STRUCTURALE	3-1
3.2.1	Évaluation des risques inhérents à l'activité	3-8
3.2.2	Évaluation du niveau de risque tolérable	3-9
3.2.3	Mesures d'atténuation des risques associés à l'exploitation d'un pont	3-11
3.3	APPROCHE RETENUE POUR L'ÉVALUATION DES PONTS AU MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC	3-12
3.4	CHOIX DE LA MÉTHODE D'ÉVALUATION	3-13
3.4.1	Méthode de la calibration des coefficients de pondération (ÉLUL)	3-14
3.4.2	Méthode des charges moyennes	3-14
3.4.3	Méthode de l'essai de chargement	3-15
3.5	CALCUL DU FACTEUR DE CAPACITÉ DE SURCHARGE (FACTEUR F)	3-16
3.6	DÉTERMINATION DE L'INDICE DE FIABILITÉ CIBLE	3-19
3.6.1	Comportement du système	3-19
3.6.2	Comportement de l'élément	3-20
3.6.3	Niveau d'inspection de l'élément	3-22
3.7	CALCUL DES COEFFICIENTS DE PONDÉRATION ET D'AJUSTEMENT DE LA RÉSISTANCE	3-23
3.7.1	Coefficients de pondération	3-23
3.8	CHARGES PERMANENTES	3-26
3.9	CHARGES SUPPLÉMENTAIRES	3-29

3.10	SURCHARGES ROUTIÈRES	3-29
3.10.1	Circulation normale	3-30
3.10.2	Véhicules exploités en vertu de permis PA, PS et PC	3-34
3.11	MÉTHODES DE RÉPARTITION DES SURCHARGES ROUTIÈRES	3-35
3.11.1	Méthode « simplifiée » de répartition transversale des efforts	3-37
3.11.2	Méthode de répartition statiquement déterminée	3-40
3.11.3	Méthodes de répartition élaborées	3-41
3.11.4	Méthode de répartition basée sur des essais de chargement	3-42
3.12	MÉTHODES DE RÉPARTITION DES CHARGES PERMANENTES	3-42
3.13	COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE (CMD)	3-43
3.13.1	CMD pour l'évaluation du trafic régulier	3-44
3.13.2	CMD pour l'évaluation des permis spéciaux	3-45
3.14	CALCUL DE LA FRÉQUENCE DE VIBRATION FONDAMENTALE D'UNE POUTRE	3-46
3.15	ÉVALUATION DES EFFETS DE LA FATIGUE STRUCTURALE	3-47
3.15.1	Vie utile d'une structure	3-48
3.15.2	Estimation de l'endommagement	3-49

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.2-1	Indices de fiabilité et probabilités de rupture correspondantes	3-5
Tableau 3.5-1	Capacité d'une structure en fonction du facteur F calculé	3-17
Tableau 3.7-1	Principaux facteurs d'ajustement, U	3-26
Tableau 3.8-1	Poids volumiques des matériaux	3-27
Tableau 3.8-2	Poids linéaire des dispositifs de retenue	3-28
Tableau 3.8-3	Poids linéaire des dispositifs de retenue en béton armé	3-29
Tableau 3.10-1	Définition des classes de route	3-31
Tableau 3.10-2	Chargements associés à la circulation normale	3-32
Tableau 3.10-3	Facteur de modification des charges (R_L) selon le nombre de voies chargées et la classification de la route sous circulation normale	3-33
Tableau 3.10-4	Facteur de modification de la charge CL 1-625 selon le nombre de voies chargées et la classification de la route pour véhicule avec permis	3-35
Tableau 3.13-1	Coefficients de majoration dynamique recommandés dans la norme canadienne	3-45
Tableau 3.13-2	Vitesses réduites et coefficients de réduction	3-45

LISTE DES FIGURES

Figure 3.2-1	Problématique de l'évaluation de la fiabilité d'une structure	3-2
Figure 3.2-2	Distribution de probabilité de la résistance et des sollicitations avant et après l'endommagement	3-3
Figure 3.2-3	Définition de l'indice de fiabilité avant (β) et après (β^*) l'endommagement	3-4
Figure 3.2-4	Probabilités de rupture pour une durée de vie utile de un an et de 75 ans	3-6
Figure 3.2-5	Comparaison des probabilités annuelles de rupture tolérées dans différents secteurs d'activité	3-10
Figure 3.11-1	Illustration du principe d'équivalence qui sous-tend le facteur F_m	3-38
Figure 3.11-2	Coupe transversale du pont – répartition statique à une poutre intérieure	3-40
Figure 3.11-3	Coupe transversale du pont – répartition statique à la poutre de rive	3-41
Figure 3.15-1	Relations entre la contrainte permise et le nombre de cycles selon la catégorie de détail	3-50

3.1 GÉNÉRALITÉS

Les deux premiers chapitres ont permis d'établir que l'évaluation de la capacité portante des structures est une activité clé à l'intérieur du programme de conservation et d'amélioration des structures du réseau routier.

En résumé et de façon générale, l'évaluation de la capacité portante d'une structure permet :

- Le maintien des charges de circulation à un niveau acceptable, ce qui permet d'assurer la pérennité de la structure concernée et la sécurité des usagers;
- Le repérage des éléments faibles d'une structure;
- La recommandation de travaux de réfection pour la remise à niveau d'une structure;
- Le soutien des directions territoriales et des municipalités dans leurs prises de décisions concernant la planification de travaux de réfection, d'entretien et d'amélioration de structures sous leur responsabilité.

L'évaluation devient nécessaire lorsque l'une des situations suivantes se produit :

- Des défauts de matériaux ou de comportement, tels que les définit le *Manuel d'inspection des structures – Instructions techniques* et pouvant affecter la capacité portante de la structure, sont décelés durant une inspection générale ou une inspection sommaire;
- Le pont développe des problèmes associés à la fatigue des matériaux;
- L'intensité des charges légales permises est majorée par décret du gouvernement;
- Le pont fait l'objet d'un changement de vocation;
- La restriction quant aux charges permises sur un pont doit être revue;
- Des interventions majeures sont prévues sur une structure, par exemple le remplacement de la dalle ou l'élargissement du tablier;
- La route à laquelle appartient le pont est reclassée;
- Un véhicule hors normes par sa charge fait une demande de permis spécial de circulation sur le réseau routier qui implique des passages sur des ponts.

Le contexte de l'évaluation de la capacité portante étant connu, il est important de préciser les règles à suivre lors des calculs d'analyse. Au préalable, les grands principes qui sont à la base de tout l'exercice d'évaluation doivent être présentés.

3.2 PRINCIPES GÉNÉRAUX DE L'ÉVALUATION STRUCTURALE

Dans le calcul aux états limites, la fiabilité associée aux états limites ultimes est évaluée en tenant compte de la variabilité des sollicitations (S) et de la résistance (R). La variabilité de la résistance résulte des hypothèses simplificatrices admises dans les calculs et du caractère aléatoire des paramètres dont dépend la résistance, soit la variabilité des caractéristiques mécaniques des matériaux, des dimensions et de la qualité de la construction des pièces. La variabilité des sollicitations dues aux charges

routières résulte du fait qu'elles sont incertaines et variables dans le temps. De plus, les incertitudes et les hypothèses associées au modèle mathématique représentant le comportement de la structure ont une incidence sur les calculs des efforts induits par les charges. La démarche de l'évaluation structurale revient à vérifier si la résistance de la structure est supérieure aux efforts induits par les charges tout en ayant une marge de sécurité suffisante. Ce faisant, on garantit un niveau minimal de sécurité, de manière à préserver la fonctionnalité de chacun des éléments d'une structure. La figure 3.2-1 montre les différents paramètres à prendre en compte pour l'évaluation de la fiabilité d'une structure.

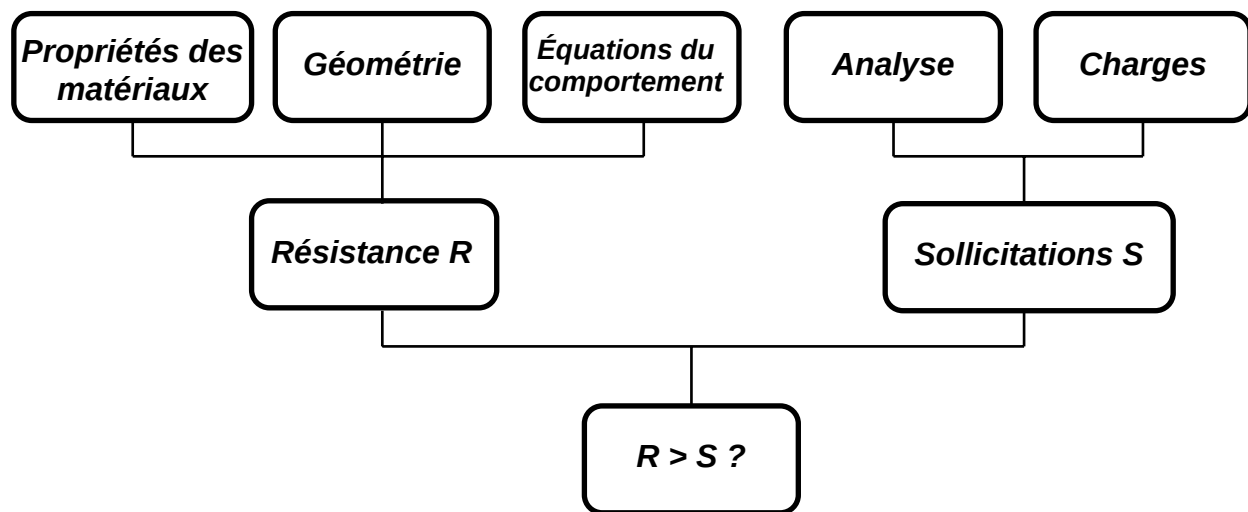


Figure 3.2-1 Problématique de l'évaluation de la fiabilité d'une structure

Le niveau de sécurité offert par une structure doit donc être évalué en tenant compte de la variabilité de la résistance de ses composantes et des sollicitations. On illustre schématiquement dans la figure 3.2-2 la variabilité de la résistance R et des efforts S à deux instants quelconques, soit dans un état initial (R et S) et après un processus d'endommagement quelques années plus tard (R^* et S^*). Dans cette figure, on admet que l'endommagement induit une diminution de la valeur moyenne de la résistance et une augmentation de sa variabilité (écart type plus grand). Quant aux effets des sollicitations (S), on simule dans la figure 3.2-2 une augmentation dans le temps de la valeur moyenne ainsi que de l'écart type décrivant leur variabilité.

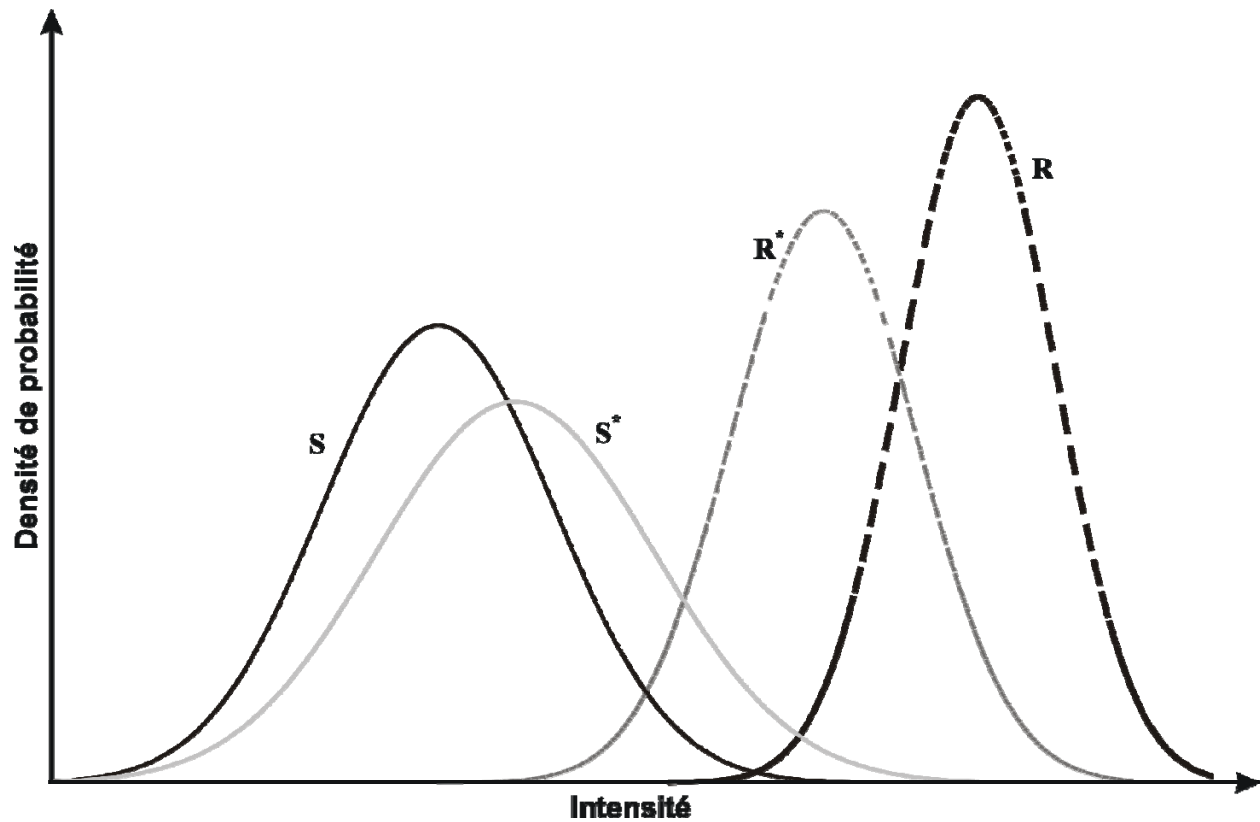


Figure 3.2-2 Distribution de probabilité de la résistance et des sollicitations avant et après l'endommagement

On définit la marge de sécurité comme la différence entre la résistance disponible et l'effet des sollicitations, soit $(R - S)$. Dans la figure 3.2-3, on montre la distribution de probabilité de la marge de sécurité dans un cas hypothétique mais réaliste. À noter qu'il existe une telle distribution de probabilité de la marge de sécurité pour chacun des modes de rupture de la structure ou d'un de ses éléments, selon le cas.

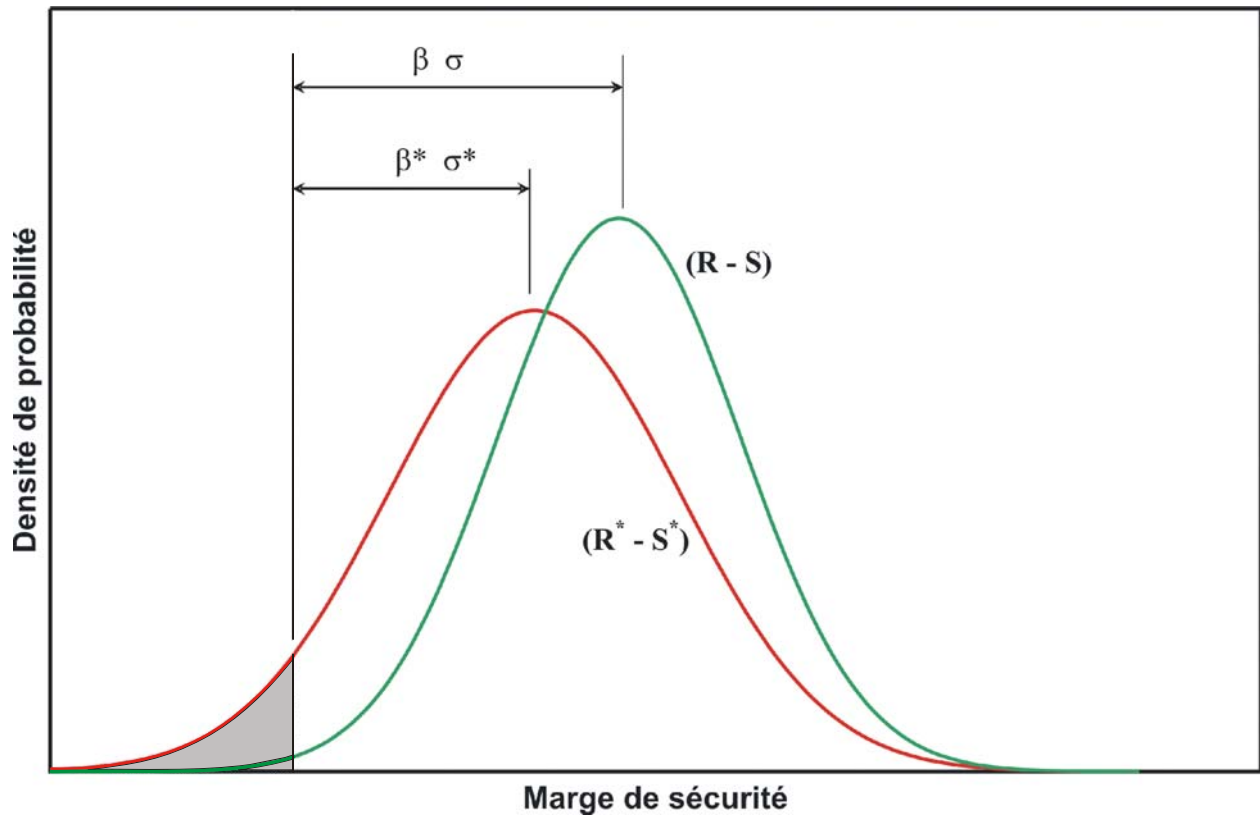


Figure 3.2-3 Définition de l'indice de fiabilité avant (β) et après (β^*) l'endommagement

Dans un très petit nombre de cas, la résistance peut être inférieure aux effets des sollicitations appliquées et il y a défaillance « théorique » de la pièce. Dans la figure 3.2-3, la partie hachurée représente la probabilité que la résistance soit insuffisante (le cas où $R < S$).

La probabilité de défaillance (ou communément appelé probabilité de rupture) peut être évaluée en calculant l'indice de fiabilité β illustré graphiquement dans la figure 3.2-3. Avec Z défini comme la marge de sécurité, on a :

$$Z = R - S$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

où σ_Z , σ_R et σ_S sont les écarts types de la marge de sécurité, de la résistance et des sollicitations respectivement.

Dans le cas particulier où la résistance est égale à l'intensité des sollicitations correspondantes, la marge de sécurité devient nulle et on a :

$$\bar{Z} - \beta \sigma_Z = 0$$

d'où l'indice de fiabilité β :

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sigma_Z}$$

On présente également dans la figure 3.2-3 la distribution de probabilité de la marge de sécurité actualisée Z^* . Cette dernière marge constitue une mise à jour de cette variable pour tenir compte des différents processus de détérioration ayant cours pendant la vie utile de l'ouvrage et qui amènent la réduction progressive de la résistance des éléments. Elle tient compte également de l'augmentation observée au cours du siècle dernier de l'intensité des charges routières qui réduit, elle aussi, la marge de sécurité. Ces deux tendances ont pour conséquence la diminution de l'indice de fiabilité de la structure ($\beta^* < \beta$) et l'augmentation de la probabilité de rupture de l'élément, tel que la figure le montre (la zone hachurée est plus grande dans le cas où $\beta^* < \beta$).

Si l'on admet que la marge de sécurité suit une distribution de probabilité normale, les probabilités de rupture sur une base annuelle qui correspondent à diverses valeurs de l'indice β sont données dans le tableau 3.2-1. Par exemple, pour un indice de fiabilité de 3,75, on constate que, sur une base annuelle, un seul pont sur une population de 847 952 structures devrait faire l'objet d'une défaillance associée à une résistance insuffisante.

Tableau 3.2-1 Indices de fiabilité et probabilités de rupture correspondantes

β	Probabilités de rupture annuelles	Occurrences de rupture annuelles	Probabilités de rupture sur 75 ans	Occurrences de rupture sur 75 ans
2	$3,07 \times 10^{-4}$	1 : 3 260	$2,23 \times 10^{-2}$	1 : 44
2,5	$8,31 \times 10^{-5}$	1 : 12 040	$6,21 \times 10^{-3}$	1 : 161
3	$1,29 \times 10^{-5}$	1 : 77 469	$1,35 \times 10^{-3}$	1 : 741
3,5	$3,10 \times 10^{-6}$	1 : 322 303	$2,33 \times 10^{-4}$	1 : 4298
3,75	$1,18 \times 10^{-6}$	1 : 847 952	$8,85 \times 10^{-5}$	1 : 11 307
4	$4,22 \times 10^{-7}$	1 : 2 366 936	$3,17 \times 10^{-5}$	1 : 31 560

On convient aisément que le nombre d'occurrences des défaillances sera plus élevé si la période d'observation est de plus d'un an. L'expression suivante permet d'établir la relation entre la probabilité de rupture pour une durée de service de « M » ans (notée P_M) et la probabilité de rupture annuelle (notée P_1) :

$$P_M = 1 - (1 - P_1)^M$$

Inversement, on peut démontrer que la probabilité de rupture annuelle P_1 peut être calculée à partir de la probabilité de rupture pour une durée de service de M ans à l'aide de :

$$P_1 = 1 - (1 - P_M)^{1/M}$$

La figure 3.2-4 permet la comparaison des probabilités de rupture calculées pour des durées de vie utile de un an et de 75 ans. Par exemple, pour un indice de fiabilité de 3,75 et une période d'observation de 75 ans, le nombre d'occurrences de défaillances s'élève à un pont parmi 11 307 structures, ce qui correspond à une probabilité de rupture de l'ordre de $8,85 \times 10^{-5}$. Par ailleurs, il est intéressant de noter que si une probabilité de rupture de cet ordre est jugée acceptable pour une période d'observation de 75 ans, cela revient à exiger un indice de fiabilité de l'ordre de 2,5 sur une base annuelle pour une structure inscrite à un programme d'inspection.

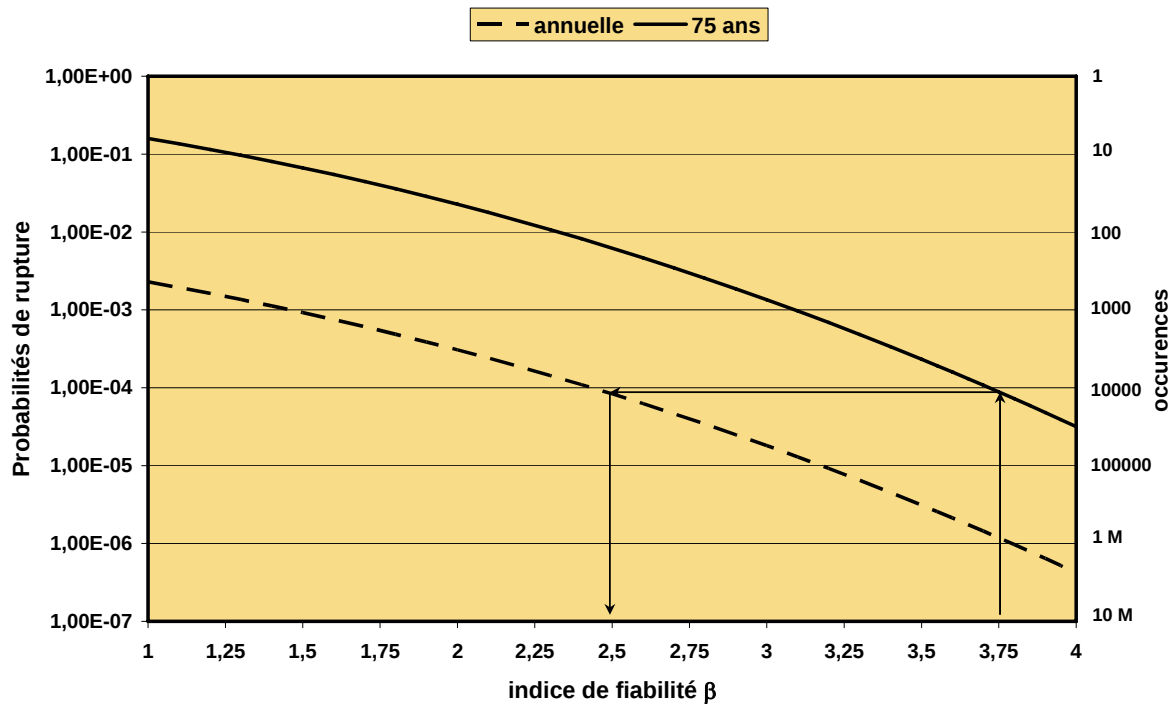


Figure 3.2-4 Probabilités de rupture pour une durée de vie utile de un an et de 75 ans

En évaluation, la probabilité de rupture n'est pas calculée sur une période de 75 ans, mais plutôt sur une période de un an. Cet aspect est très important et reflète bien la particularité d'une évaluation.

La probabilité de rupture tolérée pour une période de 75 ans (par exemple pour une conception) doit tenir compte des impondérables suivants :

- L'incertitude quant à l'intensité des charges permises sur les ponts, lesquelles pourraient augmenter au cours de la vie utile anticipée de la structure;
- L'ampleur des dégradations que subira la structure au cours de sa vie utile;
- L'importance des défauts qui seront induits au moment de la construction de l'ouvrage.

Ces trois impondérables font augmenter considérablement les probabilités de rupture d'une structure.

À l'opposé, dans le cas de l'évaluation de la capacité d'une structure existante, le chargement et l'état du pont sont connus et l'évaluation demeure valide tant et aussi longtemps qu'une dégradation marquée de l'état de la structure ne sera pas observée ou que les charges permises ne seront pas augmentées. Ainsi, par rapport au cas d'une conception, les indices de fiabilité de chaque élément de la structure peuvent être abaissés à la condition d'avoir une activité d'inspection qui permet de vérifier à intervalles réguliers l'état du pont. Si un défaut important est répertorié sur une structure lors d'une inspection, il sera nécessaire de réviser l'évaluation en considérant le nouvel état du pont. C'est le prix à payer pour pouvoir réduire les indices de fiabilité tout en assurant à long terme l'intégrité structurale de l'ouvrage et, implicitement, la sécurité des usagers.

Une évaluation est donc une image de la capacité portante d'un pont à un instant donné. Cette image doit être révisée périodiquement, si l'état du pont change ou si les charges légales permises sont majorées par décret du gouvernement.

Lorsque l'on évalue la fiabilité d'une membrure d'une structure, la ruine ou la rupture de cette pièce ne signifie pas nécessairement l'effondrement de toute la structure, mais plutôt une perte de fonctionnalité de l'élément concerné (par exemple, de grandes déformations plastiques). On doit alors distinguer la fiabilité d'une membrure de la fiabilité de toute la structure. Cette distinction est d'autant plus nécessaire dans le cas de structures disposant d'une forme de redondance.

On dénote trois formes de redondance dans les ponts routiers, à savoir :

- la redondance dans le cheminement des efforts;
- la redondance structurale;
- la redondance interne.

La redondance dans le cheminement des efforts existe lorsque plus de deux éléments de support assurent le cheminement des charges jusqu'aux fondations. Des structures comportant deux poutres principales sont des exemples de structures non redondantes quant au cheminement des efforts.

La redondance structurale réfère au degré d'hyperstaticité d'une structure. Toutes les travées formées de poutres principales continues disposent, en flexion, d'une certaine redondance structurale.

La redondance interne existe lorsque la rupture d'un élément d'une membrure n'entraîne pas la ruine de toute la membrure. Des exemples de redondance interne sont les pièces formées par l'assemblage de plaques rivetées ou boulonnées et les barres d'armature dans les structures en béton armé. À l'opposé, une poutre constituée de plaques soudées entre elles ne comporte pas de redondance interne. Dans ce cas, une fissure dans une des plaques peut éventuellement se propager dans l'ensemble de la membrure et causer la ruine de la pièce.

Les structures disposant d'une forme de redondance structurale peuvent tolérer la perte de fonctionnalité de plusieurs membrures avant l'effondrement proprement dit de l'ouvrage. Dans le cas des structures redondantes, l'effondrement résulte de la défaillance de plusieurs de ses éléments et la probabilité de rupture de la structure est donnée par le produit des probabilités de rupture de tous les éléments conduisant au mode de rupture étudié. Ainsi, la probabilité de rupture de toute la structure sera plus petite (la fiabilité de l'ensemble de la structure plus grande) que celle de la membrure disposant de la plus faible marge de sécurité.

À l'opposé, dans le cas des structures qui ne disposent pas de redondance structurale, la défaillance d'un de leurs éléments signifie l'effondrement de la structure. La marge de sécurité de la structure est alors égale à celle de son élément le plus vulnérable (celui dont le comportement est le plus incertain).

3.2.1 Évaluation des risques inhérents à l'activité

Pour définir un niveau de sécurité satisfaisant conduisant au choix de l'indice de fiabilité qui doit être exigé pour un ouvrage, on doit procéder à l'analyse des risques inhérents à l'exploitation de l'ouvrage.

L'évaluation des risques (en anglais « Risk Assessment ») est un processus décisionnel visant à vérifier si les risques associés à une activité sont tolérables pour les populations concernées et si des mesures d'atténuation des risques sont nécessaires ou suffisantes.

On définit le risque comme le produit de la probabilité de rupture d'un système par les conséquences de celle-ci. L'évaluation des risques comporte deux opérations distinctes, soit l'analyse des risques et l'évaluation du niveau de risque tolérable.

L'analyse des risques vise à évaluer les probabilités de rupture ainsi que l'ampleur des conséquences de celle-ci. On évalue les probabilités de rupture du système étudié en décomposant celui-ci en sous-systèmes et en établissant la probabilité de réalisation des modes de défaillance de chacun d'eux (le cas des structures non redondantes). Dans d'autres cas, la rupture est considérée comme une suite d'événements et la probabilité de rupture est estimée en calculant le produit des probabilités d'occurrence de chaque événement conduisant à celle-ci (le cas des structures redondantes).

L'analyse des risques comporte généralement les quatre grandes étapes suivantes :

1. L'identification des modes de défaillance spécifiques à la structure étudiée;
2. L'énumération des paramètres favorables à l'initiation des modes de défaillance et la détermination des probabilités d'occurrence;
3. L'estimation des conséquences;
4. La détermination de la probabilité de réalisation associée à chacun des modes de rupture.

3.2.2 Évaluation du niveau de risque tolérable

L'établissement du niveau de risque tolérable vise à définir la probabilité de rupture maximale (la plupart du temps sur une base annuelle) associée à un mode de rupture particulier. Cette probabilité de rupture tolérée est établie en tenant compte de l'importance des conséquences qu'entraînerait la défaillance. Dans le cas des ponts routiers, les conséquences s'évaluent selon le nombre de personnes dont la vie est menacée, l'importance des effets sur l'économie locale et la valeur des infrastructures endommagées (celle du pont lui-même et les effets sur l'environnement).

Dans la littérature publiée sur le sujet, les niveaux de risque acceptés dans la société sont souvent présentés sous la forme d'un graphique donnant la probabilité cumulée d'une rupture (en ayant considéré tous les scénarios occasionnant la mort d'hommes) en fonction du nombre de personnes perdant la vie à la suite de la défaillance. Les probabilités de rupture indiquées à la figure 3.2-5 sont basées sur l'inventaire des défaillances répertoriées dans le passé.

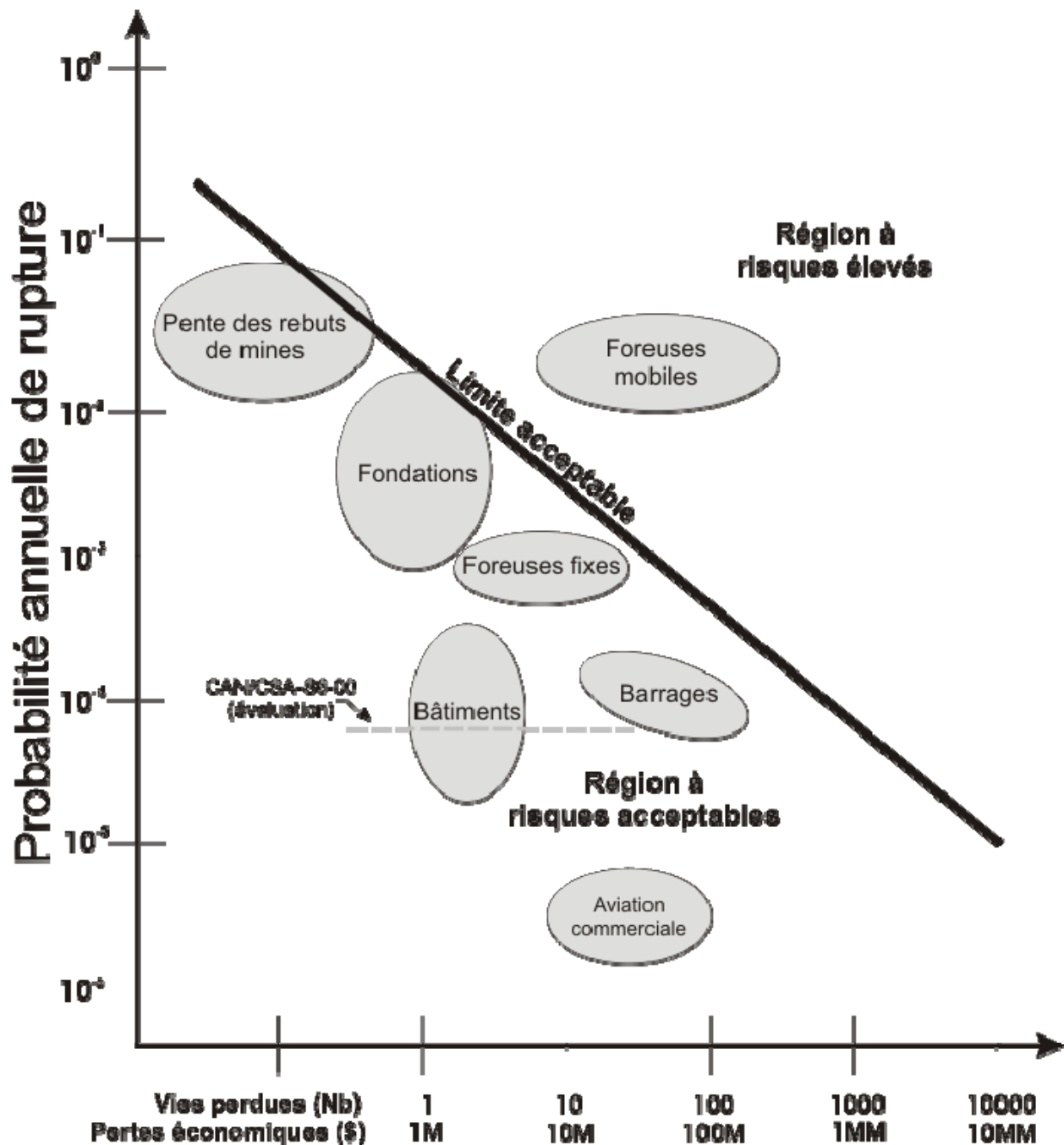


Figure 3.2-5 Comparaison des probabilités annuelles de rupture tolérées dans différents secteurs d'activité

La comparaison des niveaux de risque issus de l'analyse des risques et ceux qualifiés de « tolérables » permet de juger si l'ouvrage dispose d'un niveau de sécurité suffisant. Pour les ponts, il apparaît qu'une défaillance de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-5} serait acceptable selon l'importance des conséquences associées à la défaillance.

Dans l'éventualité où ce seuil de probabilité ne peut être respecté, des mesures d'atténuation des risques doivent être envisagées.

3.2.3 Mesures d'atténuation des risques associés à l'exploitation d'un pont

À titre de mesures d'atténuation des risques, on peut choisir de réduire les probabilités qu'une défaillance se produise en imposant des conditions à l'exploitation de l'ouvrage (limitation par affichage de l'intensité des charges autorisées à franchir le pont, réduction du nombre de voies de circulation ou du nombre de véhicules lourds présents simultanément sur le tablier du pont, réduction de la vitesse des véhicules, escorte pour les chargements exceptionnels, etc.). On peut aussi choisir de réduire au minimum les conséquences d'une rupture éventuelle en plaçant la structure sous surveillance (inspections d'observation) ou en procédant à l'installation d'un système de surveillance électronique (SSE). Mentionnons que la détection hâtive de l'initiation d'un processus de rupture peut, dans certains cas, favoriser la réalisation de travaux de renforcement qui permettraient de prolonger la durée de vie utile de l'ouvrage défaillant.

3.2.3.1 Inspection d'observation

Si la rupture anticipée est ductile, la défaillance sera progressive et accompagnée de déformations ou d'une fissuration soutenue et graduelle. Dans ces circonstances, il est possible de suivre l'évolution d'un défaut en effectuant des inspections d'observation de façon à s'assurer que le mécanisme de rupture n'est pas en progression. Ces inspections d'observation peuvent comporter des mesures prises manuellement à intervalles réguliers. Il est alors possible de suivre l'évolution de défauts qui pourraient potentiellement être des signes précurseurs d'une rupture potentielle. Ce faisant, la probabilité de rupture tolérée peut demeurer inchangée.

3.2.3.2 Système de surveillance électronique

Les systèmes de surveillance électronique (SSE) peuvent être utilisés pour sensibiliser le gestionnaire d'une structure à une anomalie de fonctionnement pouvant mettre en péril l'intégrité de l'ouvrage. Combinée à un plan de mesure d'urgence détaillé dans lequel le rôle et les responsabilités de tous les intervenants sont décrits en cas de sinistre, l'exploitation d'un SSE permet d'intervenir rapidement et ainsi prévenir la rupture, ou tout au moins, réduire les conséquences de la rupture du pont. Ce gain de temps est le paramètre clé amenant la réduction de l'ampleur des risques liés à l'exploitation de l'ouvrage.

Selon la nature des ruptures anticipées (niveau de ductilité ou vitesse de progression du processus), le système de surveillance est constitué de capteurs électroniques reliés à un système d'acquisition de données. Le système d'acquisition de données peut

traiter et transmettre les données acquises (ou un message d'alerte) en temps réel au responsable du pont.

La conception d'un SSE peut être basée sur les résultats de l'analyse des risques préliminaire réalisée spécifiquement pour le site à surveiller. Ainsi, la sélection du type de capteurs et le choix de l'emplacement de ceux-ci sont effectués de manière à suivre la problématique identifiée et associable à un mode de rupture probable.

3.3 APPROCHE RETENUE POUR L'ÉVALUATION DES PONTS AU MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC

La norme CAN/CSA-S6-00 est utilisée à la Direction des structures pour tous les travaux de conception de nouveaux ouvrages et aussi pour l'évaluation de la capacité portante des ouvrages existants. Cette norme fixe les règles à respecter pour les calculs aux états limites ultimes ou aux états limites d'utilisation. Cette même norme précise les méthodes à suivre pour le calcul de la résistance de chacun des éléments d'une structure. Elle fixe aussi les coefficients de pondération que l'on doit associer aux divers types de charges susceptibles de solliciter un pont. Elle détermine également les coefficients de tenue que l'on doit appliquer à chacun des matériaux utilisés dans la construction et l'évaluation d'un ouvrage.

En conception, les coefficients de pondération et les coefficients de tenue sont établis de façon à ce que tous les éléments d'une structure aient une probabilité de rupture inférieure à $8,85 \times 10^{-5}$ sur une période de 75 ans. Cette probabilité de rupture correspond à un indice de fiabilité β de 3,75 (voir le tableau 3.2-1). Dans le contexte d'une évaluation (valable du point de vue des statistiques pour une période de un an), la probabilité de rupture de $8,85 \times 10^{-5}$ équivaut à exiger un indice de fiabilité de 2,5. Ce niveau de sécurité est comparable à celui exigé pour d'autres ouvrages de grande envergure tels que les barrages (voir la figure 3.2-5). Dans la littérature pertinente, on reconnaît qu'une telle probabilité annuelle de rupture fournit un niveau de sécurité satisfaisant contre les pertes de vies humaines.

Le choix de l'indice de fiabilité répond à la problématique des éléments qui montrent peu ou pas de signes précurseurs avant l'effondrement (comportement fragile). Ainsi, le degré de sécurité est plus élevé pour un élément qui montrera des signes précurseurs avant la ruine (comportement ductile) puisque la résistance de cet élément utilisée dans les calculs ne tient pas compte du surplus de résistance engendré par la plastification de la pièce avant la ruine. Ces éléments ont donc un indice de fiabilité plus élevé qu'une pièce au comportement fragile.

En conception, ces considérations offrent peu d'avantages économiques et sont, la plupart du temps, négligées. La situation est différente dans le contexte de l'évaluation d'un pont existant puisque l'ouvrage est déjà dimensionné et que le remplacement d'une membrure ou le renforcement d'un élément de la structure jugée faible est une activité onéreuse que l'on tend à éviter *a priori*. Dans ces circonstances, il est

avantageux de considérer toutes les réserves de résistance qu'une pièce peut offrir et de tenir compte de son comportement à l'ultime avant de fixer l'indice de fiabilité requis.

Pour l'évaluation, la norme permet dans cette optique l'ajustement à la baisse des indices de fiabilité des différentes pièces d'une structure en fonction du comportement prévu de celle-ci à l'ultime. Les pièces ayant un comportement ductile se verront associées à un indice de fiabilité plus faible qu'une pièce au comportement fragile puisqu'elles ont un surplus de résistance non escompté dans les calculs.

Un indice de fiabilité plus faible se répercute dans les calculs par l'utilisation de coefficients de pondération de charges plus faibles et d'un coefficient de tenue plus élevé pour les matériaux. En d'autres termes, les coefficients de pondération des charges seront d'autant plus réduits que la pièce peut subir de grandes déformations avant la ruine. Le coefficient de tenue permettra une meilleure résistance de section d'autant que la section étudiée est ductile. Cette approche particulière à l'évaluation des structures est couverte par le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 qui fixe les règles devant être respectées pour le choix des coefficients à associer à un élément.

Il est utile de mentionner que dans la norme CAN/CSA-S6-00, l'analyse des risques conduisant à la probabilité de rupture ciblée ($8,85 \times 10^{-5}$ sur une période de 75 ans, soit un indice de fiabilité β de 3,75) considère que 10 personnes sont susceptibles de perdre la vie en cas de défaillance de l'ouvrage. On ne tient pas compte explicitement de la variabilité du nombre de personnes exposées, des incidences sur l'économie locale, ni de la valeur de l'ouvrage ou des dommages causés à l'environnement. Ainsi, pour les ponts de grande envergure, l'ingénieur évaluateur peut être justifié de choisir un indice de fiabilité plus élevé que celui recommandé pour les ouvrages de petite et moyenne envergure. La norme canadienne reconnaît de façon discrète cette situation en spécifiant à l'article 14.11.4 qu'un indice de fiabilité majoré d'au moins 0,25 doit être utilisé pour l'évaluation d'ouvrages importants et essentiels à l'économie locale ou à la circulation des véhicules d'urgence. Cette reconnaissance est d'autant plus discrète qu'en conception, aucune majoration de l'indice de fiabilité n'est proposée, que ce soit dans la norme actuelle ou les normes antécédentes. Dans ces circonstances, il n'apparaît pas logique de demander un indice de fiabilité plus élevé pour un pont existant nécessitant une évaluation alors qu'une conception neuve serait toujours calculée en considérant un β fixe de 3,75. En conséquence et à moins d'un avis contraire de la part du donneur d'ouvrage, la majoration proposée à l'article 14.11.4 ne doit pas être considérée lors des calculs d'évaluation.

3.4 CHOIX DE LA MÉTHODE D'ÉVALUATION

La norme CAN/CSA-S6-00 propose trois méthodes pour l'étude de la capacité portante d'une structure :

- la méthode de la calibration des coefficients de pondération;
- la méthode des charges moyennes;

- la méthode de l'essai de chargement.

3.4.1 Méthode de la calibration des coefficients de pondération (ÉLUL)

La méthode de la calibration des coefficients de pondération basée sur l'indice de fiabilité de chacun des éléments principaux d'un tablier de pont est la méthode la plus couramment utilisée en évaluation. Cette méthode a l'avantage d'être simple d'application et aussi de convenir à l'évaluation de la plupart des types de structures. C'est également la méthode qui est la plus détaillée dans le chapitre 14 de la norme S6-00.

À moins d'une indication contraire de la part du donneur d'ouvrage, la méthode des coefficients de pondération est la méthode qui doit être retenue pour l'évaluation d'une structure.

Avant d'examiner dans le détail cette méthode, il est bon de présenter les deux autres méthodes proposées par la norme et aussi de mentionner qu'il est également possible de se rabattre sur une méthode empirique pour procéder à l'évaluation de certaines structures en béton armé.

3.4.2 Méthode des charges moyennes

On peut citer deux exemples où la méthode des charges moyennes présente un intérêt marqué :

- Lorsque la méthode de la calibration des coefficients de pondération ne donne pas de bons résultats, principalement en raison du fait que les surcharges routières spécifiques au site sont mal représentées par les surcharges routières proposées par la norme, ou que la résistance d'un élément est très différente de celle couramment admise par la norme, il peut s'avérer avantageux d'utiliser la méthode des charges moyennes.

L'incertitude sur les surcharges, la méthode d'analyse et la résistance doivent alors être déterminées en utilisant les paramètres statistiques appropriés, soit les coefficients de biais δ (définis comme le ratio de la valeur moyenne sur la valeur nominale) et les coefficients de variation V (définis comme le ratio de l'écart type sur la valeur moyenne) de ces paramètres. Si ces incertitudes sont les mêmes que celles supposées pour le calcul des coefficients de pondération proposés dans le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00, l'utilisation de la méthode des charges moyennes ne présente pas d'avantages.

- Il est également possible de recourir à la méthode des charges moyennes lorsque l'on veut déterminer la probabilité de rupture associée au passage d'une surcharge

sur une structure. Une solution directe de l'équation de la méthode des charges moyennes conduit à l'indice de fiabilité désiré.

3.4.3 Méthode de l'essai de chargement

Comme solution de remplacement à la méthode de la calibration des coefficients de pondération, il est possible d'opter pour des essais de chargement. Cette méthode permet l'étude du comportement réel de la structure instrumentée. Il est alors possible de mettre en valeur une réserve de capacité qui est souvent insoupçonnée ou négligée par les autres méthodes d'analyse d'évaluation.

À titre d'information, mentionnons que le ministère des Transports possède un laboratoire mobile qui permet ce type d'auscultation. Les mesures *in situ* effectuées au moyen de jauges de déformation, d'accéléromètres, de tiltmètres et de capteurs de déplacement permettent l'estimation de propriétés structurales déterminantes. Ces mesures expérimentales peuvent être utiles pour vérifier l'adéquation d'une hypothèse de calcul. Elles peuvent également servir pour calibrer un modèle numérique de manière à ce que celui-ci simule le plus adéquatement possible le comportement réel du pont et permette ainsi l'évaluation du niveau réel des sollicitations dans les différents éléments de la structure. La combinaison des approches numérique et expérimentale s'est avérée très performante dans l'évaluation de ponts pour lesquels les méthodes de calcul habituelles révélaient, à tort, des incapacités structurales majeures.

Deux types d'essais de chargement peuvent être réalisés à l'aide du laboratoire mobile :

- les essais statiques;
- les essais dynamiques.

Les essais statiques consistent à immobiliser des camions de masse connue à des endroits prédéterminés sur la structure. Pour chacune des positions d'arrêt des véhicules d'essai, tous les capteurs installés sont interrogés et les mesures sont enregistrées dans le système d'acquisition de données.

Les essais dynamiques sont de deux types, soit les mesures des effets du trafic ambiant ou les mesures des effets de charges mobiles circulant à vitesse contrôlée. Les mesures des effets du trafic ambiant poursuivent deux objectifs, soit la détermination des modes de vibration à l'aide d'accéléromètres ou la mesure de l'amplitude des déformations en régime dynamique. Les mesures des effets de charges mobiles circulant à vitesse contrôlée permettent de déterminer le facteur d'amplification dynamique pour un niveau de chargement donné. En d'autres mots, en utilisant un même chargement, on peut comparer les mesures en régime statique avec celles obtenues en régime dynamique, et ce, pour différentes vitesses du chargement d'essai.

Il va de soi que l'instrumentation d'un pont et les essais de chargement sont réservés à l'étude de cas spéciaux où le raffinement des calculs et un travail de terrain important pour la réalisation des essais peuvent rehausser la capacité portante d'une structure préalablement évaluée selon des hypothèses de calcul trop pénalisantes.

3.4.3.1 Méthode empirique

La norme S6-00 ne fait pas directement mention de la méthode empirique, mais elle la sous-entend à l'article 14.17.1. Cet article précise le point suivant : « Un pont en béton armé ne nécessite aucun affichage s'il a supporté une circulation normale sans subir de fissuration ou de déformation excessive. Il doit cependant être inspecté aux intervalles recommandés par l'évaluateur. » Il est donc admis par la norme qu'un pont en béton armé puisse être évalué en procédant uniquement à une inspection minutieuse de la structure. Cette méthode d'évaluation est connue sous la désignation de « méthode empirique », puisque cette façon de faire ne requiert pas de calculs et qu'elle se base principalement sur l'expérience et le jugement de l'inspecteur ainsi que sur l'état de la structure.

Il est donc possible d'évaluer de façon empirique une structure en béton armé en procédant à une inspection d'évaluation de l'ouvrage pour conclure à un besoin d'affichage de celui-ci et aussi recommander un suivi spécifique (inspection d'observation) d'un défaut potentiel observé à la suite de l'inspection minutieuse de la structure. L'évaluation empirique est pour l'instant uniquement réservée à l'évaluation des structures en béton armé pour lesquelles il n'y a pas de plans de construction ou à l'évaluation de structure de type arche sous remblai.

3.5 CALCUL DU FACTEUR DE CAPACITÉ DE SURCHARGE (FACTEUR F)

Le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 précise la façon de calculer le facteur de capacité de surcharge (facteur F). Le facteur F d'une structure permet de quantifier la capacité portante de l'ouvrage. Pour déterminer la limite de charge d'une structure, on retient le plus bas facteur F calculé pour chacune des membrures d'un ouvrage. Ce faisant, on fixe la marge de sécurité de toute la structure et celle de son élément le plus faible. Cette simplification de l'analyse est conservatrice dans le cas des structures disposant de redondance structurale pour le mode de rupture concerné.

L'équation pour le calcul d'un facteur F est définie au chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00. Elle est reprise ici :

$$F = \frac{U\phi R - \sum \alpha_D D - \sum \alpha_A A}{\alpha_L L (1 + \text{CMD})}$$

$U \phi R =$	résistance pondérée de la membrure analysée;
$\alpha_D D =$	effet pondéré de toutes les charges permanentes;
$\alpha_A A =$	effet pondéré des charges supplémentaires (exemples : les pressions de vent, le poids des remblais, les pressions dues aux poussées des terres, les effets dus au fluage, au retrait et à la température);
$\alpha_L L (1 + CMD) =$	effet pondéré des surcharges routières amplifié par le coefficient de majoration dynamique (CMD);
$U =$	facteur d'ajustement de la résistance;
$\alpha_D =$	coefficient de pondération des charges permanentes;
$\alpha_A =$	coefficient de pondération des charges supplémentaires;
$\alpha_L =$	coefficient de pondération des surcharges routières.

Le facteur de capacité de surcharge indique la portion de la surcharge routière pouvant être reprise par la membrure analysée, et ce, sans perte de fonctionnalité de celle-ci. L'exploitation de la structure jusqu'à ce niveau de surcharge assure un degré de fiabilité adéquat. Tel que le montre le tableau 3.5-1, les facteurs F calculés peuvent être utilisés pour évaluer la capacité portante d'une structure.

Tableau 3.5-1 Capacité d'une structure en fonction du facteur F calculé

FACTEUR F	Capacité d'une structure à supporter une surcharge routière
$F > 1,0$	La structure est apte à supporter plus que la surcharge routière considérée soit : (F fois le poids de la surcharge).
$F = 1,0$	La structure est apte à supporter la surcharge routière proposée sans plus.
$F < 1,0$	La structure peut seulement supporter une fraction de la surcharge routière proposée. Cette fraction est donnée par le facteur F soit : (F fois le poids de la surcharge).

On notera que seules les charges permanentes et les surcharges routières sont normalement considérées dans le calcul du facteur F . Cette façon de faire est acceptable puisque l'évaluation se limite usuellement à la vérification des éléments de tablier qui sont généralement très peu influencés par les autres types de surcharges. Dans certaines circonstances, une surcharge supplémentaire peut être non négligeable. L'effet de cette dernière doit alors être considéré dans l'équation menant au calcul du facteur F .

Une charge supplémentaire doit être considérée si elle répond aux critères suivants :

- La charge peut agir simultanément avec la surcharge routière;
- La charge doit générer des forces non négligeables au niveau de la partie de la structure évaluée (généralement le tablier des ponts).

Dans le contexte actuel et à moins d'une indication contraire du donneur d'ouvrage, les évaluations faites pour le ministère des Transports doivent respecter les conditions d'analyse suivantes :

- Une surcharge de neige au niveau des trottoirs ou des pistes cyclables doit être considérée dans les calculs si une accumulation importante de neige est prévisible à ces endroits, et ce, pour une longue période de temps (calculée en mois ou en saisons). Si la largeur du trottoir ou de la piste cyclable est supérieure à 3,0 m, on doit aussi tenir compte du poids d'un véhicule d'entretien tel que cela est défini à l'article 3.8.11 de la norme;
- Une surcharge due à la circulation piétonnière ne doit pas être prise en compte à moins que l'évaluateur n'ait des raisons de croire que la pression de conception de la surcharge routière piétonnière (voir l'article 3.8.9 de la norme S6-00) puisse vraisemblablement être appliquée en même temps que la surcharge routière maximale (souvent la circulation piétonnière dans les zones rurales ou industrielles se résume à quelques passants à l'heure, ce qui est généralement négligeable). Une surcharge due à la circulation piétonnière ne peut pas être concomitante avec une surcharge de neige;
- Les charges dues au verglas ne sont jamais considérées pour l'évaluation puisque l'on considère peu probable que ce chargement prévale en même temps que la surcharge routière maximale;
- Les charges de vent ne sont jamais considérées pour l'évaluation d'un pont à moins que l'ingénieur évaluateur et le donneur d'ouvrage ne conviennent que le comportement de la structure peut être affecté par ce type de charge;
- Les variations de température et les effets secondaires de la précontrainte ne sont pas considérés pour l'évaluation à moins qu'un mode de rupture fragile ne soit envisagé;

- Si l'on juge pertinent d'inclure les poussées des terres à l'intérieur d'une évaluation, on doit pour les calcul utiliser le poids volumique d'un remblai granulaire tel que cela est proposé dans le tableau 3.8-1. Le coefficient de poussée des terres au repos est fixé à 0,46 et le coefficient de poussée active des terres est de 0,29. Le coefficient de poussée active des terres est utilisé pour l'analyse d'ouvrages possédant des éléments (verticaux) de retenue de sol qui sont libres de se déplacer à leur sommet. Le coefficient de poussée au repos est utilisé dans les autres cas comme les murs de portiques ou de ponceaux en béton armé. Parfois, il est raisonnable que l'évaluateur tienne compte de la compression dans les tabliers soumis à la poussée des sols. La prise en compte de ces efforts peut parfois modifier avantageusement la capacité d'un ouvrage;
- Dans le calcul de la capacité portante d'une structure, les efforts potentiellement causés par les séismes sont ignorés puisque l'évaluation se limite au calcul de la capacité portante sous des conditions d'utilisation dites normales. En ce qui concerne le ministère des Transports, la vulnérabilité sismique des structures est actuellement prise en compte à l'intérieur d'un autre processus d'étude indépendant de l'évaluation.

3.6 DÉTERMINATION DE L'INDICE DE FIABILITÉ CIBLE

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, la méthode d'évaluation proposée au chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 permet de réduire, dans certaines circonstances, l'indice de fiabilité cible d'un élément. Cet ajustement a pour conséquence de réduire les coefficients de pondération des charges (α_D et α_L) et de hausser le coefficient d'ajustement (U) de la résistance de cet élément.

Dans la norme canadienne, on distingue l'indice de fiabilité cible pour tous les types d'évaluation (circulation normale, permis de circulation PA, PB et PS) de celui qui doit être utilisé dans le cas de véhicules exploités en vertu d'un « permis contrôlé » (PC).

En résumé, les paramètres retenus pour le choix de l'indice de fiabilité cible sont :

- le comportement du système dont fait partie l'élément évalué;
- le comportement de l'élément évalué;
- le niveau d'inspection de l'élément évalué.

3.6.1 Comportement du système

Ce paramètre vise à tenir compte du potentiel de redistribution des charges à l'intérieur d'un système lorsque l'un des éléments principaux est défaillant. Si des cheminements alternatifs des efforts permettent l'acheminement des efforts de l'élément défaillant vers les éléments principaux adjacents, l'indice de fiabilité de cet élément et les coefficients de pondération des charges peuvent être réduits.

Le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 propose trois catégories de comportement du système :

La catégorie S1 (indice de fiabilité élevé requis) est applicable aux éléments dont la défaillance conduit à l'effondrement du tablier. Par exemple :

- les tabliers de pont constitués de deux poutres simplement appuyées ou continues sur plusieurs appuis* (poutres triangulées ou poutres à âme pleine);
- les poutres de rive simplement appuyées pour les ponts à trois poutres*;
- les tabliers constitués d'un caisson unicellulaire*;
- les dalles structurales évaluées en considérant une répartition statique basée sur le nombre de voies et la largeur du tablier décrite à la section 3.11.2*;
- le chevêtre et les poteaux d'une pile.

La catégorie S2 (indice de fiabilité intermédiaire permis) est applicable aux éléments dont la défaillance n'entraîne probablement pas l'effondrement du tablier. Par exemple :

- la poutre intérieure simplement appuyée des ponts à trois poutres;
- les poutres continues sur plusieurs appuis des ponts à trois poutres et plus;
- les poutres simplement appuyées des ponts à quatre poutres et plus;
- les tabliers constitués de caissons multiples*;
- les entretoises des structures triangulées*;
- les dalles structurales évaluées en considérant une répartition par la méthode simplifiée proposée par la norme CAN/CSA-S6-00*.

La catégorie S3 (indice de fiabilité réduit permis) est applicable aux éléments dont la défaillance conduit à un bris local qui ne causera pas l'effondrement du tablier. Par exemple :

- les longerons des structures triangulées;
- les traverses de bois des ponts acier-bois*;
- les poutres secondaires d'un tablier de pont.

3.6.2 Comportement de l'élément

Ce paramètre vise à tenir compte du comportement d'un élément avant la défaillance. Plus l'élément manifeste des signes précurseurs avant la ruine, plus celle-ci est prévisible et il est alors justifié de réduire l'indice de fiabilité de cet élément. Cette réduction se répercutera sur les coefficients de pondération des charges utilisés au moment de l'évaluation de cet élément.

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00

Le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 propose trois catégories de comportement de l'élément :

La catégorie E1 (indice de fiabilité élevé requis) est applicable aux éléments manifestant un mode de rupture dit fragile, c'est-à-dire qui n'offrent pas d'avertissement avant leur défaillance (peu ou pas de signes précurseurs préalables). Par exemple :

- les éléments en compression, tels les membrures en compression des poutres triangulées ou les poteaux en béton armé;
- les raidisseurs d'appui et les joints de chantier des poutres en acier;
- les poutres en béton armé sollicitées en cisaillement et dont l'armature de cisaillement a une aire efficace inférieure à la moitié** de l'aire exigée aux articles 8.8.4.3 et 8.9.2.3 de la norme S6-00 ou qui ne respecte pas l'espacement maximal précisé au chapitre 5* (modification des espacements maximaux pour s'adapter aux mesures impériales : 600 mm remplacé par 610 mm et 300 mm remplacé par 305 mm).
- les poutres en béton sur-armé en flexion;
- les éléments tendus en acier lorsque l'aire nette est la surface qui contrôle la capacité de l'élément;
- les câbles porteurs et les bielles.

La catégorie E2 (indice de fiabilité intermédiaire permis) est applicable aux éléments dont le mode de rupture anticipé est fragile, mais qui offrent une certaine capacité résiduelle après la rupture. Par exemple :

- les poutres en béton armé ou précontraint résistant à des efforts de cisaillement et dont l'armature de cisaillement a une aire efficace supérieure à la moitié** de l'aire exigée aux articles 8.8.4.3 et 8.9.2.3 de la norme S6-00 et qui respecte l'espacement maximal précisé au chapitre 5* (modification des espacements maximaux pour s'adapter aux mesures impériales);
- les dalles structurales n'ayant pas d'armature transversale (étriers) résistant aux efforts de cisaillement*;
- les plaques d'acier en compression qui conservent une certaine résistance après le flambement.

Le niveau E3 (indice de fiabilité réduit permis) est applicable aux éléments qui auront un mode de rupture dit ductile, c'est-à-dire qui montrent des signes importants de pertes de fonctionnalité préalables à la défaillance. Par exemple :

- les poutres en acier en flexion et en cisaillement;
- les poutres en béton et les dalles structurales en flexion qui respectent les critères de conception de la norme CAN/CSA-S6-00 (pièces sous-armées);

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

** Les exigences de la norme S6-00 sont réduites de moitié de façon à conserver l'approche adoptée à la norme S6-88.

- les éléments tendus en acier lorsque l'aire brute contrôle la capacité de l'élément;
- les poutres précontraintes en flexion.

3.6.3 Niveau d'inspection de l'élément

Ce paramètre est un indicateur du niveau de confiance de l'évaluateur pour les données acquises lors de l'inspection. En effet, plus les données recueillies (dimensions géométriques, envergure des défauts de matériaux et de comportement, etc.) sont représentatives de l'état réel de l'élément évalué, plus l'indice de fiabilité et les coefficients de pondération des charges de l'élément concerné peuvent être réduits. De plus, l'ingénieur évaluateur sera plus apte à juger de la pertinence de l'approche analytique retenue pour estimer la capacité à l'ultime d'un élément si cet élément a été inspecté minutieusement.

Le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 propose trois niveaux d'inspection :

Le niveau INSP1 (indice de fiabilité élevé requis) est applicable aux éléments qui, par leur nature ou leur localisation, ne peuvent pas être inspectés. De façon générale, le niveau INSP1 n'est pas acceptable à moins d'avoir reçu une autorisation spécifique du demandeur d'évaluation. Ce niveau d'inspection ne peut être utilisé que s'il est prouvé que l'élément en question ne peut être inspecté. Les cas suivants sont des exemples de circonstances assimilables au niveau d'inspection INSP1 :

- Les parties encastrées dans le béton et qui ne peuvent être dégagées sans causer des dommages importants au système structural (exemple : massifs d'ancrage des ponts suspendus);
- Les câbles principaux des ponts suspendus ou des ponts haubanés recouverts d'une gaine protectrice qui doit préférablement être conservée en place;
- Les câbles principaux des ponts suspendus ou des ponts haubanés sans gaine protectrice, mais dont on ne peut pas adéquatement inspecter les fils ou les torons intérieurs.

Le niveau INSP2 (indice de fiabilité intermédiaire permis) est applicable aux éléments qui sont inspectés par une personne autre que l'évaluateur ou le vérificateur de l'évaluation et qui n'a pas été directement supervisée par l'évaluateur. Cette inspection doit répondre aux mêmes exigences de qualité qu'une inspection de niveau INSP3. Il est important de noter que le niveau INSP2 n'est pas acceptable à moins d'avoir reçu une autorisation spécifique du demandeur d'évaluation. Entre autres, on trouve dans ce niveau :

- Une structure inspectée par un ingénieur spécialisé dans l'inspection des ponts, autre que le vérificateur, dont le travail n'aura pas été étroitement supervisé par l'évaluateur;

- Une structure inspectée par un ingénieur dans le cadre d'une inspection générale et qui aura profité de l'occasion pour procéder à un relevé des dimensions et des défauts des éléments qui composent le tablier d'un pont.

Le niveau INSP3 (indice de fiabilité réduit permis) est le niveau d'inspection préconisé pour l'évaluation des structures qui sont sous la responsabilité du ministère des Transports. L'inspection de type « doigt sur la pièce » doit être faite par l'évaluateur ou le vérificateur de l'évaluation. Pour les ponts de grande envergure (travées excédant 50 m), il est cependant accepté qu'une partie de l'inspection soit réalisée par une équipe de travail composée d'ingénieurs et de techniciens spécialisés dans le domaine des ponts et dont tous les membres ont réussi la formation relative à l'inspection des structures telle que préconisée par le ministère des Transports. L'évaluateur dans ces circonstances doit clairement démontrer qu'il a étroitement supervisé l'équipe d'inspection. L'exigence concernant la réussite de la formation relative à l'inspection est également requise pour l'évaluateur et le vérificateur qu'ils aient ou non participé à l'inspection du pont à évaluer.

L'inspection doit être approfondie et doit inclure un relevé dimensionnel de la structure et un relevé des défauts pouvant affecter le comportement structural du pont. Le relevé des défauts doit être accompagné de photographies qui illustrent l'ampleur des dommages observés. De façon générale, l'inspection se fait en ayant en main les données dimensionnelles du pont recueillies sur les plans de construction. Ces données seront validées sur le site au cours de l'inspection.

3.7 CALCUL DES COEFFICIENTS DE PONDÉRATION ET D'AJUSTEMENT DE LA RÉSISTANCE

3.7.1 Coefficients de pondération

Une fois l'indice de fiabilité cible déterminé, l'évaluateur repère dans les tableaux pertinents de la norme (article 14.12) les coefficients de pondération des charges permanentes et des surcharges en prenant garde de ne pas dépasser les coefficients de pondération prévus en conception.

3.7.1.1 Charges permanentes

Dans le cas des coefficients de pondération des charges permanentes, α_D , ceux-ci sont fonction du niveau de précision des données relevées lors de l'inspection de la structure (catégories D1 à D3). Il est important de noter que si une charge permanente génère des efforts qui agissent dans le sens contraire des efforts dus aux surcharges routières, on doit utiliser les coefficients de pondération minimaux ($\alpha_D < 1,0$), conformément à l'article 3.5.2.1 de la norme.

3.7.1.2 Charges supplémentaires

Lorsqu'elles sont prises en compte, les charges supplémentaires telles que la pression des terres, la pression hydrostatique, le retrait, le fluage, le tassement différentiel, la friction dans les appareils d'appui ou les efforts secondaires de précontrainte sont pondérées à partir des facteurs utilisés pour la conception d'ouvrages. Le facteur de pondération α_A pour les charges de neige et les surcharges dues à la circulation piétonnière est fixé à 1,25.

3.7.1.3 Surcharges routières

Dans le cas des surcharges routières, le choix de la méthode de distribution des surcharges n'intervient pas dans la détermination des coefficients de pondération sauf dans les cas de véhicules exploités en vertu d'un permis (PA, PS et PC).

Pour des véhicules nécessitant un permis, la norme CAN/CSA-S6-00 propose trois méthodes de répartition, soit la méthode « statiquement déterminée », la méthode « élaborée » ou la méthode « simplifiée ». Ces méthodes de distribution sont présentées à la section 3.11.

La méthode de répartition simplifiée est la méthode privilégiée par la Direction des structures pour l'analyse des ponts à poutres multiples.

Également, le chapitre 14 de la norme propose deux valeurs d'indice (β) selon la portée de l'élément étudié (portée courte ou longue). À moins d'une indication contraire du donneur d'ouvrage, l'évaluation pour des permis spéciaux doit toujours être faite en tenant compte des coefficients de pondération obtenus en considérant les coefficients associés aux portées longues.

Quel que soit le type de surcharge routière étudié, le coefficient de pondération α_L retenu pour l'analyse ne doit jamais être supérieur à 1,7.

3.7.2 Coefficient d'ajustement de la résistance (U)

Les coefficients d'ajustement (U) ont pour but de modifier les valeurs de résistance calculées dans le contexte d'une conception et dont les spécifications se trouvent dans les chapitres 7 à 10 de la norme CAN/CSA-S6-00. Ce faisant, on tente d'approcher le plus possible du comportement réel des éléments. Ces facteurs sont valables uniquement pour les ouvrages et les éléments en bon état. Lorsque le coefficient est supérieur à l'unité, un gain de résistance est obtenu. Ce gain peut s'expliquer par le fait que la fiabilité offerte par un élément dépend de la nature de la résistance en cause et que, pour la conception, les résistances ont été classées à l'intérieur de grands groupes en considérant toujours les niveaux de fiabilité les plus faibles du groupe en question. Il

est donc normal de pouvoir rehausser la résistance de certains types de résistances en divisant les grands groupes en sous-groupes.

Les coefficients inférieurs à l'unité sont plus discutables puisque cela voudrait dire que les coefficients de tenue utilisés en conception sont mal calibrés et que la résistance en évaluation d'un élément nouvellement construit pourrait être inférieure à celle qui a été considérée en conception. Il ne paraît donc pas logique d'avoir des coefficients d'ajustement inférieurs à l'unité. Il est fort possible que, dans la prochaine édition de la norme, la situation soit corrigée. Pour l'instant, il est requis d'utiliser tous les coefficients d'ajustement proposés par la norme.

Le tableau 3.7-1 présente les facteurs U proposés au chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00. À noter que certaines précisions ont été apportées en ce qui concerne le coefficient à utiliser pour les poutres en béton armé et les dalles épaisses travaillant en cisaillement. Dans le cas des poutres en béton armé, le changement modifie l'ordre de grandeur de l'aire minimale d'armature transversale requise pour respecter le critère d'étrier au tableau. L'aire minimale aux fins d'évaluation doit être considérée comme la moitié de l'aire requise à l'article 9.8.2.3 de la norme et l'espacement maximal précisé au chapitre 5 doit également toujours être respecté.

Tableau 3.7-1 Principaux facteurs d'ajustement, U

Acier (ϕ selon l'article 10.5.7)		
Mp (plastique) [10.10.2.2]		1,00
My (élastique) [10.10.3.2]		1,06
Mr (flambement inélastique) [10.10.2.3]		1,04
Mu (déversement élastique) [10.10.2.3]		0,96
Compression ou traction		1,01
Cisaillement (âme ou champ de traction)		0,87
Boulons		1,27
Soudures		1,32
Rivets		1,81
Dalle mixte sur poutres d'acier (ϕ selon les articles 8.4.6 et 10.5.7)		
Poutres composites		0,96
Goujons		0,94
Béton armé (ϕ selon l'article 8.4.6)		
Mu ($\rho < 0,4 \rho_b$)		1,06
Mu ($0,4 \rho_b \leq \rho \leq 0,7 \rho_b$)		0,99
Compression axiale		1,11
Cisaillement d'une dalle structurale*		0,94
Cisaillement (> étriers min)**		0,94
Cisaillement (< étriers min)**		0,82
Béton précontraint (ϕ selon l'article 8.4.6)		
$\omega_p < 0,15$		1,01
$0,15 < \omega_p < 0,30$ avec $\omega_p = \rho_p * f_p s / f'_c$		0,94
Bois		
Bois (flexion, cisaillement et compression)*		1,00

3.8 CHARGES PERMANENTES

Le chapitre 14 de la norme CSA/CSA-S6-00 propose trois catégories de charges permanentes, à savoir :

- les charges permanentes de la catégorie D1;
- les charges permanentes de la catégorie D2;
- les charges permanentes de la catégorie D3.

Le poids propre des éléments du pont fabriqués en usine appartient à la catégorie D1.

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

** Les exigences de la norme S6-00 sont réduites de moitié de façon à conserver l'approche adoptée à la norme S6-88.

Le poids propre des constituants suivants appartient à la catégorie D2 :

- des éléments de béton coulés en place* ;
- un revêtement de béton bitumineux dont l'épaisseur est mesurée *in situ*;
- des éléments en bois ou éléments non structuraux n'appartenant pas à la catégorie D1.

Le poids propre d'un revêtement bitumineux dont l'épaisseur est admise égale à 90 mm pour les besoins de l'évaluation appartient à la catégorie D3.

Chacune de ces catégories de charge est affectée d'un facteur de pondération qui lui est propre, tel que cela est spécifié à l'article 14.12.2. On constate qu'une charge permanente de catégorie D1 aura un coefficient de pondération (α_D) plus faible qu'une charge permanente de catégorie D2, puisque dans le premier cas, la précision de l'estimation de la charge est plus grande.

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, toutes les structures à évaluer doivent normalement être inspectées par l'évaluateur ou le vérificateur de l'évaluation. Au cours de l'inspection, celui-ci doit, entre autres, faire un relevé de la géométrie de la structure. Ce relevé doit lui permettre de calculer avec précision toutes les charges permanentes, ce qui implique que toutes les charges permanentes en présence appartiendront aux catégories D1 et D2.

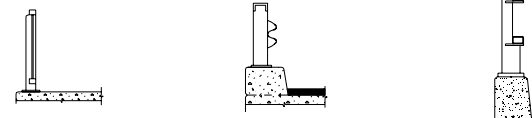
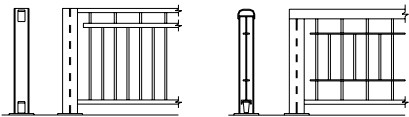
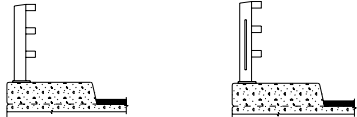
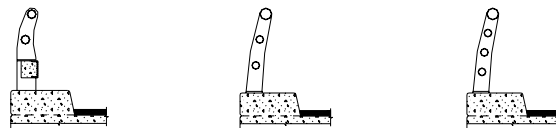
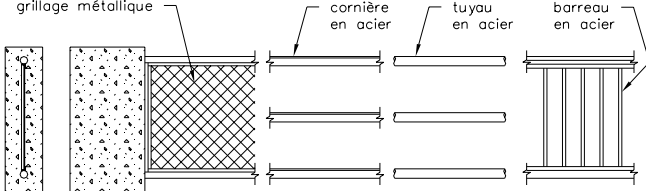
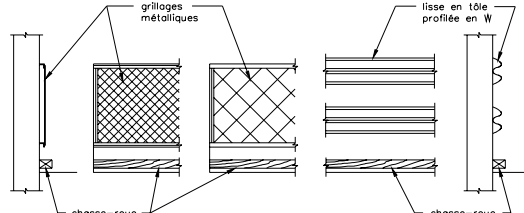
Les poids volumiques à utiliser pour les calculs sont présentés au tableau 3.8-1. Les poids linéaires à considérer pour les dispositifs de retenue sont donnés dans les tableaux 3.8-2, et 3.8-3. Ces poids sont approximatifs, mais ils s'avèrent suffisamment précis pour l'exercice d'évaluation à réaliser. Ces derniers excluent le poids de tout élément en béton (lisse, murets, chasse-roue ou trottoir); ces derniers doivent être calculés séparément et transformés en un poids linéaire distribué sur toute la longueur du pont.

Tableau 3.8-1 Poids volumiques des matériaux

Matériau	Poids volumique kN/m ³
Surface de roulement asphaltée	23,5
Béton armé de densité normale	24,0
Remblai en matériau granulaire	21,0
Acier	77,0
Bois	6,0

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

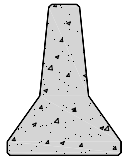
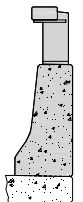
Tableau 3.8-2 Poids linéaire des dispositifs de retenue

Type de glissière	Exemple type	Poids linéaire à considérer
Glissière à une lisse		0,25 kN/m
Garde-corps ou glissière à deux lisses		0,50 kN/m *
Garde-corps à trois lisses et plus		0,65 kN/m *
Glissière à trois lisses	 Exceptions : type 210 : 1,0 kN/m type 210 B: 1,3 kN/m type 210 C : 1,4 kN/m	0,85 kN/m **
Glissières en acier à lisses rondes (béton exclu)		0,75 kN/m
Garde-corps ou glissière fixés sur poteaux ou des murets en béton armé	 grillage métallique cornière en acier tuyau en acier barreau en acier	0,30 kN/m
Garde-corps ou glissière fixés sur membrures des poutres triangulées	 grillages métalliques lisse en tôle profilée en W chasse-roue	0,30 kN/m

* Ajouter 0,1kN/m en présence d'une surélévation pour piste cyclable.

** Ajouter 0,3 kN/m en présence de barrotins et 0,1kN/m en présence d'une surélévation pour piste cyclable.

Tableau 3.8-3 Poids linéaire des dispositifs de retenue en béton armé

Type de glissière	Exemple type	Poids linéaire à considérer
Dispositif de retenue temporaire		6,5 kN/m
Dispositif permanent	 201  202	type 201 : 6,35 kN/m type 202 : 6,75 kN/m
	 301  311 A et B	type 301 : 8,40 kN/m type 311 : 7,70 kN/m * en incluant la glissière à une lisse en acier

3.9 CHARGES SUPPLÉMENTAIRES

À moins de conditions exceptionnelles, la pression de neige doit être fixée à 2,0 kPa et doit être appliquée de façon à la répartir uniformément sur toute la longueur du trottoir ou de la piste cyclable. Une surcharge de neige ne peut pas être concomitante avec une surcharge de circulation piétonnière.

3.10 SURCHARGES ROUTIÈRES

Le chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-00 propose cinq catégories de surcharge routière. En ce qui concerne les évaluations réalisées pour le ministère des Transports, on en retient seulement trois, soit la circulation normale et les véhicules exploités en vertu de permis de circulation PC et PS. La norme prévoit des coefficients de pondération (α_L) différents pour chacune de ces catégories, conformément à l'article 14.12.3.

3.10.1 Circulation normale

L'évaluation la plus souvent réalisée est celle qui étudie le comportement du pont sous la circulation normale. La circulation normale inclut tous les véhicules qui, étant donné leurs dimensions, leur configuration et leurs charges axiales, se conforment aux charges légales en vigueur. La circulation normale est étudiée en considérant trois niveaux de chargement (désignés comme des niveaux d'évaluation dans la norme canadienne).

3.10.1.1 Définition des niveaux de chargement (circulation normale)

Le niveau 1 de chargement se veut une représentation du train routier le plus lourd légalement permis sur le réseau routier québécois. Comme dans le cas d'une conception, on considère deux modèles de charge et l'évaluateur doit retenir le plus défavorable, soit :

- Le camion CL1-625 (voir le tableau 3.10-2) dont la valeur W est égale à 625 kN;
- Une surcharge de voie constituée d'une charge uniformément répartie combinée à 80 % du camion CL1-625.

Ces modèles de chargement diffèrent légèrement de ceux utilisés en conception par l'intensité de la charge répartie faisant partie de la surcharge de voie. La charge répartie a une intensité inférieure à celle prévue dans le cas d'une conception et prend des intensités différentes selon l'importance de la circulation routière sur le pont.

L'article 1.5.2.2 de la norme S6-00 définit quatre classes de routes pour autant de niveaux de circulation routière. Le tableau 3.10.-1 présente les critères qui permettent de définir la classe d'une route. Il est important de noter que ces critères sont basés sur le débit journalier moyen de véhicules par voie de circulation. Le débit journalier moyen annuel (DJMA) d'un pont (disponible dans la base de données du ministère des Transports) à deux voies doit donc être divisé par deux pour obtenir le débit journalier moyen (DJM) requis dans les critères de la norme. Pour quatre voies de circulation, on divise le DJMA par quatre et ainsi de suite selon le nombre de voies. Le débit journalier moyen camion (DJMC) est plus difficile à établir puisque le débit des camions sur un pont est rarement évalué avec précision. La base de données du Ministère contient une estimation du pourcentage de camions présents dans la circulation. Cette valeur peut être utilisée pour établir le DJMC d'une route.

Tableau 3.10-1 Définition des classes de route

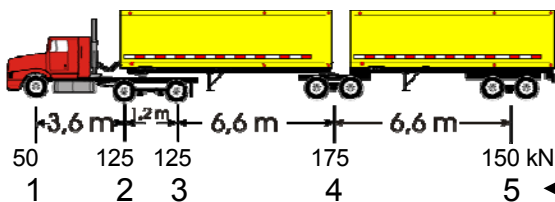
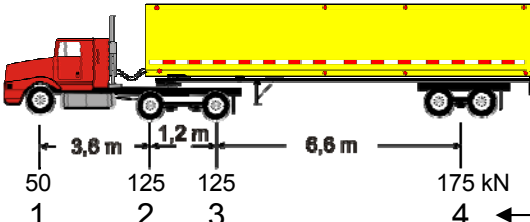
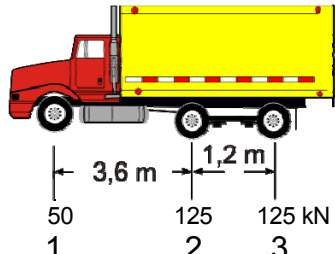
Débit journalier de véhicules par voie de circulation		Classe de route
DJM	DJMC	Symbole de classe
> 4000	> 1000	A
> 1000 et $\leq$ 4000	> 250 et $\leq$ 1000	B
$\geq$ 100 et $\leq$ 1000	$\geq$ 50 et $\leq$ 250	C
< 100	< 50	D

Le niveau 2 de chargement se veut représentatif des tracteurs et semi-remorques présents sur le réseau routier. Le modèle de charge est le CL2-625 qui correspond au CL1-625 avec le dernier essieu en moins. Le poids total de ce chargement s'élève à 475 kN, soit 76 % du CL1-625. Tout comme le CL1-625, on doit retenir le cas de chargement le plus défavorable entre le camion CL2-625 et la surcharge de voie constituée d'une charge répartie combinée à 80 % du camion CL2-625. L'intensité de la charge répartie faisant partie de la surcharge de voie est fonction de la classification de la route.

Le niveau 3 de chargement se veut représentatif des camions d'une seule unité tels que les camions dix-roues présents sur le réseau routier. Le modèle de charge est le CL3-625 qui correspond au CL1-625 avec les deux derniers essieux en moins. Le poids total de ce chargement s'élève à 300 kN, soit 48 % du CL1-625. Tout comme dans le cas du CL1-625, l'intensité de la charge uniforme faisant partie de la surcharge de voie est fonction de la classification de la route.

Le tableau 3.10-2 présente schématiquement les chargements à considérer pour l'évaluation suivant les trois niveaux décrits ci-dessus.

Tableau 3.10-2 Chargements associés à la circulation normale

Chargement	Véhicule	Charge de voie
CL1-625	Total 625 kN  50 125 125 175 150 kN 1 2 3 4 5	80 % du véhicule + 9 kN/m (classe A) 8 kN/m (classe B) 7 kN/m (classes C ou D) ← Numéros des essieux
CL2-625	Total 475 kN  50 125 125 175 kN 1 2 3 4	80 % du véhicule + 9 kN/m (classe A) 8 kN/m (classe B) 7 kN/m (classes C ou D) ← Numéros des essieux
CL3-625	Total 300 kN  50 125 125 kN 1 2 3	80 % du véhicule + 9 kN/m (classe A) 8 kN/m (classe B) 7 kN/m (classes C ou D) ← Numéros des essieux

À noter qu'il est possible, dans des cas très particuliers et exceptionnels, d'évaluer un pont à partir de charges alternatives. Cette approche doit dans tous les cas être entérinée en début d'évaluation par le demandeur de l'évaluation.

Pour le calcul des efforts, on doit, comme en conception, éliminer les essieux qui, de par leur position sur la structure, contribuent à minimiser l'effet des autres essieux. On doit aussi éliminer les charges de voies qui tendent à réduire les efforts sur les travées adjacentes. Dans pareils cas, les charges de voies doivent être éliminées sur toute la longueur de la travée.

Contrairement à ce qui est mentionné dans la norme, un pont doit toujours être évalué en considérant successivement les trois chargements décrits dans le tableau 3.10-2. Pour ce faire, l'évaluateur doit calculer, pour chacun de ces chargements, le facteur de capacité portante des différents éléments de la structure étudiée. Tel que cela est indiqué dans le tableau 3.5-1, la capacité portante est obtenue en multipliant, pour chacun des trois chargements décrits ci-dessus, le facteur F de l'élément le plus faible de la structure par la masse totale du véhicule utilisé lors de l'évaluation.

3.10.1.2 Nombre de voies à retenir dans les calculs

Les structures sont évaluées en considérant le nombre de voies de circulation présentes sur le pont. Si les voies de circulation sont clairement indiquées sur le pavage, elles doivent être retenues comme voies de calcul. Dans ce cas, les voies extérieures doivent inclure les accotements adjacents ou les pistes cyclables qui ne sont pas séparées de la voie carrossable par un chasse-roue et un dispositif de retenue. Si les voies de circulation ne sont pas délimitées explicitement sur le tablier du pont, le nombre de voies se calcule conformément à l'article 3.8.2 de la norme. Cependant, le nombre de voies sur le pont ne devrait pas être supérieur au nombre de voies définies sur les voies d'accès à la structure.

3.10.1.3 Chargement sur plusieurs voies simultanées

Lorsque plusieurs voies sont simultanément chargées, on doit appliquer un facteur de modification des charges noté R_L dans la norme (voir l'article 14.8.4.2). Ce facteur réduit l'intensité des charges à retenir dans les calculs pour tenir compte de la probabilité réduite que les chargements occupent simultanément les positions les plus défavorables dans chacune des voies. Le facteur de modification des charges proposé dans la norme est fonction du nombre de voies chargées et de la classification de la route. Le tableau 3.10-3 rappelle la valeur de ces facteurs.

Tableau 3.10-3 Facteur de modification des charges (R_L) selon le nombre de voies chargées et la classification de la route sous circulation normale

Nombre de voies chargées	Classe de la route		
	A	B	C ou D
1	1,00	1,00	1,00
2	0,90	0,90	0,85
3	0,80	0,80	0,70
4	0,70	0,70	-
5	0,60	-	-
6 ou plus	0,55	-	-

3.10.1.4 Répartition des charges de roues sur le remblai

L'article 14.1.1 de la norme stipule que le chapitre 14 ne doit pas servir à l'évaluation des ouvrages sous remblai. Cependant, on reconnaît qu'il est raisonnable d'analyser des structures qui supportent un remblai, en particulier lorsque l'épaisseur de remblayage approche l'épaisseur de l'enrobé bitumineux mesurée sur certaines structures. La définition d'un ouvrage sous remblai telle que présentée au début du chapitre 7 n'interdit pas cette interprétation. Les ouvrages en béton armé tels les arches et les portiques sous remblai pourraient tirer avantage d'être évalués en conformité avec le chapitre 14. Si un ouvrage ne montre pas de signes évidents de détresse associables à un voûtement, il apparaît raisonnable d'envisager le calcul d'un facteur de capacité portante pour une structure sous remblai.

La distribution des charges de roues peut alors se faire conformément aux exigences de l'article 6.9.6 de la norme. Le coefficient de majoration dynamique peut aussi se calculer en conformité avec l'article 3.8.4.5.2 de la norme S6-00. Cependant, dans le cas de remblais importants, l'interprétation des facteurs de capacité portante doit être faite avec prudence et le rapport des efforts pondérés sur la résistance pondérée devrait plutôt être considéré pour juger de la capacité portante de l'ouvrage. Les charges routières perdent leur importance plus la hauteur de remblai au-dessus de la structure est élevée. Pour les ponts sous de très gros remblais, il ne serait donc pas approprié d'établir la capacité portante de l'ouvrage à partir d'une charge routière qui n'influence pas ou peu la structure.

3.10.2 Véhicules exploités en vertu de permis PA, PS et PC

Parmi les permis proposés par la norme S6-00, il est possible de demander un permis de catégories PA, PS et PC. Dans tous ces cas, le chargement est indivisible et n'inclut pas d'option de levée d'essieux puisqu'il représente le véhicule réel pour lequel l'analyse est effectuée.

3.10.2.1 Chargement PA

Le permis PA concerne les véhicules qui demandent un permis de classe 5. Dans tous les cas, la configuration du véhicule et la répartition des charges sur les essieux doivent donc être connues avec précision.

Lorsque plusieurs voies peuvent être chargées simultanément avec le véhicule exploité en vertu d'un permis PA, la voie dédiée à ce véhicule subit 100 % de celui-ci tandis que les autres voies sont sollicitées par le chargement CL1-625 multiplié par le facteur de modification des charges approprié (voir le tableau 3.10-4 ci-dessous ou l'article 14.8.4.3 de la norme S6-00).

3.10.2.2 *Chargement PS*

Le permis PS concerne les véhicules qui demandent un permis général de classe 6. Encore une fois, dans tous les cas, la configuration du véhicule et la répartition des charges sur les essieux doivent donc être connues avec précision.

Lorsque plusieurs voies peuvent être chargées simultanément avec le véhicule exploité en vertu d'un permis PS, la voie dédiée à ce véhicule subit 100 % de celui-ci tandis que les autres voies sont sollicitées par le chargement CL1-625 multiplié par le facteur de modification des charges approprié (voir le tableau 3.10-4 ci-dessous ou l'article 14.8.4.3 de la norme S6-00).

Tableau 3.10-4 Facteur de modification de la charge CL1-625 selon le nombre de voies chargées et la classification de la route pour véhicule avec permis

Voies chargées	Classe de route		
	A	B	C ou D
Deuxième voie	0,7	0,6	0,5
Troisième voie et suivantes	0,4	0,4	0,4

3.10.2.3 *Chargement PC*

Le permis PC concerne les véhicules qui demandent un permis spécifique de classe 6. Ce véhicule doit circuler seul sur la structure évaluée. Le chargement PC est un chargement unique qui n'est pas jumelé à une charge de voie. Pour tous les cas, la configuration du véhicule et la répartition des charges sur les essieux doivent donc être connues avec précision et certifiées par un ingénieur.

3.11 MÉTHODES DE RÉPARTITION DES SURCHARGES ROUTIÈRES

L'ingénieur évaluateur dispose de plusieurs méthodes pour estimer la répartition transversale des surcharges routières entre les différentes composantes principales du tablier du pont.

Les méthodes disponibles sont en ordre croissant de complexité :

- La méthode « simplifiée » proposée par la norme CAN/CSA-S6-00;
- La méthode « statiquement déterminée » basée sur une analyse statique;
- La méthode « élaborée 1 » basée sur une modélisation par grillage de la structure;
- La méthode « élaborée 2 » basée sur une modélisation par éléments finis de la structure;
- La méthode « élaborée 3 » basée sur les résultats d'un essai de chargement réalisé sur la structure;

- La méthode « élaborée 4 » basée sur une modélisation par éléments finis de la structure qui aura fait l'objet d'un ajustement sur des mesures obtenues d'un essai de chargement réalisé sur la structure.

De façon à être efficace dans l'exécution de ses tâches, l'ingénieur évaluateur doit privilégier les méthodes les plus simples et les plus rapides d'exécution. Par ailleurs, les méthodes de répartition « élaborée 3 » et « élaborée 4 » doivent au préalable avoir été acceptées par le demandeur de l'évaluation.

Le choix de la méthode appropriée doit se faire en considérant la complexité de la structure à analyser. Une structure sans biais ou comportant un biais faible, ayant des conditions d'appui normales, devrait être évaluée au moyen de la méthode simplifiée si les critères d'application de celle-ci sont respectés. Pour les ponts de type dalle et poutres, il est même possible d'étudier des ouvrages en biais à la condition d'amplifier les efforts de cisaillement par un facteur C_v tel que cela est proposé au commentaire de la norme S6-00 [voir CA5.1 (b) (i)]. La méthode simplifiée peut aussi être étendue pour analyser les dalles épaisses à fort biais qui ne montrent pas d'indices de faiblesse en cisaillement*. Dans ces cas, une bande de 1,0 m de largeur de la dalle est analysée et les efforts de cisaillement sont pondérés par le facteur d'amplification suivant pour tenir compte de l'effet de concentration d'efforts aux coins obtus de la dalle :

$$C_v = 1 + (\Psi/60^\circ) \leq 2,0 \quad \text{où } \Psi \text{ est l'angle du biais de la dalle}$$

Les résultats de la méthode simplifiée doivent toujours être comparés aux résultats obtenus par la méthode « statiquement déterminée ». Les facteurs d'essieu retenus ne devraient jamais être supérieurs aux valeurs obtenues par cette dernière méthode. Si la méthode simplifiée ne peut pas être utilisée, on procède alors uniquement avec la méthode « statiquement déterminée ».

À l'exception des dalles structurales mentionnées précédemment, les structures ayant un biais important ou constituées de poutres de rigidités flexionnelles significativement différentes doivent aussi être analysées à l'aide de la méthode « élaborée 1 ».

Si un tablier de pont manifeste un comportement inusité, qui est mal considéré par les méthodes plus simples d'utilisation, il devient alors nécessaire de procéder selon la méthode « élaborée 2 ». Le comportement des câbles principaux et des suspentes des ponts suspendus ou haubanés doit aussi être analysé en suivant cette méthode ou en utilisant un logiciel approprié.

Les méthodes « élaborée 3 » et « élaborée 4 » devraient être exploitées uniquement en dernier recours, après que toutes les autres méthodes auront été jugées inappropriées pour représenter adéquatement le comportement de la structure.

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00 et il est basé sur l'expérience du ministère des Transports dans le domaine de l'évaluation.

De façon générale, une méthode d'analyse plus complexe est choisie si les résultats obtenus par une méthode simplifiée ne reflètent pas l'état réel de la structure à évaluer. Ainsi, il serait justifié de procéder à une analyse plus détaillée si les résultats d'une analyse faite selon une méthode simplifiée révèlent une faible capacité alors qu'aucun signe de faiblesse significatif n'est apparent sur cette structure.

3.11.1 Méthode « simplifiée » de répartition transversale des efforts

La méthode simplifiée proposée dans le chapitre 5 de la norme CAN/CSA-S6-00 consiste essentiellement à considérer le pont comme une poutre longitudinale. C'est la méthode dite « de l'analogie de poutre » qui se prête bien à l'analyse des ponts à ossature élancée. Cette simplification de l'analyse ne peut être envisagée que si les critères précisés à la norme sont respectés en considérant cependant qu'en évaluation, les longueurs des porte-à-faux sont établies comme suit :

En évaluation, il est permis d'étirer l'étendue d'application de la méthode simplifiée en étant un peu plus permissif dans le calcul des longueurs des porte-à-faux. Cette longueur est établie comme la largeur de la voie carrossable en porte-à-faux, située entre le centre de l'âme de la poutre extérieure et le bord extérieur du tablier. On ajoute à cette longueur une largeur de chasse-roue standard soit 450 mm. Ainsi, dans le cas où il y a un trottoir, on calculera la longueur du porte-à-faux en remplaçant le trottoir par un chasse-roue standard*. La largeur du tablier sera calculée en considérant cette dernière longueur de porte-à-faux.

Si toutes les conditions d'application de la méthode simplifiée sont respectées, on peut calculer à titre d'exemple le moment maximal dans une poutre M_g à l'aide de l'équation suivante :

$$M_g = F_m M_{avg} = F_m \frac{M_T n R_L}{N}$$

où

M_T = moment causé par le chargement CL-W sur une voie de calcul;

n = nombre de voies de calcul;

R_L = facteur de modification selon le nombre de voies chargées et la classification de la route (voir le tableau 3.10-3);

N = nombre de poutres dans la section transversale.

M_{avg} est la valeur moyenne des efforts de flexion occasionnée dans chacune des poutres. À noter que l'effort M_{avg} serait effectivement appliqué à chacune des poutres si le tablier du pont était infiniment rigide transversalement. Le facteur F_m se veut donc un

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

facteur d'amplification de l'effort moyen. En aucun cas l'amplification ne peut être inférieure à 5 % ($F_m \geq 1,05$).

On peut également interpréter le facteur F_m comme le rapport entre la largeur totale du pont sur la largeur équivalente sur laquelle les efforts pourraient être répartis s'ils étaient constants et égaux à la valeur maximale de l'effort. Ce faisant, l'aire du diagramme montrant la distribution transversale des efforts sur la largeur de la section doit être égale à l'aire du rectangle équivalent de hauteur M_g . La figure 3.11.1-1 montre l'équivalence recherchée. Dans le cas d'un tablier infiniment rigide transversalement, les diagrammes de distribution transversale seraient tous deux rectangulaires, de même largeur (SN) et de même hauteur (M_{avg}).

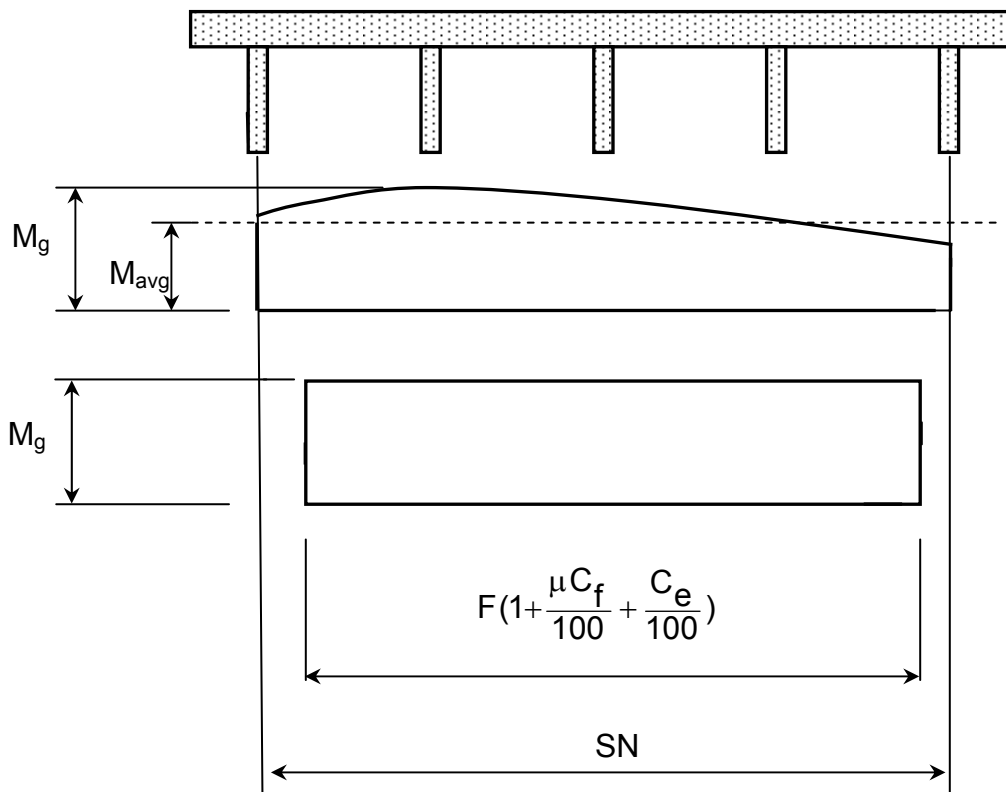


Figure 3.11-1 Illustration du principe d'équivalence qui sous-tend le facteur F_m

Le facteur F_m est déterminé à partir de quatre paramètres, soit :

F = largeur qui caractérise la répartition de la charge pour un pont;

C_f = facteur de correction tiré du tableau A5.7.1.2.1 de la norme;

$$\mu = \frac{(W_e - 3,3)}{0,6} \leq 1,0$$

où W_e doit être déterminé conformément à l'article 3.8.2 de la norme S6-00 sans être supérieur à 6,0 m.

On a :

$$F_m = \frac{\text{largeur réelle}}{\text{largeur efficace}} = \frac{SN}{F \left(1 + \frac{\mu C_f}{100} + \frac{C_e}{100} \right)}$$

où S représente l'espacement entre les poutres, en mètres.

Le paramètre C_e intervient dans la norme dans certaines équations définissant la valeur de F_m à prendre dans les cas de la fatigue des ponts de type dalle sur poutre.

Bien qu'il n'existe plus dans la nouvelle norme, le facteur d'essieu (F_e) demeure la valeur finale à calculer à l'aide de la méthode simplifiée de répartition des surcharges. Pour un pont avec dalle sur poutres, la relation suivante permet de calculer le facteur d'essieu :

$$F_e = \frac{M_g}{M_T} = \frac{n R_L}{N} F_m$$

Il est à noter que la méthode simplifiée est également valable pour la répartition transversale des surcharges routières entre une série de poutres orientées selon l'axe du pont et uniformément réparties sous le tablier. Cette méthode doit être privilégiée pour la répartition des surcharges entre des longerons d'un pont à poutres triangulées ou entre les poutres principales d'un pont de type poutres et dalle. Cependant, la méthode « simplifiée » ne peut être directement utilisée dans le cas d'une évaluation pour un véhicule exploité en vertu d'un permis (voir l'article 14.10.3 de la norme S6-00) et dont la largeur (mesurée entre les essieux) est supérieure à celle du CL-625 (1,8 m).

Dans la norme canadienne, des articles spécifiques ont été rédigés pour différents types de structures. Le tableau 5.7.1.1 de la norme permet de repérer rapidement les articles pertinents à la structure étudiée. En évaluation, en l'absence de défauts de matériaux ou de comportement observables sur le terrain qui pourraient susciter une étude plus exhaustive du tablier, les calculs se limitent normalement à contrôler l'effet des efforts longitudinaux (flexion et cisaillement).

Les facteurs d'essieu calculés par la méthode simplifiée doivent être utilisés avec prudence surtout lorsque l'on étudie le comportement de ponts qui ont des porte-à-faux de faibles dimensions. Les facteurs d'essieu obtenus peuvent souvent être excessifs. On comprendra que ces facteurs ont été principalement mis au point pour des travaux de conception d'ouvrages qui normalement ont des porte-à-faux de l'ordre de 0,5S. Comme les porte-à-faux des anciens ouvrages sont souvent plus courts, il devient donc nécessaire de contrôler l'ordre de grandeur des valeurs calculées en les comparant aux valeurs obtenues par la méthode de répartition statiquement déterminée. Pour une poutre intérieure, le facteur calculé par la méthode simplifiée ne doit jamais être supérieur au facteur d'essieu calculé par la méthode statique. Il en va de même pour la poutre de rive. Toutefois, si le facteur d'essieu obtenu par la méthode simplifiée est

utilisé pour l'analyse des poutres intérieures, le facteur d'essieu pour la poutre de rive ne doit pas être inférieur au facteur d'essieu retenu pour les poutres intérieures.

3.11.2 Méthode de répartition statiquement déterminée

La méthode de répartition statiquement déterminée, appelée aussi méthode statique, est utilisée pour la distribution des surcharges entre des poutres orientées selon l'axe du pont principalement lorsqu'il n'est pas possible d'utiliser la méthode simplifiée.

On établit le facteur d'essieu pour les poutres intérieures en considérant deux charges de roues de 0,5 et en calculant la réaction sous la poutre la plus chargée. On admet que des rotules sont introduites dans le platelage au-dessus de chacune des poutres, tel que le montre la figure 3.11-2.

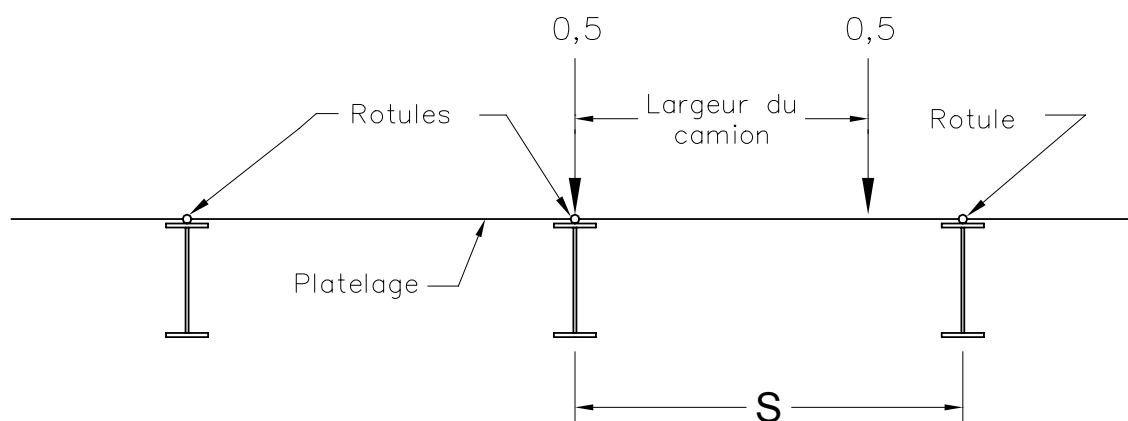


Figure 3.11-2 Coupe transversale du pont – répartition statique à une poutre intérieure

Les charges doivent être positionnées à l'intérieur des diverses voies de façon à créer le chargement le plus défavorable tout en maintenant une distance minimale de 600 mm entre le premier essieu et la ligne délimitant les voies ou le chasse-roie. Si une seconde voie est chargée, toutes les charges de roues sont égales à 0,50 multipliées par le facteur de modification des charges, lequel est fonction du nombre de voies chargées et de la classification de la route sous circulation normale (voir le tableau 3.10-3). Ces charges n'ont pas d'unité et la réaction d'appui calculée au droit de chacune des poutres donne directement le facteur d'essieu.

On calcule le facteur d'essieu d'une poutre de rive de la même façon que pour une poutre intérieure en considérant que le platelage est continu au-dessus de la poutre de rive, tel que cela est montré à la figure 3.11-3. Si plus d'un camion peut influencer les calculs, le facteur d'essieu retenu doit être le plus élevé obtenu en considérant la présence d'un camion ($R_L = 1,0$), de deux camions ($R_L < 1,0$) ou même de plus de trois camions.

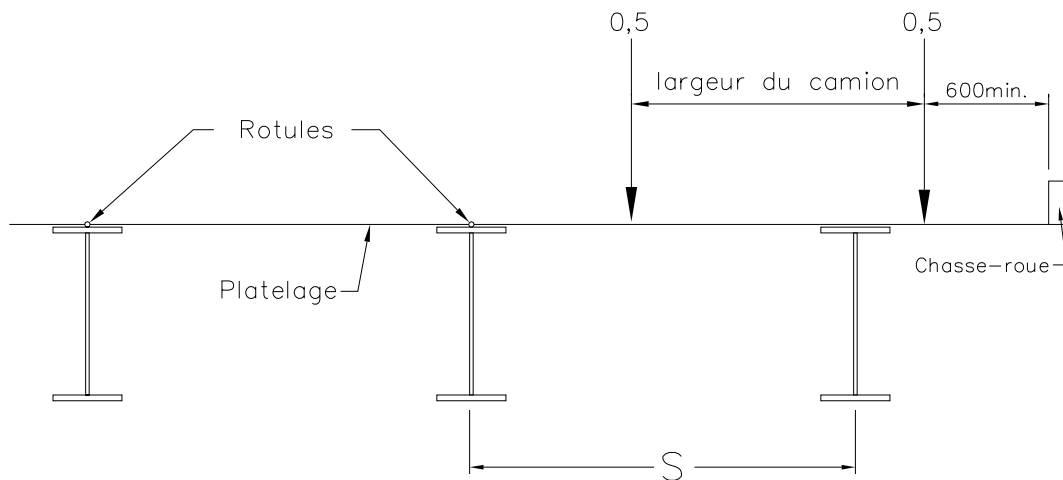


Figure 3.11-3 Coupe transversale du pont – répartition statique à la poutre de rive

Dans le cas d'une dalle structurale, il est possible par la méthode statique d'estimer la répartition des charges. Pour ce faire, on divise le tablier du pont en bandes de largeur égale à la largeur totale du tablier divisée par le nombre de voies présentes sur la structure. On considère un facteur de modification des charges égal à 1,0 ($R_L=1,0$). Le facteur d'essieu à utiliser pour analyser une largeur de tablier de 1,0 m est donné par l'expression suivante :

$$F_e = \frac{n}{B_e} \geq 0,15$$

où n est le nombre de voies et B_e , la largeur réduite du tablier tel que cela est défini au chapitre 5 de la norme S6-00.

Cette façon de faire est valable pour les dalles structurales qui ne montrent pas de problèmes de comportement sous les charges de service. Le calcul des facteurs de capacité de surcharge F se fait alors en considérant un comportement de système S1.

La méthode de répartition statiquement déterminée pour les dalles structurales peut également être utilisée pour l'analyse d'une dalle de ce même type mais sous remblai.

3.11.3 Méthodes de répartition élaborées

Les méthodes élaborées proposent une répartition des charges sur le tablier fondée sur une modélisation numérique de la structure. La répartition des charges se fait donc en considérant, à des degrés différents, la rigidité en flexion et en torsion des divers éléments qui constituent le tablier. Ce type de répartition implique donc la construction d'un modèle numérique bidirectionnel ou tridimensionnel de la structure. Une

modélisation adéquate conduira à une répartition transversale des charges beaucoup plus précise que celle estimée à l'aide des méthodes simplifiée ou statiquement déterminée. L'article 5.9.4 de la norme énumère la liste des méthodes d'analyse qui peuvent être retenues en fonction du type de pont étudié.

3.11.4 Méthode de répartition basée sur des essais de chargement

Il est possible d'établir un facteur d'essieu à partir des résultats d'un essai de chargement sur la structure. Cette approche fournit les résultats les plus représentatifs du comportement réel de la structure jusqu'au niveau des charges atteint lors des essais. Dans ce contexte, on peut considérer cette méthode comme une méthode de répartition élaborée.

La collecte de l'information sur le site nécessite par contre un temps de préparation considérable et exige un nombre important d'intervenants et d'équipements spécialisés dont le laboratoire mobile de la Direction des structures. Également, des camions préalablement pesés sont nécessaires, de même qu'un dispositif adéquat de signalisation permettant la fermeture du pont pour de courtes périodes.

De plus, cette méthode expérimentale ne convient pas à toutes les structures. La répartition transversale des charges déduites des résultats d'essais est adaptée uniquement à l'étude des tabliers de ponts dont les éléments auscultés sont homogènes et isotropes (exemple : ponts avec poutres d'acier). L'interprétation des mesures obtenues de structures en béton armé est plus difficile, puisque les poutres doivent toutes avoir les mêmes propriétés flexionnelles (mêmes dimensions et sensiblement les mêmes défauts de matériaux).

Cette méthode est donc réservée à l'étude de cas spéciaux où le raffinement des calculs peut rehausser la capacité portante d'une structure préalablement évaluée déficiente en utilisant une méthode de répartition plus simple.

3.12 MÉTHODES DE RÉPARTITION DES CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes des éléments structuraux d'une structure doivent être distribuées aux éléments qui ont à supporter ces charges. Basée sur l'analogie des poutres, la méthode simplifiée proposée dans la norme canadienne (voir l'article 5.6.1) peut être utilisée à cet effet. Cependant, l'emploi de cette méthode ne peut être envisagé que si les exigences précisées à la section 3.11.1 sont satisfaites. Les charges peuvent alors être réparties selon la largeur de dalle tributaire de chacune des poutres.

Pour les dalles épaisses et les ponts poutres et dalle de plus de deux poutres et dont les porte-à-faux sont plus petits que $0,6S$ et aussi que $1,8\text{ m}$ (porte-à-faux réels et non la largeur de voie carrossable en porte-à-faux telle que définie à l'article 3.11.1), les

charges permanentes ajoutées après la prise du béton de la dalle peuvent être réparties uniformément sur toutes les poutres de la structure à la condition que le tablier présente une certaine symétrie par rapport à l'axe longitudinal du pont.

Si l'une de ces exigences n'est pas respectée, toutes les charges permanentes additionnelles doivent être réparties selon les largeurs tributaires de chacune des poutres en place et, au besoin, être étudiées en procédant à une analyse par grillage.

3.13 COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE (CMD)

Le coefficient de majoration dynamique (CMD) permet de tenir compte de l'interaction dynamique entre le véhicule de conception et la structure. Cette interaction tend à amplifier l'effet des charges routières sur la structure. L'emploi du CMD peut être décrit de la façon suivante :

L = effet dû à la surcharge routière sans majoration dynamique

$L (1 + \text{CMD})$ = effet de la surcharge routière avec majoration dynamique

Il est reconnu dans la littérature que les vibrations induites par les irrégularités de la chaussée causent une variation de l'intensité des charges sous chacune des roues du véhicule. Ces variations amplifient la réponse de la structure (efforts, déformations et flèches) par rapport au cas où les charges seraient appliquées de manière statique. Les vibrations du tablier influencent à leur tour la réponse dynamique du véhicule et un phénomène d'interaction se crée entre les mouvements verticaux des charges des véhicules et ceux du tablier de la structure.

Un phénomène de quasi-résonance a été observé expérimentalement pour les ponts ayant des fréquences de vibration avoisinant les fréquences de vibration verticales des véhicules commerciaux. Ce phénomène était à la base des exigences de la norme CAN/CSA-S6-88 qui recommandait un CMD en fonction de la fréquence fondamentale de vibration de la structure étudiée. On note cependant que plusieurs autres facteurs influencent l'interaction pont-véhicules, soit entre autres :

- le type et la géométrie du pont;
- les caractéristiques d'amortissement des divers éléments du pont;
- la rugosité de la surface de roulement;
- l'amplitude des dénivellations fréquemment rencontrées à l'entrée du pont et aux joints de dilatation;
- les caractéristiques dynamiques des divers types de véhicules;
- l'espacement entre les essieux des véhicules;
- la position longitudinale et transversale des véhicules sur le tablier et l'espacement relatif entre ceux-ci;
- la vitesse des véhicules.

La prise en compte de l'ensemble de ces paramètres et la revue des résultats expérimentaux disponibles ont conduit aux prescriptions de la norme CAN/CSA-S6-00 relatives à l'amplification dynamique des effets induits par la circulation routière.

De plus, l'établissement des valeurs recommandées du CMD est le résultat d'une procédure de calibration qui a tenu compte de l'indice de fiabilité souhaité de 3,75 pour les ouvrages neufs, de la valeur du facteur de pondération des charges vives déterminé à la suite d'une analyse des effets des charges vives statiques actuelles (α_L égale à 1,7 pour la conception d'ouvrages neufs) et de la grande variabilité du facteur d'amplification dynamique observé dans les mesures effectuées sur différents types de structures, principalement en Ontario. Dans ces circonstances, la valeur du CMD proposée dans la norme ne doit pas être comparée directement avec les facteurs de majoration suggérés dans d'autres normes ou avec des valeurs moyennes observées au cours d'essais de chargement.

À noter que le facteur de pondération des charges vives α_L pondère les efforts induits par la surcharge routière majorée pour tenir compte des effets dynamiques.

3.13.1 CMD pour l'évaluation du trafic régulier

Au moment d'une évaluation pour la circulation normale, l'évaluateur doit se conformer aux spécifications de la norme CAN/CSA-S6-00 pour le calcul du CMD. Le CMD retenu ne doit cependant pas être inférieur à 0,25, à moins que la structure ne soit un ouvrage sous remblai (voir l'article 3.8.4.5.2 de la norme S6-00) dans lequel cas le CMD peut être réduit jusqu'à 0,1.

Dans la norme canadienne, le CMD ne s'applique pas à la surcharge de voie. En effet, cette surcharge se veut représentative d'un bouchon de circulation où tous les véhicules sont immobilisés sur la structure. La surcharge de voie peut également être représentative de passages simultanés de plusieurs camions sur le pont. Il est très peu probable que toutes les amplifications induites par l'ensemble de ces véhicules soient en phase et que les effets maximaux s'additionnent. La tendance observée est plutôt celle d'une atténuation mutuelle.

Le CMD ne s'applique donc qu'à la surcharge de camions et varie, en l'absence de remblai, de 0,25 à 0,40 selon le nombre d'essieux qui produira les conditions de sollicitations maximales. Le nombre d'essieux est le paramètre retenu parce qu'il sous-tend le poids total du véhicule. En effet, plus le nombre d'essieux est élevé, plus la masse du véhicule est importante. Or, les résultats expérimentaux tendent à démontrer que l'amplification dynamique serait inversement proportionnelle à la masse du camion qui la génère.

L'utilisation d'un CMD qui est fonction du nombre d'essieux exige la prise en compte de plusieurs configurations d'essieux. Le tableau 3.13-1 rassemble les valeurs à prendre pour le CMD dans différentes circonstances.

Tableau 3.13-1 Coefficients de majoration dynamique recommandés dans la norme canadienne

CMD	Circonstances
0,5	pour les joints de tablier (pas utilisé en évaluation)
0,4	un seul essieu du CL-W
0,3	deux essieux ou la combinaison des essieux 1, 2 et 3 du CL-W
0,25	trois essieux ou plus du CL-W, sauf la combinaison des essieux 1, 2 et 3

Dans le contexte d'une évaluation, le CMD de 0,5 n'est pas utilisé puisque les joints de tablier ne sont pas évalués.

Pour les éléments en bois, on doit multiplier par 0,7 les valeurs du CMD recommandées dans le tableau 3.13-1.

3.13.2 CMD pour l'évaluation des permis spéciaux

À l'intérieur d'une évaluation pour permis spéciaux (chargement PC), il est possible d'imposer une limite de vitesse comme condition de circulation. Cette réduction de vitesse est intéressante puisqu'elle permet de réduire le CMD et, par le fait même, les effets dynamiques induits par la surcharge routière circulant sur la structure en vertu d'un permis de type PC.

La norme canadienne propose les coefficients de réduction du CMD présentés dans le tableau 3.13-2, selon la vitesse que la surcharge aura à respecter sur le pont.

Tableau 3.13-2 Vitesses réduites et coefficients de réduction

Vitesse (V) du véhicule	Coefficients de réduction (CR_v) $CMD_{pc} = CR_v \times CMD_{NP}$
$V > 40 \text{ km/h}$	$CR_v = 1,00$
$V \leq 40 \text{ km/h}$ et $> 25 \text{ km/h}$	$CR_v = 0,75$
$V \leq 25 \text{ km/h}$ et $> 10 \text{ km/h}$	$CR_v = 0,50$
$V \leq 10 \text{ km/h}$	$CR_v = 0,30$

3.14 CALCUL DE LA FRÉQUENCE DE VIBRATION FONDAMENTALE D'UNE POUTRE

En évaluation, les limites de flèches pour les vibrations de l'ossature d'un pont sont rarement considérées. Ces limites doivent être vérifiées dans le cas d'un pont manifestant des vibrations d'amplitude excessive. Dans ce cas, les limites de flèches présentées à la figure 3.4.4 de la norme peuvent servir d'indicateurs aidant à établir un diagnostic. Pour utiliser cette figure, on doit calculer la fréquence de vibration fondamentale du tablier (associée à un mode de vibration flexionnel du tablier).

La méthode de Rayleigh présentée ci-dessous permet d'établir la première fréquence de vibration transversale d'une poutre d'une seule travée simple simplement appuyée.

L'équation utilisée est la suivante :

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

avec

L = portée de la poutre simplement appuyée en m;

E = module élastique équivalent de la poutre en N/m²;

I = moment d'inertie de la poutre en m⁴;

F_{1s} = fréquence du premier mode de vibration de la structure;

m = masse par unité de longueur de la poutre en kg/m.

Il existe également une équation basée sur la flèche maximale de la poutre soumise aux charges permanentes :

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

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

Il est aussi possible d'obtenir la fréquence fondamentale de vibration en utilisant un logiciel d'analyse de structures qui permet ce genre de calculs. Si le modèle représente une poutre, il devient important de lui appliquer les charges permanentes qui la sollicitent. Si la structure est un ouvrage multipoutres, la charge permanente devrait être calculée en répartissant également le poids propre du tablier entre chacune des poutres.

3.15 ÉVALUATION DES EFFETS DE LA FATIGUE STRUCTURALE

Le processus d'évaluation de la capacité portante tel que le propose le ministère des Transports ne comporte aucune disposition visant à vérifier la susceptibilité d'une structure métallique aux effets d'un endommagement par fatigue. Ainsi, à moins d'une requête spécifique du demandeur de l'évaluation, l'évaluateur n'a pas à tenir compte des effets de la fatigue structurale pour l'évaluation de la capacité portante d'une structure.

Cependant, au moment de l'inspection de la structure, l'évaluateur doit produire, à l'intérieur de son rapport d'évaluation, un relevé exhaustif de tous les détails d'assemblage appartenant aux catégories D, E ou E1 définies dans la norme et en préciser la localisation sur la structure. Ces détails d'assemblage doivent être photographiés et la qualité des soudures, s'il y a lieu, doit être commentée. Cette information sera étudiée par le demandeur de l'évaluation qui pourra, s'il le juge opportun, demander subséquemment une étude particulière de certains de ces assemblages.

Le programme d'inspection des structures inclut un volet couvrant spécifiquement l'identification des détails d'assemblage qui sont susceptibles d'être le siège de fissures de fatigue. Au cours des inspections générales, l'inspecteur est donc responsable de vérifier la bonne qualité des soudures et de repérer les sites d'initiation de fissures qui pourraient causer à moyen terme une rupture de la pièce. Les ponts comptant trois poutres principales et moins sont suivis au niveau des assemblages soudés qui sont les plus susceptibles de se fissurer par fatigue. Ce suivi est fait en utilisant une méthode d'inspection non destructive telle que la méthode par magnétoscopie.

On reconnaît dans la littérature que la ténacité de l'acier est une propriété du matériau qui s'avère des plus importantes. La ténacité est une mesure de la capacité d'un matériau à résister à des contraintes de traction tout en étant fissuré. La ténacité dépend, entre autres, de la microstructure du matériau, de la température d'utilisation et du taux de chargement. Une ténacité élevée permet de ralentir significativement la vitesse de propagation des fissures.

La résilience est une autre propriété importante des matériaux. La résilience réfère à la résistance aux chocs. Un matériau qui manifeste une bonne résilience tend à conserver sa ductilité à basse température. Une résilience élevée est souhaitable puisqu'elle est accompagnée d'une ténacité élevée. Pour cette raison et compte tenu du fait que la résilience est beaucoup plus facile à mesurer que la ténacité (essai Charpy), la norme exige que les matériaux utilisés pour la construction des ponts aient une résilience supérieure à la valeur minimale prescrite.

Ces importantes exigences quant aux propriétés des matériaux étaient absentes des normes de construction en vigueur avant 1976. Cette situation a amené le ministère des Transports à remplacer graduellement sur une période de quelques années les structures constituées de deux poutres principales en acier soudé et disposant de peu

de redondance structurale. Ces structures ont été remplacées par des ponts de type multipoutres offrant beaucoup plus de redondance. Les structures à trois poutres seront à leur tour graduellement remplacées. Cependant, pour les ponts à quatre poutres et plus, les risques d'effondrement de la structure sont jugés tolérables malgré la présence d'acier peu résilient et peu tenace. Il est convenu en ce sens que le programme d'inspection des structures du ministère des Transports permettra d'identifier tout défaut associable à de la fatigue avant que celui-ci ait pris trop d'importance et que l'intégrité de la structure soit mise en cause.

Une non-conformité aux exigences actuelles relatives à la résilience et à la soudabilité ne doit donc pas être considérée dans les calculs d'évaluation de première étape. À titre d'information, ce point peut être soulevé dans le rapport d'évaluation. Dans une seconde étape, l'évaluateur pourra selon les besoins être appelé à se prononcer, nonobstant la qualité de l'acier en place, sur la durée de vie résiduelle d'une structure et les moyens à prendre pour la prolonger.

3.15.1 Vie utile d'une structure

La vie utile d'une structure soumise à des cycles de chargement peut être réduite, et ce, même si les contraintes induites demeurent bien inférieures à la limite élastique du matériau. Contrairement à la mise hors service d'une pièce à la suite de l'application d'une charge excessive (résistance insuffisante), la rupture par fatigue peut survenir sous des charges de faible importance. Ce phénomène de fatigue est plus préoccupant encore dans les pièces assurant l'intégrité de toute la structure.

Le processus d'endommagement par la fatigue dépend principalement de l'amplitude des contraintes nominales appliquées, du nombre de cycles de sollicitation et de la géométrie des assemblages utilisés. L'amplitude des contraintes nominales est définie comme la différence algébrique entre les contraintes nominales maximale et minimale générées par un cycle de sollicitation. Dans le cas des ponts, la variation des contraintes est généralement imputable au passage des surcharges routières. Les charges cycliques induites par le vent et les séismes occasionnent également des variations de contrainte. Les variations de contrainte induites par le vent sont généralement faibles tandis que leur occurrence est élevée. À l'opposé, les variations de contrainte associées aux séismes sont de grande intensité, mais la récurrence du phénomène est faible. À noter que le poids propre de la structure induit une contrainte constante ne causant aucun endommagement.

Chaque cycle de sollicitation induit une décohésion microscopique conduisant au développement d'une microfissure. Ce phénomène d'endommagement est fonction de l'amplitude des contraintes nominales. La géométrie du détail a une importance déterminante puisqu'elle peut comporter des singularités géométriques qui créent, de par leur nature, des concentrations plus ou moins grandes de contraintes. Ces concentrations de contraintes accélèrent l'accumulation des dommages liés à la fatigue.

La capacité d'un détail à amplifier les contraintes nominales est à la base de la définition des catégories précisées dans les normes sur la fatigue.

3.15.2 Estimation de l'endommagement

On présente à la figure 3.15.2-1 les droites définies dans la norme CAN/CSA-S6-00 pour quatre catégories de détails. On constate que plus l'amplitude des contraintes est élevée, plus le nombre de cycles conduisant à la rupture N_i est faible (pente négative).

On peut, à l'aide de cette figure, estimer l'endommagement subi par un détail soumis à l'application d'un spectre de sollicitations connues. Pour ce faire, on peut exploiter la règle de l'endommagement linéaire proposée par Palmgren-Miner qui est traduite par l'expression suivante :

$$\sum_i \left[\frac{n_i}{N_i} \right] = 1$$

dans laquelle n_i représente le nombre de cycles d'amplitude de contrainte S_i et N_i est la durée de vie de la pièce soumise à la même amplitude de contrainte (nombre maximal de cycles permis à S_i).

Chaque cycle de sollicitation produit un endommagement proportionnel à l'écart des contraintes subies par la pièce. Par exemple, le passage d'une charge exceptionnelle sur un pont occasionne des contraintes importantes qui peuvent excéder les plages de contraintes prévues lors de la conception de l'ouvrage. On doit donc s'attendre à ce que cette situation cause un endommagement important et irréversible des poutres d'acier. À ce niveau de contrainte, le nombre N_i de cycles de sollicitation amenant la rupture est bien inférieur au nombre permis de cycles induits par des charges de moindre importance. En d'autres mots, l'endommagement causé par une charge exceptionnelle est équivalent à celui causé par plusieurs passages de charges légales. Aussi, plus le débit journalier d'un ouvrage est important, plus le pont sera susceptible de subir un endommagement par fatigue. Un pont sur une route de classe A sera beaucoup plus affecté par des problèmes de fatigue qu'une structure sur une route de classe C ou D. La classification de la route à laquelle appartient le pont est en conséquence un paramètre fondamental puisqu'elle fournit une indication quant à l'importance du débit journalier des camions ou des charges exceptionnelles.

Compte tenu de la variabilité de l'amplitude des cycles de contrainte sollicitant une structure, on peut vérifier la durée de vie utile restante d'un détail existant en comparant l'amplitude des contraintes équivalentes ΔS_e avec l'amplitude maximale des contraintes permises pour un nombre de cycles donné (tel que le montre la figure 3.15.2-1).

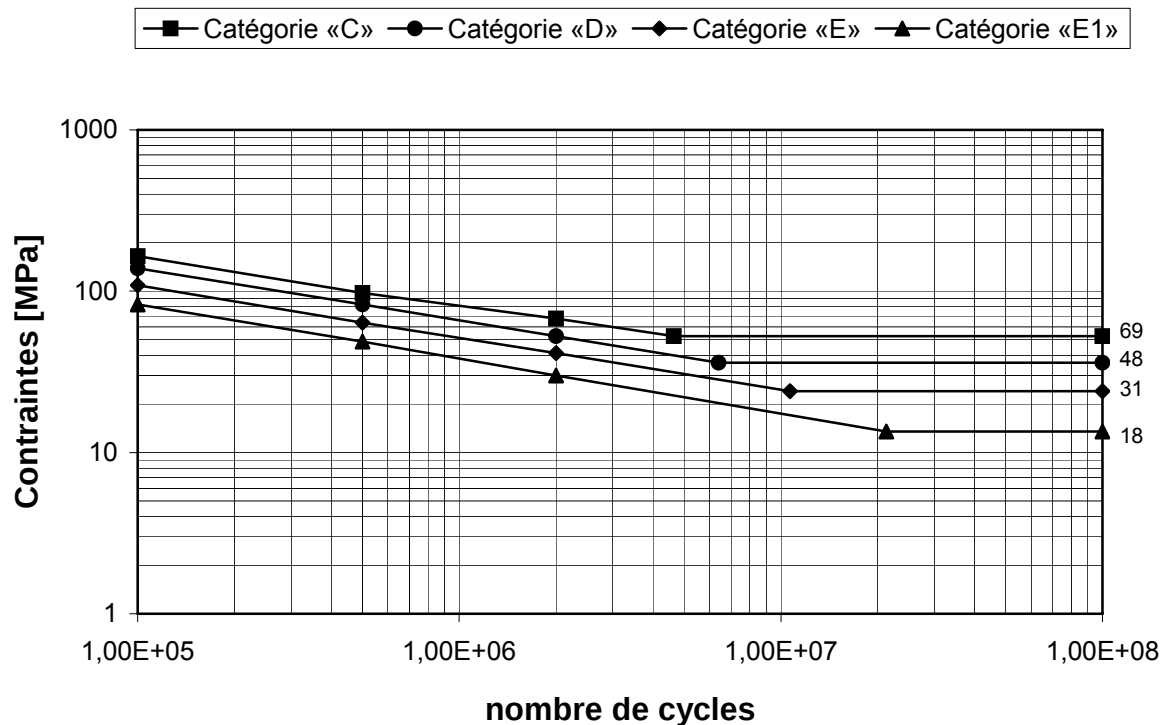


Figure 3.15-1 Relations entre la contrainte permise et le nombre de cycles selon la catégorie de détail, norme CAN/CSA-S6-00

L'amplitude de contrainte équivalente ΔS_e est définie comme l'amplitude de contrainte qu'aurait pu avoir le même nombre de cycles de sollicitation pour occasionner le même endommagement. En d'autres mots, un total N de cycles de sollicitation d'amplitude variable cause le même endommagement que N cycles ayant une amplitude de contrainte ΔS_e . On peut démontrer, à partir de l'équation précédente, l'expression permettant d'évaluer ΔS_e :

$$\Delta S_e = \left[\sum_i \gamma_i \Delta S_i^m \right]^{1/m}$$

où γ_i représente le ratio de n_i sur le nombre total de cycles survenus N .

Le calcul de ΔS_e est généralement fait à l'aide du spectre des contraintes ayant sollicité le détail. Dans le cas où le spectre réel est inconnu, la norme canadienne propose un chargement de calculs pour l'évaluation des dommages de fatigue. Ce chargement consiste en un groupe d'essieux tandem d'un poids de 125 kN, espacés de 1,2 m et ayant un espacement transversal des roues de 1,8 m. Le nombre de cycles de chargement (avec ce chargement de calculs) à considérer dans les calculs est également défini dans cette norme.

Cependant, il est admis dans la littérature que cette dernière démarche donne des résultats très conservateurs à cause de l'incertitude sur la validité du chargement de calculs pour représenter le trafic qui a sollicité et qui sollicite un pont donné et de l'imprécision des méthodes d'analyse utilisées qui sont souvent trop simplifiées. Les contraintes réelles dans une structure tridimensionnelle telle qu'un pont doivent être obtenues d'une analyse théorique raffinée (3D) ou doivent être mesurées *in situ* sous le trafic ambiant. Sans égard à l'approche choisie pour l'évaluation de la durée de vie restante d'une structure, des hypothèses doivent être admises quant à l'évolution des sollicitations depuis la mise en service de l'ouvrage.

Ayant évalué ΔS_e , on peut, à l'aide de la figure 3.15.2-1, déterminer la durée de vie d'un détail en connaissant la catégorie à laquelle il appartient. Selon la classification de la route, la norme spécifie la durée de vie exigée d'un détail. Lorsque plus de deux millions de cycles sont exigés, la norme reconnaît la valeur d'une amplitude de contrainte limite en dessous de laquelle les cycles de chargement ne causent aucun endommagement.

Des travaux de recherche effectués sur des détails des catégories « D », « E » et « E1 » ont démontré l'inexistence de la limite d'endurance. Des poutres renforcées à l'aide de plaques de recouvrement se sont fracturées sous des cycles d'amplitude de contrainte inférieure à la contrainte limite de leur catégorie (Fisher, 1998). Les auteurs de ces travaux recommandent, à tout le moins dans le cas des plaques de recouvrement, de prolonger les droites de pente $m = -3$ et d'ignorer la notion de limite d'endurance pour ces détails.

Il est important de souligner que les spécifications émises dans les normes relativement aux effets de la fatigue sont utiles pour déterminer la durée de vie d'un détail. Cependant, elles ne permettent pas de tenir compte de la présence de défauts initiaux plus importants que ceux généralement présents et faisant partie intégrante des processus de fabrication. Également, ces spécifications ne tiennent pas compte du niveau de précision de la technique d'inspection employée ni des incidences de ce dernier sur la fiabilité du système structural. Finalement, elles ne permettent pas la prédiction de la durée de vie résiduelle d'une pièce fissurée.

Dans ce contexte, et en particulier en l'absence de données sur le trafic routier ayant sollicité une structure, l'inspection visuelle apparaît comme une démarche essentielle. Elle doit cependant être effectuée par un inspecteur qualifié ayant les connaissances de base requises pour reconnaître les sites propices au développement de fissures de fatigue, les dangers potentiels et les indices de fissuration. Compte tenu de la taille des défauts recherchés et du fait qu'il est souhaitable de localiser les fissures le plus tôt possible, une bonne compréhension du processus d'endommagement par la fatigue et du rôle des paramètres contrôlant celui-ci est exigée de la part de tous les intervenants concernés par le processus d'évaluation.

CHAPITRE 4

PROCÉDURES D'ÉVALUATION

TABLE DES MATIÈRES

4.1	ÉVALUATION D'UNE STRUCTURE	4-1
4.1.1	Expérience des personnes-ressources	4-1
4.1.2	État du pont et pertes de capacité	4-1
4.1.3	Inspection d'évaluation	4-2
4.1.4	Trousse d'inspection	4-5
4.1.5	Rapport d'inspection	4-5
4.2	RAPPORT D'ÉVALUATION	4-6
4.3	VÉRIFICATION DE L'ÉVALUATION	4-8
4.4	ÉVALUATION THÉORIQUE AVANT L'INSPECTION	4-8
4.5	CHOIX DU MODÈLE	4-11
4.5.1	Le modèle linéaire	4-11
4.5.2	Le modèle par grillage	4-20
4.6	CALCUL DES EFFORTS	4-24
4.6.1	Sections critiques	4-25
4.6.2	Sections critiques supplémentaires en flexion (ponts en béton armé)	4-26
4.6.3	Sections critiques supplémentaires en cisaillement (ponts en béton armé)	4-28
4.6.4	Sections critiques supplémentaires (ponts avec poutres d'acier)	4-29
4.6.5	Sections critiques pour les poutres triangulées	4-30
4.7	CALCUL DE LA RÉSISTANCE	4-30
4.8	CALCUL DES FACTEURS DE CAPACITÉ DE SURCHARGE (F)	4-31
4.8.1	Évaluation empirique	4-31
4.8.2	Arches sous remblai	4-31
4.8.3	Inspection pour évaluation empirique	4-31

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.5-1	Facteur d'ajustement pour le calcul du poids mort d'une poutre triangulée	4-18
Tableau 4.5-2	Facteur d'ajustement pour le calcul du poids d'une poutre d'acier	4-19

LISTE DES FIGURES

Figure 4.4-1	Fiche d'évaluation de la capacité portante page 1	4-9
Figure 4.4-2	Fiche d'évaluation de la capacité portante page 2	4-10
Figure 4.5-1	Modèle d'un grillage orthogonal	4-23
Figure 4.5-2	Modèle d'un grillage hybride	4-23
Figure 4.6-1	Sections critiques en flexion – barres droites	4-27
Figure 4.6-2	Sections critiques en flexion – barres pliées	4-27
Figure 4.6-3	Sections critiques en cisaillement – barres pliées	4-29

4.1 ÉVALUATION D'UNE STRUCTURE

Il sera question dans le présent chapitre du processus de travail que la Direction des structures a mis en place pour l'évaluation des structures qui sont sous la responsabilité du ministère des Transports. Le processus d'évaluation des ponts acier-bois est décrit en détail à l'intérieur du *Manuel des ponts acier-bois* préparé par la Direction des structures. Ce sujet ne sera donc pas directement abordé à l'intérieur de ce chapitre.

Le présent chapitre traitera donc plus spécifiquement des sujets suivants :

- l'inspection d'évaluation;
- l'état du pont et les pertes de capacité;
- les méthodes de calcul des facteurs de capacité de surcharge (F);
- l'évaluation empirique.

4.1.1 Expérience des personnes-ressources

À moins d'une indication contraire de la part du donneur d'ouvrage, l'évaluateur doit être un ingénieur possédant au moins cinq années d'expérience en conception et en inspection de ponts. Il doit aussi avoir suivi avec succès la formation en inspection des structures reconnue par la Direction des structures.

À moins d'une indication contraire de la part du donneur d'ouvrage, l'inspecteur accompagnateur doit être un ingénieur ou un technicien ayant au moins deux années d'expérience en inspection de ponts. Il doit également avoir suivi avec succès la formation en inspection des structures reconnue par la Direction des structures.

À moins d'une indication contraire de la part du donneur d'ouvrage, le vérificateur doit être un ingénieur possédant au moins cinq années d'expérience en conception et en inspection de ponts. Il doit aussi avoir suivi avec succès la formation en inspection des structures reconnue par la Direction des structures.

4.1.2 État du pont et pertes de capacité

Au début du processus d'évaluation, l'évaluateur doit faire une revue complète de toute l'information disponible dans le dossier. Il doit, par la suite, planifier une inspection minutieuse du tablier de la structure concernée. Ces deux activités doivent, entre autres, permettre de relever les défauts latents qui pourraient affecter la capacité portante du tablier de la structure. L'évaluateur doit accorder une attention particulière à l'identification des problèmes potentiels suivants :

- les dommages occasionnés par la fatigue;
- la présence de détails d'assemblage de plaques soudées sur les poutres principales susceptibles d'être éventuellement affectées par la fatigue (catégories D et E);

- les pertes de capacité dues à des défauts de matériaux;
- des défauts de comportement qui pourraient sous-entendre un désordre structural.

Bien que l'inspection vise principalement l'examen du tablier du pont, l'ingénieur qui procède à cette opération doit aussi faire un examen sommaire du reste de la structure, de façon à repérer des signes potentiels de faiblesse qui pourraient remettre en question tout le processus d'évaluation. L'ingénieur doit, entre autres, viser à identifier les problèmes suivants :

- les pertes de capacité occasionnées par l'affouillement des fondations;
- les problèmes de stabilité au niveau des fondations;
- les défauts de matériaux au niveau des assises des unités de fondation;
- les défauts de matériaux ou de comportement au niveau des appareils d'appui.

Il n'est alors pas question de procéder à des inspections spéciales des unités de fondation, mais plutôt de porter une attention particulière à une partie de la structure qui, au niveau du dossier du pont, a été jugée problématique au cours des années précédentes et d'indiquer, dans le rapport d'inspection, les défauts observés au niveau des unités de fondation ou des appareils d'appui.

4.1.3 Inspection d'évaluation

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, il est nécessaire, à l'intérieur du processus d'évaluation de la capacité portante d'un pont, de procéder à une inspection de la structure.

L'inspection d'évaluation poursuit quatre objectifs, à savoir :

- assurer l'exactitude des données existantes concernant les dimensions de la structure;
- permettre un relevé complet des défauts qui peuvent affecter la capacité d'un élément de la structure;
- donner à l'évaluateur une image précise de l'état du pont et de son importance stratégique sur le réseau routier;
- vérifier la présence de panneaux de signalisation touchant une limitation de charges sur le pont.

L'inspection d'évaluation consiste en :

- un examen minutieux (doigts sur la pièce) de tous les éléments structuraux du tablier de la structure;
- un relevé dimensionnel de tous les éléments structuraux du tablier de la structure;
- un relevé des dimensions du tablier, y compris les chasse-roues, les trottoirs et l'épaisseur de l'enrobé bitumineux;

- un relevé des défauts de comportement importants observés sur un élément de la structure (fondation ou tablier).

L'inspection d'évaluation doit être réalisée par l'évaluateur ou le vérificateur. La notion de vérificateur sera traitée subséquemment dans ce chapitre. L'ingénieur responsable de l'inspection est secondé par un inspecteur accompagnateur. Pour une évaluation empirique, le pont doit être inspecté par deux ingénieurs.

Si l'ingénieur évaluateur supervise une équipe d'inspecteurs, ce qui est permis pour les ouvrages de grande envergure (travées excédant 50 m), cette équipe doit être composée d'autant d'ingénieurs que de techniciens. Toutes ces personnes doivent avoir une expérience d'au moins deux années en inspection de ponts.

Avant de procéder à l'inspection, l'ingénieur doit examiner le dossier du pont et les plans existants qui le concernent. Il doit procéder à :

- une revue de la dernière inspection générale réalisée par la direction territoriale, de façon à identifier les points faibles de la structure;
- une revue de la feuille d'inventaire de la structure;
- une revue des travaux qui ont été réalisés au cours des années sur le pont;
- la recherche et à l'examen de tout rapport d'expertise qui pourrait renseigner l'inspecteur sur l'état de la structure du pont et les caractéristiques des matériaux qui la composent;
- la validation et à l'annotation au besoin des plans de la structure, de façon à ce que l'ingénieur soit à même de prévoir les conditions de tablier qui seront observées sur le terrain.

Ce travail permet, entre autres, de s'assurer que les modifications les plus récentes apportées à la structure seront connues avant l'inspection. Les changements les plus souvent rencontrés sont des élargissements de tablier, l'addition ou l'élimination d'un trottoir ou le rajout d'une épaisseur de revêtement bitumineux.

Une fois que toute l'information a été colligée, l'ingénieur doit préparer ses feuilles d'inspection sur lesquelles on trouvera les coupes du tablier et les vues en élévation des poutres qui lui permettront de valider les dimensions qui seront mesurées sur le site. Les dimensions théoriques des principaux éléments du tablier seront présentes sur les dessins, de façon à pouvoir les valider sur le site. La numérotation des poutres et des travées ainsi que l'orientation du pont doivent être conformes aux prescriptions du *Manuel d'inspection des structures*. Les culées et les piles recevront toutes la désignation « unité de fondation » et leur numérotation sera séquentielle en commençant par 1 à la culée nord ou ouest, selon l'orientation du pont.

En ce qui concerne les ouvrages en béton armé, l'ingénieur aura prévu des feuilles qui permettront le relevé des défauts de matériaux. Pour les poutres en béton armé, l'ingénieur préparera des croquis représentant les deux côtés de chacune des poutres (amont et aval, est-ouest ou nord-sud). Ce dernier utilise ces dessins pour relever les défauts de matériaux. Les défauts suivants sont à relever, bien que cette liste ne se veuille pas nécessairement exclusive :

- La fissuration sur les poutres (fissures de cisaillement ou de flexion) :
 - pour les fissures de 0,70 mm et plus, la fissure doit être localisée par rapport à un appui;
 - pour des fissures de 0,35 à 0,70 mm :
 - si la fissure ne se répète pas à intervalles réguliers, elle doit être localisée par rapport à un appui;
 - si la fissure se répète à intervalles réguliers, il est possible de définir une zone de fissuration et de préciser simplement l'espacement approximatif des fissures qui se répètent et leur dimension;
 - pour les fissures de 0,35 mm et moins, il est inutile de faire un relevé, il suffit de mentionner la présence de ce genre de fissure et de l'associer à la longueur de la poutre concernée (en précisant l'espacement approximatif des fissures);
- Le délaminage du lit inférieur au bas des poutres; cette information peut s'avérer importante si ce défaut se situe au début ou à la fin d'une barre (zone d'ancrage affectée);
- Les dimensions des barres longitudinales visibles, le nombre observé et leur forme (ronde, carrée, lisse, crénelée) et, selon le cas, leur perte de section;
- Les dimensions des étriers visibles, leur forme et leur espacement si ce dernier peut être déterminé à un endroit précis de la poutre, les pertes de section si elles existent;
- Les zones où le béton paraît de moins bonne qualité (porosité, désagrégation).

En ce qui concerne ces quatre derniers points, il est important de positionner ces défauts par rapport à un appui de référence et aussi de préciser les dimensions des défauts observés.

Dans le cas des poutres d'acier, toutes les dimensions des plaques ou des profilés qui composent cet élément structural doivent être relevées et les pertes de section doivent être identifiées et positionnées, et les détails de joint de chantier doivent être inclus dans le relevé. Les plaques d'appui et des raidisseurs d'appui doivent également être inclus dans le relevé.

4.1.4 Trousse d'inspection

La trousse d'inspection d'évaluation est sensiblement la même que celle requise pour une inspection générale.

L'équipement requis comprend :

- Les instruments de mesure :
 - un appareil à ultrasons (recommandé pour la mesure des profilés d'acier);
 - un micromètre électronique (équipement à utiliser en l'absence d'un appareil à ultrasons);
 - un télémètre laser et des lunettes filtrant le rouge (pour la mesure précise des longueurs);
 - un galon à mesurer de 5 m;
 - un galon (chaîne) à mesurer de 100 m;
 - un fissuromètre (et le *Manuel d'inspection des structures – Critères pour l'évaluation des dommages* à l'intérieur duquel se trouve le fissuromètre);
- Les autres équipements :
 - une caméra numérique;
 - un marteau de géologue;
 - un crayon marqueur feutre gras pour marquer le béton au besoin;
 - un crayon gras pour le marquage de l'acier;
 - un contenant de peinture pour démarquer au besoin des zones où il y a délaminage important que le donneur d'ouvrage pourrait désirer faire délimiter.

4.1.5 Rapport d'inspection

Un rapport d'inspection doit être joint au rapport d'évaluation qui sera remis à la fin du processus d'évaluation au donneur d'ouvrage.

Ce rapport doit comprendre :

- Un document qui compare les dimensions (des plans) théoriques et des dimensions des différents éléments du tablier relevées sur le terrain. Cette comparaison doit se faire clairement à partir des croquis de coupes de tablier et de vues en élévation du tablier;
- Un résumé des relevés de dommages (pertes de section, fissuration, délaminage);
- Un résumé des informations concernant les barres d'armature relevées sur le site;
- Un avis (au besoin) de la présence de détails d'assemblage de plaques soudées sur les poutres principales susceptibles d'être affectées par la fatigue (catégories D et E);

- Un rapport photographique comprenant une copie numérique dans lequel on trouvera :
 - une vue en élévation de la structure, préférablement une vue d'ensemble, mais si la dimension du pont ne le permet pas, la vue doit être présentée en séquences sur plusieurs photos;
 - une vue du tablier du pont à partir des approches (une photo pour chaque approche), et si le pont est affiché en limitation de charge, la photo doit permettre de voir l'affichage et la vue du tablier;
 - une vue du dessous du tablier, préférablement une vue de toute la largeur du tablier où il est possible de discerner le nombre de poutres et aussi le dessous de la dalle;
 - une vue de chacune des unités de fondation;
 - une vue des différents appareils d'appui que l'on trouve sur la structure;
 - une vue des différents types d'assemblages rencontrés sur les poutres triangulées;
 - des photos des différents types de défauts observés au niveau du tablier, des assises ou des appareils d'appui.

Ces photos seront commentées en précisant l'endroit où elles ont été prises et leur intérêt ou le défaut relevé. La numérotation des poutres et des travées ainsi que l'orientation du pont doivent être consistantes avec la numérotation demandée pour les croquis et les dessins d'inspection.

Le rapport d'inspection sera signé et daté par l'ingénieur qui aura inspecté la structure. Ce dernier doit aussi préciser au début de son rapport le nom et les qualifications de son accompagnateur.

4.2 RAPPORT D'ÉVALUATION

Le rapport d'évaluation doit normalement comprendre :

- La description du mandat qui justifie la remise d'un rapport;
- Un résumé des données pertinentes qui ont été trouvées dans le dossier :
 - la date de construction;
 - la date des différents travaux de réfection et la description sommaire des travaux réalisés;
 - les caractéristiques des matériaux (fy ou f'c) si cette information a été trouvée dans les plans ou les devis de construction;
 - le prélèvement d'échantillons d'acier et l'information qui en a découlé;
 - le carottage de la dalle ou des poutres et l'information qui en a découlé;
 - les caractéristiques du pont en général;
 - une copie du dernier rapport d'inspection générale le plus récent;
 - une copie de la feuille d'inventaire;

- un résumé des propriétés de matériaux qui seront retenus pour l'analyse;
- Un rapport d'inspection;
- Un résumé des dimensions qui seront retenues pour l'analyse;
- Les notes de calcul requises pour établir la répartition des charges permanentes et les facteurs de distribution des charges routières;
- La description du modèle qui sera retenu pour l'étude;
- Le ou les modèles structuraux qui seront utilisés pour l'analyse (modèles numériques SAFI);
- Les sorties papier en format légal et recto verso des données d'entrées des différents modèles SAFI. Ces données seront épurées pour éliminer les listes de matériaux inutilisés et les sections de membrures inutilisées. Les descriptions des camions utilisés pour l'analyse seront présentées ainsi que les paramètres de trajectoire. Les données d'entrées importantes telles que les facteurs d'essieu, les systèmes structuraux choisis (S1, S2 ou S3), les charges permanentes appliquées au système, le niveau d'inspection (usuellement INSP3) doivent être mis en évidence au surligneur, de façon à pouvoir suivre le travail de vérification des données faite par l'évaluateur et le vérificateur;
- Les sorties papier en format légal et paysage des différentes enveloppes des efforts en flexion et en cisaillement des éléments principaux étudiés (poutres, dalles structurales ou portiques);
- Les sorties papier en format légal et paysage des différentes enveloppes des efforts axiaux (traction et compression) et en cisaillement pour les poutres triangulées;
- Les sorties papier en format légal et recto verso des données d'entrées d'évaluation (description des armatures ou des poutres d'acier avec raidisseurs ou des membrures des poutres triangulées). En ce qui concerne la description d'armature, elle doit être accompagnée d'un dessin résumant les positions et les longueurs des barres. Les différentes dimensions saisies dans le logiciel SAFI doivent se trouver sur ce dessin;
- Les sorties papier en format légal et recto verso des résultats d'analyse (F et longueurs équivalentes) pour les trois camions analysés. Les F les plus critiques doivent être mis en évidence au surligneur;
- Le formulaire « Fiche d'évaluation de la capacité portante » utilisé pour identifier les sections critiques et les F les plus critiques obtenus pour chaque élément évalué. Un exemple de ce formulaire est présenté à la figure 4.4-1 et à la figure 4.4-2.

L'évaluateur apposera ses initiales et la date sur chacune des pages de ses notes de calcul à l'exception des sorties informatiques où il apposera ses initiales et la date uniquement sur la page frontispice de chacun des rapports.

Le formulaire « Fiche d'évaluation de la capacité portante » sera signé par l'évaluateur et remis au vérificateur.

4.3 VÉRIFICATION DE L'ÉVALUATION

Tout le processus d'évaluation doit être vérifié par un ingénieur qui est connu comme le vérificateur. Ce dernier doit consulter tous les documents du rapport d'évaluation et valider toute l'information qui se trouve dans ce document.

Si des changements sont exigés, la liste de ces derniers devra être jointe au rapport final. Le vérificateur doit apposer ses initiales et dater tous les documents sur lesquels l'évaluateur a eu à poser ses initiales.

En toute fin, le formulaire « Fiche d'évaluation de la capacité portante » est signé par le vérificateur et le rapport est remis au demandeur de l'évaluation.

4.4 ÉVALUATION THÉORIQUE AVANT L'INSPECTION

La première phase des calculs consiste à définir les caractéristiques du pont ou de la partie de la structure à évaluer. Les propriétés mécaniques des matériaux et les dimensions des éléments de la structure sont fixées en considérant les diverses sources d'information disponibles, soit les plans de construction de la structure, les dossiers d'archives et le dossier du pont de la Direction des structures.

Si les données retenues sont jugées fiables, on procédera à une première évaluation de la capacité portante de la structure. Ce premier jet permet à l'évaluateur de repérer les éléments faibles ou potentiellement faibles de la structure avant que l'inspection d'évaluation soit faite. À l'inspection, on pourra accorder une attention particulière au relevé des défauts sur les éléments inspectés.

L'inspection terminée, l'évaluateur corrige les données d'entrées de la première évaluation pour avoir un reflet exact des conditions réelles de la structure et les calculs sont mis à jour.

FICHE D'ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

IDENTIFICATION			
Dossier	P-00000	Obstacle	Ruisseau East-Branch
D.T.	53	Route	Chemin du rang
C.S.	73	Municipalité	Brome
CARACTÉRISTIQUES			
Année de construction	1939	Portées continues	0 Simples 1
Charge de conception	H15		
Type de pont	41	Longueur des travées en mètres	
Nombre de poutres	3	1	2 3 4 5 6
Largeur du pont	8,080 m	15,684	
Largeur voie carrossable	7,320 m	Autres détails : Enrobé bitumineux mesuré de 70 mm	
Nombre de voies	2		
INSPECTION			
Pont inspecté par :	Ingénieur :	Nom de l'évaluateur ou du vérificateur et titre	
Date :	Accompagnateur :	Nom de l'évaluateur et titre	
COMMENTAIRES			
Pont en bon état à l'exception de la poutre extérieure (P1) qui est délaminée. Même en présence de ce défaut la poutre intérieure demeure la poutre la plus critique			
ÉVALUATION			
ÉLÉMENT	EFFORT	F	Affichage actuel Aucun
Poutre intérieure (S2)			
au centre de la travée	flexion	0,84	
à 5 m de l'appui	flexion	0,95	
à 2,5 de l'appui	cisaillement	0,74	
à l'appui	cisaillement	0,84	
SIGNATURE			
Évaluateur :		Date :	
Vérificateur :		Date :	
Chef de Section :		Date :	

Figure 4.4-1 Fiche d'évaluation de la capacité portante page 1

4.5 CHOIX DU MODÈLE

L'évaluateur peut utiliser trois modèles pour faire l'analyse d'une structure. De façon à être efficace dans l'exercice de ses fonctions, il doit privilégier les méthodes les plus simples et les plus rapides d'exécution; le donneur d'ouvrage en ce sens orientera, au besoin, l'évaluateur dans son choix initial d'un modèle.

Les méthodes disponibles sont en ordre croissant de complexité :

- un modèle linéaire (1D ou 2D);
- un modèle par grillage (2D ou 3D);
- un modèle par éléments finis (3D).

4.5.1 Le modèle linéaire

Le modèle linéaire est utilisé pour l'analyse de la plupart des structures existantes sur le réseau routier.

4.5.1.1 Propriétés des sections

Si la structure analysée est un ouvrage à travées continues sur plusieurs appuis, l'évaluateur doit, dans ses notes de calcul, procéder à la description des différents éléments de poutres ou des membrures qui constitueront le modèle numérique linéaire.

L'étude structurale des ponts en béton armé à travées continues ou de type portique doit être réalisée en considérant des sections de poutres ou de dalle non fissurées. Les modèles d'ouvrages en béton armé doivent être construits en conséquence.

Contrairement aux ouvrages en béton, les modèles de poutres mixtes doivent être construits en considérant, aux endroits appropriés, des sections fissurées et les conditions de béton approprié (1n, 3n).

Dans le cas des poutres à inertie variable, il est d'usage de subdiviser la poutre en éléments de 2,0 m de longueur approximativement. La propriété des sections de ces éléments est calculée en considérant les dimensions de la poutre à la mi-longueur de l'élément.

4.5.1.2 Ponts dalle et poutres

Les ponts de type dalle et poutres ou dalle structurale sont étudiés en isolant une poutre pour créer un modèle linéaire dans l'espace. L'évaluateur doit établir les charges permanentes sur la poutre à étudier. Il doit aussi procéder à la répartition des surcharges routières au moyen du calcul du facteur d'essieu proposé par la méthode de répartition simplifiée. Normalement, il est nécessaire d'analyser une poutre intérieure et une poutre extérieure puisque l'on obtient des facteurs d'essieu différents dans ces deux cas.

4.5.1.3 Dalle structurale

Une dalle structurale peut être analysée comme un système dalle et poutres en créant un modèle linéaire représentant une largeur de dalle de 1,0 m. Les éléments d'appui tels les béquilles ou les poteaux qui forment un tout avec la dalle doivent dans ces circonstances conserver une inertie et des propriétés de sections adaptées à la largeur de dalle retenue.

4.5.1.4 Modélisation des portiques

En ce qui concerne les ouvrages de type portique en béton armé ou ponts à béquilles, le modèle doit être construit en considérant des membrures horizontales pour la modélisation du tablier; l'axe de ces membrures sera pris comme la mi-hauteur de poutre au centre de la portée. Les membrures verticales seront positionnées de façon à suivre le centre de gravité des béquilles ou des éléments de support. Les éléments aux joints entre les éléments horizontaux et verticaux seront considérés comme indéformables du joint jusqu'aux faces libres des éléments de support ou des éléments de plancher (extensions rigides).

4.5.1.5 Modélisation des poutres d'acier mixtes

Le modèle d'analyse utilisé doit tenir compte des phases de construction du pont. À moins d'une indication contraire, les poutres ne sont pas considérées comme ébrançonnées lorsque la dalle a été coulée. On doit donc comme en conception considérer trois modèles pour le calcul des efforts dans les poutres :

- Le modèle poutres d'acier seulement (coulée de la dalle);
- Le modèle poutres d'acier dans les zones de moment négatif et section mixte « 3n » dans les zones de moment positif (pour l'analyse des charges permanentes supplémentaires);

- Le modèle poutres d'acier dans les zones de moment négatif et section mixte « 1n » dans les zones de moment positif (pour l'analyse des surcharges routières).

Les points d'inflexion pour établir des débuts et des fins des zones de moment négatif doivent être établis aux mêmes endroits pour les trois modèles. Ces points sont établis en prenant en compte l'enveloppe des efforts combinés (non pondérés) des charges permanentes et des charges permanentes supplémentaires. Une première analyse est faite en considérant que les points d'inflexion sont localisés aux endroits proposés à la figure A5.1 a) de la norme S6-00. À la suite d'une première analyse, les propriétés de sections sont ajustées de façon à s'adapter aux points d'inflexion calculés et associables à l'enveloppe des efforts mentionnée précédemment. L'analyse est répétée jusqu'à ce qu'il y ait convergence des points d'inflexion. Cette approche est la même que celle proposée dans le *Manuel de conception des structures*.

4.5.1.6 Longueur de la portée (poutres appuyées sur le béton)

Pour les ouvrages où les poutres reposent directement sur une assise de béton (exemple : une poutre de béton sur l'assise d'une culée), l'appui doit être considéré comme à 150 mm à l'arrière du début de l'appui. Le début de l'appui est vu comme le point où l'on trouve du béton sain sous l'appui. Ainsi, pour un pont à une travée dont les assises de culée sont en bon état et sur lesquelles repose une poutre de béton qui fait appui de la face du mur de front jusqu'au mur garde-grève, la longueur de la portée est calculée comme étant la distance face à face des murs de front plus 300 mm.

4.5.1.7 Poutres triangulées

Les poutres triangulées, à moins d'une demande spécifique du demandeur d'ouvrage, sont normalement considérées comme ayant des rotules aux nœuds (c'est-à-dire aux joints d'assemblage).

Les aires des membrures sont calculées en négligeant la présence des plaques d'attache des étréssillons et de toutes les pièces d'acier secondaires. La présence de ces éléments secondaires doit cependant être prise en compte pour le calcul des propriétés en torsion des membrures en compression (J et C_w).

♦ Membrures agissant en traction

Les membrures agissant en traction doivent se faire assigner une aire brute et un pourcentage d'aire brute associable à l'aire nette. L'aire nette effective est calculée conformément aux prescriptions du chapitre 10 de la norme S6-00 et doit, au besoin, tenir compte des effets de décalage en cisaillement.

En ce qui concerne les éléments en traction, la distribution des efforts doit cependant se faire en considérant la compatibilité de déformation des différents éléments qui constituent une membrure. À cet effet, il est important d'établir l'importance des défauts observés sur chacun des éléments d'une membrure et les conséquences qu'elles auront au niveau du calcul sur la résistance de la membrure aux états limites ultimes. Si l'ordre de grandeur des défauts est relativement similaire sur chacun des éléments d'une membrure, une analyse courante peut être réalisée en considérant un premier mécanisme de rupture ductile et un second fragile.

L'évaluateur doit tenir compte du défaut au moment du calcul de l'aire brute si les conditions suivantes sont observées durant l'inspection :

- Le même ordre de grandeur du défaut (plus ou moins 20 % entre l'élément le moins critique et le plus critique pour ce qui est des pertes de section) est observé au niveau de chacun des éléments d'une membrure. À titre d'exemple, si une membrure est constituée de deux éléments et que le premier a 20 % de perte de section alors que le second a 30 % de perte ($30\% - 20\% = 10\% < 20\%$), le critère du 20 % d'écart est respecté;
- Le défaut fait plus de 10 % de la longueur de la membrure.

Si le défaut fait moins de 10 % de la longueur de la membrure mais que la première condition est respectée, l'aire nette calculée dans la zone du défaut sera comparée à l'aire nette calculée aux points d'attache des membrures et l'aire nette la plus critique sera retenue pour les calculs, le défaut n'étant pas alors considéré dans le calcul de l'aire brute.

Si la variation de l'ordre de grandeur des défauts est supérieure à 20 %, il devient dans ces circonstances nécessaire de vérifier la façon dont se fait la répartition des efforts entre chacun des éléments de la membrure. Si un défaut est très important sur un élément et que ce dernier est très local, il est possible que l'élément rupture avant même que les autres éléments de la membrure aient atteint un niveau de contrainte égal à la limite élastique de l'acier. Il s'avère utile dans ce cas de procéder à des étapes de calcul supplémentaires pour vérifier le comportement de la membrure aux états limites ultimes. Cette situation quoique peu fréquente est parfois observée sur les membrures des cordes inférieures des poutres triangulées aux arêtes des plaques d'assemblage où des pertes de section significatives et très locales peuvent survenir. Les calculs supplémentaires se résument à vérifier la résistance de chacun des éléments en respectant les critères suivants :

$$\text{Si } L_D \geq \frac{\frac{\Delta A}{A} \cdot L}{\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}}$$

où

L_D : est la longueur totale du défaut le long de l'élément considéré;

$\Delta A/A$: est une fraction donnant la perte de section relative au niveau de l'élément le plus détérioré, $\Delta A/A = \Delta A_1/A_1 - \Delta A_2/A_2$;

A_1 : est l'aire originale de l'élément le plus détérioré;

A_2 : est l'aire originale de l'élément le moins détérioré;

$\Delta A_1/A_1$: est la perte de section observée au niveau de l'élément le plus détérioré;

$\Delta A_2/A_2$: est la perte de section observée au niveau de l'élément le moins détérioré;

L : est la longueur de l'élément;

$\epsilon_u/\epsilon_y =$ 200 pour les aciers fabriqués avant 1975 et 100 pour les aciers plus récents.

Un premier calcul de capacité de surcharge selon la résistance à l'aire brute et l'aire nette doit être réalisé pour chacun des éléments en considérant une distribution de l'effort de traction selon l'aire brute des éléments. L'aire brute et l'aire nette sont déterminées en tenant compte des critères de longueur des défauts selon la logique présentée précédemment.

Si la capacité d'un des éléments est contrôlée par la résistance à l'aire nette, on doit refaire le même calcul de facteur de capacité de surcharge, mais cette fois-ci en considérant une distribution de l'effort de traction selon l'aire nette des éléments.

Si la capacité d'un des éléments est toujours contrôlée par la résistance à l'aire nette, on ne doit plus tenir compte de cet élément dans la distribution de l'effort de traction et calculer un nouveau facteur de capacité de surcharge. Le F maximal des deux derniers calculs doit être retenu.

Si
$$L_D < \frac{\Delta A/A \cdot L}{\epsilon_u/\epsilon_y}$$

Alors, l'élément ayant la section réduite ne doit pas être pris en compte dans les calculs; l'aire de cet élément est donc considérée comme nulle et l'étude est faite conformément aux étapes de calcul décrites précédemment. On procède dans un premier temps à un calcul à l'aire brute et à un calcul à l'aire nette en considérant une distribution selon l'aire brute suivie au besoin par une nouvelle série de calculs en considérant une distribution selon l'aire nette.

♦ Membrures agissant en compression

En ce qui touche les membrures agissant en compression, elles doivent se faire assigner une aire brute, des rayons de giration (r_x , r_y), des longueurs de flambement dans le plan de la poutre (L_x) et hors plan (L_y), et des coefficients de longueur de flambement dans les deux plans (K_x et K_y). Ces dernières valeurs de L et K sont établies en consultant le tableau 5.5-1 « Coefficients de longueur sous différentes conditions limites ».

Pour les membrures assemblées, il est aussi nécessaire de fournir un rayon de giration, une longueur de flambement et un coefficient de longueur (r_s , L_s et K_s) représentatifs de la condition la plus critique rencontrée au niveau des éléments ou composantes qui constituent l'assemblage.

En ce qui a trait à l'étude du flambement en torsion, on fournira également une valeur L_T et une valeur K_T (normalement K_T est égale à 1,0 et L_T est égale à la longueur réelle de la membrure étudiée).

4.5.1.8 Description des charges

Les charges qui doivent être appliquées sur le modèle linéaire doivent être clairement identifiées dans les notes de calcul. Il est usuel, à l'étape de la création des charges de base qui seront appliquées au modèle, de suivre l'ordre de création et la nomenclature suivants :

1. charge de gravité;
2. poids des poutres;
3. poids de la dalle;
4. poids des chasse-roues ou des trottoirs;
5. poids des systèmes de retenue;
6. poids du revêtement bitumineux;
7. poids supplémentaire;
8. surcharge CL1-625;
9. surcharge CL2-625;
10. surcharge CL3-625.

Les charges de gravité sont les charges qui seront calculées par le logiciel à partir des propriétés de sections fournies par l'évaluateur.

Le poids des poutres est le poids qui doit être ajouté aux charges de gravité pour tenir compte de certaines caractéristiques qui ne sont pas considérées au niveau des charges de gravité.

Le poids de la dalle est le poids qui doit être ajouté aux charges de gravité pour tenir compte de certaines caractéristiques qui ne sont pas considérées au niveau des charges de gravité.

En ce qui concerne les ponts à poutres mixtes, il est nécessaire de définir pour les sept premières charges si la charge est une charge permanente qui doit être appliquée au moment de l'analyse des poutres d'acier non mixtes ou une charge supplémentaire qui sera analysée durant la phase d'analyse 3n.

L'identification des charges peut varier, mais il est souhaitable de conserver l'ordre de présentation des charges proposé en ayant les surcharges routières définies en toute fin.

4.5.1.9 Poids mort de la structure métallique d'un pont à poutres triangulées

À moins que le poids de la structure (poids des membrures et des plaques d'attache, des éléments secondaires tels les contreventements horizontaux et verticaux) ne soit clairement indiqué dans les plans de construction, le poids mort des divers éléments d'un pont à poutre triangulée peut être calculé par la méthode suivante :

Tableau 4.5-1 Facteur d'ajustement pour le calcul du poids mort d'une poutre triangulée

Éléments considérés	Facteur d'ajustement
Entretoises Facteur d'ajustement du poids mort des entretoises pour tenir compte de la présence de longerons qui viennent s'y attacher ou de raidisseurs d'âme. Le poids mort de l'entretoise est calculé à partir de la section brute de la poutre et multiplié par 1,05 pour tenir compte de la présence des plaques d'attache des longerons, de la présence de goujons ou de raidisseurs.	1,05
Longerons Le poids mort des longerons est calculé en considérant la section brute de la poutre. Le poids de ces éléments n'est pas normalement ajusté puisque généralement, on ne trouve pas de plaques d'attache, de goujons ou de raidisseurs au niveau de leur âme. Dans le cas contraire, le poids des longerons est calculé comme une entretoise (facteur 1,05).	1,00
Poutre triangulée (membrures assemblées) Le poids est calculé à partir de l'aire brute des membrures et est multiplié par 1,35.	1,35
Poutre triangulée (membrures non assemblées) Si toutes les membrures de la poutre triangulée sont des sections pleines (ex. : profilé de type W ou I), le poids est calculé à partir de l'aire brute des membrures et est multiplié par 1,15.	1,15

Le poids de la structure métallique est calculé par le logiciel de modélisation à partir de l'aire brute des diverses membrures. Le poids doit être pondéré par le facteur d'ajustement présenté dans le tableau 4.5-1. Ce facteur permet d'ajuster le poids de la membrure modélisée pour tenir compte du poids de toutes les pièces d'acier qui ne sont pas incluses dans la modélisation.

4.5.1.10 Poids mort des poutres principales en acier

Le poids des poutres est calculé par le logiciel de modélisation SAFI à partir de l'aire brute des diverses poutres. Le poids doit être pondéré par le facteur d'ajustement présenté dans le tableau 4.5-2. Ce facteur permet d'ajuster le poids de la membrure modélisée pour tenir compte du poids de toutes les pièces d'acier qui ne sont pas incluses dans la modélisation. Le poids des poutres secondaires aux poutres principales peut être ajusté en considérant les facteurs proposés dans le tableau 4.5-1 pour les entretoises et les longerons.

Tableau 4.5-2 Facteur d'ajustement pour le calcul du poids d'une poutre d'acier

Éléments considérés	Facteur d'ajustement
Poutres principales composites ou non composites Facteur d'ajustement du poids mort des poutres pour tenir compte de la présence des raidisseurs, des goujons et des éléments de contreventement. Le poids mort de la poutre est calculé à partir de la section brute de la poutre et multiplié par 1,20 à la condition d'avoir des raidisseurs ou des goujons.	1,20

4.5.1.11 Poutres d'acier asymétriques

Dans le cas où une section est asymétrique en raison de sa fabrication ou parce que l'une de ses ailes est amincie par la corrosion, et que l'axe de chargement (y) est l'axe de symétrie de la section fléchiée par rapport à l'axe des x, les efforts tranchants dans les ailes dus au gauchissement ne sont pas égaux.

Ce déséquilibre doit être considéré dans le calcul de la résistance au déversement. On doit donc utiliser des sections asymétriques pour la modélisation et les calculs de résistances.

Si une poutre n'est asymétrique que localement (cas d'une détérioration ponctuelle sur une poutre symétrique), la résistance au voilement doit être calculée avec les propriétés de la section détériorée, tandis que la résistance au déversement doit l'être avec les propriétés de la poutre non détériorée.

4.5.1.12 Passage des surcharges routières

On prendra soin, dans la description des surcharges routières, de préciser que la structure doit être analysée pour un passage du véhicule dans les deux directions, soit de gauche à droite et de droite à gauche.

Aux fins d'analyse, il est suggéré de limiter le plus possible le nombre de membrures qui seront considérées comme des éléments de transfert des surcharges routières à la structure analysée. Habituellement, les membrures de transfert se trouvent sur un plan qui normalement est horizontal. L'axe principal de ces membrures est orienté selon l'axe du pont et les trajectoires des surcharges routières.

4.5.1.13 Surcharges routières sur les poutres triangulées

À moins d'une indication contraire, toutes les membrures des poutres triangulées sont considérées comme rotulées à leurs extrémités. Les surcharges routières peuvent circuler directement sur la corde supérieure des ponts à tablier supérieur et sur la corde inférieure des ponts à tablier inférieur (exemple : pont de type Pony-Warren). Cet exercice est fait dans le but de ne pas trop alourdir le processus d'évaluation de ces structures. Au chapitre de l'analyse des résultats, il suffit simplement de ne pas considérer les efforts de flexion que les passages des véhicules auront générés localement sur des membrures qui auront été considérées comme des membrures de transfert.

4.5.2 Le modèle par grillage

Le modèle par grillage permet une modélisation 2D ou 3D de la structure. Le modèle est construit en utilisant des éléments de poutres pouvant résister à des efforts de traction, de cisaillement, de flexion et de torsion en respectant, dans la mesure du possible, les considérations d'analyse mentionnées précédemment pour la construction d'un modèle linéaire.

- Les charges permanentes doivent être réparties aux éléments en respectant les critères de distribution présentés au chapitre 3.
- Le modèle numérique doit être construit en respectant les paramètres structuraux précisés dans le tableau A5.2 a) ii de la norme S6-00. Si ces paramètres ne sont pas respectés, l'ingénieur doit, dans la présentation de son modèle numérique, apporter les justifications appropriées.
- Les poutres représentant la dalle doivent nécessairement être positionnées de façon à ce qu'elles soient perpendiculaires aux poutres principales.
- Les surcharges routières seront appliquées sur le modèle en définissant les scénarios de déplacement (trajectoires) suivants :
 - En évaluation, le nombre de voies sur un pont et leur largeur sont normalement fixés en se basant sur les lignes de marquage du pont lorsqu'elles sont visibles ou existantes. La largeur d'accotement doit normalement être ajoutée à la largeur de la voie adjacente à cet accotement.
 - Pour l'analyse des poutres extérieures, des trajectoires seront créées pour chacune des voies en cherchant à les rapprocher le plus près possible du chasse-roue adjacent à la poutre extérieure analysée. Chacun des véhicules doit être maintenu dans sa voie respective tout en se conformant à la distance de 600 mm par rapport aux limites des voies. La poutre extérieure sera analysée pour une

voie chargée ou deux voies ou plus en appliquant les facteurs de modification (R_L) des charges appropriées.

- Pour l'analyse des poutres intérieures, des trajectoires seront créées pour chacune des voies en cherchant à les rapprocher le plus près possible de la poutre analysée. Si l'espacement des poutres est constant, il est usuel d'analyser seulement une poutre intérieure située près du centre du pont. Chacun des véhicules doit être maintenu dans sa voie respective tout en se conformant à la distance de 600 mm par rapport aux limites des voies. La poutre intérieure sera analysée pour une voie chargée ou deux voies ou plus en appliquant les facteurs de modification des charges appropriées.

Les dimensions retenues pour le grillage sont importantes puisqu'un grillage serré permet d'obtenir un calcul plus précis. Le grillage doit être orthogonal et l'espacement entre les éléments longitudinaux est donné par l'espacement des poutres principales. Dans l'autre direction, les éléments représentant la dalle ou les diaphragmes doivent préférentiellement avoir un espacement moindre ou égal à l'espacement des poutres. Un élément longitudinal ne devrait pas avoir plus de 2 m de longueur.

La distribution des surcharges routières se fait sur les éléments qui constituent les poutres (éléments longitudinaux). La rigidité du modèle permet par la suite la redistribution des efforts à l'intérieur du modèle. La dalle en porte-à-faux est représentée par des éléments de poutre espacés de la même façon que les éléments de poutre simulant la dalle entre les poutres principales. On ajoutera à l'extrémité libre du porte-à-faux une poutre longitudinale fictive. La rigidité en flexion et en torsion de cet élément ne doit pas représenter plus de 5 % des propriétés de la poutre de rive adjacente et ne doit pas tenir compte de la rigidité des chasse-roues ou des dispositifs de retenue en béton armé. On appliquera par contre sur cette poutre les charges de chasse-roue, de trottoir et du dispositif de retenue. Les poutres fictives positionnées de chaque côté du pont seront incluses dans la liste des poutres identifiées comme des éléments de transfert de charge. Seules les poutres longitudinales doivent être considérées comme des éléments de transfert pour les surcharges routières.

Les notes de calcul doivent clairement indiquer la façon dont les charges permanentes sont réparties et aussi préciser les dimensions et les propriétés des divers éléments utilisés pour la modélisation.

4.5.2.1 Présence des diaphragmes

À moins d'une indication contraire du demandeur de l'évaluation, les diaphragmes que l'on trouve en travées ne sont pas modélisés; on considère alors que le transfert de charge se fait seulement par la dalle.

En ce qui concerne les ponts en béton armé (dalle et poutres), les diaphragmes aux appuis peuvent par contre être considérés au chapitre de l'analyse. Les propriétés du

diaphragme sont calculées en considérant une poutre en T où la largeur efficace de la dalle est égale à la hauteur du diaphragme sous la dalle sans être supérieure à quatre fois l'épaisseur de la dalle et en considérant une répartition égale de la largeur calculée de chaque côté du diaphragme. Si la largeur de dalle disponible est moindre sur un côté du diaphragme, on doit alors ajuster la largeur calculée à la réalité du terrain. Cette règle pourrait éventuellement s'appliquer à la description d'un diaphragme en travée.

4.5.2.2 Limitation de l'analyse

À moins d'une indication contraire du demandeur de l'évaluation, l'analyse se limitera à l'étude des efforts que l'on trouve au niveau des membrures qui sont orientées selon l'axe longitudinal du pont (poutres principales).

4.5.2.3 Grillage hybride

La construction de certains modèles de ponts peut être grandement accélérée en utilisant un grillage dit hybride. Certains ponts en biais, où l'inertie des poutres principales est beaucoup plus importante que l'inertie de la section de dalle qui y est associée, peuvent être analysés en intégrant des éléments de plaque en remplacement des poutres transversales qui visent à simuler la présence de la dalle. Cet artifice accélère le processus de construction du modèle sans que cela affecte trop la précision des résultats, ce qui est acceptable en évaluation où l'on recherche un ordre de grandeur plutôt qu'une valeur précise. Le modèle à plaques peut ainsi être utilisé à la condition que l'inertie de la section de dalle de largeur équivalente à l'espacement des poutres intérieures représente moins de 5 % de l'inertie d'une poutre en T intérieure*.

Les poutres sont définies de la même façon que dans le cas d'un grillage normal en considérant pour les poutres en béton la présence d'une poutre en T. Le concept est le même pour les poutres d'acier mixte. Les poutres transversales qui doivent être orthogonales aux poutres principales sont remplacées par des éléments de dalle (plaques) qui sont assemblés en suivant le biais du pont (voir les figures 4.5-1 et 4.5-2). Les éléments de plaque sont définis comme ayant la même épaisseur que la dalle. On doit cependant prendre garde de ne pas appliquer deux fois au modèle le poids mort de la dalle surtout si le logiciel d'analyse calcule automatiquement le poids des différents éléments qui composent la structure. Normalement, l'évaluateur créera un matériau fictif dont le poids volumique sera nul.

* Cette méthode d'analyse est propre à la Direction des structures.

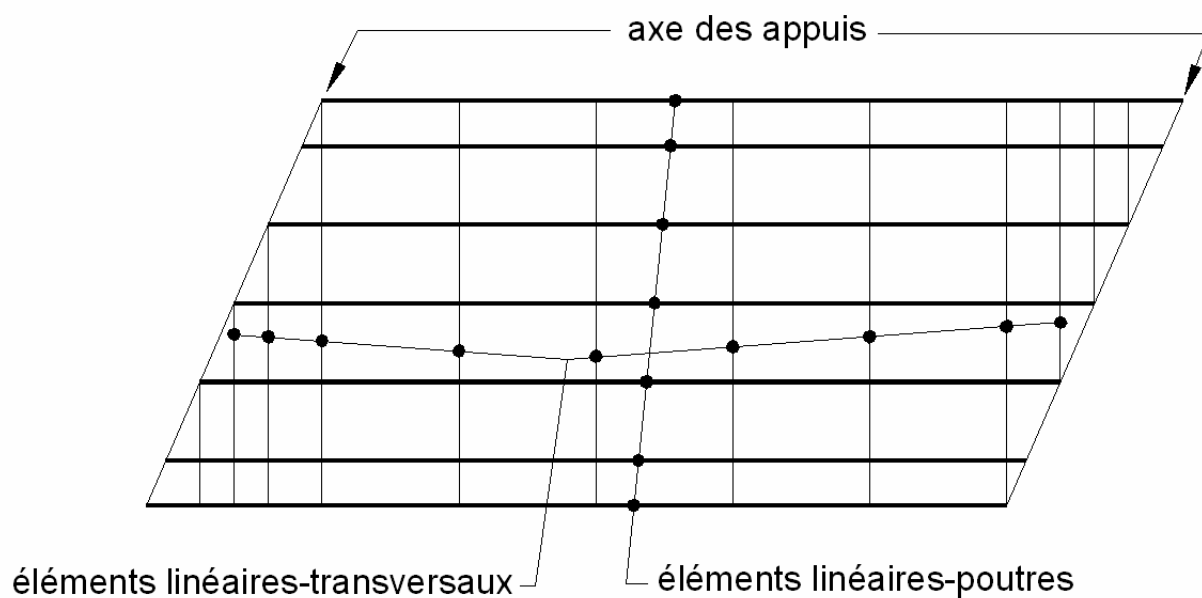


Figure 4.5-1 Modèle d'un grillage orthogonal

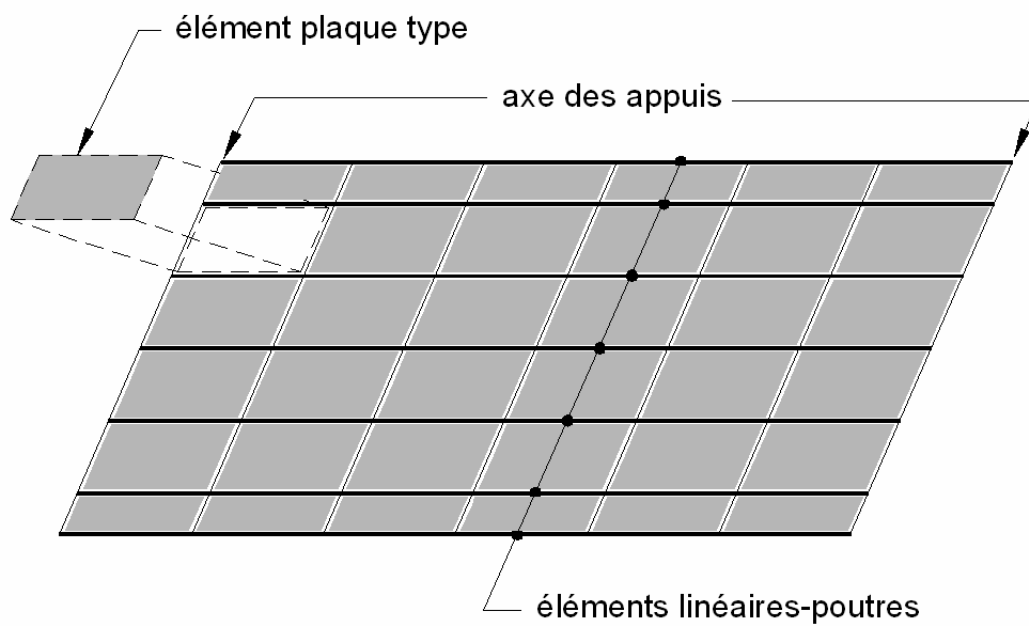


Figure 4.5-2 Modèle d'un grillage hybride

4.5.2.4 Le modèle par éléments finis

Le modèle par éléments finis 3D peut être construit à partir d'une pléiade d'éléments de type unidirectionnel, 2D ou 3D. Le modèle mathématique peut, pour les besoins d'une plus grande précision analytique, être calibré à partir de résultats expérimentaux obtenus par l'instrumentation du pont. Les mesures expérimentales permettent d'avoir une vision ponctuelle du comportement de la structure alors que le modèle mathématique, une fois calibré, permet d'obtenir une vision globale.

Cette méthode d'analyse très sophistiquée peut tenir compte de tous les éléments du pont. Elle donne des efforts plus réalistes que les résultats obtenus par les deux méthodes précédentes, mais malheureusement beaucoup plus difficiles à interpréter.

Les règles de construction et d'interprétation d'un modèle par éléments finis sont strictes. Il est donc important de laisser ce type d'analyse à un ingénieur qui maîtrise la théorie et aussi les techniques de génération du modèle numérique.

Les notes de calcul requises pour la création du modèle doivent être détaillées et fournir toutes les informations concernant les propriétés des sections et les charges qui sont appliquées sur le modèle.

4.6 CALCUL DES EFFORTS

Une fois que le modèle est construit, on peut procéder aux calculs des efforts dans la structure.

Les efforts d'un modèle linéaire simplement appuyé constitué d'une poutre prismatique peuvent à la rigueur être calculés de façon analytique. Ce type de calculs est particulièrement intéressant pour l'évaluation des efforts dans les éléments courts en acier, tels les longerons et les entretoises en bon état d'une structure triangulée.

En ce qui concerne les poutres principales d'un pont, il est plus intéressant d'opter pour une analyse numérique à partir d'un logiciel d'analyse spécialisé dans le domaine des ponts.

La structure est analysée afin d'obtenir les efforts dus aux charges permanentes de types D1 et D2 (voir l'article 3.8 du présent manuel). Tel que nous l'avons mentionné précédemment, la structure est aussi analysée pour trois types de surcharges routières : le camion CL1-625, le CL2-625 et le CL3-625.

4.6.1 Sections critiques

Normalement, la structure est évaluée soit pour les efforts de flexion et de cisaillement (ponts de type poutres et dalle) ou pour les efforts de traction et de compression (poutres triangulées), les efforts de second ordre tels les efforts de flexion causés par le poids mort d'une membrure sont normalement négligés même lors d'une analyse 2D ou 3D).

L'évaluation de la structure sera réalisée en considérant la résistance et les efforts obtenus à des sections précises dites sections critiques. Ces sections sont des endroits le long d'un élément structural principal où l'on rencontre une discontinuité structurale associable à un changement de propriété de section. Certaines sections critiques sont aussi choisies du fait qu'à l'endroit retenu, on trouve un effort maximal ou minimal généré par une surcharge routière.

- Pour une poutre simplement appuyée, il est tout à fait naturel de s'attendre à vérifier la capacité portante de celle-ci à une section critique près du centre de la portée (aux endroits où le moment maximal dû aux surcharges routières est obtenu). Pour le cisaillement, il est tout aussi normal de retenir une section critique aux appuis.
- Pour une poutre continue sur plusieurs appuis, il est tout aussi normal de retenir des sections critiques aux endroits où les moments positifs maximaux pour les surcharges routières sont atteints. Des sections seront aussi choisies aux appuis intérieurs pour vérifier la résistance de la poutre sous les moments négatifs extrêmes.
- En présence de portiques ou de cadres comme en conception, les sections critiques aux appuis tant en flexion qu'en cisaillement ne sont pas prises au centre de l'appui mais à la face libre du poteau ou de l'élément structural qui agit comme poteau.
- Pour les ouvrages en béton, les efforts associables à une section critique ne sont pas pris nécessairement au droit de la section.
 - En flexion, les efforts sont pris à $d/2$ de la section dans la direction qui causera une augmentation de l'effort obtenu directement à la section. Si un moment maximal est atteint quelque part entre la section et $d/2$, le moment retenu doit être le moment maximal. La valeur de d est calculée à partir des propriétés de poutre à la section critique et en fonction du signe du moment que l'on étudie.
 - En cisaillement, les efforts retenus sont pris à d de la section dans la direction qui causera une diminution de l'effort obtenu directement à la section. Pour les poutres continues où il est normal de côtoyer des moments positif et négatif à une section donnée, la valeur de d est choisie en considérant les propriétés de la poutre à la section critique et en retenant le moment prépondérant à cet endroit.

- Si le moment négatif est prépondérant, la valeur d est calculée en considérant que l'armature supérieure au niveau de la dalle est tendue.
 - Si le moment positif est prépondérant, la valeur d est calculée en considérant que l'armature inférieure est tendue.
 - Pour les zones où les deux moments sont relativement similaires, la valeur de d est calculée pour les deux cas (barres tendues supérieures et barres tendues inférieures, et la plus petite valeur de d est retenue).
- Dans les deux cas précédents (flexion et cisaillement), on ne doit pas dépasser la face libre d'un appui ou d'un poteau pour établir les efforts d'une section. En d'autres termes, le moment négatif pour une section critique ne peut pas être supérieur au moment obtenu à la face libre du premier poteau rencontré dans la direction du déplacement de $d/2$.

Il est à noter que les définitions des sections critiques sont légèrement différentes de celles retenues par la norme S6-00. Pour celle-ci, la section critique est prise au point où l'effort est déterminé pour les sections critiques décrites dans ce manuel. Il y a donc en principe un décalage de $d/2$ en flexion et de d en cisaillement entre notre définition de la section critique et celle de la norme. Du côté pratique des choses, il apparaît nettement plus simple d'associer les sections critiques à des changements de configuration de barres plutôt que d'opter pour des sections plus théoriques.

4.6.2 Sections critiques supplémentaires en flexion (ponts en béton armé)

Les discontinuités structurales au niveau d'une poutre ou d'une dalle structurale sont habituellement associables à la configuration des barres d'armature qui la composent. Les sections critiques en flexion sont déterminées de la façon suivante :

♦ Barres droites

Il y a une section critique (voir la figure 4.6-1) au début et à la fin de chaque groupe de barres droites sur un lit inférieur (moment positif) ou supérieur (moment négatif).

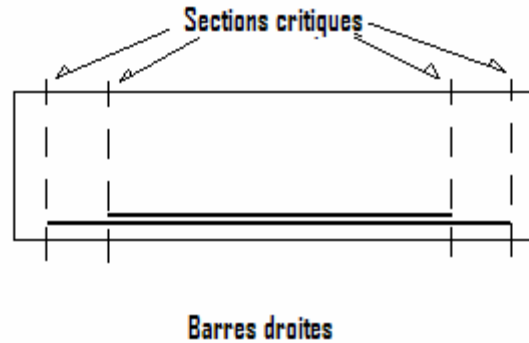


Figure 4.6-1 Sections critiques en flexion – barres droites

♦ Barres pliées

Il y a une section critique prise à $Z \cot(\alpha)/8$ du pli de la barre tant pour la partie inférieure (flexion positive) que pour la partie supérieure (flexion négative) des barres (voir la figure 4.6-2). Cette section est choisie de façon à respecter le critère d'efficacité des barres pliées que l'on trouvait dans la norme S6-88 et pour lequel on ne rencontre plus d'équivalent dans la norme S6-00.

On considère habituellement que la barre pliée de la section critique 1 de la figure 4.6-2 est efficace à 100 % à la droite de la section et inefficace (0 %) du côté gauche. La situation est identique à la section 2 alors que la section horizontale de la barre est efficace à 100 % à la droite de la section et inefficace (0 %) du côté gauche. Ainsi, pour la section 1, la barre pliée est considérée comme inexistante lors des calculs de la résistance en flexion. La barre pliée est cependant présente et efficace à 100 % à la section 3 où il y a un début de barre droite. Il existe d'autres sections critiques qui ne sont pas montrées dans l'exemple de la figure 4.6-2; la fin des parties droites des barres pliées est également une section critique.

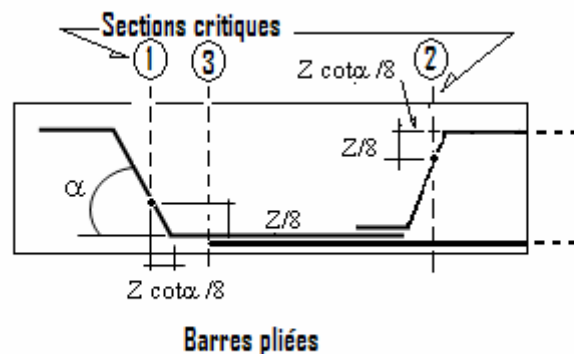


Figure 4.6-2 Sections critiques en flexion – barres pliées

♦ **Changement dimensionnel**

Un changement dimensionnel brusque de la hauteur ou de la largeur de la poutre entraîne la création d'une section critique à cet endroit. En moment positif, un changement dans la largeur de l'âme de la poutre n'a généralement pas d'importance et la section critique peut alors être omise. Pour un changement non linéaire, il est nécessaire de créer plusieurs sections critiques dans la zone de variation.

4.6.3 Sections critiques supplémentaires en cisaillement (ponts en béton armé)

Les sections critiques en cisaillement sont déterminées de la façon suivante :

♦ **Début d'un groupe d'étriers**

En cisaillement, on trouvera des sections critiques à chaque changement d'espacement d'un groupe d'étriers.

♦ **Barres pliées**

Une section critique est associée à la distance $Z \cdot \cot(\alpha)/8$ du pli de la barre tant pour la partie inférieure (flexion positive) que pour la partie supérieure (flexion négative) des barres. Cette section est choisie de façon à respecter le critère d'efficacité des barres pliées que l'on trouvait dans la norme S6-88 et pour lequel on ne voit plus d'équivalent dans la norme S6-00. La section critique est obtenue en traçant une ligne de 45° à partir soit du point de début, soit du point de fin d'efficacité de la barre pliée à résister à l'effort de cisaillement prévu à la norme S6-88. Pour ces deux sections critiques, la barre pliée est considérée comme inefficace. Si une section critique se trouve entre ces deux sections, la barre pliée est alors considérée comme efficace à 100 %.

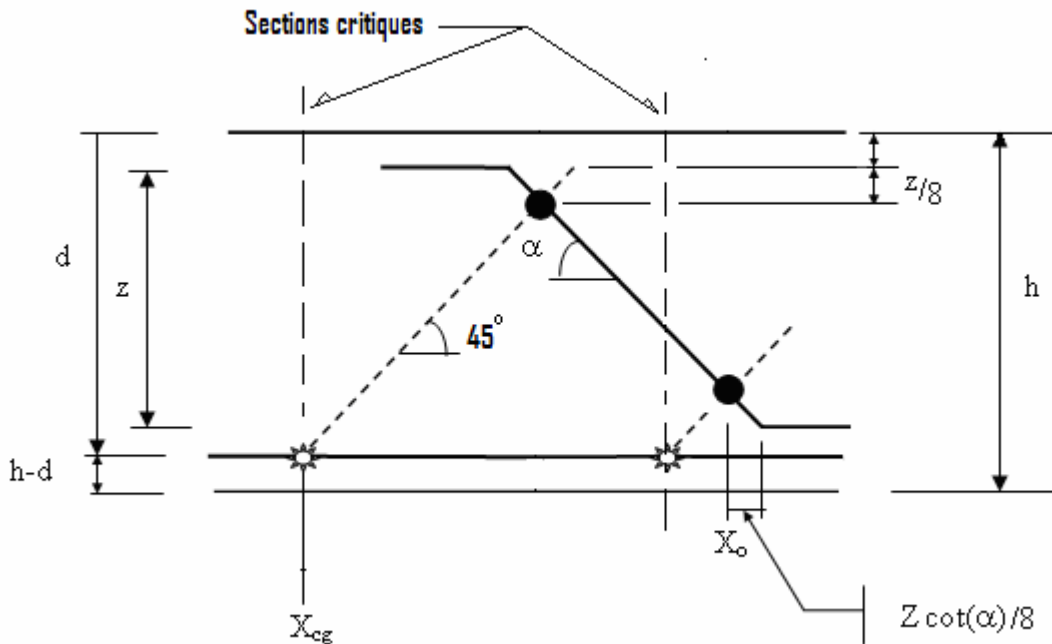


Figure 4.6-3 Sections critiques en cisaillement – barres pliées

♦ Changements dimensionnels

Un changement dimensionnel brusque de la hauteur ou de la largeur de la poutre entraîne la création d'une section critique à cet endroit. Pour un changement non linéaire, il est nécessaire de créer plusieurs sections critiques dans la zone de variation.

4.6.4 Sections critiques supplémentaires (ponts avec poutres d'acier)

Les discontinuités structurales au niveau d'une poutre d'acier sont associables aux longueurs des plaques de renforcement qui constituent la poutre. On trouvera une section critique à chaque endroit où il y a un changement d'épaisseur au niveau de l'âme de la poutre ou des semelles. On trouvera également des sections critiques aux autres endroits où se produit un changement de résistance du fait de la présence de raidisseurs verticaux ou horizontaux, ou d'une modification de la configuration de ceux-ci.

Il est aussi nécessaire de considérer des sections critiques aux joints de construction des poutres de façon à vérifier la capacité structurale de ces assemblages.

4.6.5 Sections critiques pour les poutres triangulées

Une section critique est définie pour chacune des membrures qui composent la poutre triangulée. La section critique est définie en créant une section brute qui représente l'état de la membrure dans son ensemble. Une aire nette doit aussi être établie en considérant l'aire la plus critique rencontrée le long de la membrure (au point d'attache de la membrure ou à un endroit le long de la membrure où se manifeste une perte de section importante).

4.7 CALCUL DE LA RÉSISTANCE

On calcule la résistance de chaque élément de la structure évaluée. Le calcul de la résistance des éléments se fait de façon générale conformément aux spécifications de la norme S6-00. On trouvera au chapitre 5 un résumé des conditions à respecter pour effectuer le calcul de la résistance des différents éléments structuraux que l'on peut trouver au niveau d'un tablier de pont.

En évaluation, on vérifie la résistance en tension et en compression des éléments de treillis des poutres triangulées, la résistance en cisaillement et en flexion des poutres et la résistance en compression et en flexion des poteaux en acier ou en béton. Les conditions d'appui des poutres d'acier à âme pleine sont aussi étudiées (voilement ou plastification de l'âme et résistance à l'écrasement).

La résistance en tension des pièces est obtenue en considérant la résistance à l'aire brute et à l'aire nette. Il est possible à ce stade de déterminer le type de comportement que l'élément aura à la rupture. Une pièce tendue peut avoir un comportement fragile si la résistance est contrôlée par l'aire nette ou ductile si l'aire brute exerce le contrôle. Une pièce comprimée a toujours un comportement fragile à la rupture tandis que les poutres en acier en flexion ou en cisaillement ont généralement un comportement ductile. Il est aussi possible de fixer, à cette étape des calculs, le coefficient d'ajustement.

Au moment de l'évaluation des poutres mixtes continues au-dessus de plusieurs appuis, le calcul de la résistance des poutres diffère légèrement de ce qui est spécifié dans le volume I du *Manuel de conception des structures*, de la Direction des structures. La résistance en flexion de la poutre pour le calcul des F doit être choisie en fonction du signe de l'effort généré par chacun des camions étudiés (le CL1-625, le CL2-625 et le CL3-625). Lorsque l'effort de flexion à une section donnée est positif, la résistance est calculée en considérant que le béton participe à la reprise des efforts (section mixte). Lorsque l'effort de flexion à une section donnée est négatif, la résistance est calculée en considérant que seules la poutre d'acier et l'armature dans la dalle reprennent les efforts (section mixte, béton fissuré).

4.8 CALCUL DES FACTEURS DE CAPACITÉ DE SURCHARGE (F)

Les efforts dus aux charges permanentes et aux surcharges sont pondérés par les coefficients calculés spécifiquement pour le calcul des facteurs de capacité de surcharge (F). Les résistances sont ajustées en tenant compte du coefficient d'ajustement. Les F pour les trois surcharges routières sont ensuite calculées.

4.8.1 Évaluation empirique

Certains ponts en béton armé ne peuvent pas être évalués de façon habituelle pour la simple raison que les plans de construction n'ont pas été conservés. Ne connaissant pas les caractéristiques et la disposition de l'acier d'armature dans ces éléments de béton, il devient impossible d'en calculer une résistance et un F. Il est alors nécessaire de procéder à l'évaluation empirique de la structure qui découlera, selon l'état de celle-ci, possiblement en une recommandation d'affichage à tonnage réduit.

4.8.2 Arches sous remblai

L'évaluation empirique ne se limite pas seulement aux ponts en béton pour lesquels nous n'avons plus les plans de construction. Les arches sous remblai avec murs tympans sont aussi des ouvrages qui ont avantage à être évalués de façon empirique.

Une analyse habituelle ne donne pas normalement de résultats satisfaisants, puisqu'elle omet de tenir compte des effets d'arche qui se produisent à l'intérieur du remblai.

On suggère dans ces circonstances de procéder à une évaluation empirique de la structure, de façon à vérifier le comportement du pont sous les charges de service. Si le comportement du pont s'avère adéquat et que la structure est exempte de défauts structuraux importants qui pourraient compromettre à court ou à moyen terme la capacité du pont à résister aux charges, il devient alors possible de se prononcer sur l'efficacité du pont. Dans la situation contraire, il est alors nécessaire de procéder à une analyse plus sophistiquée de la structure.

4.8.3 Inspection pour évaluation empirique

L'inspection doit être réalisée par deux ingénieurs d'expérience dans le domaine des ponts. À moins d'une indication contraire de la part du donneur d'ouvrage, cette expérience doit être au moins celle qui est exigée pour être reconnu comme ingénieur évaluateur ou ingénieur vérificateur. Les deux ingénieurs doivent rechercher des défauts qui peuvent être liés au passage des surcharges routières.

Comme en ce qui concerne toutes les inspections, les inspecteurs doivent avoir pris connaissance des informations contenues dans le dossier du pont de la Direction des structures. Ils doivent aussi avoir en main, au moment de l'inspection, le plus récent rapport d'inspection générale de la structure, la fiche d'inventaire de la structure et le *Manuel d'inspection des structures – Critères pour l'évaluation des structures*. La structure est mesurée et les fiches d'inspection générale touchant les éléments principaux sont revues et, au besoin, corrigées.

Si la structure présente des défauts majeurs, le pont doit être affiché à tonnage réduit ou fermé à la circulation pour des raisons de sécurité.

En guise de rappel, un pont doit être considéré comme montrant des signes majeurs de faiblesse quand la cote d'évaluation du comportement (CEC) des poutres ou de la dalle épaisse est de 1 ou 2 selon le système d'évaluation des dommages du *Manuel d'inspection des structures*.

CHAPITRE 5

CALCUL DE LA RÉSISTANCE

TABLE DES MATIÈRES

5.1	GÉNÉRALITÉS	5-1
5.2	DIMENSIONS	5-1
5.3	RELEVÉ DES DÉFAUTS ET RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS	5-3
5.3.1	Acier de charpente	5-3
5.3.2	Acier d'armature	5-4
5.3.3	Acier de précontrainte	5-5
5.3.4	BÉTON	5-6
5.3.5	Bois	5-7
5.4	RÉSISTANCE NOMINALE DES MATÉRIAUX	5-8
5.4.1	Acier de charpente et fer forgé	5-8
5.4.2	Acier d'armature	5-9
5.4.3	Acier de précontrainte	5-9
5.4.4	Béton	5-9
5.4.5	Bois	5-10
5.5	RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS	5-10
5.5.1	Éléments de charpente en acier (poutres)	5-11
5.5.2	Éléments d'ouvrages triangulés (compression ou tension)	5-17
5.5.3	Éléments en béton armé	5-20
5.5.4	Éléments en béton précontraint	5-33
5.5.5	Éléments en bois	5-35
5.6	AMÉLIORATION DE LA PRÉCISION	5-35
5.6.1	Détermination des propriétés à partir d'un échantillonnage limité	5-36
5.6.2	Acier de charpente	5-36
5.6.3	Béton armé	5-37
5.6.4	Acier d'armature	5-38
5.6.5	Acier de précontrainte	5-38
5.7	OUTILS INFORMATIQUES	5-38

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5.2-1	Précision des mesures	5-2
Tableau 5.2-2	Tolérances entre les dimensions des plans et celles mesurées	5-3
Tableau 5.3-1	Perte de section de l'acier de précontrainte	5-5
Tableau 5.3-2	Dimensions des fissures	5-7
Tableau 5.4-1	Valeurs par défaut de résistance nominale de l'acier de charpente	5-8
Tableau 5.4-2	Valeurs par défaut de la limite élastique de l'acier d'armature	5-9
Tableau 5.4-3	Valeurs par défaut de la résistance de l'acier de précontrainte	5-9
Tableau 5.4-4	Résistance en compression maximale du béton	5-10
Tableau 5.5-1	Coefficients de longueur sous différentes conditions limites	5-19
Tableau 5.5-2	Facteurs à considérer pour la perte d'adhérence	5-22
Tableau 5.5-3	Facteurs à considérer pour la perte de résistance à l'effort tranchant du béton	5-26
Tableau 5.5-4	Efficacité des étriers endommagés	5-28
Tableau 5.6-1	Résilience Charpy de l'acier et année de construction de la structure	5-37

LISTE DES FIGURES

Figure 5.5-1	Définition des zones d'endommagement d'une poutre	5-27
Figure 5.5-2	Définition des paramètres h_1 et h	5-29
Figure 5.5-3	Courbe d'interaction – F inférieur à 1,0	5-29
Figure 5.5-4	Courbe d'interaction – F supérieur à 1,0	5-30
Figure 5.5-5	Poutre à l'appui (développement des barres des lits inférieurs)	5-33

5.1 GÉNÉRALITÉS

Il sera question dans ce chapitre du calcul de la résistance des différents éléments qui composent le tablier d'un pont.

On traitera des sujets suivants :

- Le niveau de précision des mesures à prendre sur le site au moment de l'inspection du pont;
- Les méthodes retenues pour les mesures d'une section de structure;
- Les critères à retenir pour fixer l'ordre de grandeur d'un défaut de matériau;
- Les règles à suivre pour établir les propriétés mécaniques d'un matériau;
- Les critères à retenir pour le calcul de la résistance d'un élément de structure;
- Les outils informatiques que l'évaluateur doit utiliser pour calculer la capacité portante d'une structure.

5.2 DIMENSIONS

Dans un premier temps, les dimensions entrant dans le calcul des charges et de la résistance d'un élément sont relevées sur les plans. Il est important de noter que les plans « tel que construit » ont toujours préséance sur les plans de construction ou les plans qui ne sont pas estampillés. Ces dimensions doivent être validées en comparant les données disponibles sur la fiche d'inventaire du pont et l'information accessible dans le dossier du pont.

Il a été mentionné précédemment que toutes les dimensions de la structure, même celles relevées sur les plans, doivent être vérifiées sur les lieux au cours de l'inspection d'évaluation de l'ouvrage. Tous les éléments du tablier doivent ainsi être mesurés avec précision. L'inspecteur doit, en ce sens, respecter les tolérances maximales de mesure indiquées dans le tableau 5.2-1.

De façon générale, l'inspecteur arrive sur les lieux de l'inspection en ayant en main un ou plusieurs dessins de la structure sur lesquels il aura noté les principales dimensions relevées sur les plans. Il vérifie par la suite, pour chacune des travées de la structure, les dimensions des éléments principaux et secondaires de la structure. Si une mesure diffère des données relevées sur les plans, l'inspecteur annote alors ses dessins en conséquence.

S'il n'y a pas de plans en archives pour une structure donnée, l'inspecteur doit procéder à un relevé dimensionnel du pont en prenant une double lecture de chacun des types d'éléments mesurés sur place. Un relevé de ce genre doit être réalisé sur chacune des travées de la structure. Cette façon de faire doit aussi être adoptée lorsque l'inspecteur doit mesurer une structure pour laquelle il n'a pas encore eu le temps d'examiner les plans et de se préparer des feuilles d'inspection où l'on trouve les principales

dimensions du pont qui pourront être comparées aux mesures prises durant l'inspection.

Lorsque l'écart entre les dimensions des plans et la moyenne de celles mesurées sur le site dépasse, en plus ou en moins, les tolérances indiquées dans le tableau 5.2-2, la situation doit être mentionnée à la note de calcul. L'ingénieur doit, dans ces circonstances, préciser les motifs qui font en sorte que la mesure déviante sera ou ne sera pas conservée à l'étape de l'analyse. Pour les ouvrages dalle et poutres, si la variation de la mesure ne cause pas plus de 5 % de changement en ce qui concerne le résultat final, il peut s'avérer justifiable de maintenir dans les calculs, la dimension théorique donnée sur les plans.

L'évaluateur doit aussi tenir compte des conditions de détérioration des membrures lors des calculs de la résistance des différents éléments de la structure. La résistance finale d'un élément doit ainsi être calculée en considérant uniquement ses parties saines. Le poids propre d'un élément doit, par contre, être calculé en considérant ses dimensions originales (section non altérée).

Tableau 5.2-1 Précision des mesures

Éléments	Tolérances (mm)
Pièces en acier • Profondeur • Largeur • Épaisseur	± 5 ± 5 ± 1
Pièces en béton	± 5
Pièces en bois	± 5
Épaisseur de l'enrobé bitumineux	± 5 *
Portée d'un élément (mesure prise au télémètre laser pour respecter les tolérances de lecture)	± 10 pour longueurs < 3 m ± 20 pour longueurs ≥ 3 m et < 10 m ± 50 pour longueurs ≥ 10 m

* L'épaisseur de l'enrobé bitumineux doit être mesurée à plusieurs endroits.

Tableau 5.2-2 Tolérances entre les dimensions des plans et celles mesurées

Éléments	Tolérances (mm)
Pièces en acier • Profondeur • Largeur • Épaisseur	± 5 ± 5 ± 1
Pièces en béton	± 10
Pièces en bois	± 5
Épaisseur de l'enrobé bitumineux	± 5
Espacement des éléments	± 50
Portée d'un élément	± 75 pour longueurs < 3 m ± 125 pour longueurs ≥ 3 m et < 10 m ± 175 pour longueurs ≥ 10 m

5.3 RELEVÉ DES DÉFAUTS ET RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS

Le niveau de détérioration des pièces principales doit être estimé avec le plus de précision possible puisque la capacité d'un élément est inversement proportionnelle à l'ordre de grandeur du défaut structural relevé sur place. L'évaluation de la résistance doit être faite en ayant les dimensions exactes du matériau sain en tenant compte des particularités de chacun des matériaux suivants :

- l'acier de charpente;
- l'acier d'armature;
- l'acier de précontrainte;
- le béton;
- le bois.

5.3.1 Acier de charpente

L'épaisseur résiduelle des pièces en acier doit être mesurée sur le métal nu à l'aide d'un appareil à ultrasons ou d'un micromètre électronique. Lorsqu'il est impossible d'enlever la peinture, une épaisseur minimale de 0,5 mm doit alors être soustraite de la valeur mesurée.

L'épaisseur d'une section doit en priorité être mesurée aux endroits où l'élément est le plus sollicité et où la pleine résistance de la pièce est primordiale. Les endroits suivants peuvent d'emblée être considérés comme des zones critiques au moment du relevé des dimensions sur le site :

- Les semelles des poutres près du centre des travées et près des appuis intermédiaires, dans le cas de travées continues;
- L'âme des poutres près des appuis;
- La pleine longueur des membrures principales des poutres triangulées en accordant une attention spéciale aux sections près des plaques d'assemblage.

Lorsqu'il est difficile de mesurer l'épaisseur moyenne d'un élément parce qu'il connaît des pertes de section importantes dues à la rouille, l'évaluateur doit chercher à estimer au meilleur de ses capacités le pourcentage de perte de section de l'élément en cause. Les dimensions de la pièce non détériorée doivent tout de même et dans la mesure du possible être relevées et notées sur les feuilles d'inspection.

5.3.2 Acier d'armature

Le niveau de corrosion de l'acier d'armature doit être estimé en pourcentage de perte de section aux endroits où l'armature est apparente. La localisation des pertes doit aussi être notée dans le rapport d'inspection. Une note générale est suffisante pour les pertes de section inférieures à 10 %. La note indiquera seulement la barre ou le groupe de barres concernées et une localisation succincte du défaut. Pour des pertes supérieures à 10 %, une description détaillée du défaut est requise. On doit, entre autres, préciser l'étendue de ce dernier, à savoir s'il est ponctuel ou généralisé.

Normalement, une perte d'armature en considérant le total de l'armature de flexion à une section donnée de 5 % et moins ne sera pas considérée au moment de l'évaluation. S'il s'agit d'une perte de plus de 5 %, il revient à l'évaluateur de décider si le défaut mérite d'être retenu ou pas en précisant l'importance que cette perte peut avoir sur la résistance de la poutre ou de la dalle structurale.

Les zones de chevauchement ou de développement de barres doivent aussi être examinées. Si un chevauchement de barres est visible et que le béton autour du chevauchement est de mauvaise qualité, l'inspecteur doit noter le défaut que l'évaluateur devra prendre en compte durant le calcul de la résistance de la section. L'évaluateur et le vérificateur devront alors convenir du facteur de correction à appliquer à la longueur de chevauchement du groupe de barres concerné. Les facteurs de correction si requis sont présentés à la section 5.5.3.

En ce qui concerne les étriers, les pertes de section supérieures à 10 % doivent être considérées en tenant compte aussi de l'état du béton qui recouvre cette armature. Les pourcentages d'aire d'acier à considérer lors des calculs doivent être établis en prenant en compte l'orientation proposée à la section 5.5.3.

5.3.3 Acier de précontrainte

En étant confiné dans le béton ou à l'intérieur de gaines en principe étanches, l'acier de précontrainte est protégé de l'humidité et de l'agressivité des sels de déglacage qui peuvent rapidement précipiter la ruine des fils, des câbles ou des torons de précontrainte.

Lorsqu'un problème de corrosion est constaté, on doit rapidement chercher à corriger la situation, de façon à arrêter le processus de dégradation des aciers de précontrainte. Le processus de dégradation est cependant rapide et avant que les mesures correctives soient mises en place, on doit s'attendre à une perte de section encore plus importante que ce qui a été constaté lors de l'inspection d'évaluation.

Tableau 5.3-1 Perte de section de l'acier de précontrainte

Signes de corrosion	Perte de section (%) *
Précontrainte par prétension :	
• Trace locale de rouille à la surface du béton associable à un toron	**
• Béton éclaté localement et trace de rouille à la surface d'un toron	20
• Délaminage ou éclatement du béton causé par la corrosion d'un lit de torons	50
• Toron piqué par la rouille ou partiellement sectionné	100
Précontrainte par post-tension :	
• Trace locale de rouille à la surface du béton associable à un câble	**
• Béton éclaté localement et trace de rouille à la surface d'une gaine	0
• Béton éclaté localement et bris de gaine exposant un câble (torons ou fils) rouillé en surface	20
• Câble à fils exposé aux intempéries dont au moins un fil est piqué par la rouille	50
• Toron d'un câble à torons exposé aux intempéries dont au moins un fil est piqué par la rouille	50
• Câble à fils exposé aux intempéries dont au moins un fil est sectionné	100
• Toron d'un câble à torons exposé aux intempéries dont au moins un fil est sectionné	100

* Perte de section pour l'élément concerné.

** Procéder à un piquage local du béton pour examiner l'état de l'acier de précontrainte.

L'évaluateur doit donc adopter une attitude très prudente en ce qui concerne l'efficacité des aciers touchés par la rouille. Le tableau 5.3-1 donne une indication des pertes de section que l'évaluateur doit retenir lorsqu'il y a signe de corrosion des câbles d'acier de précontrainte.

Tel que cela est indiqué dans le tableau, une trace de rouille en surface pouvant être associée à une corrosion d'un acier de précontrainte doit forcer une investigation plus poussée de la pièce en question. Cette investigation doit permettre d'établir l'étendue exacte du défaut. On recommande de procéder à un piquage local du béton de surface de façon à déterminer la nature exacte du problème et l'étendue des défauts. Le piquage doit être réalisé à l'aide d'un équipement léger pour ne pas endommager l'acier de précontrainte et aussi limiter le plus possible la démolition du béton. Cette activité ne doit cependant pas être entreprise à moins que le donneur d'ouvrage n'en ait spécifié le besoin. Il est, par contre, important que l'évaluateur dans son rapport final fasse état de l'intérêt de procéder à un examen plus approfondi d'une poutre susceptible de présenter des problèmes de corrosion des aciers de précontrainte.

5.3.4 Béton

Il s'avère important de bien connaître l'épaisseur de la dalle en béton d'une structure dont le platelage agit de façon composite avec les poutres sous-jacentes ou lorsque l'on doit évaluer une dalle structurale.

L'épaisseur de la dalle est généralement conforme aux dimensions indiquées sur les plans. On doit tout de même valider cette information sur le site en mesurant le côté extérieur du tablier, la hauteur des chasse-roues et l'épaisseur de l'enrobé bitumineux, ou en procédant si possible à des mesures au niveau des drains. L'épaisseur de l'enrobé bitumineux peut souvent être mesurée en plantant un clou contre le chasse-roue à un endroit où le matériau a une épaisseur moyenne, ou en établissant la hauteur totale du chasse-roue et en déduisant sa hauteur à partir du dessus de l'enrobé bitumineux. Cette dernière méthode est à privilégier.

Les dimensions des poutres doivent être mesurées. Les défauts de matériaux qui peuvent réduire la capacité d'un élément en béton armé doivent également être relevés.

Pour effectuer le calcul de la résistance des pièces en béton armé, on doit, entre autres, tenir compte de la fissuration du béton. L'inspecteur doit localiser les fissures moyennes et larges tel que cela est défini dans le *Manuel d'inspection des structures* et tel que cela est précisé dans le chapitre 4. L'ouverture des fissures est mesurée à l'aide du fissuromètre fourni avec le *Manuel d'inspection des structures – Critères pour l'évaluation des dommages*. On doit cependant toujours chercher à établir la cause de la fissuration. La fissuration due à un délaminage doit être identifiée et être exclue des calculs de la résistance si cette dernière est en surface et, par coup de marteau, le délaminage peut être transformé en éclatement. Il faut donc en tout temps frapper le défaut au marteau pour en établir l'origine et, au besoin, faire tomber au sol le béton qui

est susceptible de se dissocier de l'ouvrage. L'espace de terrain sous le tablier doit toujours être sécurisé avant de procéder à cet exercice. On doit aussi prendre garde de mesurer les fissures, préférablement aux endroits où la surface béton est saine; souvent l'éclatement local du béton de chaque côté de la fissure tend à surestimer l'importance d'une fissure. En cas de doute, il est préférable de mesurer le défaut à différentes hauteurs de poutre et de chercher à établir une largeur moyenne. Il faut, dans ces circonstances, bien documenter le tout dans le rapport d'inspection, de façon à retrouver l'information qui permet d'établir l'importance du défaut.

Tel que cela est indiqué dans le chapitre 4, on doit faire mention de la présence des fissures filiformes et étroites (jusqu'à 0,35 mm) à l'intérieur du rapport d'inspection pour évaluation. Il n'est cependant pas requis de les localiser avec précision. Le tableau 5.3-2 résume l'information disponible dans *le Manuel d'inspection des structures – Critères pour l'évaluation des dommages* en ce qui concerne la description des diverses grosseurs de fissures. La dimension des fissures sera considérée au moment du calcul de la résistance en cisaillement de la section.

Tableau 5.3-2 Dimensions des fissures

Grosueur de la fissure	Dimensions limites (mm)	
	Minimum	Maximum
Filiforme	0	0,125
Étroite	0,125	0,70
Moyenne	0,70	1,375
Large	> 1,375	

5.3.5 Bois

Les dimensions nécessaires au calcul de la résistance d'un élément en bois doivent être réduites pour tenir compte des épaisseurs de matériau altéré par le temps et les intempéries. Pour les poutres principales d'un pont ou pour tout autre élément structural important, les épaisseurs de bois altéré doivent être déterminées à l'aide d'une sonde « Presler ». En ce qui concerne les éléments secondaires telles les traverses des ponts acier-bois, l'épaisseur du bois altéré peut être estimée en piquant la pièce avec le marteau de géologue que l'inspecteur doit avoir dans sa trousse d'inspection. L'inspecteur doit préférablement estimer le pourcentage d'efficacité de la section en réduisant la largeur de la pièce de bois étudiée puisque cette réduction diminue par le même pourcentage l'aire et le module de section de l'élément altéré.

5.4 RÉSISTANCE NOMINALE DES MATÉRIAUX

Pour tous les matériaux, l'évaluateur doit rechercher sur les plans et dans les documents d'archives la résistance nominale qui a été utilisée lors de la construction de la structure à évaluer. Ces valeurs sont normalement retenues lors des calculs d'évaluation.

L'information concernant la résistance des matériaux n'est malheureusement pas toujours disponible. On doit alors utiliser les valeurs par défaut qui sont mentionnées à l'intérieur des prochains tableaux.

5.4.1 Acier de charpente et fer forgé

Le tableau 5.4-1 présente les valeurs par défaut maximales à utiliser pour l'acier de charpente en fonction de l'année de conception de la structure. Avant de recourir à ces valeurs, il est important que l'évaluateur s'assure que les poutres relevées sur le site ne sont pas recyclées d'un autre pont. Cette note s'applique particulièrement aux ponts acier-bois qui souvent ont été construits avec des poutres récupérées sur des anciens ouvrages démolis avec le temps. Cette situation peut aussi se produire sur des ponts qui, à l'époque, ont été construits en régie par des équipes de travail du ministère des Transports. L'étude du dossier du pont permet généralement d'établir cette situation et de fournir une année de fabrication des poutres.

La résistance nominale de l'acier doit être établie à partir de l'année de fabrication des poutres. En cas de doute, l'évaluateur doit évaluer le pont en considérant que les poutres d'acier ont été fabriquées avant 1905. Il peut aussi exiger un échantillonnage des poutres afin de déterminer expérimentalement la résistance de l'acier en place. Un échantillonnage doit comprendre le prélèvement d'au moins trois coupons d'acier sur des poutres différentes ou à des sections différentes d'une même poutre. Le donneur d'ouvrage doit cependant être consulté avant de procéder à une prise d'échantillons, de façon à ce qu'il autorise cette action.

Tableau 5.4-1 Valeurs par défaut de résistance nominale de l'acier de charpente

Année de conception du pont ou de fabrication des poutres	Limite élastique F_y (MPa)	Contrainte de rupture en traction F_u (MPa)
jusqu'à 1905	180	360
1905–1932	210	420
1933–1975	230	420
1976–1985	250	420
après 1985 *	300	450

* La limite de 300 MPa à partir de 1985 est un ajout à la norme; on s'attend tout de même à trouver dans le dossier la limite élastique de l'acier d'un pont construit après 1985.

La contrainte de rupture en traction (F_U) de l'acier des rivets est fixée à 320 MPa pour les poutres assemblées jusqu'à 1935 et de 360 MPa pour les poutres assemblées après 1935.

On doit utiliser une limite élastique (F_y) de 180 MPa pour le fer forgé.

5.4.2 Acier d'armature

Le tableau 5.4-2 indique les valeurs par défaut à utiliser pour l'acier d'armature en fonction de l'année de construction de la structure et du grade de l'acier s'il est connu.

Tableau 5.4-2 Valeurs par défaut de la limite élastique de l'acier d'armature

Année de construction du pont	Limite élastique, F_y (MPa)			
	Grade			
	Inconnu	Structural	Intermédiaire	Élevé
Jusqu'à 1914	210			
1914–1955	230	230	275	345
1956–1978	275	275	345	415
Après 1978	300	300	350	400

5.4.3 Acier de précontrainte

Le tableau 5.4-3 indique les valeurs par défaut à utiliser pour l'acier de précontrainte en fonction de l'année de construction du pont et du type d'acier de précontrainte.

Tableau 5.4-3 Valeurs par défaut de la résistance de l'acier de précontrainte

Année de construction du pont	Résistance à la rupture f_{pu} (MPa)	
	Fils et torons	Barres
Jusqu'à 1963	1 600	1 030
Après 1963	1 725	1 030

5.4.4 Béton

Lorsque la résistance en compression est spécifiée dans les plans et devis, les valeurs maximales à utiliser pour le béton sain sont celles du tableau 5.4-4.

Tableau 5.4-4 Résistance en compression maximale du béton

Résistance en compression spécifiée dans les plans et devis f'_c (MPa)	Valeur maximale à utiliser comme résistance en compression f'_c (MPa)
< 22	25
22–27	30
28–34	35
> 35	utiliser le f'_c spécifié

Lorsque la résistance en compression du béton est inconnue et que le béton est sain, on peut considérer une résistance à la compression de 25 MPa*. Il est à noter que cette valeur est supérieure à la valeur proposée à l'article 14.6.3.2 de la norme S6-00.

Lorsque le béton montre des signes de détérioration généralisée, tel un écaillage important, une désagrégation majeure ou une importante fissuration associée à une réaction alcali-granulats (RAG), on doit utiliser une valeur n'excédant pas 20 MPa*, même si la résistance en compression spécifiée dans les plans et devis excède cette valeur. On se référera au *Manuel d'inspection des structures – Critère pour l'évaluation des dommages* pour connaître le niveau d'importance d'un défaut. Il est à noter que la valeur de 20 MPa est supérieure à la valeur proposée à l'article 14.6.3.2 de la norme S6-00.

5.4.5 Bois

Lorsque l'essence du bois est connue, on utilise les valeurs de résistance fournies au chapitre 9 de la norme CAN/CSA-S6-00. À moins d'une indication contraire du donneur d'ouvrage, la pruche de l'Est, qui est couramment utilisée pour les traverses de bois des ponts acier-bois, doit être considérée comme une essence de type É.-P.-S de qualité n° 1.

Lorsque l'essence du bois n'est pas connue, on utilise les valeurs de résistance fournies au chapitre 9 de la norme CAN/CSA-S6-00 pour une essence de type É.-P.-S de qualité n° 1.

5.5 RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS

Tel que nous l'avons mentionné précédemment, il est important, au moment du calcul de la résistance, de tenir compte des pertes de section attribuables aux défauts de matériaux.

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

Si le F a été calculé avant l'inspection, l'évaluateur doit réviser l'analyse pour tenir compte de la résistance réelle des éléments qui ont subi des pertes de section.

5.5.1 Éléments de charpente en acier (poutres)

La résistance des pièces en acier doit être calculée conformément aux exigences du chapitre 10 de la norme CAN/CSA-S6-00. À moins d'une instruction spécifique du donneur d'ouvrage, les exigences relatives à la fatigue ne doivent pas être considérées pour le calcul du F . Il est cependant important de préciser, dans le rapport d'inspection, la présence de détails susceptibles de générer des problèmes de fatigue.

Pour assurer une constance en ce qui concerne les calculs de la capacité portante des structures, certaines précisions doivent être apportées au sujet de la façon dont on doit calculer la résistance des poutres d'acier. Il est aussi important de définir ce qui doit être vérifié en plus de la résistance aux ÉLUL :

♦ Retenue latérale des poutres

Des recherches effectuées pour le ministère des Transports ont démontré que, même en l'absence de goudrons, la friction entre une dalle en béton coulée en place et une poutre en acier procure une retenue latérale suffisante à la poutre pour qu'elle soit considérée comme retenue latéralement.

Cette règle ne s'applique pas par contre aux ponts à poutres en acier avec plancher de bois (ponts acier-bois). La longueur non supportée pour ce type de structure est égale à la distance entre les contreventements à condition qu'ils soient conformes aux exigences du *Manuel des ponts acier-bois* ou que l'évaluateur les reconnaissent comme adéquats (une mention de ce fait doit être inscrite dans le rapport final).

♦ Poutres enrobées de béton

Les poutres d'acier dont la semelle supérieure est complètement enrobée de béton sont considérées comme des éléments qui agissent de façon composite avec la dalle (poutre mixte) même s'il y a absence de goudrons ou d'autres types de connecteurs en cisaillement au niveau de la semelle supérieure. Le recouvrement de béton au-dessous de la semelle supérieure doit être d'au moins 50 mm d'épaisseur et le béton de recouvrement doit être sain et exempt de signes de glissement entre l'acier et le béton.

Une poutre complètement enrobée dans le béton doit être considérée comme étant une poutre mixte; il n'est cependant pas requis de contrôler la limitation de flèche exigée des poutres mixtes de type dalle sur poutres et dont les exigences de calcul sont précisées plus loin dans le texte (voir • Poutres mixtes [vérification aux étapes d'analyse – ÉLUL et ÉLUT]).

♦ Classe de section de poutres

Les sections de poutres à évaluer ont normalement été dimensionnées en tenant compte de critères d'élancement des âmes et des semelles beaucoup moins sévères que ce qui est maintenant exigé par la norme S6-00. Il est donc fréquent de devoir travailler avec des poutres qui ne répondent pas aux critères de conception actuels que ce soit au niveau des semelles, de l'âme ou des raidisseurs. L'évaluateur doit, dans ces circonstances, opter pour une des options suivantes, de façon à pouvoir respecter les limites d'élancement précisées par la norme S6-00. Il a deux options qu'il doit étudier pour retenir celle qui donnera les meilleurs résultats au chapitre des calculs de la résistance :

- Il peut réduire la limite élastique de l'acier;
- Il peut aussi réduire les dimensions d'un élément de la poutre qui s'avère trop élancé.

Dans le cas où la limite élastique est modifiée, il devient important de considérer la poutre comme étant une section de classe 3 (répartition linéaire des contraintes). La poutre ne peut pas plastifier puisque la limite élastique de l'acier a été réduite artificiellement.

Dans le cas où certaines dimensions sont réduites, l'évaluateur peut se référer à l'article 10.10.3.4 de la norme S6-00 pour comprendre le principe de réduction de largeur d'une semelle élancée. Il est à noter que les critères d'élancement ne sont valables que pour les semelles qui subissent des efforts de compression. Une semelle tendue n'a jamais besoin de subir une réduction de largeur.

Dans le cas où une âme est trop élancée, la norme propose à l'article 10.10.4.3 un facteur de réduction qui simplifie la tâche de calculer le moment résistant pondéré de la section. Cette démarche est directement associable au concept de réduction de la limite élastique de l'acier puisqu'elle limite l'intensité de la contrainte dans l'âme comprimée à un seuil de contrainte qui permet de respecter le critère d'élancement de la norme S6-00.

Tel que cela est mentionné à l'article 10.10.2.1 de la norme, la valeur de h dans le tableau 10.9.2.1 du chapitre 10 de la norme S6-00 doit être remplacée par $2d_c$ pour les sections à symétrie simple.

♦ Sections asymétriques

Dans le cas où une section est asymétrique en raison de sa fabrication ou parce que l'une de ses ailes est amincie par la corrosion, il est nécessaire de considérer cette asymétrie au moment du calcul de la résistance pondérée.

Si une poutre n'est asymétrique que localement (cas d'une détérioration ponctuelle sur une poutre symétrique), la résistance au voilement doit être calculée en tenant compte des propriétés de la section détériorée, tandis que la résistance au déversement doit l'être en tenant compte des propriétés de la poutre non détériorée. Le calcul du μ proposé par la norme S6-00 (article 10.10.2.3) doit, dans ces circonstances, prendre en compte les dimensions réelles (habituellement non détériorées) de la section en place.

♦ Poutres raidies

Dans le cas d'une poutre raidie, lorsque l'inertie ou l'aire des raidisseurs transversaux est problématique, l'évaluateur peut chercher à diminuer l'épaisseur de l'âme de façon à avoir une section conforme aux exigences de la norme CAN/CSA-S6 et ainsi permettre le calcul d'un F . Cette remarque est aussi valable pour le calcul de l'aire d'un raidisseur horizontal.

Il est aussi possible de réduire la largeur d'un raidisseur vertical ou longitudinal de façon à rendre l'élancement de la pièce conforme aux prescriptions de la norme CAN/CSA-S6 ou de réduire le F_y du raidisseur comme le propose l'article 10.10.6.2 de cette même norme. Dans ce dernier cas, cette réduction doit être considérée tout au long des calculs.

Les critères de largeur minimale et maximale présentés à l'article 10.10.6.2 de la norme S6-00 ne doivent pas être pris en compte au cours d'une évaluation puisqu'ils sont considérés comme des exigences de conception d'ouvrages neufs.

La connexion des raidisseurs à l'âme doit être vérifiée pour s'assurer de son adéquation. Le critère de résistance de la norme (voir l'article 10.10.6.3) peut, dans un premier temps, être utilisé pour faire la vérification. Ce critère est cependant très exigeant et ne convient généralement pas aux détails de connexion des poutres conçus à partir de codes précédents. Si la première vérification échoue, l'évaluateur doit utiliser l'équation suivante :

$$q_f = \left[\frac{1.5 \cdot a \cdot w}{h} \cdot \left(1 - \frac{\frac{a}{h}}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h} \right)^2}} \right) \cdot C \right] \cdot F_y$$

où

$$C = 1 - \frac{310000 \cdot K_v}{F_y \cdot \left(\frac{h}{w} \right)^2} \geq 0,1$$

q_r est le flux de cisaillement requis par mm de hauteur du raidisseur;

et les autres variables sont celles définies au chapitre 10 de la norme S6-00.

♦ Poutres raidies (interaction flexion-cisaillement)

Une vérification est requise au moment de l'évaluation d'une membrure raidie transversalement qui dépend de l'action du champ de traction pour transmettre le cisaillement.

L'exigence de l'article 10.10.5.2 de la norme S6-00 doit alors être considérée en procédant au calcul d'un F. Ce calcul doit se faire en combinant deux valeurs, l'une associée aux charges permanentes et l'autre aux efforts de surcharge :

$$v_d = \frac{0.727 \cdot M_{fd}}{U \cdot M_r} + \frac{0.455 \cdot V_{fd}}{U \cdot V_r}$$

$$v_l = \frac{0.727 \cdot M_{fl}}{U \cdot M_r} + \frac{0.455 \cdot V_{fl}}{U \cdot V_r}$$

où V_r est la résistance pondérée en cisaillement;

M_r est le moment résistant pondéré;

V_{fd} est l'effort de cisaillement pondéré dû à la charge permanente;

V_{fl} est l'effort de cisaillement pondéré dû à la surcharge;

M_{fd} est le moment de flexion pondéré dû à la charge permanente;

M_{fl} est le moment de flexion pondéré dû à la surcharge;

V_d est la valeur associée à la charge permanente;

V_l est la valeur associée à la surcharge;

U est le facteur approprié d'ajustement de la résistance.

On obtient ensuite le F avec la formule suivante :

$$F = \frac{1 - v_d}{v_l}$$

Il est important de noter que les efforts utilisés doivent être des efforts concomitants.

♦ Poutres mixtes (répartition des contraintes)

Le calcul de la résistance flexionnelle d'une poutre mixte aux ÉLUL doit se faire selon une répartition linéaire des contraintes pour le cas de l'acier seul. Cette répartition

correspond à l'apparition de la limite élastique au niveau de la fibre extrême de la semelle supérieure ou inférieure.

Le calcul de la résistance pondérée en flexion des sections de classe 1 ou 2 doit se faire conformément aux prescriptions de la norme S6-00. La limite élastique d'un acier d'une poutre ne peut pas être réduite de façon à respecter les critères d'élancement d'une section 1 ou 2.

Le calcul de la résistance pondérée en flexion des sections de classe 3 ne doit pas être fait en considérant la distribution des efforts et la plastification de l'acier tel que cela est proposé dans la norme S6-00 (voir la figure 10.11.6.2.2). Ce calcul doit plutôt se faire en considérant une répartition linéaire des contraintes jusqu'à l'apparition de la limite élastique dans la section d'acier et une plastification de la dalle de béton.

Si la limite élastique de l'acier est réduite pour respecter les critères d'élancement d'une section de classe 3 ou des exigences concernant la dimension des raidisseurs, les calculs de la résistance doivent être réalisés en considérant la limite élastique réduite.

♦ Poutres mixtes (vérification aux étapes d'analyse – ÉLUL et ÉLUT)

Au cours de l'analyse, la poutre sera vérifiée relativement à certains critères sans que le calcul d'un F soit nécessaire :

- À l'étape acier seul, la résistance de la poutre d'acier est calculée et la capacité de celle-ci doit être vérifiée sous le poids de la dalle. La résistance est calculée en considérant en flexion que la section est de classe 3 (répartition linéaire des contraintes). Cette vérification peut être utile dans la situation où un changement de dalle est prévu sur le pont.
- À l'étape 3n, on vérifiera l'élancement de l'âme aux états limites de service (ÉLUT 1).
- À l'étape 1n, on procédera au contrôle de limitation de flèche aux états limites de service (ÉLUT 1) et à une vérification de l'élancement de la poutre. Cette vérification se fait en utilisant les équations proposées à l'article 10.11.4 de la norme S6-00 à l'exception que la limite de $0,9 F_y$ est remplacée par F_y . On se veut en ce sens un peu plus permissif que ce qui est exigé en conception. Un F peut être calculé à partir de cette information :

$$F = \frac{F_y - \sigma_d}{\sigma_l}$$

où F_y est la limite élastique considérée pour l'acier;

- σ_d est la contrainte maximale dans une des deux semelles générée par les charges permanentes (acier seul et 3n);
- σ_i est la contrainte maximale dans une des deux semelles générée par les surcharges routières (1n).

♦ Interaction des efforts

Lorsqu'une membrure est soumise à la fois à des efforts de flexion et de compression, le F doit être calculé en se servant des formules d'interaction données à l'article 10.9.4.1 ou à l'article 10.9.4.4 de la norme CAN/CSA-S6. Les formules sont appliquées aux charges permanentes puis aux surcharges routières. On obtient ainsi deux valeurs non dimensionnelles (v_d et v_i) qui représentent, sous une forme simplifiée, les diverses équations d'interaction.

$$v_d = \frac{C_{fd}}{C_r} + \frac{M_{fd}}{U \cdot M_r}$$

$$v_i = \frac{C_{fi}}{C_r} + \frac{M_{fi}}{U \cdot M_r}$$

- où
- C_r est la résistance pondérée à la compression;
 - M_r est le moment résistant pondéré;
 - C_{fd} est l'effort de compression pondéré dû à la charge permanente;
 - C_{fi} est l'effort de compression pondéré dû à la surcharge;
 - M_{fd} est le moment de flexion pondéré dû à la charge permanente;
 - M_{fi} est le moment de flexion pondéré dû à la surcharge;
 - V_d est la valeur associée à la charge permanente;
 - V_i est la valeur associée à la surcharge;
 - U est le facteur approprié d'ajustement de la résistance.

On obtient ensuite le F avec la formule suivante :

$$F = \frac{1 - v_d}{v_i}$$

Il est important de noter que les efforts utilisés doivent être des efforts concomitants.

5.5.2 Éléments d'ouvrages triangulés (compression ou tension)

Concernant le calcul de la résistance pondérée des membrures d'acier qui composent un pont, les notions suivantes doivent être considérées :

♦ Pièces en traction

La résistance pondérée en traction (T_r) d'une membrure soumise à un effort de traction doit être calculée conformément à l'article 10.8.2 de la norme S6-00. Il est à noter que cette résistance doit prendre en considération, au niveau de l'aire nette, les détails d'attache qui génèrent un décalage en cisaillement au niveau de la membrure attachée.

Pour les détails d'attache sur seulement une rangée de rivets ou de boulons et avec seulement deux rivets ou boulons, il est nécessaire de vérifier la résistance à la déchirure de la membrure.

Le diamètre des trous à prendre pour le calcul des aires nettes est précisé à l'article 10.8.1.2 de la norme S6-00. Le diamètre est le même que ce soit pour un rivet ou un boulon.

♦ Longueur à considérer pour les membrures en compression

Les valeurs L_x , L_y , K_x et K_y associables à chacune des membrures d'un ouvrage triangulé sont établies en considérant les critères du tableau 5.5-1 – Coefficients de longueur sous différentes conditions limites. Les valeurs proposées au tableau ont été établies en considérant que les plaques d'assemblage qui relient les diverses membrures des poutres triangulées sont importantes et que la présence de ces plaques crée un surplus de rigidité qui influence de façon bénéfique les longueurs d'élancement des sections comprimées.

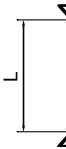
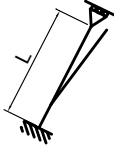
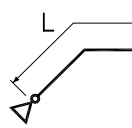
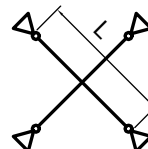
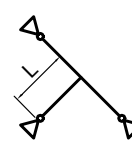
En ce qui concerne les membrures assemblées, il est aussi nécessaire de fournir une longueur de flambement et un coefficient de longueur (L_s et un K_s) représentatifs de la condition la plus critique rencontrée au niveau des éléments qui constituent l'assemblage. De façon générale K_s est fixé à 1,0 tandis que L_s est la longueur entre les éléments d'attache retrouvée le long de la membrure.

La norme demande aussi de vérifier le flambement à la torsion. Normalement, la valeur de K_t est fixée à 1,0 et la longueur L_t est considérée comme la longueur totale de la membrure nœud à nœud. Si la section d'une membrure en compression est fermée sur toute sa longueur par des plaques ou des étrésillons la vérification en flambement à la torsion peut être négligée puisque ce mode de rupture n'est alors pas considéré comme étant critique pour la structure.

♦ Étude des montants des poutres de type Pony-Warren

Les montants des poutres de type Pony-Warren sont des éléments qui sont très peu sollicités. Leur présence est bénéfique du fait qu'ils réduisent de moitié la longueur non supportée de la corde supérieure (dans le plan de la poutre triangulée) et aussi qu'ils agissent comme éléments de retenue latérale hors plan pour cette même corde. Il devient donc nécessaire de vérifier la capacité des montants à résister à une force hors plan de 1 % de l'effort maximal obtenu au niveau des deux membrures de la corde supérieure qui se rattachent au montant. La section critique du montant est prise à la base de l'élément (au niveau de l'attache à la corde inférieure). L'effort de 1 % génère un moment qui est maximal au niveau de cette attache. Cet effort est repris par le montant, si ce dernier est constitué de deux cornières (alignement perpendiculaire au plan de la poutre triangulée) ce qui est normalement le cas, une des membrures est considérée tendue alors que l'autre est en comprimée. La capacité portante du montant est établie en considérant l'élément tendu de la pièce et ceci à la section critique mentionnée précédemment.

Tableau 5.5-1 Coefficients de longueur sous différentes conditions limites

Conditions limites		K	Schéma
A	Flambement dans le plan d'une membrure sans déplacement des appuis	$K = 1,0$ affectant une longueur de l'élément comprise entre les premiers boulons de la connexion avec les goussets	
B	Flambement hors plan d'une membrure sans déplacement des appuis	$K = 0,9$ affectant une longueur de l'élément comprise entre les deux extrémités de la membrure (nœud à nœud)	
C	Flambement dans le plan ou hors plan d'une membrure ayant un point d'attache intermédiaire qui agit comme élément de retenue	$K = 0,8$ affectant une longueur de l'élément comprise entre le point d'attache intermédiaire et un des points d'intersection du modèle (nœud)	
D	Flambement hors plan d'une membrure diagonale intérieure d'une poutre triangulée de type Pony-Warren	$K = 2,0$ avec une longueur comprise entre les points d'intersection du modèle (nœud à nœud)	
E	Flambement hors plan d'une membrure comprimée (corde supérieure) d'une poutre triangulée de type Pony-Warren	$K = 1,2$ affectant une longueur entre les points d'intersection du modèle avec les membrures verticales	
F	Flambement hors plan d'une membrure comprimée (diagonale extérieure) d'une poutre triangulée de type Pony-Warren	$K = 1,2$ affectant une longueur entre le point d'appui et le point d'intersection du modèle avec les membrures verticales	
G	Flambement hors plan d'une diagonale comprimée avec un croisement dans le plan et à mi-longueur avec une diagonale en tension	$K = 0,7$ affectant une longueur comprise entre les points d'intersection extrême de la membrure	
H	Flambement hors plan d'une diagonale se rattachant dans le plan à mi-longueur avec une diagonale en tension	$K = 1,4$ affectant une longueur comprise entre les points d'intersection du modèle	

♦ Rapport d'élancement

Il est à noter qu'en évaluation, les rapports d'élancement maximaux des membrures en traction et en compression spécifiés au chapitre 10 de la norme S6-00 doivent être ignorés si les membrures en question ne démontrent pas un problème de comportement telle une vibration excessive en condition de service normale.

5.5.3 Éléments en béton armé

La résistance des éléments en béton armé doit être calculée conformément au chapitre 8 de la norme CAN/CSA-S6-00. Les exigences relatives aux états limites d'utilisation, de fissuration et de fatigue ne doivent cependant pas être considérées à moins que le comportement du pont ne puisse laisser croire qu'un tel problème pourrait s'avérer critique. Dans ce cas, le donneur d'ouvrage spécifiera les critères dont il faudra tenir compte au moment de l'analyse.

Le béton armé étant un matériau hétérogène, il est difficile d'évaluer la véritable incidence d'une détérioration du matériau sur la capacité de l'élément. La réduction de capacité dépend du type de défaut rencontré, de sa localisation sur la pièce et de son niveau d'importance.

Le béton armé est un matériau qui tend à se fissurer sous les charges d'utilisation. Cette fissuration peut graduellement affecter l'intégrité physique de l'élément et ainsi réduire sa capacité portante. Il devient important pour l'évaluateur d'intégrer ce phénomène à l'intérieur de son processus d'évaluation de la capacité portante des ponts.

Dans un premier temps, le responsable de l'inspection de la structure doit identifier les types de fissures rencontrées sur le site (fissures de flexion, de cisaillement ou de flexion-cisaillement) et, tel que cela a été mentionné précédemment dans ce chapitre et aussi au chapitre 4, prendre note de leur dimension et de leur localisation au niveau de la structure.

Dans un second temps, l'évaluateur doit chercher à cerner l'importance des défauts et les répercussions que ceux-ci auront sur les conditions suivantes :

- la résistance au moment fléchissant et à l'effort tranchant;
- la résistance à la compression ou à la compression-flexion.

Concernant le calcul de la résistance pondérée des poutres en béton armé et des dalles, les notions suivantes doivent être considérées :

♦ Résistance au moment fléchissant

La résistance au moment fléchissant d'une membrure en béton armé est directement affectée par une perte de section de l'acier d'armature. La résistance de la pièce doit donc être calculée avec la section résiduelle de l'armature en place à moins qu'il ne soit prouvé que cette perte ne causera pas une réduction de capacité supérieure à 5 %, ce qui est de façon générale assez souvent le cas. Si la perte de section respecte ce critère, il est permis de ne pas tenir compte du défaut dans les calculs.

La résistance au moment fléchissant est aussi affectée par une réduction du bras de levier interne de la section. Si une détérioration du béton survient à la fibre extrême tendue et que l'acier d'armature n'est pas rouillé, le bras de levier interne ne change pas. Cependant, si la détérioration survient au niveau des fibres en compression, il faut réduire la surface comprimée du béton d'une valeur équivalente à la surface détériorée, ce qui a pour effet de diminuer le bras de levier interne. Pour un ouvrage de type dalle et poutres, la réduction du bras de levier interne n'entraîne pas généralement de réduction significative de la capacité ultime de la pièce, puisque la force dans l'armature demeure inchangée et que le bras de levier conserve habituellement le même ordre de grandeur. L'effet peut par contre être plus significatif dans le cas des dalles structurales.

L'efficacité d'une barre d'armature à une section donnée est fonction de la longueur et de la qualité de l'ancrage de la barre qui se trouve de chaque côté de la section étudiée. Si on constate une insuffisance en ce qui concerne le développement de l'armature, la section d'acier d'armature doit être réduite en conséquence en tenant compte de la longueur de développement réelle de la barre et de la longueur de développement requise par la norme pour obtenir une efficacité de 100 % de la barre.

La détérioration du béton d'enrobage d'une barre d'armature cause une diminution de l'efficacité du lien entre les deux matériaux, ce qui réduit l'efficacité de l'ancrage. La présence d'une fissure longitudinale sous une poutre ou de chaque côté d'une poutre qui longe un lit d'armature indique aussi un délaminage qui affecte la qualité d'ancrage des barres. Dans ces deux cas, on doit réduire la longueur de développement des barres touchées par le défaut en pondérant la longueur vis-à-vis du défaut par le facteur présenté au tableau 5.5-2.

Le calcul de la résistance des poutres en T dont la fibre supérieure (au niveau de la dalle) subit un effort de traction (moment négatif) doit inclure une partie de l'acier de la dalle adjacente à l'âme de la poutre. La quantité d'armature longitudinale de la dalle à inclure dans les calculs est spécifiée à l'article 8.12.5 de la norme S6-00. La longueur de travée (L) requise dans ces calculs est fixée comme la moyenne des deux longueurs de travées adjacentes à la zone d'appui qui est étudiée.

Le calcul de la résistance pondérée en flexion ne doit pas prendre en considération l'équation de l'article 8.9.3.10.1, puisque les exigences de cette équation sont respectées indirectement en allant chercher les efforts de flexion associables à une section à une distance de $d/2$.

Tableau 5.5-2 Facteurs à considérer pour la perte d'adhérence

Détérioration	Facteur pour perte d'adhérence*
P_e	P / P_e
$W < 0,25 \text{ mm}$	1,0
$0,25 \text{ mm} \leq W \leq 2,5 \text{ mm}$	$1,0 + (0,04 \cdot W)$
$W > 2,5 \text{ mm}$	1,10

* Ce facteur doit être appliqué aux barres touchées par le défaut; la longueur de développement de la barre doit être multipliée par le facteur.

Les variables du tableau 5.5-2 sont les suivantes :

P est le périmètre de la barre d'armature;

P_e est la partie exposée du périmètre de la barre d'armature;

W est l'ouverture d'une fissure parallèle aux barres d'armature principales.

♦ Redistribution des moments de flexion

Les ponts à travées continues et les portiques sont modélisés en utilisant les propriétés de sections non fissurées. Cette façon de faire est rapide et permet d'obtenir une distribution adéquate des moments dans la structure. Il est cependant possible qu'une structure ait été conçue pour une distribution différente. L'évaluateur est alors autorisé à chercher à équilibrer les F des moments positifs et des moments négatifs en modifiant la distribution des moments obtenue initialement.

Les structures en béton sont généralement et volontairement sous-armées, ce qui permet à l'évaluateur de modifier avantageusement la distribution des moments. Cette notion de redistribution des efforts proposée à l'article 8.6.2.6 de la norme S6-00 peut être utilisée pour équilibrer les F calculés en flexion négative et positive.

La rigidité du modèle sera modifiée de façon à obtenir, au niveau de l'enveloppe totale des efforts pondérés, l'augmentation du moment négatif ou positif recherché. Cette nouvelle enveloppe sera alors utilisée pour le calcul des F , ce qui permettra d'obtenir un meilleur équilibre entre les F dus aux moments positifs et les F dus aux moments négatifs. Souvent, il ne s'agit que de modifier la rigidité d'un ou de deux éléments des poutres près des appuis pour apporter les corrections requises à la rigidité du système et obtenir la distribution des efforts recherchés.

♦ Résistance à l'effort tranchant

En évaluation, il est de mise de procéder, pour les éléments non précontraints, au calcul de la résistance pondérée en flexion en utilisant la méthode simplifiée proposée à l'article 8.9.3.4.2 de la norme S6-00. Cette méthode permet de calculer la résistance pondérée du béton (V_c). La résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé est obtenue en additionnant l'apport de résistance dû au béton (V_c) et l'apport de résistance dû à l'armature de cisaillement (V_s). Les critères d'analyse sont cependant modifiés de façon à se rapprocher des critères d'analyse proposés dans les versions antérieures de la norme S6 :

- Pour les poutres, l'aire minimale exigée par l'article 8.9.3.4.2 a) est réduite de moitié* tel que cela est précisé dans le chapitre 3 du présent document. Cette exigence se veut la continuité de la façon de faire de la norme S6-88 qu'il a été jugé pertinent de maintenir :

L'article 12.12.4.1 de la norme S6-88 proposait l'équation suivante pour le calcul de l'aire minimale d'acier de cisaillement :

$$A_{vmin} = 0,17 \frac{b_w s}{f_y}$$

L'équation proposée pour les calculs d'évaluation se lit maintenant comme suit :

$$A_{vmin} = \frac{0,15}{2} \cdot 0,4 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$$

En supposant un béton de 30 MPa, on aura une aire minimale qui se rapproche de l'aire minimale proposée par la norme S6-88 :

$$A_{vmin} = \frac{0,15}{2} \cdot 0,4 \sqrt{30} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y} = 0,164 \cdot \frac{b_v s}{f_y}$$

- Les exigences d'espacement des étriers de la norme S6-00 (article 8.14.6) sont par contre maintenues (mais adaptées aux mesures impériales) et se résument comme suit :

$$S_{max} \leq (610 \text{ mm ou } 0,75 d_v) \text{ si } v < 0,10 \phi_c f'_c$$

$$S_{max} \leq (305 \text{ mm ou } 0,33 d_v) \text{ si } v \geq 0,10 \phi_c f'_c$$

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

À l'exception des dalles structurales qui seront considérées dans le prochain paragraphe, le critère d'aire minimale d'armature de la norme doit donc être considéré comme respecté si, à une section donnée (la zone entre la section critique et la distance d_v où l'effort de cisaillement est établi), l'aire minimale réduite de moitié est respectée et aussi que l'espacement moyen de l'armature est plus petit ou égal à l'espacement maximal permis ($S_{\max}$). Ce fait est valide uniquement pour les étriers droits.

Pour les étriers droits, l'espacement moyen se calcule en divisant la longueur d_v par le nombre d'étriers rencontrés sur cette même distance :

$$S_{\text{étrier}} = d_v / \text{nombre d'étriers}$$

où $S_{\text{étrier}}$ est égal à l'espacement moyen.

L'espacement moyen est calculé de la façon suivante :

Données de base :

$$d_v = 850 \text{ mm}$$

localisation de la section critique $X = 2\,000 \text{ mm}$ de l'appui

Disposition des étriers droits	
Localisation	Espacement
$0 \text{ mm} \leq X < 2\,500 \text{ mm}$	200 mm
$2\,500 \text{ mm} \leq X < 5\,000 \text{ mm}$	350 mm

$$nb_{\text{étrier}} = \frac{2500 - 2000}{200} + \frac{2850 - 2500}{350} = 3,5$$

$$S_{\text{étrier}} = \frac{850 \text{ mm}}{nb_{\text{étrier}}} \approx 243 \text{ mm}$$

- En ce qui concerne les dalles structurales, la résistance V_c sera toujours calculée en considérant l'équation proposée à l'article 8.9.3.4.2 a)* de la norme S6-00. Cela équivaut à dire que, même en l'absence d'étriers, ce qui est normalement le cas, une dalle structurale répond toujours aux critères d'armature minimale fixés en évaluation.
- La contribution de la résistance des étriers droits est calculée en utilisant l'équation proposée à l'article 8.9.3.8 a) de la norme S6-00 à la condition que l'espacement moyen des étriers soit plus petit que $0,75d_v$:

$$V_{\text{sétrier}} = \frac{\phi_s \cdot f_y \cdot A_v \cdot d_v \cdot \cot \theta}{S_{\text{étrier}}} \text{ avec } \theta = 45^\circ \text{ si } S_{\text{étrier}} \leq 0,75 d_v$$

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

Autrement la contribution est nulle et l'équation se lit comme suit :

$$V_{\text{sétrier}} = 0 \quad \text{si } S_{\text{étrier}} > 0,75 d_v$$

- La contribution de la résistance des barres pliées est calculée à partir des critères de la norme S6-88 puisque la norme S6-00 manque de clarté sur la façon dont le calcul des barres pliées doit se faire. S'il y a plusieurs groupes de barres pliées à espacement régulier, l'équation retenue est :

$$V_{\text{spliée}} = \frac{\phi_s \cdot f_y \cdot A_{\text{pliée}} \cdot d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{S_{\text{pliée}}} \leq \phi_s \cdot 0,33 \cdot b_v \cdot d_v \cdot \sqrt{f'_c}$$

où $S_{\text{spliée}}$ est calculé de la même façon que $S_{\text{étrier}}$ si les groupes de barres pliées sont espacés à intervalles réguliers

ϕ est égal à 45°

α est l'angle d'inclinaison des barres pliées par rapport à l'horizontal ($< 90^\circ$)

Si seulement un groupe de barres pliées s'avère efficace pour une section critique donnée, le calcul se résume à l'équation suivante :

$$V_{\text{spliée}} = \phi_s \cdot f_y \cdot A_{\text{pliée}} \cdot \sin \alpha \leq \phi_s \cdot 0,25 \cdot b_v \cdot d_v \cdot \sqrt{f'_c}$$

Les limites supérieures pour $V_{\text{spliée}}$ sont celles que l'on trouve à la norme S6-88. Ces valeurs par omission de la norme S6-00 qui ne traite pas directement des barres pliées ont été maintenues.

- Le calcul du V_s se fait en additionnant la contribution des résistances pondérées $V_{\text{spliée}}$ et $V_{\text{sétrier}}$:

$$V_{\text{spliée}} = V_{\text{sétrier}} + V_{\text{spliée}} \leq \phi_c \cdot 0,8 \cdot b_v \cdot d_v \cdot \sqrt{f'_c}$$

Cette dernière limite, pour les mêmes raisons que ce qui a été dit précédemment, provient de la norme S6-88. Le facteur 0,66 de l'équation originale a été remplacé par 0,8 pour prendre en considération les modifications des coefficients de tenue de la norme S6-88 et de la norme S6-00.

Si le béton n'est pas sain, il est prévu que sa résistance à la compression (f_c) doit être réduite. Cette réduction entraînera automatiquement une perte de résistance du béton en ce qui a trait à l'effort tranchant. La présence de fissures de cisaillement aura aussi une conséquence sur la résistance à l'effort tranchant du béton (V_c). Celle-ci sera réduite en la multipliant par un facteur correctif qui tient compte du niveau de fissuration rencontré dans la zone considérée pour le calcul de la résistance en cisaillement à une section donnée. Le facteur correctif doit être choisi en tenant compte des critères présentés dans le tableau 5.5-3.

Tableau 5.5-3 Facteurs à considérer pour la perte de résistance à l'effort tranchant du béton

Détérioration W = largeur de la fissuration de cisaillement	Facteur pour perte de résistance au cisaillement
$0 < W \leq 6 \text{ mm}$	$1 - W / 6$
$W > 6 \text{ mm}$	0
Déplacement vertical à travers la fissure	0

En ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant de l'acier d'armature, il est clair qu'elle doit être calculée en considérant les sections réduites si l'acier accuse des pertes de section importantes. Les dommages rencontrés sur les poutres peuvent devenir considérables et, dans ces circonstances, il s'avère important de formuler des règles à respecter pour la considération des défauts :

- Pour l'analyse des défauts, la poutre est divisée en quatre zones (voir la figure 5.5-1). L'état du béton de chacune des zones et la localisation de la perte de section des étriers à l'intérieur d'une zone donnée permettent d'établir la perte de section qui sera considérée au moment des calculs. Le tableau 5.5-4 sera utilisé pour établir les pertes de section à prendre en compte si évidemment l'étrier dans les zones 3 et 4 (voir la figure 5.5-1) est toujours en contact avec le béton de la poutre. Les cas présentés dans le tableau 5.5-4 ne couvrent pas toutes les combinaisons de zones détériorées et de localisations d'étrier endommagé, mais les exemples fournis permettent à l'évaluateur d'établir les règles entourant le calcul des pourcentages d'efficacité des étriers pour toutes les conditions de défauts possibles.

- Exemple 1

Considérons le cas où les zones 1 et 3 sont altérées et qu'un étrier est cassé au niveau de la zone 3, les zones 2 et 4 sont en bon état. Cet état est représenté sous le cas 1-b-1 du tableau 5.5-4. L'aire efficace à retenir pour chacune des branches de l'étrier est alors :

$$\text{branche 1 : } A_1 = 0 \% * A$$

$$\text{branche 2 : } A_2 = 75 \% * A$$

où A_1 est l'aire retenue du côté où l'étrier est sectionné;
 A_2 est l'aire retenue du côté opposé ;
 A est l'aire originale de l'étrier.

- Exemple 2

Considérons le cas des zones 1, 3 et 4 altérées et la présence d'un étrier cassé dans la zone 1. Le cas 1-c-2 du tableau 5.5-4 fournit les pourcentages efficaces suivants :

$$\text{branche 1 : } A_1 = 0 \% * A$$

$$\text{branche 2 : } A_2 = 75 \cdot \left(\frac{h_1}{h} \right) \% * A$$

Si l'étrier cassé est à proximité d'une section critique, la branche 2 de l'étrier sera, en pratique, inefficace puisque h_1 sera petit.

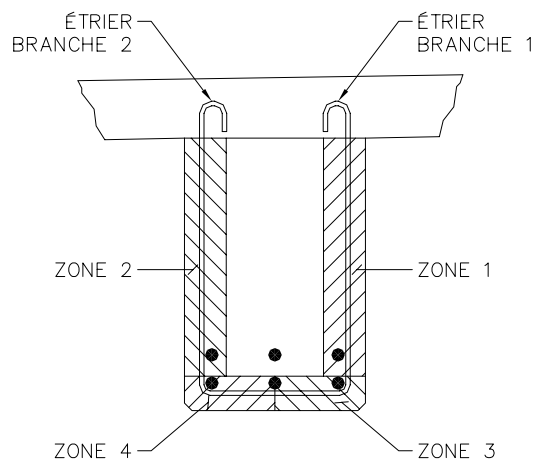


Figure 5.5-1 Définition des zones d'endommagement d'une poutre

Tableau 5.5-4 Efficacité des étriers endommagés

DÉFAUTS OBSERVÉS AU NIVEAU DU BÉTON	% d'efficacité	
	Branche 1	Branche 2
1 – Zone 1 altérée et zone 2 en bon état		
a – Zones 3 et 4 en bon état		
1 – étrier coupé dans la zone 1	0	100
2 – étrier à section réduite dans la zone 1	$100 \cdot A_1/A_i$	100
b – Zone 3 altérée et zone 4 en bon état		
1 – étrier coupé dans la zone 1 ou dans la zone 3	0	75
2 – étrier section réduite (moins de 25 %) dans la zone 1 ou dans la zone 3	$100 \cdot A_1/A_i$	100
3 – étrier section réduite (plus de 25 %) dans la zone 1 ou dans la zone 3	$100 \cdot A_1/A_i$	le plus grand de $100 \cdot A_1/A_i$ et 75
c – Zones 3 et 4 altérées		
1 – étrier section réduite dans la zone 1 ou dans les zones 3 ou 4	$100 \cdot A_1/A_i$	le plus grand de $100 \cdot A_1/A_i$ et $75 \cdot h_1/h$
2 – étrier coupé dans la zone 1 ou dans les zones 3 ou 4	0	$75 \cdot h_1/h$
2 – Zones 1 et 2 altérées		
a – Zones 3 et 4 en bon état		
1 – étrier coupé dans la zone 1	0	100
2 – étrier à section réduite dans la zone 1	$100 \cdot A_1/A_i$	100
b – Zone 3 altérée et zone 4 en bon état		
1 – étrier coupé dans la zone 1 ou dans la zone 3	0	25
2 – étrier section réduite dans la zone 1 ou dans la zone 3	$100 \cdot A_1/A_i$	$125 \cdot A_1/A_i \leq 100$
c – Zones 3 et 4 altérées		
4 – étrier coupé dans la zone 1 ou dans les zones 3 ou 4	0	0

Note : A_1 représente l'aire réduite la plus importante dans la zone 1 ou dans la zone 3.

A_i représente l'aire d'armature originale.

h_1 et h sont définis à la figure 5.5-2

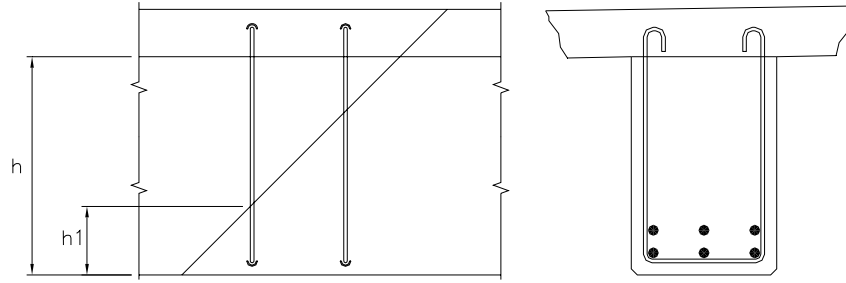


Figure 5.5-2 Définition des paramètres h_1 et h

♦ Résistance en compression ou en compression-flexion

Pour le calcul du F d'une pièce en béton armé sollicitée en compression et en flexion, l'évaluateur doit recréer la courbe d'interaction qui donne la résistance de la section en compression pure, en flexion pure et pour les conditions intermédiaires.

Si le point (M_{fl}, P_{fl}) est à l'extérieur de la courbe, le F calculé sera inférieur à 1,0. Le F est calculé en établissant la longueur L_1 de la droite entre (M_{fd}, P_{fd}) et (M_r, P_r) et la longueur L_2 de la droite entre (M_{fd}, P_{fd}) et (M_{fl}, P_{fl}) . La valeur F est obtenue en procédant à la division suivante et en se référant à la figure 5.5-3 :

$$F = \frac{U \cdot L_2}{L_1}$$

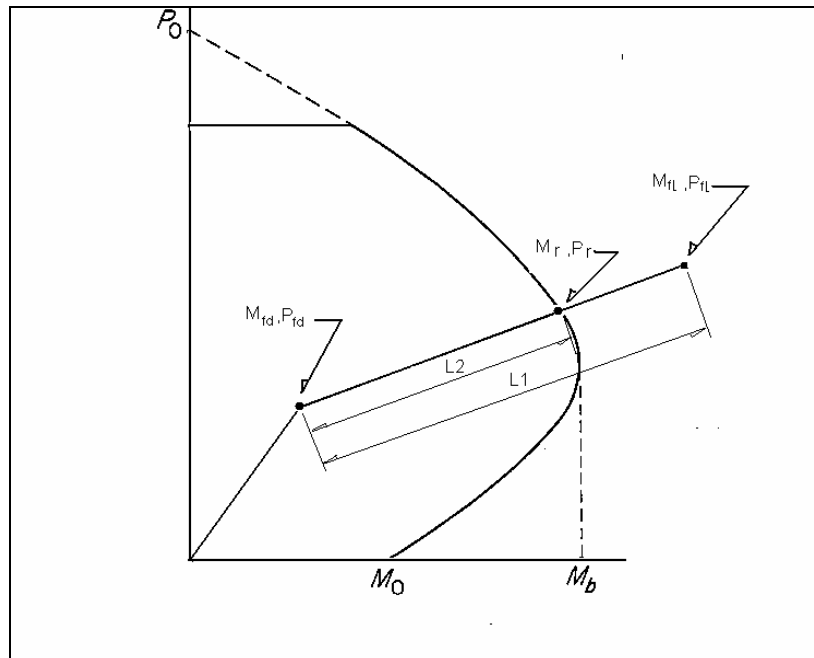


Figure 5.5-3 Courbe d'interaction – F inférieur à 1,0

Si le point (M_{fL}, P_{fL}) est à l'intérieur de la courbe, le F calculé sera supérieur à 1,0. Le F est calculé en établissant la longueur L_3 de la droite entre (M_{fd}, P_{fd}) et (M_{fL}, P_{fL}) et la longueur L_4 de la droite entre (M_{fd}, P_{fd}) et (M_r, P_r) . La valeur F est obtenue en procédant à la division suivante et en se référant à la figure 5.5-4 :

$$F = \frac{U \cdot L_4}{L_3}$$

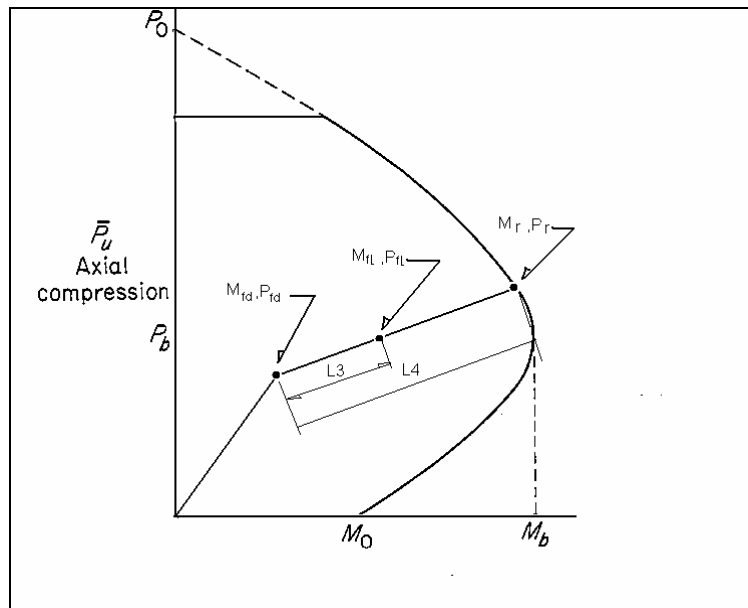


Figure 5.5-4 Courbe d'interaction – F supérieur à 1,0

La résistance d'un poteau peut évidemment être affectée par une détérioration du béton ou de l'acier d'armature.

Une détérioration du béton se traduit nécessairement par une perte de résistance en compression, mais elle influence peu sa résistance en flexion. L'acier d'armature dans ce cas assure le couple de résistance interne.

Si on connaît des pertes de section au niveau de l'armature longitudinale du poteau, on aura alors une diminution de la résistance en flexion. Cette diminution dépend cependant de la localisation à l'intérieur du poteau de l'armature réduite :

- si l'armature est du côté en traction, la résistance en compression du poteau demeure presque inchangée, mais la résistance en flexion diminue proportionnellement à la perte de section rencontrée;
- si l'armature est du côté en compression, la résistance en flexion demeure presque inchangée et la résistance en compression diminuera légèrement.

♦ Longueur de scellement de l'armature

L'équation retenue pour le calcul de la longueur de scellement des barres crénelées est celle proposée dans le tableau 8.15.2.3 de la norme S6-00 pour les éléments ayant un minimum d'étriers ou de cadres. Cette équation se lit comme suit :

$$l_d = 0,18k_1k_2k_3 \frac{f_y}{f_{cr}} d_b \geq 300\text{mm}$$

où

$k_1 = 1,3$ s'il y a 300 mm de béton frais sous la barre d'armature;
 $k_1 = 1,0$ pour les autres cas;

$k_2 = 1,5$ pour les armatures revêtues d'époxy et les aciers lisses*;
 $k_2 = 1,0$ pour les autres armatures non revêtues et galvanisées;

$k_3 = 0,8$ pour des barres 20M ou #6 (impériale) et plus petites ;
 $k_3 = 1,0$ pour des barres de diamètre supérieur aux barres 20M ou #6 (impériale).

En évaluation, il n'est pas nécessaire généralement de multiplier la longueur de scellement des barres supérieures par un facteur de 1,3. L'acier supérieur des poutres se situe généralement au niveau de la dalle mince. Il est admis que celle-ci n'est pas coulée en même temps que le bas des poutres. Ce facteur est applicable uniquement dans le cas où le tablier aura été coulé en une seule étape (exemple : les portiques).

Tous les anciens ponts en béton armé ont des barres d'armature lisses. Les crénelures en surface des barres ont graduellement fait leur apparition au cours des années 1960. En évaluation, la longueur de scellement d'une barre lisse doit être égale à 1,5 fois celle d'une barre crénelée de même diamètre. Sur les plans, les barres lisses sont souvent indiquées par le signe Φ et le diamètre de la barre. Les barres crénelées impériales sont plutôt associées au signe # et à un chiffre allant de 4 à 12, et le diamètre en pouces de la barre est obtenu en divisant ce chiffre par 8.

Un diamètre équivalent doit être calculé pour les barres carrées. Cette valeur est obtenue en calculant le diamètre d'une barre ronde qui aura la même aire d'acier que la barre carrée.

Il y a eu une période au cours des années 1980 pendant laquelle on a préconisé l'utilisation de barres crénelées recouvertes d'époxy. En évaluation, la longueur de scellement de ces barres doit être égale à 1,5 fois celle d'une barre crénelée de même diamètre.

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

La longueur de scellement des crochets sollicités en traction est calculée conformément aux exigences de l'article 8.15.5.1 de la norme S6-00. Les facteurs 0,7 et 0,8 ne doivent pas être appliqués de façon à simplifier les calculs. L'équation à retenir pour les barres crénelées se lit donc comme suit :

$$l_d = 40 \frac{d_b}{f_{cr}} \frac{f_y}{400} \geq 8d_b \text{ ou } 150 \text{ mm}$$

Pour les barres lisses* et les barres recouvertes d'époxy, cette équation est pondérée par 1,2 :

$$l_d = 1.2 \cdot 40 \frac{d_b}{f_{cr}} \frac{f_y}{400}$$

La longueur de scellement représente la longueur de barre nécessaire pour développer la pleine capacité de cette armature. L'efficacité d'une armature à une section critique donnée est déterminée pour une barre droite ou une barre munie d'un crochet en calculant la longueur de développement de la barre entre son extrémité et la section critique (L1). L'efficacité de la barre est alors calculée comme suit :

$$\% \text{ efficacité} = \frac{L1}{l_d} \cdot 100 \leq 100\%$$

Cette variation est linéaire pour la barre droite et pour la barre avec crochet.

Aux fins d'évaluation, il a été jugé pertinent de ne pas compliquer les calculs en ajoutant la notion de longueur de développement des barres sollicitées en compression. Les aires d'armature des barres sollicitées en tension et en compression à une section critique donnée peuvent donc toujours être calculées en considérant les longueurs de développement des aciers en traction avec ou sans crochets.

Aux fins d'évaluation, une barre d'armature d'un lit inférieur d'une poutre qui prend naissance à un appui est toujours considérée comme efficace à 100 % quelle que soit la longueur de développement de la barre à la section qui est analysée. La pleine capacité de la barre est considérée comme atteinte puisque la barre se situe dans une zone d'appui où il est jugé que le béton comprimé assure un confinement particulièrement efficace aux barres (voir la figure 5.5-5). Cette façon de faire est considérée comme adéquate à la condition que la zone d'appui soit supérieure à 200 mm selon l'axe du pont et que le bout de la barre excède de 100 mm le centre ligne de la zone d'appui.

* Ce concept est un ajout à la norme S6-00.

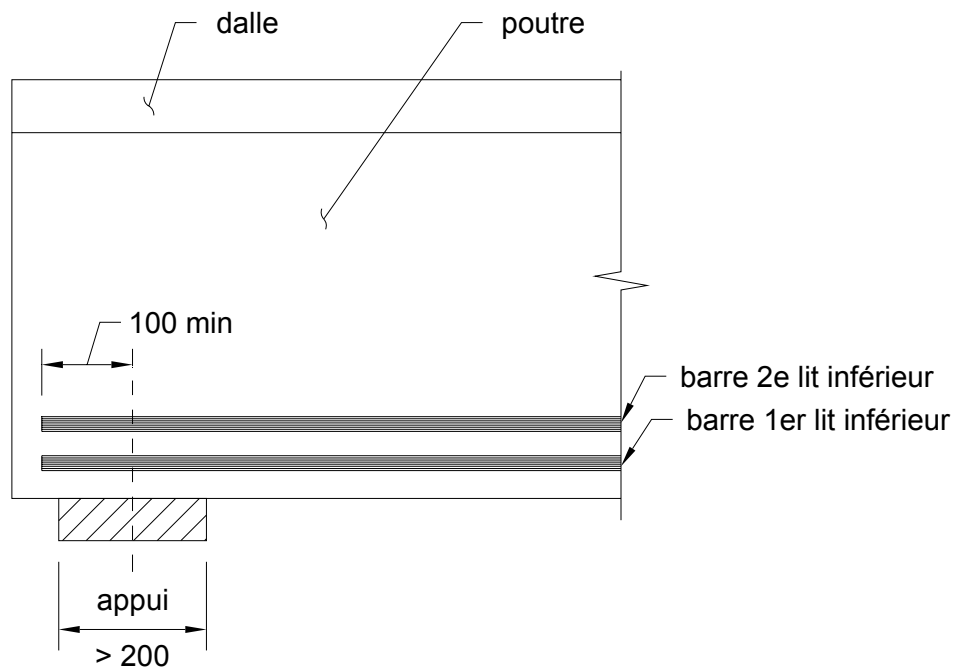


Figure 5.5-5 Poutre à l'appui (développement des barres des lits inférieurs)

5.5.4 Éléments en béton précontraint

Le béton précontraint a fait ses débuts dans le domaine des ponts au cours des années 1960. Le chargement de conception est donc égal ou supérieur au H20-S16.

La résistance des éléments en béton précontraint doit être calculée conformément au chapitre 8 de la norme S6-00. Les exigences relatives aux états limites d'utilisation (ÉLF 1) ne doivent cependant pas être considérées. On doit toutefois tenir compte des états limites d'utilisation pour le contrôle de la fissuration (ÉLUT 1).

Aux états ultimes d'utilisation, le béton précontraint est un matériau homogène puisque, contrairement au béton armé, il ne doit pas se fissurer sous les charges de service. Une perte de section due à un défaut de matériau se traduit donc nécessairement par une perte de capacité. Le calcul des propriétés d'une poutre en béton précontraint affectée par un défaut de matériau doit être basé sur la section réduite de la pièce. On doit aussi tenir compte, dans les calculs, des pertes de précontrainte découlant d'une perte de section d'acier de précontrainte.

Aux états limites ultimes, il est possible qu'il y ait une fissuration structurale due aux efforts de cisaillement en plus d'une détérioration de la poutre. On doit, comme dans le cas du béton armé, évaluer l'influence de la détérioration du matériau ou de la fissuration de la poutre sur sa résistance au moment fléchissant et à l'effort tranchant en plus de vérifier les zones d'appui. On peut se référer à la section 5.3 pour déterminer

l'influence des détériorations sur la capacité portante de la pièce. Étant donné qu'il est difficile de trouver un historique complet de la fabrication des ouvrages dans le dossier, la précontrainte effective (P) à considérer, par suite des pertes de précontraintes, peut par défaut être calculée en prenant en compte l'équation suivante :

$$P = 0,55 f_{pu}$$

Cette équation est principalement valable pour les aciers à relaxation normale qui composent habituellement les poutres précontraintes les plus anciennes que l'on trouve sur le réseau routier. À titre d'information, l'acier à basse relaxation a graduellement remplacé l'acier à relaxation normale à partir de l'année 1975.

Les F en flexion et en cisaillement doivent être calculés aux états limites ultimes conformément aux prescriptions du chapitre 14 de la norme S6-00. On doit également calculer un F aux états limites d'utilisation (ÉLUT 1) à l'aide de l'équation suivante :

$$F = \frac{\sigma_a - \sigma_D}{\sigma_L}$$

où

- σ_a est la contrainte normale admissible à la fibre extrême de la poutre;
- σ_D est la contrainte normale due aux charges permanentes et à la précontrainte à la fibre extrême de la poutre;
- σ_L est la contrainte normale due à la surcharge (en incluant l'impact) à la fibre extrême de la poutre.

La contrainte normale admissible en traction est égale à la résistance à la fissuration proposée par la norme S6-00 :

$$\sigma_a = 0,4 \sqrt{f'_c}$$

La contrainte normale admissible en compression est de :

$$\sigma_a = 0,45 f'_c$$

On calcule un F pour la contrainte en traction et un second pour la contrainte en compression. On retient comme résultat final le plus petit des deux F calculés. Ce F doit être mentionné dans le rapport final et sur la fiche d'évaluation de la capacité portante.

5.5.5 Éléments en bois

La résistance des pièces en bois doit être calculée conformément au chapitre 9 de la norme CAN-CSA-S6. Les exigences relatives au comportement en service ne doivent cependant pas être considérées. Ce chapitre concerne aussi bien le bois d'œuvre que le bois de charpente lamellé et collé.

Le bois est considéré comme un matériau homogène. Une perte de section due à un défaut de matériau se traduit donc nécessairement par une perte de capacité. Le calcul des propriétés de la section d'un élément en bois affecté par un défaut de matériau doit donc être basé sur la section réduite de la pièce.

Pour un pont couvert, les assemblages doivent donc être évalués selon le chapitre 9 de la norme CAN/CSA-S6 puisque ce sont généralement les parties les plus faibles de la structure.

5.6 AMÉLIORATION DE LA PRÉCISION

Les propriétés mécaniques des matériaux que l'on a relevées dans les plans et devis en archives ou que l'on aura choisies par défaut sont normalement inférieures aux propriétés réelles des matériaux en place. La limite élastique d'un acier représente toujours une limite inférieure que le fabricant doit respecter. Au moment de la fabrication, on vise une limite élastique supérieure à cette valeur plancher pour s'assurer que le produit rencontrera la limite élastique minimale prescrite. La situation est d'autant plus vraie dans le cas du béton où souvent le rapport eau-ciment d'un mélange est réduit pour que la contrainte en compression à 28 jours soit nettement au-delà des exigences des plans et devis.

Il pourrait souvent s'avérer avantageux d'utiliser les propriétés mécaniques des matériaux obtenues par des essais en laboratoire sur des échantillons relevés sur place plutôt que les propriétés exigées par les plans et devis ou celles par défaut.

La prise d'échantillons devrait cependant n'être utilisée qu'en tout dernier recours alors qu'un pont a été évalué faible en utilisant les propriétés mécaniques relevées dans les documents d'archives ou choisies par défaut.

Si la cote d'un pont est suffisamment faible pour que ce dernier soit interdit aux passages de véhicules lourds et que l'on a la conviction que les propriétés mécaniques d'un des matériaux de base pourraient avantageusement être augmentées en procédant à un échantillonnage du matériau sur le site, il est dans ce cas approprié de procéder à un échantillonnage afin de réviser l'évaluation, ce qui pourrait découler en une augmentation de la capacité portante. Cette étape doit cependant être entérinée par le donneur d'ouvrage.

5.6.1 Détermination des propriétés à partir d'un échantillonnage limité

Il n'est pas pratique en évaluation de procéder à un échantillonnage de tous les éléments principaux d'une structure. Il est plutôt de mise de se limiter à la prise de quelques échantillons sur des éléments représentatifs de la structure.

L'échantillonnage vise généralement à établir une des quatre propriétés suivantes :

- la limite élastique de l'acier structural ou de l'acier d'armature;
- la limite ultime de l'acier structural ou de l'acier de précontrainte;
- la résilience de l'acier structural;
- la résistance à la compression du béton.

5.6.2 Acier de charpente

Lorsque l'on procède à un relevé sur une structure métallique, on désire généralement connaître la limite élastique (f_y) et la limite ultime (f_u) de l'acier. Il peut aussi être intéressant de connaître la composition chimique de l'acier de la structure, de façon à être renseigné sur la soudabilité du matériau.

L'échantillonnage et les essais subséquents doivent être effectués conformément aux spécifications de la norme CAN/CSA-G40.20-M.

On doit procéder à au moins un essai par 50 tonnes d'acier et à au moins trois essais par groupe de poutres sur les ponts de type poutres et dalle, et à trois essais sur trois éléments différents d'une poutre triangulée. Les échantillons prélevés doivent nécessairement provenir d'éléments structuraux principaux qui font l'objet de l'évaluation.

L'échantillon prélevé sur place doit normalement avoir 250 mm de longueur et préféablement 125 mm de largeur. L'échantillon peut être pris dans la semelle d'une poutre laminée. En ce qui concerne les poutres assemblées, l'échantillonnage se fera sur la partie de la poutre dont on désire vérifier les propriétés (âme ou semelles).

- La limite élastique de l'acier doit être établie en considérant la méthode de calcul proposée à l'annexe A14.1 de la norme S6-00.
- La limite ultime de l'acier est utilisée pour le calcul de la résistance des éléments en traction. Cette limite ultime varie peu quelle que soit la nuance de l'acier utilisée, et ce, pour toutes les structures construites après 1905. On retiendra des essais la plus petite valeur obtenue expérimentalement. Cette valeur sera par la suite utilisée dans les calculs de la résistance des éléments qui auront été échantillonnés. Il est normal de s'attendre à ce que l'échantillonnage soit fait sur les éléments qui ont des F beaucoup plus faibles que les autres éléments de la structure.

Il a été démontré que les poutres en acier des ponts construits avant 1965 ont généralement une faible résilience Charpy. Il faut même attendre l'année 1978 pour avoir la certitude que les nouveaux ouvrages en acier ont une bonne résilience (voir le tableau 5.6-1). Il est donc très rare qu'un acier fabriqué avant 1978 réponde aux exigences de résilience actuellement exigées dans le code. La vérification de la résilience des aciers s'avère donc souvent un exercice quelque peu inutile. Il peut cependant y avoir des exceptions où l'acier mérite d'être regardé de plus près. L'évaluateur doit toujours prendre entente avec le donneur d'ouvrage avant de procéder à cette étape.

L'échantillon pour un essai Charpy a généralement la forme d'une pastille dont le diamètre est de 50 mm. Il est suggéré de faire le relevé au niveau des semelles des poutres, mais l'usage courant au ministère des Transports est plutôt orienté vers les âmes des poutres qui offrent plus de surface et donc plus de possibilités dans la localisation de l'échantillonnage.

Tableau 5.6-1 Résilience Charpy de l'acier et année de construction de la structure

Année de construction de la structure	Résilience CHARPY
Jusqu'à 1965	Inadéquate (4 joules à -20°C)
1965–1978	Inadéquate à bonne (selon la structure)
Après 1978	Bonne (20 ou 27 joules à -20°C)*

* Variable selon la nuance de l'acier

5.6.3 Béton armé

Lorsque l'évaluateur décide de procéder à un relevé sur une structure en béton armé, il désire principalement connaître la résistance à la compression (f'_c) du béton.

Le prélèvement des carottes de béton et la détermination de la résistance à la compression doivent être faits conformément aux spécifications de la norme CAN3-A23.2.

Le nombre de carottes à prélever est laissé à la discrétion de l'évaluateur. Celui-ci doit cependant respecter le minimum suivant :

- quatre carottes par travée;
- six carottes par pont.

Le tiers des carottes doit provenir des âmes des poutres. On peut réduire à quatre le nombre minimum de carottes à prendre par pont si on utilise une approche mixte basée sur des essais non destructifs jumelés à un carottage. Les essais non destructifs

doivent être basés sur la mesure de la vitesse des ultrasons ou de la dureté du béton. Ces essais doivent être calibrés à partir des résultats obtenus par carottage, ce qui n'est pas toujours évident.

La capacité en compression du béton doit être établie en considérant la méthode de calcul proposée à l'annexe A14.1 de la norme S6-00.

5.6.4 Acier d'armature

Les essais sur l'armature, selon la longueur des barres relevées sur le site, peuvent être réalisés conformément aux spécifications de la norme CAN/CSA-G30.18 ou de la norme CAN/CSA-G40.20-M. La longueur minimale devant être prélevée est de 200 mm, la longueur idéale étant toutefois de 600 mm.

Le prélèvement de barres n'est pas une activité facile à réaliser. On doit faire le relevé à un endroit où l'acier prélevé n'est pas requis. Il est souvent préférable de ne pas retirer des barres d'armature d'une structure en béton, à moins d'y être absolument obligé ou d'avoir prévu un moyen permettant de remplacer les sections enlevées. Si le prélèvement est possible, on doit préférentiellement prélever trois échantillons par structure, en faisant attention de bien indiquer la provenance des barres.

Seules les barres d'armature du même type (barres longitudinales, étriers, etc.) que celles soumises à des essais peuvent être considérées comme ayant la limite élastique obtenue expérimentalement.

La limite élastique de l'acier d'armature doit être établie en tenant compte de la méthode de calcul proposée à l'annexe A14.1 de la norme S6-00.

5.6.5 Acier de précontrainte

Il est interdit de prendre un échantillon de câble de précontrainte sur un ouvrage à moins qu'il n'ait plus aucun rôle structural.

Si l'échantillonnage s'avère possible, les mêmes prescriptions s'appliquent que dans le cas de l'acier d'armature.

5.7 OUTILS INFORMATIQUES

Le logiciel d'analyse des structures à utiliser pour l'évaluation des ponts au ministère des Transports du Québec est le moteur d'analyse des structures SAFI couplé au module d'évaluation des ponts également de SAFI.

Cette obligation doit se comprendre comme suit : ces outils sont les logiciels utilisés par le ministère des Transports dans ses activités d'évaluation courante. Il est de l'intérêt du Ministère que les ponts évalués à sa demande soient réalisés à l'aide de ce même logiciel. Les modèles d'analyse des ponts évalués par les firmes privées seront remis au Ministère à la fin du mandat d'étude. Ce dossier informatique sera conservé par le Ministère de façon à ce qu'il puisse, en cas de besoin, être réutilisé pour des études subséquentes.

