
Guide de l'utilisateur – CNB 2010

Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B)

Publié par la

**Commission canadienne des codes du bâtiment
et de prévention des incendies**

Conseil national de recherches du Canada

Première édition 1996
Deuxième édition 2006
Troisième édition 2011

ISBN 0-660-97390-6
NR24-8/2010F

CNRC 53543F

© Conseil national de recherches du Canada 2011
Ottawa
Droits réservés pour tous pays

Imprimé au Canada

Troisième impression
Comprend les errata publiés le 21 décembre 2012 et le 31 octobre 2013

2 4 6 8 10 9 7 5 3 1

Available also in English: User's Guide – NBC 2010 Structural Commentaries (Part 4 of Division B) NRCC 53543 ISBN 0-660-19996-2 NR24-8/2010E

Table des matières

Introduction

Commentaire A **Calcul aux états limites**

Commentaire B **Intégrité structurale**

Commentaire C **Intégrité structurale des murs coupe-feu**

Commentaire D **Critères de déformation et de vibration pour la tenue en service et la fatigue aux états limites**

Commentaire E **Effets des déformations sur les composants des bâtiments**

Commentaire F **Surcharges**

Commentaire G **Charges dues à la neige**

Commentaire H **Charges dues à la pluie**

Commentaire I **Charges et effets dus au vent**

Commentaire J **Calcul fondé sur les effets dus aux séismes**

Commentaire K **Fondations**

Commentaire L **Application de la partie 4 à l'évaluation de la résistance structurale et à la rénovation de bâtiments existants**

Introduction

Les présents commentaires ont pour but de mettre à la disposition du concepteur des données de calcul détaillées pour lui faciliter l'utilisation de la partie 4 de la division B du Code national du bâtiment – Canada 2010 (CNB). Ils sont proposés comme données de base et, dans certains cas, comme méthode facultative de calcul, mais ne constituent nullement des exigences impératives.

Étant donné que les renseignements fournis dans les présents commentaires ne sauraient englober toutes les conditions ou tous les types d'ouvrages et que par surcroît, d'autres pourront être disponibles à l'avenir, le concepteur doit s'efforcer d'obtenir, en matière de calcul, les renseignements qui sont les plus récents et les plus pertinents. Pour les types d'ouvrages inhabituels, il peut s'avérer nécessaire d'avoir recours à des renseignements spéciaux, tels que des études théoriques, des essais sur modèle ou des expériences en soufflerie, en vue d'obtenir des valeurs de calcul appropriées.

Les commentaires A, F, G, I, J et K ont été mis à jour par les groupes énumérés ci-dessous afin de tenir compte des modifications techniques apportées à la partie 4 du CNB de 2010.

Les révisions au Commentaire A, Calcul aux états limites, ont été préparées par le Comité permanent du calcul des structures qui conseille la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies sur l'ensemble des dispositions relatives au calcul des structures, sauf celles touchant le génie sismique.

Les révisions au Commentaire F, Surcharges (anciennement intitulé Surface tributaire), ont été préparées par les membres suivants du Groupe d'étude sur les surcharges dues à l'usage du Comité permanent du calcul des structures :

M. Allen (Président)	I. Smith
F.M. Bartlett	A.J. Steen
R.C. Merchant	R.B. Vincent
M.F. Picher	

C.R. Taraschuk de l'Institut de recherche en construction a appuyé ce groupe d'étude.

Les révisions aux Commentaires G, I et K ont été préparées par les membres suivants du Groupe d'étude sur les charges climatiques du Comité permanent du calcul des structures :

P.A. Irwin (Président)	H. Hong
H. Auld	D. Inculet
M.S. Buckley	R. Morris
G.A. Fenton	G.R. Newfield

Les membres suivants du personnel de l'Institut de recherche en construction ont appuyé ce groupe d'étude :

B.A. Baskaran
A.H. Rahman
C.R. Taraschuk

Les révisions au Commentaire J, Calcul fondé sur les effets dus aux séismes, ont été préparées par le Comité permanent du calcul parasismique qui conseille la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies sur les dispositions relatives au génie sismique dans le CNB.

Aucune révision n'a été apportée aux Commentaires B, C, D, E, H et L.

Errata

Publié par la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies

Le tableau de modifications qui suit décrit les errata qui s'appliquent au Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B).

Modifications — Guide de l'utilisateur – CNB 2010, Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B)

Commentaire	Renvoi	Date (a-m-j)	Description
D	Paragraphe 12 et 16	2012-12-21	Supprimer le libellé suivant : « due à la charge permanente ».
D	Paragraphe 18	2012-12-21	Supprimer, à deux endroits dans le paragraphe, le libellé suivant : « sous la charge permanente ».
I	Figure I-1	2012-12-21	Corriger la figure I-1. Corriger le renvoi dans la note (1) comme suit : 4.1.7.2. 3).
I	Figure I-15	2012-12-21	Corriger le renvoi dans la note (7) comme suit : « (voir la figure I-10 pour la définition de b) ».
I	Équation (7)	2012-12-21	Supprimer l'italique au « N » dans le numérateur et remplacer le « 1 » par « i=1 » dans le dénominateur.
I	Figure I-24	2012-12-21	Corriger les équations F_n et F_t comme suit : $F_n = I_w C_f C_n q C_g C_e h l$ $F_t = I_w C_f C_t q C_g C_e h l$
I	Figure I-31	2013-10-31	Dans l'équation F_{nv} remplacer « A_g » par « A_s ».

Commentaire A

Calcul aux états limites

1. Le calcul aux états limites, introduit dans le Code national du bâtiment du Canada en 1975, a d'abord été mis au point pour les structures en acier et ensuite pour celles en béton, dont le calcul était basé sur la résistance ultime avant 1975. La méthode a par la suite été mise au point pour les structures en bois, en acier plié à froid et en maçonnerie, puis en 1983, pour les structures en aluminium, et enfin, en 1995, pour les fondations. La méthode des contraintes admissibles a été graduellement éliminée comme solution de rechange à la méthode du calcul aux états limites pour les structures en acier, en béton, en bois et en maçonnerie, ainsi que pour les fondations, mais est encore utilisée pour certaines normes et spécifications non directement incorporées par renvoi dans la section 4.3. du CNB. Comme le calcul aux états limites est maintenant bien compris des ingénieurs civils de structures, le présent commentaire, qui a été rédigé en 1975 pour présenter la nouvelle méthode, a été abrégé et combiné au commentaire sur les combinaisons de charges. Le contenu de ce dernier commentaire a été révisé en fonction des changements majeurs apportés aux combinaisons de charges à la sous-section 4.1.3. du CNB et aux coefficients de risque précédemment contenus dans différentes sous-sections de la section 4.1. du CNB. Le Commentaire A sert également d'introduction au guide de l'utilisateur et fait le lien entre différents éléments de la partie 4 du CNB.
2. Les principaux changements apportés aux exigences relatives aux états limites de la section 4.1. du CNB sont les suivants :
 - adoption d'un format d'action concomitante pour le calcul aux états limites des combinaisons de charges, lequel format est maintenant utilisé partout dans le monde;
 - séparation des charges dues à la neige et à la pluie, S, de la surcharge due à l'usage, L;
 - utilisation cohérente des coefficients de risque appliqués aux charges dues à la neige, à la pluie, au vent et aux séismes, y compris un coefficient de risque pour la tenue en service en fonction de l'usage du bâtiment; et
 - modification de la période de récurrence pour les charges dues à la neige, à la pluie et au vent de 1/30 ans à 1/50 ans, valeur maintenant utilisée partout dans le monde.

Les méthodes de détermination des charges sont donc harmonisées. Les charges dues à la neige, à la pluie et au vent sont maintenant calculées au moyen d'une période de récurrence unique et d'un coefficient de risque variable, ce qui les rend compatibles avec l'approche utilisée pour les charges dues aux séismes. La totalité des charges et des effets sont combinés au moyen du format d'action concomitante, qui fournit un ensemble clair de combinaisons de charges avec une signification physique directe. La séparation des charges dues à la neige et à la pluie d'avec les charges dues à l'usage permet une détermination plus logique des coefficients et des combinaisons de charges basée sur la variabilité des charges et la probabilité de leur action combinée. On a augmenté de 30 à 50 ans la période de récurrence de base applicable aux charges dues à la neige et au vent de façon à la rapprocher de la durée de vie prévue des bâtiments tout en maintenant la probabilité de défaillance définie dans le CNB de 1995. La période de récurrence de 50 ans est en harmonie avec l'approche adoptée par la plupart des autres pays. Enfin, la section 4.1. du CNB a été réorganisée; par exemple, le contenu de la sous-section 4.1.10., Autres effets, a été déplacé vers la sous-section 4.1.5., Surcharges dues à l'usage, où il devrait se trouver.

États limites

3. Toutes les structures de bâtiment doivent répondre aux mêmes exigences fonctionnelles fondamentales, c'est-à-dire qu'elles doivent être garanties contre l'effondrement durant et après leur construction en plus d'afficher une bonne tenue en service pendant toute leur durée utile. Les premiers signes de divers types d'effondrement et de mauvaise tenue en service s'appellent états limites :

- les états limites qui mettent en cause la sécurité sont appelés états limites ultimes (ÉLU), et concernent entre autres la limite de la capacité portante, la rupture, le renversement, le glissement et les grandes déformations;
- l'état limite relatif aux défaillances résultant de l'application de charges à répétition est appelé état limite de fatigue et s'applique principalement aux structures portantes de ponts roulants; et
- les états limites qui concernent la tenue en service sont appelés états limites de tenue en service (ÉLTS) et englobent les flèches qui causent des dommages aux bâtiments, les fléchissements ou les dommages locaux à la structure qui entraînent la défaillance des bâtiments, et les vibrations de la structure qui gênent les occupants ou entraînent un mauvais fonctionnement de l'équipement sensible.

Les méthodes de calcul antérieures, soit le calcul aux contraintes admissibles, le calcul plastique et le calcul à la rupture, mettaient l'accent sur un seul état limite habituellement associé à une contrainte limitative ou à la résistance d'un élément. Le calcul aux états limites reconnaît toutes les catégories de défaillance et, point plus important, fournit une méthode de calcul unifiée. La méthode tient compte, par l'entremise de coefficients distincts, de la variabilité tant des charges que des résistances pour fournir une probabilité de défaillance cohérente, y compris les conséquences d'une défaillance liée à l'utilisation de l'élément ou de la structure dans son ensemble. En outre, en raison de l'émergence des nouvelles constructions légères à action composite, où l'on compte moins sur les murs-rideaux et les cloisons pour le raidissement et l'amortissement de la structure, les exigences de tenue en service, comme les flèches et les vibrations, prennent une importance de plus en plus critique dans les calculs et méritent la même considération que les exigences de résistance. Le fait que le calcul aux états limites fournit une méthode de calcul unifiée est la principale raison pour laquelle ce type de calcul a été adopté à l'échelle internationale.^[1]

Méthodes d'analyse

4. Les méthodes de calcul antérieures mettaient surtout l'accent sur une théorie spécifique, comme la théorie de l'élasticité ou celle de la plasticité. Aucune théorie particulière ne peut cependant s'appliquer à tous les états limites et tous les types de construction. La théorie de l'élasticité s'applique généralement aux états limites de tenue en service, à l'état limite de fatigue et aux états limites ultimes des systèmes linéairement élastiques tandis que la théorie de la plasticité convient généralement aux états limites ultimes des systèmes ductiles et que l'analyse de la stabilité s'applique généralement au renversement. L'analyse statique classique est principalement utilisée pour le calcul des structures, mais l'analyse dynamique des structures est de plus en plus utilisée pour le calcul des effets des charges dynamiques, comme les charges dues aux séismes, au vent et aux activités humaines (voir le Commentaire D). La théorie appropriée est implicite, indiquée dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB ou choisie par l'ingénieur. De nombreuses normes reconnaissent explicitement le comportement inélastique du matériau, le cas échéant, et exigent également que les effets géométriques du second ordre soient pris en considération. La sous-section 4.1.8. du CNB exige maintenant que le calcul des effets des séismes soit effectué au moyen de l'analyse dynamique pour tous les bâtiments, à l'exception des bâtiments situés dans des zones à sismicité faible et des bâtiments satisfaisant à certaines restrictions de configuration et de conception dans les zones à sismicité élevée. Les paragraphes 4.1.3.2. 9) et 10) du CNB, ainsi que la sous-section 4.1.8., exigent tous que le calcul des structures tienne compte de la stabilité générale et de la configuration déplacée de la structure (effets $P-\Delta$).
5. Le calcul aux états limites vise à prévenir les défaillances, c'est-à-dire empêcher que l'état limite soit atteint. Des facteurs imprévisibles, comme les charges et l'exécution des travaux, entrent toutefois en jeu dans les calculs, de sorte que le but est en fait d'en arriver à une probabilité de défaillance suffisamment faible. Plus les conséquences d'une défaillance sont graves, plus la probabilité de son occurrence devrait être faible. Pour parvenir à une probabilité de défaillance satisfaisante, il faut utiliser des matériaux fiables, inclure des critères de sécurité et de tenue en service dans les calculs, et rechercher la compétence dans le calcul des structures, la fabrication et l'érection. Les critères de sécurité et de tenue en service devraient assurer la sécurité des personnes et la tenue en service d'une part, et tenir compte des considérations d'économie d'autre part, c.-à-d. procurer une efficacité optimale ou des probabilités de défaillance plus faibles.^[2] Le calcul aux états limites atteint ces objectifs grâce à une définition statistique des charges spécifiées et des propriétés des matériaux, ainsi qu'à l'utilisation de coefficients de charge, de résistance et de risque.

Critères de sécurité et de tenue en service

6. La forme générale des critères de sécurité utilisés ou mentionnés à la partie 4 du CNB pour les états limites ultimes s'exprime comme suit :

$$\begin{aligned} \text{résistance pondérée} &= \text{effets des charges pondérées, ou} \\ \phi R &= \Sigma \alpha_i S_i \end{aligned} \quad (1)$$

L'information sur les charges pondérées et leur effet, ainsi que sur les combinaisons de charges, peut être trouvée aux paragraphes 10 à 25. Les charges pondérées sont choisies de manière à assurer une faible probabilité de dépassement. La résistance pondérée est la résistance calculée d'un élément, d'un assemblage ou d'une structure multipliée par un coefficient de résistance tenant compte de la variabilité des propriétés des matériaux et des dimensions, de la qualité d'exécution, du type de défaillance (p. ex., graduel ou soudain) et du degré d'incertitude du modèle dans la prévision de la résistance. Les résistances pondérées, y compris le coefficient de résistance, sont spécifiées dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB.

7. La forme générale des critères applicables aux états limites de tenue en service s'exprime comme suit :

$$\text{limite de tenue en service} = \text{effet des charges de service}$$

L'information sur les charges de service et les combinaisons de charges de tenue en service peut être trouvée aux paragraphes 27 et 28. Les limites de tenue en service sont spécifiées ou recommandées dans les paragraphes 4.1.3.5. 3) et 4.1.8.13. 3) du CNB, dans les Commentaires D, E, I, J et K du présent guide de l'utilisateur, et dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB.

Charges et résistances spécifiées

8. Dans la méthode des états limites, les charges et les propriétés spécifiées des matériaux utilisées pour calculer la résistance sont définies sur la base de la probabilité d'occurrence. Les valeurs ainsi définies sont appelées valeurs caractéristiques. Les propriétés des matériaux sont contrôlées par échantillonnage statistique et la valeur caractéristique correspond à une probabilité limitative de valeurs d'essai défavorables appelée limite d'exclusion inférieure. Les charges climatiques sont basées sur des mesures prises à des stations météorologiques et la valeur caractéristique correspond à la probabilité de dépassement par année (ou sa réciproque, la période de récurrence). Les valeurs caractéristiques pour les propriétés et les charges utilisées dans le CNB sont fournies dans le tableau A-1. Lorsque les données statistiques font défaut, par exemple pour la surcharge due à l'usage, les valeurs spécifiées correspondent aux valeurs nominales existantes. Dans le CNB de 2005, la probabilité annuelle de dépassement des données climatiques de base pour les charges dues à la neige et au vent a été réduite de 3,3 % (période de récurrence de 30 ans) à 2,0 % (période de récurrence de 50 ans), en conformité avec les valeurs utilisées par la plupart des autres pays, y compris les États-Unis. La résistance des nouveaux matériaux ou les nouvelles méthodes de contrôle devraient être définies sur la base d'une limite d'exclusion de 5 %. La rigidité des matériaux devrait être définie sur la base d'une limite d'exclusion de 50 %; lorsqu'un échantillonnage statistique est utilisé, un niveau de confiance de 75 % est recommandé pour l'estimation de la limite d'exclusion.

Tableau A-1
Valeurs caractéristiques pour les charges et les propriétés des matériaux dans le CNB

Matériaux	Limite d'exclusion inférieure ⁽¹⁾
Béton (essai du cylindre)	≈ 9 %
Bois (essais pleine grandeur et sur petit spécimen sans défauts)	5 %
Acier (fléchissement)	1 %
Maçonnerie (pour les essais sur murets)	≈ 9 %
Charge	Période de récurrence
Permanente	Non définie
Usage	Non définie
Neige	50 ans
Vent	50 ans
Séismes	2 500 ans ⁽²⁾

(1) Probabilité que les valeurs d'essai soient inférieures à la valeur nominale.

(2) Voir le Commentaire J.

Coefficient de risque

9. Dans les éditions du CNB antérieures à 2005, les bâtiments étaient simplement catégorisés comme suit : bâtiments de protection civile, bâtiments ordinaires, écoles ou bâtiments à faible occupation humaine. Le type de bâtiment et le risque présenté du point de vue des charges dues au vent, à la neige et aux séismes n'étaient pas pris en considération de façon uniforme. Afin de normaliser les exigences de conception, des catégories de risque pour les bâtiments ont été introduites au paragraphe 4.1.2.1. 3) et dans le tableau 4.1.2.1. du CNB de 2005.

Ces catégories de risque visent les bâtiments normaux, les bâtiments présentant un faible risque pour la vie humaine en cas de défaillance, les bâtiments à risque élevé et les bâtiments de protection civile, soit tous des bâtiments dont l'importance pour la collectivité est basée sur :

- la présence de matières dangereuses dans le bâtiment;
- la possibilité pour le bâtiment de servir d'abri d'urgence;
- la présence d'installations, comme des installations d'intervention d'urgence, qui sont requises immédiatement après une urgence ou une catastrophe;
- la présence de services publics, comme l'électricité ou l'eau, qui sont nécessaires pour aider au rétablissement des activités après une catastrophe et dont la perte de fonction pourrait entraîner des perturbations ou des pertes économiques étendues additionnelles dans la collectivité.

Les catégories « bâtiments à risque faible », « bâtiments à risque normal », « bâtiments à risque élevé » et « bâtiments de protection civile » décrites au tableau 4.1.2.1. sont utilisées de concert avec les coefficients de risque définis aux sous-sections 4.1.6., Charge due à la neige et à la pluie, 4.1.7., Charge due au vent, et 4.1.8., Charges et effets dus aux séismes. Les coefficients des états limites ultimes sont inférieurs à 1,0 pour les bâtiments à risque faible et sont supérieurs à 1,0 pour les bâtiments à risque élevé ou de protection civile, des valeurs qui tiennent compte du but de tenue améliorée de ces bâtiments, qui est cruciale pour la collectivité en cas d'urgence ou de catastrophe, ou du fait que ces bâtiments contiennent des matières ou des produits dangereux.

Les bâtiments conçus comme des installations de protection civile devraient demeurer opérationnels immédiatement après une urgence ou une catastrophe. Toutefois, la simple application d'un coefficient de risque supérieur à 1,0 ne garantit pas nécessairement la préparation opérationnelle d'une installation à la suite d'une urgence ou d'une catastrophe. Cette préparation peut seulement être déterminée à la suite d'une étude détaillée visant à déterminer quels équipements et quels services doivent demeurer opérationnels immédiatement après une urgence ou une catastrophe, ainsi que le comportement prévu de l'équipement et des éléments structuraux. Une telle étude doit, par exemple, déterminer quels équipements doivent être raccordés à l'alimentation d'urgence, la durée de fonctionnement des génératrices d'urgence, la sécurité de l'alimentation en combustible, la nécessité d'une réserve d'eau potable, etc.

En ce qui a trait aux services publics comme l'eau, l'électricité et le traitement des eaux usées, la désignation d'installations de « protection civile » doit s'appliquer seulement aux installations

publiques (de propriété privée ou publique) qui fournissent des services à une collectivité. Les installations de production d'électricité d'une usine qui ne sont pas raccordées au réseau public, un champ d'épandage de fosse septique d'un bâtiment individuel et une installation de purification d'eau d'une habitation constituent des exemples de services publics qui n'entrent pas dans cette désignation. Lorsqu'une partie de l'électricité produite par une usine est vendue à une entreprise de services publics, la catégorie de risque de l'installation est déterminée par l'entreprise de services publics.

Dans les éditions du CNB antérieures à 2005, un coefficient de risque général y était utilisé à la sous-section 4.1.3. De plus, le traitement du risque présenté par la structure par rapport à l'usage du bâtiment était différent pour différentes charges : un coefficient de risque spécifique à la charge, appelé I, était utilisé à la sous-section traitant des charges sismiques tandis que la sous-section sur les charges dues au vent tenait compte du risque au moyen d'une faible probabilité annuelle de dépassement (1/100 pour les bâtiments de protection civile, 1/30 pour les autres bâtiments et 1/10 pour les revêtements extérieurs); aucun risque spécifique à la charge n'était par ailleurs spécifié pour les charges dues à la neige. Afin de normaliser le calcul des différentes charges, des coefficients de risque ont été établis pour chacune des charges spécifiées à la sous-section 4.1.6. (neige et pluie), 4.1.7. (vent) et 4.1.8. (séismes) du CNB de 2005. Aucun coefficient de risque n'a été retenu pour les charges permanentes et les surcharges dues à l'usage parce que les charges spécifiées au tableau 4.1.5.3. du CNB tiennent déjà compte des conséquences les plus graves d'une défaillance en fonction du type d'usage (les établissements de réunion, par exemple). Pour les bâtiments à risque faible, toutefois, un coefficient de 0,8 peut être appliqué à la surcharge due à l'usage, comme il est indiqué aux paragraphes 4.1.5.1. 2) et 4.1.5.2. 2) du CNB. Les coefficients de risque sont résumés au tableau A-2.

10. Le coefficient de risque applicable aux états limites de tenue en service est assumé être égal ou inférieur à 1,0 en raison des conséquences moins graves d'une défaillance et parce que les critères de calcul pour la tenue en service sont plus subjectifs que les critères applicables à la résistance et à la stabilité.

Tableau A-2
Coefficients de risque

Catégorie de risque	Séismes, I_E		Vent, I_W		Neige, I_S	
	ÉLU	ÉLTS	ÉLU	ÉLTS	ÉLU	ÉLTS
Faible ⁽¹⁾	0,8	(2)	0,8	0,75	0,8	0,9
Normal	1,0		1,0	0,75	1,0	0,9
Élevé	1,3		1,15	0,75	1,15	0,9
Protection civile	1,5		1,25	0,75	1,25	0,9

(1) Un coefficient de 0,8 peut être appliqué à la surcharge due à l'usage pour les bâtiments de catégorie de risque « faible ».

(2) Voir le Commentaire J.

Combinaisons de charges à la partie 4 du CNB

11. Les critères d'états limites spécifiés dans l'article 4.1.3.2. du CNB, et recommandés dans le présent commentaire, visent à fournir un degré de fiabilité acceptable et relativement uniforme dans le calcul des éléments structuraux sous différentes combinaisons de charges. Les critères tiennent compte de la probabilité de défaillance due à l'occurrence simultanée des charges spécifiées aux sous-sections 4.1.4. à 4.1.8. du CNB. Les paragraphes 12 à 18 expliquent les combinaisons de charges indiquées dans le tableau 4.1.3.2. du CNB et fournissent des conseils à ce propos. Les paragraphes 19 à 25 fournissent des conseils pour les situations où les combinaisons de charges indiquées dans le tableau 4.1.3.2. ne s'appliquent pas. Les combinaisons de charges généralisées mentionnées au paragraphe 12 sont recommandées pour l'évaluation des structures de bâtiment non visées par les normes énumérées à la section 4.3. du CNB, y compris les enveloppes de bâtiment. Les paragraphes 12, et 26 à 28 fournissent des conseils en vue de la détermination des charges et des combinaisons de charges pour les états limites de fatigue et de tenue en service.

Commentaire A

Combinaisons de charge généralisées

12. Les charges structurales peuvent être divisées en trois catégories : les charges constantes (comme la charge permanente et la poussée des terres), les charges variables (comme les surcharges dues à l'usage et les charges dues à la neige et au vent), et les charges ou situations rares (comme les séismes et les incendies). De manière générale, on peut déterminer les combinaisons de charges en divisant les charges définies à la partie 4 du CNB en deux composantes^{[3][4]} : les composantes prolongées ou fréquentes (p. ex., charge permanente, poussée des terres, surcharge prolongée) et les composantes transitoires, qui surviennent rarement et ne durent qu'un court laps de temps (p. ex., impact, vent, séisme, accumulation à court terme de personnes et/ou d'objets). Puisque les composantes transitoires de différentes charges sont peu susceptibles de se produire en même temps, on estime la combinaison de charges critique pour un effet structural donné en combinant les charges constantes pondérées avec la charge variable ou rare pondérée ayant la composante transitoire la plus importante, plus les composantes prolongées ou fréquentes de toutes les autres charges variables. Ce principe, qui porte le nom de principe d'action concomitante^[4] et dont l'utilisation est recommandée par l'ISO,^[1] a été appliqué en vue de la détermination des combinaisons de charges généralisées suivantes tant pour les états limites ultimes que pour les états limites de tenue en service.

Combinaisons de charges pour des charges variables

Les combinaisons de charge où toutes les charges sont constantes ou variables sont les suivantes :

$$\Sigma \alpha_{G_i} \cdot G_i + \alpha_{Q_1} \cdot Q_1 + \Sigma \alpha_{CQ_i} \cdot Q_i \quad (2)$$

où

G_i = charge constante comme D ou H ou T ou P;

Q_1 = charge variable principale comme L ou S ou W ou une autre charge, à tour de rôle;

Q_i = toute charge variable comme L ou S ou W;

α_{G_i} = coefficient de charge principale pour la charge constante, G_i ;

α_{Q_1} = coefficient de charge principale pour la charge variable principale, Q_1 ;

α_{CQ_i} = coefficient de charge d'action concomitante pour les autres charges variables; et

où le deuxième terme de l'équation (2) est la charge variable principale et où le dernier terme inclut la ou les charges variables d'action concomitante (prévues).

Combinaisons de charges pour des charges ou des situations rares

La combinaison de charges en cas de charge ou de situation rare est la suivante :

$$\Sigma G_i + E + \Sigma \alpha_{CQ_i} \cdot Q_i \quad (3)$$

où E est la charge spécifiée due aux séismes ou une autre charge accidentelle (p. ex., l'impact d'un véhicule). Le paragraphe 25 fournit des conseils relativement à la résistance au feu, un incendie étant considéré comme un événement rare qui a une incidence sur la structure du bâtiment.

Le tableau A-3 donne, pour les états limites ultimes, les coefficients de charge principale et les coefficients de charge d'action concomitante recommandés pour chacune des charges énumérées pour le calcul des combinaisons de charges pondérées généralisées au moyen de l'équation (2) pour les charges variables, et de l'équation (3) pour une charge ou un événement rares.

Tableau A-3
Coefficients de charge (états limites ultimes)

Charge		Coefficient de charge principale, α_{G_1} ou α_{Q_1}	Coefficient de charge d'action concomitante, α_{CQ_i}
Charges constantes	D (seule)	1,4	—
	D (avec charges variables)	1,25 ⁽¹⁾ ou 0,9 ⁽²⁾ ou 1,0 ⁽³⁾	—
	H	1,5 ou 0,0 ou 1,0 ⁽³⁾	—
	T	1,25	—
	P	1,0	—
Charges variables	L	1,5 ⁽⁴⁾	0,5 ⁽⁵⁾
	S	1,5	0,5 ou 0,25 ⁽³⁾
	W	1,4	0,4 ou 0,0 ⁽³⁾
	T _s ⁽⁶⁾	1,25	—
Charge rare	E	1,0	0,0

(1) Pour la charge permanente due à la terre, aux plantes et aux arbres, voir le paragraphe 4.1.3.2. 7) du CNB.

(2) Pour la charge permanente contraire résistant à la défaillance (charges d'action concomitante contraires non incluses).

(3) Pour les combinaisons de charges rares.

(4) 1,25 pour les fluides contrôlés; voir le paragraphe 4.1.3.2. 5) du CNB.

(5) 1,0 pour les aires de stockage, les aires réservées à l'équipement et les locaux techniques; voir le paragraphe 4.1.3.2. 6) du CNB.

(6) T_s est l'effet variable à court terme causé par les déformations dues aux variations de température ou de teneur en humidité ou une combinaison des deux.

Combinaisons de charges pour la résistance et la stabilité dans le tableau 4.1.3.2. du CNB

13. Les combinaisons de charges figurant dans le tableau 4.1.3.2. du CNB sont une version simplifiée des équations (2) et (3), et s'appliquent à la plupart des bâtiments et des systèmes structuraux visés par les normes énumérées présentement à la section 4.3. du CNB. Les combinaisons de charges du tableau 4.1.3.2. du CNB sont basées sur des analyses de fiabilité^[5] qui ont déterminé que lorsque des coefficients de charge d'action concomitante prudents sont utilisés dans les combinaisons de charges 2 à 4, l'action concomitante la plus critique agissant seule résulte dans une probabilité de défaillance égale ou inférieure à la probabilité de défaillance obtenue pour des cas comme D + L, combinaisons pour lesquelles il n'existe pas de charges d'action concomitante. En d'autres termes, il n'est pas nécessaire de considérer la combinaison de charges D + L + S + W. La charge T figurant à l'article 4.1.2.1. du CNB et dans l'équation (2) n'est pas incluse dans le tableau 4.1.3.2. du CNB parce que les recherches et l'expérience démontrent que, sauf pour les moments secondaires dus à la précontrainte, cette charge n'est pas susceptible d'avoir une incidence sur la résistance et la stabilité des systèmes structuraux dotés de ductilité et de redondance. Si un système structural dépourvu de ces propriétés est utilisé, alors les combinaisons de charges devraient être déterminées à partir des équations (2) ou (3), le fractile approprié de T étant inclus. En raison de la très courte durée de certaines charges spécifiées, la probabilité de leur occurrence simultanée est extrêmement faible. Ainsi, selon la combinaison de charges 5 du tableau 4.1.3.2. du CNB, la charge due aux séismes n'est pas prise en compte en même temps que la charge due au vent.

Coefficients de charge dans le tableau 4.1.3.2. du CNB

14. Le coefficient de charge principale appliqué à l'une des charges spécifiées tient compte de la variabilité de la charge et des modèles de charge, des biais dans la relation entre la charge nominale et la valeur prévue de la charge pour l'événement considéré, et des approximations de modélisation normalement acceptées dans l'analyse structurale. Les coefficients de charge principale sont déterminés sur la base de ces considérations ainsi que de l'expérience acquise avec les bâtiments construits conformément aux éditions antérieures du CNB. Les coefficients de charge principale pour les charges rares comme les séismes sont considérés être égaux à 1,0 en raison de leur faible probabilité annuelle d'occurrence. Le niveau de performance pour les charges rares permet un certain endommagement du bâtiment tout en maintenant la sécurité des personnes. Les coefficients de charge principale sont considérés être égaux à 1,5 pour la surcharge due à l'usage, ainsi que pour

Commentaire A

la poussée des terres, à 1,5 pour la charge due à la neige, à 1,4 pour la charge due au vent, et à 1,25 pour les liquides dont la profondeur est contrôlée.

15. Le coefficient de charge permanente de 1,25 tient compte de la variation systématique et aléatoire de la charge permanente, mais est insuffisant pour accommoder les changements de charge permanente dus aux substitutions ou aux modifications ultérieures. Les calculs devraient anticiper et prendre en considération les augmentations raisonnables de la charge permanente des charges permanentes architecturales ou mécaniques superposées, des revêtements coulés sur place et des dalles de couverture qui peuvent être sensibles à la flèche et à la flexion des éléments porteurs, ou les augmentations dues à l'ajout de matériaux de couverture ou autres pendant la durée de vie de la structure. Pour le sol, la terre superposée, les plantes et les arbres, le coefficient de charge permanente est augmenté à 1,5, mais peut être réduit conformément aux dispositions du paragraphe 4.1.3.2. 7) du CNB. La combinaison de charges 1 indiquée dans le tableau 4.1.3.2. du CNB a été ajoutée pour assurer la fiabilité des éléments structuraux qui sont dominés par la charge permanente.^[5]
16. Les coefficients de charge pour les états limites de tenue en service sont considérés être égaux à 1,0 ou, pour les charges d'action concomitante, être inférieurs à 1,0 en raison des conséquences moins graves d'une défaillance et parce que les critères nominaux applicables à la tenue en service sont plus subjectifs que les critères applicables à la résistance et à la stabilité.
17. Les coefficients de charge principale et les coefficients de charge d'action concomitante spécifiés dans les combinaisons de charges pondérées du tableau 4.1.3.2. du CNB sont basés sur des analyses de fiabilité^[5] corrigées en fonction de l'expérience passée au moyen des éditions antérieures du CNB. La détermination des coefficients de charge a été effectuée en deux phases : la première phase a consisté à déterminer des valeurs qui fournissent des indices de fiabilité uniformes pour une gamme de rapports et de types de charge; au cours de la seconde phase, on a revu et rajusté au besoin les coefficients de manière à réduire les incohérences majeures par rapport aux pratiques antérieures.
18. Les coefficients de résistance contenus dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi, qui tiennent compte de la variabilité des propriétés des matériaux, des dimensions et de la qualité d'exécution, du type de défaillance (p. ex., graduel ou soudain) et de l'incertitude dans la modélisation de la résistance, ont été élaborés pour utilisation avec les coefficients de charge fournis dans le CNB en vue de l'obtention de l'indice de fiabilité visé.

Renversement, soulèvement, glissement et contrainte alternée

19. Les charges contraires, comme la charge permanente, préviennent le renversement, le soulèvement et le glissement des structures dans leur ensemble, ainsi que la contrainte alternée ou la réduction de force dans les éléments structuraux, lesquelles mènent à une résistance réduite due, par exemple, au flambage des montants des fermes ou à la résistance à la flexion réduite des poteaux en béton. Dans ces cas, les charges contraires qui agissent de manière à résister à la défaillance et aux déviations, lesquelles diminuent la charge permanente au lieu de l'augmenter, sont d'une importance critique.^{[6][7]} Pour les combinaisons de charges 2 à 5 fournies dans le tableau 4.1.3.2. du CNB, les charges variables contraires sont donc considérées être égales à zéro, et le coefficient de charge pour la charge permanente contraire (dans les faits, un coefficient de résistance) est considéré être égal à 0,9 dans les combinaisons de charges 2 à 4, et à 1,0 dans la combinaison de charges 5. Le coefficient de charge permanente est passé de 0,85 à 0,9 parce qu'on prévoit l'occurrence d'une certaine surcharge due à la pesanteur dans la plupart des bâtiments. Le coefficient de charge permanente de 1,0, dans la combinaison de charges qui tient compte des séismes permet la plus grande incertitude dans l'ordre de grandeur de la charge due aux séismes et le niveau réduit de performance permis relativement aux dommages causés au bâtiment.
20. Lorsque les concepteurs évaluent le renversement, ils devraient considérer les aspects suivants :
 - 1) la réaction du matériau de fondation se produit à une distance telle, par rapport à la base de la structure du bâtiment, qu'elle génère la réaction nécessaire; et
 - 2) la charge permanente agit par l'entremise du centre de gravité de la structure déformée.

Murs de soutènement en porte-à-faux

21. Lorsque les concepteurs évaluent le renversement de murs de soutènement en porte-à-faux, ils devraient considérer les aspects suivants :

- 1) la réaction du matériau de fondation se produit à une distance telle, par rapport à la base du mur de soutènement, qu'elle génère la réaction nécessaire; et
 - 2) la charge permanente agit par l'entremise du centre de gravité du mur de soutènement défléchi.
22. La norme CAN/CSA-S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », [14] et le « Canadian Foundation Engineering Manual » [8] fournissent des conseils additionnels sur le calcul des murs de soutènement en porte-à-faux.

Surcharge totale et surcharge partielle

23. Les surcharges totales et les surcharges partielles doivent être prises en considération conformément à l'article 4.1.5.3. du CNB pour la surcharge due à l'usage, conformément à l'article 4.1.6.3. pour la charge due à la neige, et conformément à l'article 4.1.7.3. pour la charge due au vent. Pour atteindre une fiabilité acceptable, on devrait considérer les exigences de charge pour la surcharge ou la charge due à la neige en conjonction avec la charge permanente multipliée par 1,25 sur toutes les portées ou par 0,9 sur toutes les portées, selon la valeur qui produit l'effet le plus critique.

Combinaisons de charges pour les bâtiments industriels

24. Pour les structures de bâtiment soumises à des charges inhabituelles non spécifiées à la partie 4 du CNB, par exemple les charges mettant en cause le stockage de liquides, les combinaisons de charges fournies dans le tableau 4.1.3.2. du CNB peuvent ne pas s'appliquer. Pour des conseils sur les bâtiments industriels où des ponts roulants sont utilisés, voir la norme CSA-S16, « Règles de calcul des charpentes en acier » [10]

Combinaison de charges pour la détermination de la résistance au feu

25. Un événement rare, comme un incendie, entraîne un changement temporaire des propriétés des matériaux qui cause une déformation structurale importante ainsi qu'un risque d'effondrement. La durée de résistance au feu d'une structure est définie comme étant le temps qui s'écoule avant la défaillance de la structure lorsque celle-ci est soumise à un incendie standard. La résistance au feu d'une structure est traditionnellement basée sur des essais de tenue au feu normalisés et ceux mentionnés à l'annexe D de la division B du CNB. Lorsque des mesures de remplacement, comme la conception rationnelle, sont utilisées pour le calcul de la résistance au feu, une courbe appropriée des températures en fonction de la durée du feu doit être utilisée pour les calculs qui visent à tenir compte des forces dans la structure qui sont dues aux charges appliquées, y compris celles qui sont produites par ces températures élevées, ainsi que des propriétés des matériaux à des températures élevées. La combinaison de charges suivante, qui est basée sur l'équation (3), est recommandée pour un événement accidentel, en ce qui a trait à la méthode de calcul de remplacement de la résistance au feu : [9]

$$D + T_S + (\alpha L \text{ ou } 0,25S) \quad (4)$$

où $\alpha = 1,0$ pour les aires de stockage, les aires réservées à l'équipement et les locaux techniques et 0,5 pour les autres usages, et T_S peut être considéré comme étant égal à zéro pour les structures isostatiques.

L'utilisation appropriée de l'équation (4) exige une connaissance approfondie de la conception rationnelle appliquée à la résistance au feu. Lorsque les concepteurs ne possèdent pas cette connaissance approfondie et ne disposent pas d'une courbe des températures en fonction du temps, les exigences de résistance au feu énoncées dans le CNB devraient être appliquées.

Charges et combinaisons de charges pour la fatigue aux états limites

26. La variable la plus importante, dans la fatigue structurale qui explique la propagation des fissures dans les éléments en métal, est l'intervalle de contrainte. L'intervalle de contrainte à utiliser dans les calculs est dicté par les charges variables. Étant donné que de nombreux cycles de charge sont requis pour causer de la fatigue, des surcharges spécifiées se produisant avec une fréquence raisonnable sont utilisées dans les calculs, et non les charges pondérées extrêmes qui ont une très faible probabilité d'occurrence au cours de la durée de vie de la structure. Les normes CSA-S16, « Règles de calcul des charpentes en acier » [10] et CSA-S157/S157.1, « Calcul de la résistance mécanique des

Commentaire A

éléments en aluminium/Commentaire sur la CSA-S157-05, Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium », ^[15] exigent des calculs détaillés contre la fatigue seulement lorsque la charge est répétée plus de 20 000 fois, sauf dans le cas inhabituel de détails sensibles à la fatigue présentant des intervalles de contrainte élevés. En outre, parce que les fissures se propagent dans les champs de contrainte de traction seulement, la présence d'un champ de contrainte de compression dû à la charge permanente peut, s'il est suffisamment important, prévenir le développement des fissures. Dans ces circonstances, les contraintes associées à la charge permanente devraient être évaluées de la façon discutée dans la norme CSA-S16. ^[10] Les charges dues au milieu, comme les charges dues à la neige ou au vent, sont généralement loin de présenter un nombre de cycles suffisant pour être prises en considération dans le calcul de l'état limite de fatigue. Les vibrations dues au vent, comme les rafales, et à la danse aérobique sont des exceptions possibles (voir le Commentaire D). La norme CSA-S16 ^[10] aborde également la notion de fatigue induite par la distorsion.

Charges et combinaisons de charges pour la tenue en service aux états limites

27. Les charges et les combinaisons de charges prises en compte dans les calculs de tenue en service dépendent dans une grande mesure de l'état limite de tenue en service et des propriétés des matériaux des structures (p. ex., le fluage et la fissuration). Le tableau A-4 fournit des conseils sur les charges à prendre en considération pour les critères de tenue en service contenus à la partie 4 du CNB, dans les normes de calcul des matériaux incorporées par renvoi à la section 4.3. du CNB et dans les Commentaires D, E, I, J et K du présent guide de l'utilisateur. Le tableau A-4 fournit également des conseils sur les combinaisons de charges des charges de service pondérées (basées sur les équations (2) et (3)) qui doivent être considérées en fonction de l'état limite. Les charges qui agissent en combinaison n'ont pas à être prises en considération dans les calculs de la vibration. Par ailleurs, les dommages à la structure ou à l'enveloppe du bâtiment peuvent exiger la prise en considération de nombreuses charges en combinaison, en particulier si les éléments sont friables.

Tableau A-4
Charges et combinaisons de charges pour la tenue en service⁽¹⁾

États limites	Paramètre structural	Charges	Combinaisons de charges	Références
Tenue en service sous l'effet des vibrations	Accélération	$L_C, {}^{(2)} W_C {}^{(2)}$	$L_C {}^{(2)}$ ou $W_C {}^{(2)}$	Commentaire D Commentaire I CSA-S16 ^[10] CSA-O86 ^[11]
Fonctionnement d'équipement mobile	Déformation : Long terme Court terme	D, H, $T_P, {}^{(3)} P$ L	D + H + $T_P {}^{(3)}$ + P L	CSA-S16 ^[10]
Dommages aux éléments non structuraux	Déplacement : Long terme Court terme	$T_P, {}^{(3)} P$ L, S, W	$T_P {}^{(3)}$ + P $L + \alpha {}^{(4)} S$ ou $S + \alpha {}^{(4)} L$ ou W	Commentaire D Commentaire E CSA-A23.3 ^[12] CSA-O86 ^[11] CSA-S304.1 ^[13] CSA-S16 ^[10]
Dommages aux éléments structuraux	Contrainte, effort, largeur des fissures	D, H, L, S, W, $T_P, {}^{(3)} T_S {}^{(5)}$	D + H + L + $T_P {}^{(3)}$ + [L ou S ou W ou $T_S {}^{(5)}$] + charges d'action concomitantes	CSA-A23.3 ^[12] CSA-S304.1 ^[13] Commentaire E

(1) S et W incluent un coefficient de risque pour la tenue en service.

(2) L'indice C renvoie aux composantes cycliques des effets de charge (p. ex., accélération).

(3) T_P , inclut le fluage (ou le tassement du sol) sous l'effet de D + H + L_P + P, où L_P est la composante soutenue de la surcharge due à l'usage.

(4) On suppose habituellement un coefficient de la charge d'action concomitante, α , de 0,5 pour la surcharge due à l'usage, sauf pour les lieux de stockage, pour lesquels on suppose un coefficient de 1,0, et de 0,5 pour la charge due à la neige dans les climats froids.

(5) T_S est l'effet variable à court terme causé par les déformations imposées dues aux variations de température ou de teneur en humidité ou une combinaison des deux.

Combinaisons de charges pour le tassement et la déformation de la structure du bâtiment

28. Le tableau A-5 présente les combinaisons de charges de service simplifiées recommandées en vue de déterminer le tassement des fondations causant des dommages au bâtiment et une déformation de la structure du bâtiment causant des dommages au bâtiment ou empêchant le fonctionnement

d'équipement comme les ponts roulants ou les ascenseurs. Pour les cas 2 et 3 du tableau A-5, la déformation de la structure du bâtiment causant des dommages est la somme de la déformation à court terme se produisant après la fixation des éléments non structuraux, plus la composante à long terme de la déformation due à D , H , T_p et P résultant de la contraction ou du changement d'humidité et du fluage des matériaux se produisant après la fixation des éléments non structuraux. En raison des approximations requises, la déformation à long terme résultant de la contraction ou du changement d'humidité et du fluage est habituellement prise en compte au moyen de limites de déformation empiriques spécifiques, dans les normes de calcul énumérées à la section 4.3. du CNB.

Tableau A-5
Combinaisons de charges recommandées pour les états limites de tenue en service sous l'effet d'une déformation

Cas	Paramètre de tenue en service	Combinaisons de charges
1	Tassement différentiel des fondations	$D + H + \alpha^{(1)}L + \alpha^{(1)}S^{(2)}$
2	Déformation à long terme de la structure du bâtiment ⁽³⁾	$D + H + T_p^{(4)} + P + \alpha^{(1)}L + \alpha^{(1)}S^{(2)}$
3	Déformation à court terme de la structure du bâtiment ⁽³⁾	$(L + \alpha^{(1)}S^{(2)})$ ou $(S^{(2)} + \alpha^{(1)}L)$ ou $W^{(2)}$

(1) On suppose habituellement un coefficient de charge d'action concomitante, α , de 0,2 à 0,5 pour la charge due à la neige et pour la surcharge due à l'usage, sauf pour les lieux de stockage, pour lesquels on suppose un coefficient de 1,0.

(2) Les coefficients de risque 0,9 et 0,75 sont appliqués, aux sous-sections 4.1.6. et 4.1.7. du CNB, pour déterminer les charges de service S et W .

(3) Pour une déformation de la structure du bâtiment causant des dommages au bâtiment, voir le paragraphe 27.

(4) T_p inclut la déformation causée par des changements d'humidité à long terme dans les matériaux (p. ex., contraction), tandis que la déformation résultant du fluage est calculée au moyen de la charge appliquée $D + H + P + \alpha L + \alpha S$.

Références

- [1] Principes généraux de vérification de la sécurité des ouvrages, Norme internationale ISO 2394, Genève, 1986, 18 pp.
- [2] M.K. Ravindra et N.C. Lind, Theory of Structural Code Optimization, Journal of Structural Division, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, ST7, juillet 1973, p. 1541.
- [3] Guidelines for the Development of Limit States Design, Publication technique S408-1981, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- [4] C.J. Turkstra, Theory of Structural Safety, SM Study No. 2, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1970.
- [5] F.M. Bartlett, H.P. Hong et W. Zhou, Load factor calibration for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada: Companion-action Load Combinations, Revue canadienne de génie civil, vol. 30, n° 2, avril 2003, pp. 440-448.
- [6] D.E. Allen, Safety Factors for Stress Reversal, Publications, International Association for Bridge and Structural Engineering, vol. 29/II, 1969.
- [7] Report of the Committee of Inquiry into Collapse of Cooling Towers at Ferrybridge, lundi, 1^{er} novembre 1965, Central Electricity Generating Board, Londres.
- [8] Canadian Foundation Engineering Manual, 4^e édition, Société canadienne de géotechnique, 2006. (Disponible auprès de BiTech Publishers, bureau 173, 11860, rue Hammersmith, Richmond (C.-B.), V7A 5G1.)
- [9] B. Ellingwood et R.B. Corotis, Load Combinations for Buildings Exposed to Fires, AISC Engineering Journal, 28(1), 1991, pp. 37-44.
- [10] CSA-S16-09, Règles de calcul des charpentes en acier, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [11] CSA-O86-09, Engineering Design in Wood, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [12] CAN/CSA-A23.3-04, Calcul des ouvrages en béton, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [13] CSA-S304.1-04, Calcul des ouvrages en maçonnerie, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.

Commentaire A

- [14] CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [15] CAN/CSA-S157-05/S157.1-05, Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium/Commentaire sur la CSA-S157-05, Calcul de la résistance mécanique des éléments en aluminium, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2005.

Commentaire B

Intégrité structurale

1. La résistance et la stabilité des systèmes structuraux des bâtiments font l'objet du paragraphe 4.1.1.3. 1) et d'autres exigences de la partie 4 du CNB ainsi que des normes de calcul de la CSA mentionnées à la section 4.3. du CNB. Le présent commentaire donne des conseils sur d'autres questions relatives à l'intégrité structurale qui sont traitées au paragraphe 4.1.1.3. 1) et à la note d'annexe afférente.
2. L'intégrité structurale est l'aptitude de la structure à résister aux défaillances locales en évitant l'effondrement complet. Par exemple, une structure de type cellulaire ou à ossature dont les éléments sont bien liaisonnés entre eux dans les trois dimensions possède une bonne intégrité structurale.
3. Les structures de bâtiment calculées selon les normes de la CSA ont habituellement un degré d'intégrité structurale suffisant dans la plupart des cas, en général à cause des détails des dispositifs d'assemblage. Voici des cas où l'intégrité structurale peut exiger une attention particulière : les bâtiments de hauteur moyenne ou grande présentant une structure composée d'éléments en matériaux différents dont l'assemblage n'est pas traité dans les normes existantes de la CSA, les bâtiments qui ne sont pas visés par les normes de calcul de la CSA et les bâtiments exposés à des charges accidentelles exceptionnelles (chocs de véhicules ou explosion). Les renseignements qui suivent traitent de ces cas.
4. Un nombre important d'effondrements, dont beaucoup d'effondrements en chaîne, se produisent pendant la construction. Les différentes phases des travaux doivent donc être soigneusement planifiées et contrôlées pour s'assurer que des systèmes structuraux qui ne sont pas parachevés ont une résistance, une ductilité et une stabilité aux efforts latéraux suffisantes pour résister à l'effondrement en chaîne en cas de rupture d'un élément structural ou de défaillance locale d'un élément structural permanent ou temporaire par suite d'un accident.

Identification du risque^[1]

5. Le risque est celui d'un effondrement généralisé aux conséquences graves dû à un événement non prévu dans le calcul des charges mentionnées à la partie 4 du CNB. Les composants critiques pour lesquels la probabilité d'être sérieusement endommagés en cas d'accident est élevée (environ 10^{-4} par année ou plus) doivent donc être identifiés et des mesures doivent être prises pour assurer une sécurité suffisante de la structure.

Mesures de sécurité

6. Pour empêcher qu'un simple accident entraîne un effondrement généralisé, il faut prendre des mesures telles que :
 - a) La prévention des accidents. Cette mesure comprend l'érection de dispositifs de protection contre les chocs de véhicules (p. ex., bordures, parapets), l'inspection du sol ou des composants critiques pour déterminer s'il y a détérioration en cours d'usage ou des panneaux facilement arrachables pour réduire la pression en cas d'explosion.
 - b) La résistance locale. Cette mesure consiste à calculer les éléments critiques de manière qu'ils résistent aux chocs accidentels.^[2] Certains gros éléments sont tellement résistants que la plupart du temps ils ne seront pas sérieusement endommagés en cas d'accident. La ductilité des éléments critiques et de leurs assemblages à la structure peut aussi assurer une résistance supplémentaire en cas de chocs accidentels non pris en compte dans les calculs.
 - c) Le calcul des forces de liaison. L'intégrité structurale peut souvent être réalisée indirectement par l'ajout de certains critères minimaux concernant les pièces de liaison verticales, horizontales et périphériques.^{[3][4][5]}

Commentaire B

- d) Les lignes de résistance de remplacement. On suppose que l'élément critique a cédé et on vérifie le bâtiment endommagé pour s'assurer qu'il peut encore résister à la charge permanente plus une partie des surcharges et des charges dues au vent.
 - e) La prévention de l'effondrement généralisé. Cette mesure consiste à diviser la structure en zones séparées par des plans de faible résistance qui empêchent que l'effondrement d'une zone se propage aux zones adjacentes. Cette méthode est décrite dans le Commentaire C.
7. Toute structure de bâtiment doit être examinée dans son ensemble pour s'assurer que ses parties sont effectivement reliées entre elles de façon qu'elle ne soit pas fragilisée par une rupture locale.
8. Les références [3] à [9] contiennent des renseignements supplémentaires pour des systèmes structuraux particuliers. La référence [6] contient des informations supplémentaires pour les structures en béton.

Références

- [1] H. Griffiths, A. Pugsley et O. Saunders, Report of the Enquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Canning Town, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1968.
- [2] Loads for the Design of Structures: Chapter 17 - Accidental Action, Norme danoise DS 410, traduction anglaise, Dansk Ingeniorforening, Copenhague, 1983.
- [3] J.E. Breen, Developing Structural Integrity in Bearing Wall Buildings, Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 25, n° 1, janvier-février 1980, pp. 42-73.
- [4] M. Fintel et G. Annamalai, Philosophy of Structural Integrity of Multistorey Load-Bearing Concrete Masonry Structures, Concrete International, vol. 1, n° 5, mai 1979.
- [5] I.J. Speyer, Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads, Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 21, n° 2, mars-avril 1976.
- [6] Concrete Design Handbook - Structural Integrity, Association canadienne du ciment Portland, Ottawa, 2006.
- [7] Code of Practice for the Structural Use of Masonry, British Standards Institute, norme BS 5628, partie 1, section 5, Londres, 1978.
- [8] B.R. Ellingwood et E.V. Leyendecker, Approaches for Design Against Progressive Collapse, Journal of the Structural Division, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., mars 1978, pp. 413-423.
- [9] D.A. Taylor, Progressive Collapse, R. can. génie civil, vol. 2, n° 4, décembre 1975.

Commentaire C

Intégrité structurale des murs coupe-feu

1. Le paragraphe 3.1.10.1. 1) du CNB exige que lorsque des éléments d'ossature sont ancrés dans un mur coupe-feu ou s'appuient sur un mur coupe-feu, et ont un degré de résistance au feu inférieur à celui du mur coupe-feu, les ancrages et les appuis soient conçus de manière que l'effondrement des éléments au cours d'un incendie n'entraîne pas celui du mur coupe-feu. Le paragraphe 4.1.5.18. 1) du CNB exige que le mur coupe-feu soit calculé pour résister à une force latérale pondérée de 0,5 kPa dans les conditions d'incendie.
2. Ces exigences, ainsi que d'autres indiquées à la sous-section 3.1.10. du CNB, résultent du même principe général visant à empêcher le feu de se propager entre compartiments séparés par un mur coupe-feu pendant le temps correspondant au degré de résistance au feu du mur (4 h pour les établissements industriels à risques très élevés et 2 h pour d'autres usages). Le mur coupe-feu ne doit donc pas être endommagé au point de permettre la propagation du feu pendant ces périodes.
3. L'exigence d'intégrité structurale d'un mur coupe-feu est satisfaite si les conditions suivantes sont remplies.

Charges latérales exercées sur les murs coupe-feu

4. Pour empêcher l'effondrement d'un mur coupe-feu durant un incendie, par l'explosion des gaz imbrûlés, les chocs obliques provoqués par la chute d'objets et de débris, la force et le choc thermique des jets de lance et la pression du vent, le paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB exige que le mur coupe-feu soit calculé pour résister à une force latérale pondérée de 0,5 kPa. Si la structure exposée au feu a une résistance au feu inférieure à celle exigée pour le mur coupe-feu, on considère qu'elle n'offre pas d'appui latéral au mur coupe-feu.
5. Le paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB exige aussi que le mur coupe-feu soit calculé conformément aux exigences structurales types applicables aux murs intérieurs en ce qui a trait aux charges dues au vent, aux séismes et aux chocs répétés.
6. La structure du bâtiment, y compris le mur coupe-feu, doit également être calculée pour assurer l'intégrité structurale conformément aux recommandations du Commentaire B.

Effets thermiques

7. Il faut s'assurer que la dilatation thermique de la structure exposée au feu n'endommagera pas le mur coupe-feu car cela pourrait faciliter la propagation du feu de l'autre côté du mur.
8. Pour évaluer le risque d'un tel dommage, il faut faire une estimation de la dilatation thermique de la structure en fonction d'une augmentation de température de 500 °C et des coefficients donnés au tableau E-1 du Commentaire E. On peut considérer que la dilatation de la structure commence à partir d'un plan vertical situé à 20 m du mur coupe-feu à l'intérieur du compartiment résistant au feu, ou à partir de la moitié de la largeur du compartiment résistant au feu si cette dernière distance est plus petite.
9. Lors de l'estimation des effets thermiques, il faut attacher une importance particulière aux conséquences, pour la stabilité du mur coupe-feu, de la distorsion due au différentiel de température entre les deux faces.
10. Si les mouvements thermiques de la structure sont suffisants pour endommager le mur coupe-feu, il faut prévoir des dégagements ou bien prévoir, de chaque côté du mur, des jonctions à la structure qui empêchent les dommages.

Commentaire C

Techniques de conception

11. Des techniques de conception qui permettent de satisfaire aux exigences générales d'intégrité structurale des murs coupe-feu sont décrites aux paragraphes 12 à 15.

Mur coupe-feu double (3.1.10.1. 2))

12. La structure est reliée de part et d'autre à un mur coupe-feu distinct, de sorte que lorsque la structure exposée à un incendie cède, un seul mur coupe-feu s'écroule sans endommager l'autre. Cette disposition est illustrée à la figure C-1. Le degré de résistance au feu de chaque mur doit être d'au moins la moitié du degré total de résistance au feu exigé. La séparation entre les murs doit satisfaire aux exigences en matière de dilatation thermique mentionnées aux paragraphes 7 à 10, et de résistance aux séismes mentionnées au Commentaire J.

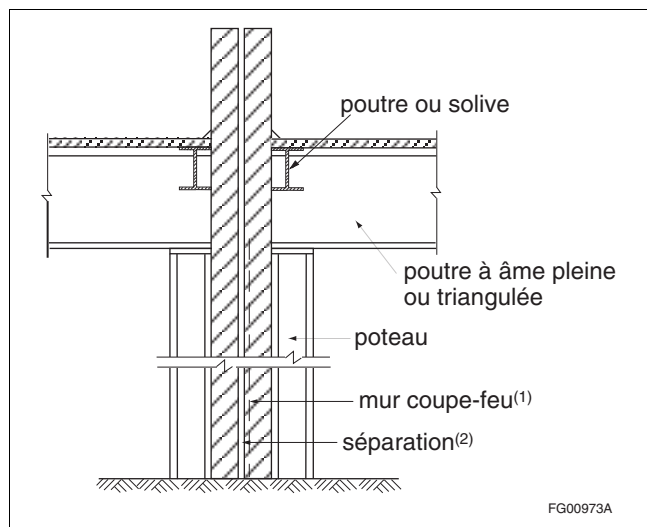


Figure C-1

Mur coupe-feu double

- (1) Chaque mur coupe-feu doit être relié à la structure adjacente conformément au paragraphe 12 et renforcé conformément aux paragraphes 4 et 5.
- (2) Un dégagement doit être prévu entre les murs coupe-feu conformément au paragraphe 10.

Mur coupe-feu sans appui latéral

13. Dans ce type de mur, la structure du bâtiment n'est pas reliée au mur et l'effondrement de la structure exposée au feu n'entraîne pas l'effondrement du mur coupe-feu. Un exemple est illustré à la figure C-2. En général, il est nécessaire de renforcer le mur coupe-feu et les fondations pour assurer la résistance aux forces latérales spécifiées au paragraphe 4.1.5.17. 1) du CNB. Des pilastres sont souvent utilisés à cette fin.

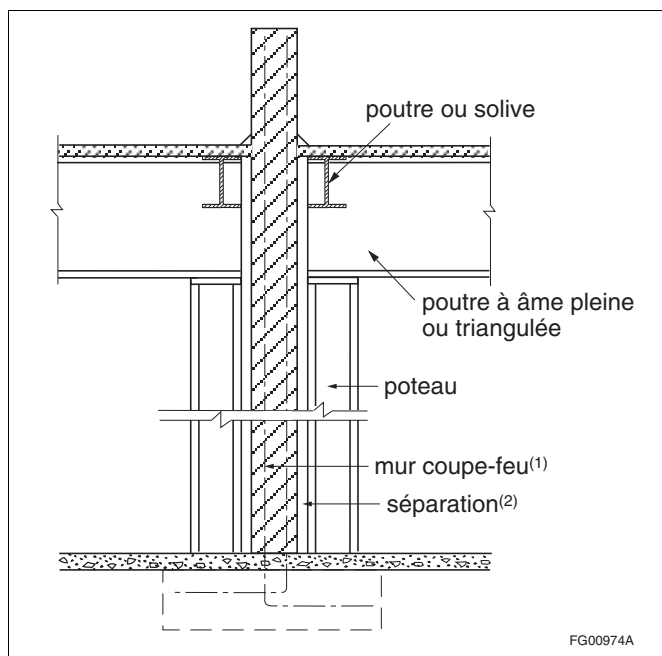


Figure C-2

Mur coupe-feu sans appui latéral

- (1) Le mur coupe-feu n'est pas relié à la structure et est conçu comme un mur sans appui latéral depuis les fondations, mais avec renforcement et pilastres conformément aux paragraphes 4, 5, 10 et 13.
- (2) Un dégagement peut être exigé conformément au paragraphe 10.

Commentaire C

Mur coupe-feu avec ancrages

14. La structure de part et d'autre du mur coupe-feu fournit un appui latéral à celui-ci et est ancrée de façon que les forces latérales engendrées par l'effondrement de la structure exposée au feu seront neutralisées par la structure située de l'autre côté du mur coupe-feu. Des valeurs sont recommandées aux paragraphes 4 et 5 pour ces forces latérales. Il faut prévoir des mesures appropriées pour transmettre ces forces aux éléments situés du côté opposé du mur coupe-feu. Un exemple est illustré à la figure C-3.

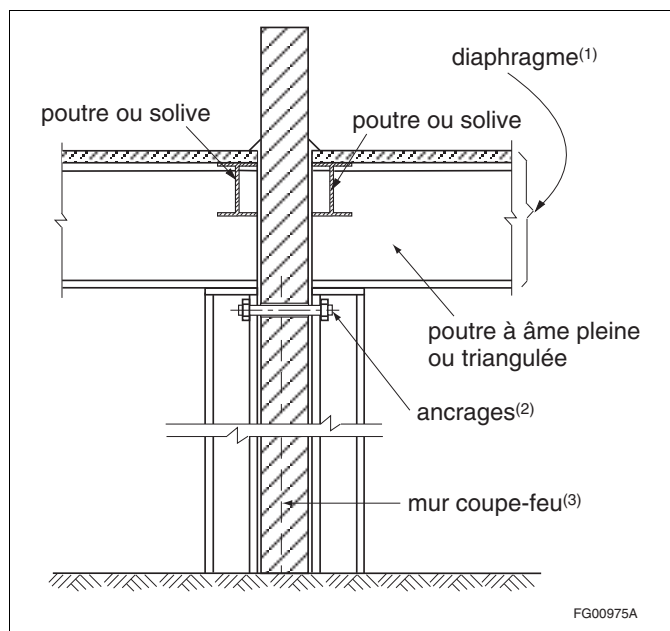


Figure C-3

Mur coupe-feu avec ancrages

- (1) La résistance des diaphragmes peut être exigée conformément aux paragraphes 12, 16 et 17.
- (2) L'emplacement et le détail des barres de liaison doivent être conformes aux paragraphes 12, 16 et 17.
- (3) Le renforcement et le détail des murs coupe-feu doivent être conformes aux paragraphes 4, 5 et 10.

Liaisons faibles

15. Les éléments structuraux s'appuient sur le mur coupe-feu de telle sorte que la structure qui cède s'effondre sans causer de dommages sérieux au mur. Comme dans le cas d'un mur coupe-feu avec ancrages, la structure peut aussi fournir un appui latéral au mur. S'il y a des liaisons faibles de chaque côté du mur coupe-feu, il faut s'assurer que la liaison du côté en feu cédera mais que la liaison de l'autre côté résistera. C'est la méthode traditionnelle des constructions en gros bois d'oeuvre dont les poutres ou solives ne sont pas ancrées dans le mur coupe-feu, mais simplement appuyées dans des logements qui permettent leur rotation en cas d'effondrement.^{[1][2]} La figure C-4 illustre une technique de construction plus récente qui utilise des liaisons faibles dans le cas de murs en éléments de maçonnerie. Avec cette technique, il faut prévoir un ancrage suffisant pour résister au soulèvement sous l'action du vent et aux séismes.

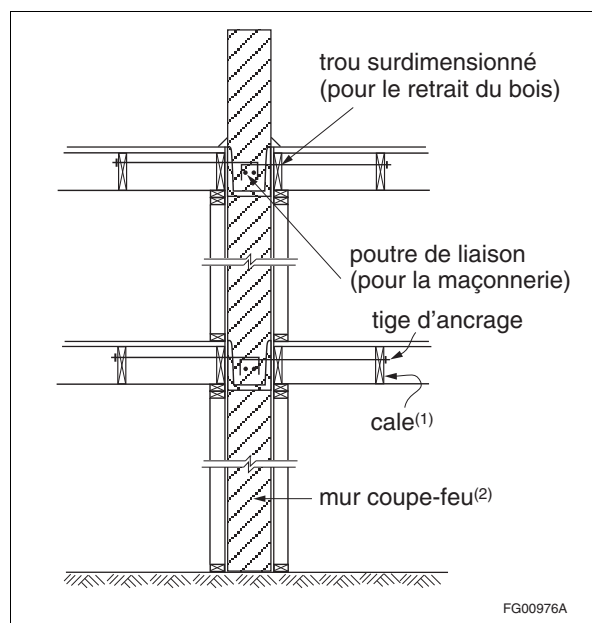


Figure C-4
Construction à ossature de bois avec liaisons faibles

- (1) La jonction à l'ossature de bois doit former une liaison faible conformément au paragraphe 15.
(2) Le renforcement et le détail des murs coupe-feu doivent être conformes aux paragraphes 4, 5 et 10.

Commentaire C

Murs coupe-feu avec ancrages : forces horizontales engendrées par une structure qui s'effondre

16. Lorsqu'une structure d'une résistance au feu inférieure à la valeur exigée pour le mur coupe-feu traverse le mur et est reliée à la structure située de l'autre côté, la structure de support et l'ancrage doivent être calculés pour résister à une force horizontale pondérée égale à $wBL^2/8S$, où w est le poids propre plus 25 % de la charge due à la neige spécifiée, B est la distance entre les ancrages, L est la portée entre poteaux de la structure qui s'effondre, dans la direction perpendiculaire au mur, et S son affaissement ($0,07 L$ pour des poutres ajourées en acier et $0,09 L$ pour des poutres en acier à âme pleine). La structure de support doit être capable de résister aux forces recommandées pour les ancrages situés à moins de 10 m de distance le long du mur coupe-feu, les autres ancrages étant considérés comme non sollicités (voir la figure C-5). La résistance pondérée de l'ancrage doit inclure un coefficient de réduction de 0,5 pour tenir compte de l'abaissement de la limite d'élasticité à des températures élevées.

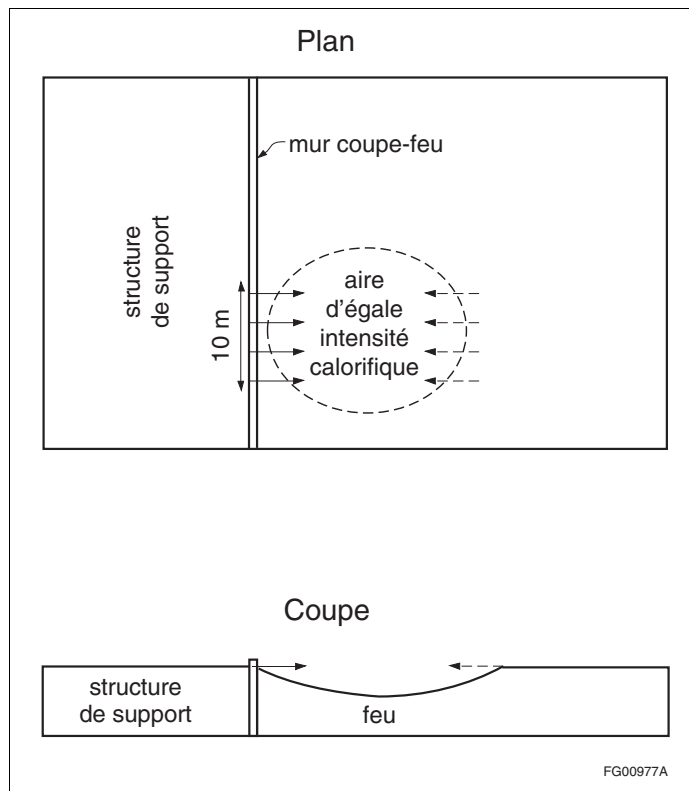


Figure C-5
Forces horizontales sur un mur coupe-feu avec ancrages

17. Si, en raison de l'emplacement du mur coupe-feu, la structure du toit a la même résistance aux forces horizontales de chaque côté du mur (par exemple, un mur coupe-feu situé à égale distance des murs d'extrémité ou des joints de dilatation si le bâtiment a une structure symétrique), il suffit de calculer l'ancrage pour qu'il résiste à la force horizontale pondérée $wBL^2/8S$.

Références

- [1] Conseil canadien du bois, Le bois et la sécurité incendie, Chapitre 5, Protection incendie structurale, Ottawa, 1991.
- [2] Conseil canadien des codes de béton et de maçonnerie, Firewalls – A Design Guide, Ottawa, 1992.

Commentaire D

Critères de déformation et de vibration pour la tenue en service et la fatigue aux états limites

1. Les changements qui suivent ont été apportés au présent commentaire, auparavant intitulé « Critères de tenue en service relatifs aux flèches et aux vibrations » :
 - Les tableaux D-1 à D-4 et les références ont été mis à jour en fonction de l'expérience et des essais récents;
 - le paragraphe 8 sur la vibration latérale des passages piétons a été ajouté;
 - l'estimation de la charge excessive et de la fatigue a été simplifiée, et a été déplacée à la fin du commentaire en raison de son importance moindre; et
 - un exemple de calcul pour la vibration due à l'activité rythmique a été ajouté aux paragraphes 16 à 18.
2. L'utilisation de matériaux plus résistants, de méthodes de construction plus légères, de revêtements extérieurs plus rigides, de capacités d'amortissement plus faibles, de portées plus longues et de calculs de la résistance plus précis, qui tiennent compte de l'interaction des composants du bâtiment, signifie que les flèches et les vibrations excessives ont une plus grande influence qu'auparavant sur le calcul des structures. Dans le passé, les codes du bâtiment empêchaient les flèches et les vibrations excessives en limitant la flèche de l'élément pour les charges prévues à une fraction de la portée L , par exemple, $L/360$ (pour les porte-à-faux, la valeur de L peut être considérée comme égale au double de la longueur). Ce critère largement utilisé remonte au milieu du XIX^e siècle. Pour aider le concepteur, le présent commentaire fournit une description des problèmes liés aux flèches et aux vibrations excessives, et donne des précisions pour les éviter.

Flèche

3. De trop grandes flèches peuvent créer une foule de problèmes, par exemple causer des fissurations ou des déformations dans les éléments non structuraux comme les cloisons, entraver le jeu des portes ou des fenêtres, rendre les murs hors d'aplomb, provoquer une rotation des extrémités qui cause des dommages sous l'effet des forces excentriques, et occasionner des accumulations d'eau et des affaissements désagréables à la vue. En plus de présenter un aspect désagréable, les fissures peuvent transmettre des sons indésirables au travers des cloisons, ou laisser passer l'eau et l'air froid au travers de l'enveloppe du bâtiment, et favoriser ainsi la détérioration des matériaux. L'élimination des fissures dans les ouvrages en béton est traitée séparément dans la norme CAN/CSA-A23.3, « Design of Concrete Structures »,^[23]
4. Un certain nombre de solutions de rechange peuvent prévenir les problèmes causés par les flèches trop prononcées. On peut, par exemple, éviter la fissuration des cloisons en rendant la structure porteuse suffisamment rigide ou en prévoyant des joints souples dans les cloisons. De même, on peut éviter la fissuration des plafonds en enduit en les suspendant aux planchers au lieu de les fixer au moyen d'attaches rigides.
5. Le tableau D-1 résume les critères de déformation contenus à la partie 9, ainsi que dans les normes de calcul incorporées par renvoi à la partie 4 du CNB. Ces critères s'appliquent aux formes traditionnelles de construction dans les conditions d'utilisation courantes. L'exigence la plus stricte, la flèche de $1/720$ applicable aux éléments supportant des composants vulnérables à la fissuration,^[1] peut ne pas prévenir les fissures.^[3] Pour aider à résoudre les cas nouveaux ou inhabituels relatifs aux structures en béton, la référence [2] recommande des critères plus détaillés, tandis que les références [4] à [7] présentent des exemples de dommages provoqués par des flèches excessives, y compris les mouvements de tassement différentiel, de retrait et de fluage, et les mouvements imputables à la température.

Tableau D-1
Résumé des rapports flèche maximale/portée prescrits dans le CNB
et dans les normes de la CSA incorporées par renvoi⁽¹⁾

Composant du bâtiment	Document incorporé par renvoi				
	CSA-O86 ^[24] Bois	CAN/CSA-A23.3 ^[23] Béton	CSA-S16 ^[25] Acier	CSA-S304.1 ^[26] Maçonnerie ⁽²⁾	CNB, Partie 9 de la division B
Éléments de toit ou de plancher supportant des composants vulnérables à la fissuration	⁽³⁾	1/480 ⁽⁴⁾ ou 1/240 ⁽⁴⁾	1/360 ⁽⁵⁾	—	1/360
Éléments de plancher ne supportant pas de composants en enduit vulnérables à la fissuration	1/360 ⁽⁶⁾ ou 1/180 ⁽⁶⁾	1/360 ⁽⁷⁾	1/300 ⁽⁵⁾	1/480 ⁽⁸⁾	1/360
Éléments de toit ne supportant pas de plafond en enduit, etc.	1/360 ⁽⁶⁾ ou 1/180 ⁽⁶⁾	1/180 ⁽⁷⁾	1/300 ⁽⁵⁾⁽⁹⁾	—	1/180 ⁽¹⁰⁾ ou 1/240
Éléments de mur	1/180 ou 1/360 ⁽¹¹⁾	—	—	1/180 à 1/720 ⁽⁸⁾	—

(1) Flèche due uniquement à une surcharge ou à une charge due à la neige ou au vent, sauf indication contraire.

(2) Support structural de la maçonnerie :

- a) support latéral des murs en maçonnerie – 1/240 à 1/600 selon le type, le matériau et le sens de courbure du mur;
- b) support vertical des murs en maçonnerie – $1/480 \leq 20 \text{ mm}$; et
- c) pour les murs en blocs de verre – 1/600.

(3) Pour des éléments de toit ou de plancher supportant des composants vulnérables à la fissuration, voir l'annexe A.4.5.2 de la norme CSA-O86.^[24]

(4) Flèche produite après la mise en place de composants non structuraux, y compris la flèche due au fluage provoqué par une charge de longue durée, et la flèche immédiate imputable à la surcharge ou à la charge due à la neige. Un rapport de 1/240 s'applique lorsque les composants non structuraux ne risquent pas d'être endommagés par des flèches prononcées.

(5) Des limites spéciales s'appliquent aux toits en acier (1/180 à 1/240 selon la couverture) et aux voies pour ponts roulants (1/600 à 1/800 selon la capacité du pont roulant) dans les bâtiments industriels.

(6) Une valeur de 1/180 réduira la flèche immédiate sous la charge totale, sauf pour les éléments cintrés en lamellé-collé auxquels une surcharge ou une charge due à la neige sont appliquées. Une valeur de 1/360 réduira la flèche permanente sous une charge soutenue. Des critères spéciaux sont recommandés pour réduire les accumulations d'eau sur les toits plats.

(7) Flèche immédiate due à une surcharge ou à une charge due à la neige ou au vent.

(8) Murs et poteaux en maçonnerie armée – 1/180 à 1/720 flèche due au vent; poutres en maçonnerie armée – 1/480.

(9) Voir le Commentaire H pour une mise en garde relative aux accumulations d'eau.

(10) 1/180 s'applique s'il n'y a pas de plafond.

(11) 1/360 est recommandé pour réduire les dommages à un contre-mur en maçonnerie dus à une déformation par le vent des murs à poteaux de bois. Voir l'annexe A.4.5.2 de la norme CSA-O86.^[24]

Vibration des planchers

6. Deux types de vibrations posent des problèmes dans les bâtiments : les vibrations continues et les vibrations transitoires. Les vibrations continues sont provoquées par les mouvements cycliques des machines et par certaines activités humaines comme la danse. Ces vibrations peuvent être considérablement amplifiées lorsque ces mouvements cycliques sont synchronisés avec la fréquence d'un bâtiment — un phénomène qui porte le nom de résonance. Les vibrations transitoires sont provoquées par des personnes qui sautent ou un autre choc (p. ex., des poids que l'on laisse tomber dans un club de santé, l'impact d'un véhicule dans un garage), et disparaissent à une cadence qui dépend de la capacité d'amortissement.

Vibration des planchers provoquée par des personnes qui marchent

7. Les vibrations causées dans les planchers par les personnes qui marchent peuvent gêner les occupants. Dans le passé, on a appliqué les limites de déformation indiquées dans le tableau D-1 pour tenter de réduire ces vibrations, mais en raison du comportement non satisfaisant des bâtiments conçus selon ces limites, celles-ci ont été remplacées au cours des dernières années par de nouveaux critères basés sur la vibration dynamique des structures de bâtiment.^{[8][9]} Les critères recommandés, en vue de la réduction des vibrations causées par les personnes qui marchent, sont contenus dans

la référence [10] pour les constructions en acier, et dans la référence [11] pour tous les matériaux des structures, y compris les constructions à ossature légère. Un critère de déformation sous charge concentrée basé sur l'expérience^[12] a été utilisé dans les tableaux des portées de la partie 9 de la division B du CNB pour régler le problème des vibrations causées par les personnes qui marchent sur les planchers à ossature légère.

8. Les vibrations latérales dues à la résonance provoquée par une forte circulation piétonnière sont une forme inhabituelle de vibration présentée par les ponts piétonniers. Ces vibrations pourraient survenir dans les structures flexibles latéralement utilisées pour la circulation piétonnière importante, comme les passages piétons surélevés. Pour des conseils sur la question, voir le commentaire de la norme CAN/CSA-S6, « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».^[13]

Vibration des planchers provoquée par des machines

9. Des dispositions spéciales permettent de réduire les effets indésirables des vibrations continues provoquées par les machines.^{[8][10]} Par exemple, on peut placer ces dernières loin des locaux où elles gêneraient les occupants, ou réduire l'effet des vibrations, ou encore modifier la fréquence de la structure.

Vibration des planchers due aux activités rythmiques

10. Le paragraphe 4.1.3.6. 2) du CNB exige une analyse dynamique des planchers (y compris les passerelles) supportant des établissements de réunion lorsque la fréquence de vibration fondamentale est inférieure à 6 Hz. Cette exigence a été ajoutée en raison des problèmes de vibration causés par les planchers à longue portée utilisés pour les activités rythmiques.^[14] à ^[19] Les paragraphes qui suivent servent de guide au concepteur en vue de l'exécution de l'analyse dynamique de ces cas, et recommandent des critères visant à limiter les vibrations des planchers pendant les activités rythmiques à des niveaux acceptables pour les occupants du bâtiment.

Surcharge dynamique et réaction due aux activités rythmiques

11. La danse, les battements de pied, les exercices de sautillerment et la marche sont des activités rythmiques qui créent des contraintes périodiques dont la fréquence du pas (p. ex., rythme de la musique) se situe entre 1 et 4 Hz. Pour les activités rythmiques pratiquées par un groupe de personnes, la plage la plus critique se situe entre 2 et 2,75 Hz. Les cas typiques de surcharge sont illustrés à la figure D-1. Pour les activités rythmiques, comme la danse, les forces périodiques peuvent être représentées par une charge dynamique sinusoïdale causant une vibration à la fréquence du pas, f_s . Dans le cas d'exercices de sautillerment, cependant, les forces périodiques illustrées à la figure D-1 peuvent également créer des charges sinusoïdales importantes à des fréquences pouvant atteindre le double de la fréquence du pas, $2f_s$, et des charges sinusoïdales faibles au triple de la fréquence du pas, $3f_s$. Pour tout multiple harmonique, i , de la fréquence du pas, la fréquence d'excitation est égale à if_s . La surcharge dynamique sinusoïdale appliquée au plancher pour toute harmonique peut donc être représentée par $\alpha_i w_p \sin 2\pi if_s t$, où α_i est un coefficient dynamique qui varie en fonction de l'activité, w_p est le poids effectif des participants par unité de surface en kPa, if_s est la fréquence d'excitation et t est le temps. Le tableau D-2 recommande des valeurs des fréquences d'excitation, if_s , de la surcharge dynamique fondées sur une estimation de la densité et du poids des participants, w_p , ainsi que du coefficient dynamique, α_i , pour des activités rythmiques types. Ces valeurs sont fondées sur les références [17] et [18] et sur l'expérience récente. Si la fréquence d'excitation, if_s , est inférieure à la fréquence propre fondamentale du plancher (la fréquence du plancher), f_n , la surcharge dynamique a le même effet (p. ex., déplacement, force de l'élément) qu'une surcharge statique de la même amplitude, mais si la fréquence d'excitation s'approche de la fréquence du plancher, l'effet dynamique augmente à chaque cycle de vibration jusqu'à un maximum (voir la figure D-2) dont le rapport à l'effet statique est donné par l'équation

$$\rho = 1 / \sqrt{\left[1 - \left(\frac{f}{f_n} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{2\beta f}{f_n} \right)^2} \quad (1)$$

où la fréquence d'excitation, f , est égale à if_s , et β est le coefficient d'amortissement.^[8] Pour un plancher sur lequel il y a beaucoup de personnes, le coefficient d'amortissement, β , est d'environ

Commentaire D

0,06 pour un plancher en béton et un plancher en acier avec un platelage en béton, et 0,12 pour un plancher à ossature légère; ces valeurs sont réduites de moitié environ pour un plancher sur lequel il y a peu de personnes. Les coefficients d'amortissement s'écartent de ces valeurs suggérées en fonction de l'influence d'éléments non structuraux, comme les cloisons. Le coefficient d'amplification dynamique, q , est illustré à la figure D-3 comme une fonction de f/f_n . Lorsqu'il est multiplié par la surcharge dynamique cyclique de pointe, $\alpha_i w_p$, le produit, $q\alpha_i w_p$, est une surcharge statique (appelée surcharge statique équivalente) dont l'effet est le même que celui de la surcharge dynamique cyclique, $\alpha_i w_p \sin 2\pi f t$.

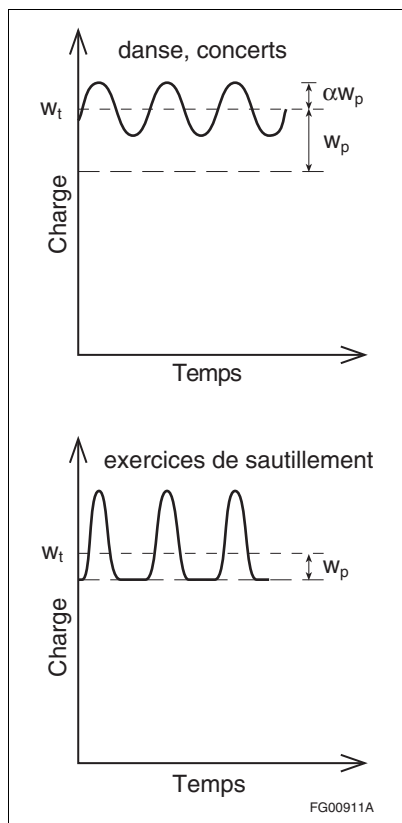


Figure D-1
Surcharge pendant les activités rythmiques

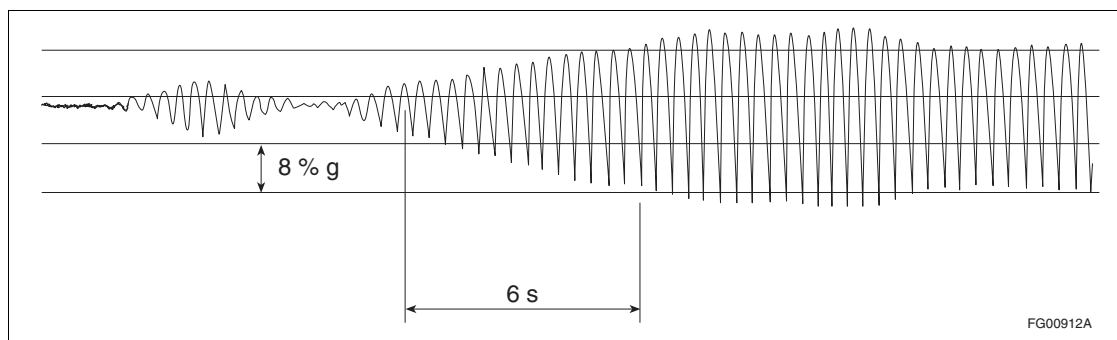


Figure D-2
Résonance pendant un concert rock (tribunes en béton précontraint, $f_n = 2,6$ Hz)

Tableau D-2
Fonction de surcharge recommandée pour des activités rythmiques

Propriété de l'activité	Activité		
	Danse	Concerts animés ⁽¹⁾ ou événements sportifs	Aérobique
Poids des participants, ⁽²⁾ w_p , kPa	0,6 (2,5 m ² /personne)	1,5 (0,5 m ² /personne)	0,2 (3,5 m ² /personne)
Première harmonique, ⁽³⁾ α_1 (fréquence d'excitation, f_s)	0,5 (1,5 à 2,7 Hz)	0,25 (1,5 à 2,7 Hz)	1,5 (2 à 2,75 Hz)
Deuxième harmonique, ⁽³⁾ α_2 (fréquence d'excitation, $2f_s$)	0,05 (3 à 5 Hz)	0,05 (3 à 5 Hz)	0,6 (4 à 5,5 Hz)
Troisième harmonique, ⁽³⁾ α_3 (fréquence d'excitation, $3f_s$)	–	–	0,1 (6 à 8,25 Hz)

- (1) Les valeurs indiquées sont pour des concerts où des sièges fixes sont prévus. Pour les concerts rock où des sièges fixes ne sont pas prévus, $\alpha_1 = 0,40$ et $\alpha_2 = 0,15$.
- (2) Le poids des participants est réparti uniformément sur l'ensemble de la surface. Pour des planchers à longue portée où l'on danse seulement sur une partie de la portée, le poids effectif uniformément réparti sur l'ensemble de la portée peut être réduit en conséquence.
- (3) Les valeurs du coefficient dynamique pour la $i^{\text{ème}}$ harmonique, α_i , sont basées sur des activités courantes auxquelles participent un minimum de 20 personnes.

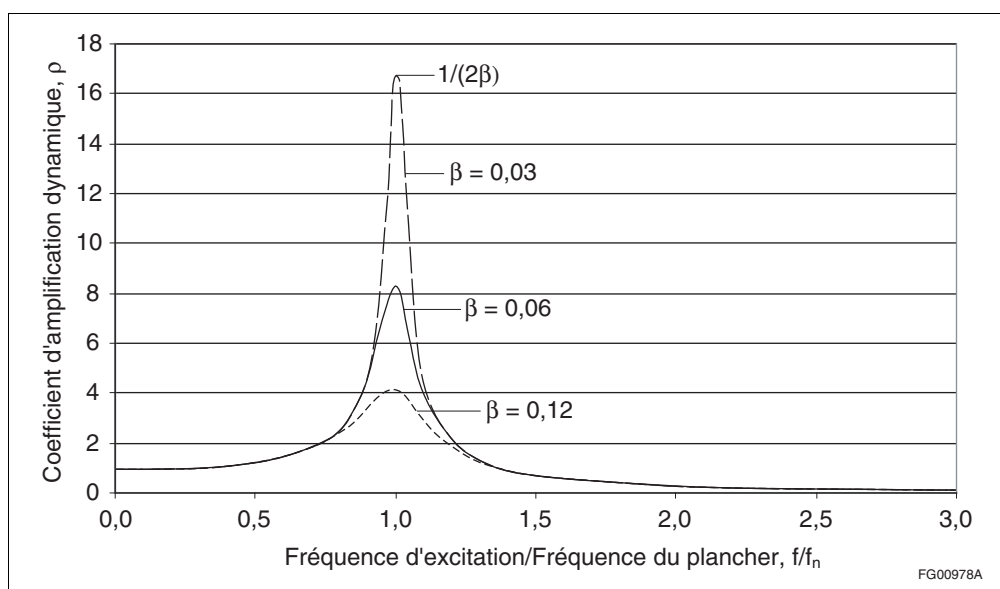


Figure D-3
Coefficient d'amplification dynamique, équation (1)

12. La fréquence du plancher, f_n , doit être déterminée à partir des propriétés dynamiques de la structure du plancher en tenant compte de la flexibilité des appuis. Pour ce faire, il est recommandé d'utiliser un logiciel de FEM dynamique et fiable. Pour des solives ou des poutres simplement appuyées sur des poutres maîtresses reposant sur des poteaux, on peut obtenir une valeur approximative à l'aide de l'équation

$$f_n = 18/\sqrt{\Delta} \quad (2)$$

où Δ est la flexion de la structure du plancher, en mm, que l'on peut évaluer avec prudence au moyen de l'équation

$$\Delta = \Delta_j + \Delta_g + \Delta_c \quad (3)$$

Commentaire D

où

Δ_j = flexion élastique de la solive ou de la poutre due au fléchissement et au cisaillement, en mm;

Δ_g = flexion élastique de la poutre maîtresse due au fléchissement et au cisaillement, en mm;

Δ_c = raccourcissement élastique du poteau dû à la déformation axiale, en mm; et

où chaque flexion, Δ , est due à la masse totale que supporte l'élément, y compris la masse des personnes, et est fonction de ses appuis. On compare les deux appuis et on retient le plus flexible. Dans le cas d'une structure composée de solives, de poutres et de poutres maîtresses continues sur appuis, on doit, pour déterminer la flexion élastique, Δ_j ou Δ_g , supposer que les portées adjacentes fléchissent dans des directions opposées sans variation de pente au-dessus des appuis, et que le poids supporté par chaque portée agit toujours dans le sens de la flexion.

Réaction des occupants

13. Les vibrations des planchers dues aux activités rythmiques sont beaucoup plus susceptibles de causer un problème de gêne pour les occupants qu'un problème de charge excessive ou de fatigue de la structure. Le degré de tolérance des vibrations verticales dépend beaucoup de l'activité des personnes qui ressentent ces vibrations. Au bureau ou à la maison, des vibrations continues dont l'accélération dépasse l'accélération gravimétrique d'environ 0,5 % gênent les occupants, alors que des personnes participant à des activités rythmiques tolèrent une accélération de beaucoup supérieure à 10 % de l'accélération gravimétrique. Les clients d'un restaurant où l'on danse acceptent une accélération d'environ 2 % de l'accélération gravimétrique. Lorsqu'une section de plancher est utilisée en même temps pour des activités rythmiques et pour une activité plus sensible, la limite doit être fonction de cette dernière. D'autres facteurs, outre l'usage, influent sur l'acceptabilité des vibrations, en particulier l'éloignement de la source de vibration par rapport aux occupants. C'est pourquoi une plage de limites d'accélération pour différents usages est recommandée dans le tableau D-3. La limite de 4 % à 7 % de l'accélération gravimétrique indiquée dans le tableau D-3 pour une aire d'activités rythmiques dans un bureau ou un bâtiment d'habitation vise à réduire les vibrations des planchers dans les autres aires du bâtiment où se déroulent des activités sensibles. La limite de 10 % à 18 % de l'accélération gravimétrique pour les stades où ne se déroule aucune activité sensible est basée sur des essais^{[20][21]} et sur l'expérience.

Tableau D-3
Limites d'accélération recommandées pour les vibrations dues aux activités rythmiques

Usages touchés par les vibrations	Limite d'accélération, % d'accélération gravimétrique
Bureau et habitation	0,4 à 0,7
Restaurant et haltérophilie	1,5 à 2,5
Aire d'activités rythmiques	
dans un bureau ou un bâtiment d'habitation	4 à 7
dans un stade ou un aréna	10 à 18

14. L'accélération maximale, a_{pi} , d'une structure de plancher pendant une activité rythmique, pour chaque multiple harmonique, i , de la fréquence du pas, f_s , peut être déterminée à l'aide de l'équation^[17]

$$a_{pi}/g = \frac{1,3\alpha_i w_p/w_t}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_n}{if_s}\right)^2 - 1\right]^2 + \left(\frac{2\beta f_n}{if_s}\right)^2}} \quad (4)$$

où les variables sont définies aux paragraphes 11 et 15. L'accélération maximale effective pour toutes les harmoniques, $a_{\max}$, est tirée de l'équation^[18]

$$a_{\max} = \left[\sum a_{pi}^{1,5} \right]^{2/3} \quad (5)$$

15. Si une fréquence de plancher correspond à une fréquence d'excitation harmonique, il se produira de la résonance et les accélérations au cours d'activités rythmiques deviendront très importantes — habituellement supérieures à la limite recommandée dans le tableau D-3. La fréquence du plancher doit généralement être supérieure à la fréquence d'excitation harmonique significative la plus élevée, if_s . Le critère suivant, que l'on obtient^[17] en inversant l'équation (4) de calcul de la charge sinusoïdale, est recommandé :

$$\frac{f_n}{if_s} = \sqrt{1 + \frac{K}{a_o/g} \left(\frac{\alpha_i w_p}{w_t} \right)} \quad (6)$$

où

a_o/g = limite d'accélération en fonction de l'accélération gravimétrique;

K = 1,3 pour la charge sinusoïdale (tiré de l'équation (4));

= 2,0^[18] pour les exercices de sautillerment (3 harmoniques combinées);

= 1,7^[11] pour les autres activités rythmiques notées dans le tableau D-2 (2 harmoniques combinées);

w_t = poids total soutenu, en kPa; et

où les autres variables sont définies au paragraphe 11. Le tableau D-4 contient des exemples d'application de l'équation (6) pour des planchers types au moyen des limites d'accélération recommandées dans le tableau D-3. Une procédure simple et prudente d'analyse de la vibration des planchers consiste à comparer la fréquence du plancher calculée conformément au paragraphe 12 à la fréquence minimale pour un comportement acceptable fournie dans le tableau D-4. Si la fréquence minimale n'est pas atteinte, il est recommandé d'utiliser un calcul plus direct des propriétés et du comportement du plancher, comme il est illustré dans l'exemple présenté aux paragraphes 16 à 18.

Exemple

16. Une salle de bal de 30 m sur 50 m dotée d'un plancher dont le poids atteint 5 kPa est utilisée comme salle à manger et salle de danse (voir la figure D-4). Le plancher consiste en un platelage en béton reposant sur des fermes en acier de 30 m de portée soutenues par des poutres maîtresses en acier de 5 m de portée posées sur des poteaux de 1 étage de hauteur; la flexibilité du plancher est principalement assurée par les fermes. Le tableau D-4 indique une fréquence propre minimale de 6,5 Hz en vue d'un comportement satisfaisant du plancher. Conformément à l'équation (2), cette fréquence propre correspond à une flèche du plancher, Δ , de seulement 7,7 mm (portée/3900), ce qui est très difficile à réaliser pour une portée de 30 m.

Commentaire D

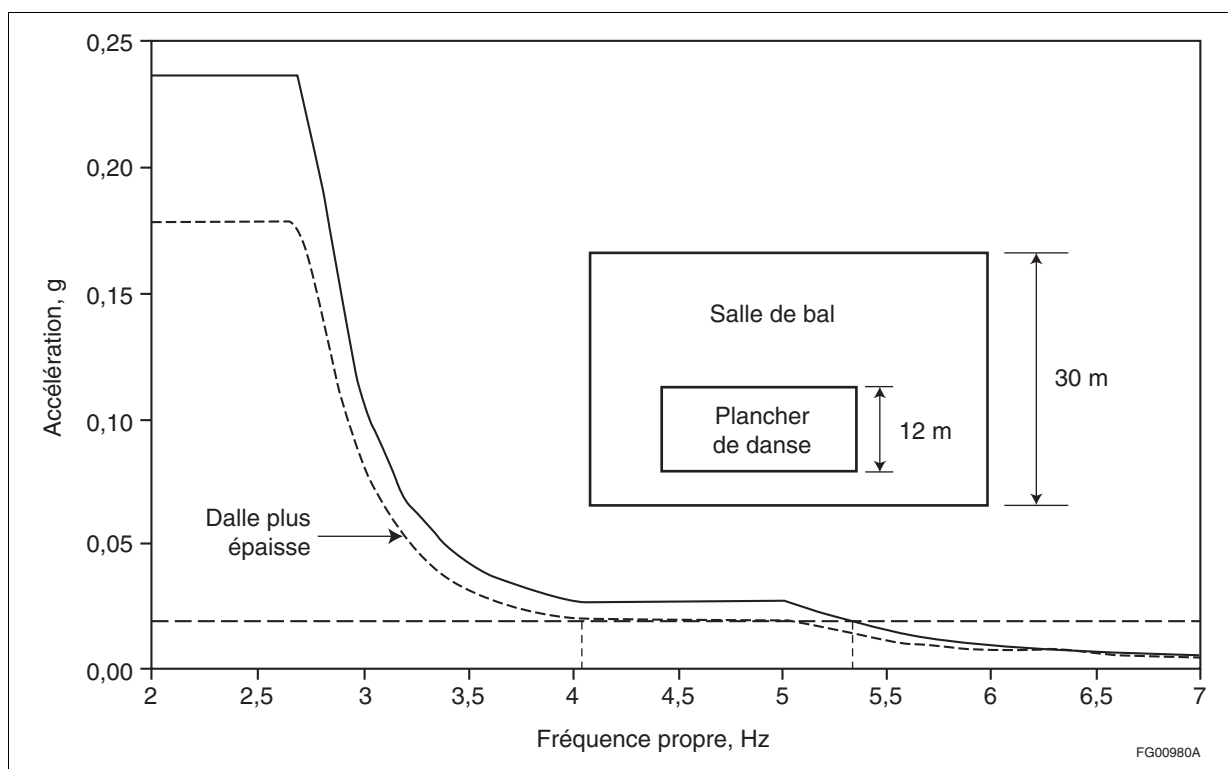


Figure D-4
Salle de bal utilisée comme salle à manger et salle de danse

17. On peut obtenir une estimation plus précise de la fréquence minimale requise du plancher en appliquant les équations (4) et (5), où le poids effectif des personnes est réduit de 0,6 kPa sur le plancher de danse (tiré du tableau D-2) à l'équivalent de 0,24 kPa sur l'ensemble de la portée (voir l'aménagement du plancher à la figure D-4). L'accélération maximale calculée illustrée à la figure D-4 en tant que fonction de la fréquence du plancher est basée sur un coefficient d'amortissement de 0,06 et les hypothèses de charge tirées du tableau D-2. Pour une fréquence du plancher de moins de 2,7 Hz, une vibration de 24 % de l'accélération gravimétrique se produit en raison de la résonance sous l'effet de la première harmonique. Pour une fréquence du plancher entre 4 et 5 Hz, une vibration de 2,7% de l'accélération gravimétrique se produit sous l'effet de la résonance de la deuxième harmonique.
18. Pour parvenir à une limite de l'accélération de 2 % de l'accélération gravimétrique, la figure D-4 montre qu'une fréquence du plancher de 5,3 Hz est requise, soit un fléchissement du plancher, Δ , de 11,5 mm (portée/2510), ce qui n'est toujours pas facile à réaliser. La figure D-4 montre, cependant, qu'une masse accrue, w_t , résultant de l'ajout de 75 mm de béton signifie qu'une fréquence minimale inférieure de 4 Hz est acceptable, soit un fléchissement du plancher de 20 mm (portée/1500). Le poids accru du plancher mène à une diminution modérée de la fréquence du plancher. Par ailleurs, une analyse FEM dynamique visant à déterminer la fréquence du plancher peut indiquer que, sans le béton additionnel, une limite de 5,3 Hz est réalisable. On trouvera d'autres exemples de l'utilisation des équations (2) à (5) dans les références [10], [11] et [18].

Mesures visant à prévenir ou à corriger les vibrations inacceptables

19. Les mesures visant à prévenir ou à corriger les vibrations inacceptables dues aux activités rythmiques incluent :
 - a) l'application de contrôles administratifs sur les activités rythmiques, comme une interdiction des exercices aérobiques à impact élevé pendant les heures de bureau;
 - b) le déplacement des activités rythmiques ou de l'activité sensible;
 - c) l'instauration d'une rigidité suffisante (c.-à-d. f_n plus élevée) ou d'une masse (w_t) pour satisfaire au critère recommandé (voir l'équation (6));
 - d) un amortissement suffisamment accru pour réduire la résonance, par exemple l'utilisation d'absorbeurs dynamiques des vibrations;^[10] ou

- e) la mise en place d'un plancher flottant ou d'une autre forme d'isolation sous les exercices de sautillerment dans le but de réduire les forces dynamiques à la deuxième ou à la troisième harmonique de la fréquence du pas.^[10]

Pour plus de conseils sur la façon de corriger les vibrations du plancher, voir les références [10] et [11]. Les références [14] à [18] abordent des problèmes concrets, y compris un cas non prévu de vibrations inacceptables qui étaient provoquées par des activités aérobiques dans un immeuble à bureaux de grande hauteur et qui provoquaient une oscillation verticale des poteaux.

Tableau D-4
Fréquence minimale du plancher basée sur l'équation (6)⁽¹⁾

Activité	Construction		
	Plancher lourd 5 kPa	Plancher moyen 2,5 kPa	Plancher léger 1 kPa
	Fréquence minimale du plancher, Hz		
Dîner dansant ($a_o/g = 0,02$, $f_s = 2,7$ Hz, $w_p = 0,6$ kPa)	6,5	8,0	11,0
Concerts animés ⁽²⁾ ou événements sportifs ($a_o/g = 0,05$, $f_s = 5$ Hz, $w_p = 1,5$ kPa)	6,0	6,5	7,5
Exercices aérobiques seulement ($a_o/g = 0,06$, $f_s = 8,25$ Hz, ⁽³⁾ $w_p = 0,2$ kPa)	9,0	9,5	12,0
Exercices aérobiques et haltérophilie ($a_o/g = 0,02$, $f_s = 8,25$ Hz, ⁽³⁾ $w_p = 0,12$ kPa)	9,0	11,0	15,0

(1) L'équation (6) s'applique à toutes les harmoniques (1, 2 ou 3), mais on utilise l'harmonique dominante. Dans certains cas, cependant, le produit de l'amortissement par la masse est suffisant pour réduire la résonance sous l'effet de l'harmonique élevée à un niveau acceptable.

(2) Suppose des sièges fixes (voir la note (1) du tableau D-2).

(3) La deuxième harmonique est parfois dominante, $f = 5,5$ Hz.

20. D'après l'expérience documentée récente touchant les problèmes de vibration dans les bureaux et les bâtiments d'habitation, il est fortement recommandé, si un plancher existant doit servir à des exercices aérobiques ou à d'autres activités répétitives à impact élevé, que des essais soient effectués avant qu'on apporte des modifications ou qu'on signe un bail. De tels essais visent à évaluer le comportement des planchers dans les locaux à activité sensible avoisinants, y compris des planchers des étages au-dessus ou en dessous de l'activité.

Charge excessive

21. L'effet structural total d'une activité rythmique peut être déterminé à partir de l'effet statique de la charge, $w_t + \sum \alpha_i w_{p_i}$, où w_t est le poids total soutenu pendant l'activité et $\alpha_i w_{p_i}$ est la charge statique équivalente pour le composant dynamique à chaque harmonique, i , tel qu'il est défini au paragraphe 11. Une charge excessive se produit si la charge totale, y compris ses composantes statique et dynamique, est supérieure à la charge totale spécifiée que la structure peut soutenir. Une structure de plancher dotée d'une fréquence, f_n , de 5 Hz qui soutient des activités aérobiques constitue un exemple type. La résonance sous l'effet de la deuxième harmonique est le problème le plus critique lorsque des exercices aérobiques à impact élevé sont effectués à une fréquence rythmique de 2,5 Hz sur un plancher entièrement occupé. Pour la deuxième harmonique, f est égale à f_n et le coefficient d'amplification dynamique, q , tiré de l'équation (1) est égal à $1/(2\beta)$. La charge statique équivalente, $\alpha_2 w_{p_i}/(2\beta)$, est égale à $0,6 \times 0,2/(2 \times 0,06) = 1$ kPa, où α_2 et w_p sont obtenus du tableau D-2 et le rapport d'amortissement, β , est supposé être égal à 0,06. Pour la première harmonique, $f = 0,5f_n$ et $q = 1,33$ selon l'équation (1). La charge statique équivalente, $\alpha_1 w_{p_i}$, est égale à $1,33 \times 1,5 \times 0,2 = 0,4$ kPa, où α_1 est tiré du tableau D-2. La troisième harmonique, avec $\alpha_3 = 0,1$ et $f = 1,5f_n$ est très petite. La composante dynamique de la charge, $\sum \alpha_i w_{p_i}$, est donc à peu près égale à $1 + 0,4 = 1,4$ kPa, valeur qui est ensuite arrondie à 2 kPa pour inclure toutes les fréquences de vibration. La charge totale, $w_t + 2$ kPa, est habituellement inférieure à la charge permanente spécifiée plus la surcharge.

Fatigue

22. On peut évaluer le potentiel de dommages dus à la fatigue en estimant la plage des contraintes et le nombre de cycles par année pour chaque harmonique. La plage des contraintes pour chaque harmonique est égale à deux fois la contrainte attribuable à la charge statique équivalente, $\alpha_i w_p Q_i$, ou à la contrainte statique attribuable à la charge, $2\alpha_i w_p$. Dans l'exemple fourni au paragraphe 21, où de la résonance s'est produite sous l'effet de la deuxième harmonique dans un plancher de 5 Hz utilisé pour des exercices aérobiques, la plage des contraintes pour la deuxième harmonique est égale à la contrainte statique due à $2 \times 1 = 2$ kPa, tandis que pour la première harmonique, elle est égale à la contrainte statique due à $2 \times 0,4 = 0,8$ kPa, et que la troisième harmonique est très faible. Des essais sur le terrain visant à mesurer les vibrations provoquées par les exercices aérobiques ont permis de déterminer qu'une séance type d'exercices aérobiques à impact élevé dure en moyenne 10 minutes, environ, et que de la résonance se produit pendant 3 minutes sous l'effet de la deuxième harmonique. La première harmonique, à 2,5 Hz, devrait avoir une durée de 10 minutes résultant dans 1 500 cycles, alors que la deuxième harmonique, à 5 Hz devrait avoir une durée de 3 minutes résultant dans 900 cycles. D'autres composantes de fréquence sont enregistrées, mais elles sont de faible intensité et de courte durée. Deux séances par jour à raison de 300 jours par année résultent dans environ 1 million de cycles par année pour la première harmonique et 0,6 million de cycles par année pour la deuxième harmonique. La durée en fatigue pour chaque harmonique peut alors être estimée à partir de courbes de fatigue S-N^[22] et être combinée conformément à la règle de Palmgren-Minor.^[11] Dans cet exemple, une estimation rapprochée de la durée en fatigue est obtenue à partir de la deuxième harmonique seulement. La conception, cependant, sera presque toujours régie par la réaction des occupants, et non par des considérations de fatigue structurale. Pour un bâtiment existant, il est recommandé que la durée en fatigue soit basée sur des essais de vibration pendant une séance d'exercices aérobiques à impact élevé afin que l'on puisse estimer les niveaux d'accélération par rapport au nombre de cycles.

Références

- [1] W.A. Russell, Deflection Characteristics of Residential Wood-Joist Floor Systems, Housing and Home Finance Agency, Housing Research Paper 30, Washington, D.C., avril 1954.
- [2] Allowable Deflections, Subcommittee 1, ACI Committee 435, Journal Am. Concrete Inst., vol. 65, n° 6, juin 1968, p. 433.
- [3] W.G. Plewes et G.K. Garden, Fléchissements affectant les pièces de charpente horizontales, Digest de la construction au Canada n° 54F, Division de la recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, juin 1964.
- [4] H. Mayer et H. Rüschi, Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen (Building Damage Caused by Deflection of Reinforced Concrete Building Components), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 193, Berlin 1967, Conseil national de recherches du Canada, traduction technique TT1412, 1970.
- [5] O. Pfeffermann, Les fissures dans les constructions, conséquences de phénomènes physiques naturels, Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, n° 250, octobre 1968.
- [6] A.W. Skempton et D.H. MacDonald, The Allowable Settlements of Buildings, Proc., Institution of Civil Engineers, vol. 5, partie III, 1956, p. 727.
- [7] F.R. Khan et M. Fintel, Effects of Column Exposure in Tall Structures – Design Considerations and Field Observations of Buildings, Journal Am. Concrete Inst., vol. 65, n° 2, février 1968, p. 99.
- [8] W.J. Smith, Vibrations of Structures: Applications in Civil Engineering Design, Chapman and Hall, Londres, 1988.
- [9] Serviceability of Buildings Against Vibration, ISO 10137, Organisation internationale de normalisation, Genève, 1992.
- [10] AISC/CISC, 1997, Steel Design Guide Series 11, Floor Vibrations Due to Human Activity, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, É.-U.
- [11] ATC, 1999, ATC Design Guide 1, Minimizing Floor Vibration, Applied Technology Council, Redwood City, Californie, É.-U.
- [12] D.M. Onysko, L.J. Hu, E.D. Jones et B. Di Lenardo, Serviceability Design of Residential Wood-Framed Floors in Canada, Proceedings of the World Conference on Timber Engineering 2000, du 31 juillet au 3 août, Whistler, C.-B.

- [13] Commentary to CAN/CSA S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code: C3.4.4, Sway Vibration in Pedestrian Bridges.
- [14] Pop Concert Shock for Loading Code, New Civil Engineer International, mai 1981, p. 18.
- [15] G. Pernica, Dynamic Live Loads at a Rock Concert, Revue can. génie civil, juin 1983, pp. 185–191.
- [16] H. Bachmann et W. Ammann, Vibrations in Structures Induced by Man and Machines, Structural Engineering, Document 3e, Association internationale des ponts et charpentes, Zurich, 1987.
- [17] D.E. Allen, J.H. Rainer et G. Pernica, Vibration Criteria for Assembly Occupancies, Journal can. génie civil, vol. 12, n° 3, septembre 1985.
- [18] D.E. Allen, Floor Vibrations from Aerobics, Journal can. génie civil, octobre 1990.
- [19] D.E. Allen, Vibrations from Human Activities, Concrete International – Design and Construction, American Concrete Institute, juin 1990.
- [20] D. Braun, S.J. Kennedy, D.J.L. Kennedy et D.E. Allen, Sandwich Plate Systems Risers for Stadia, Structural Stability Research Council, Annual Stability Conference, du 24 au 27 avril 2002, Seattle, Washington
- [21] M. Kasperski, 2001, Menschen erregte Schwingungen in Sportstadien (People-induced vibrations in sports stadia), Bauingenieur, Band 76, décembre 2001, pp. 575–581.
- [22] CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers : section 10.17, Fatigue structurale (voir également le commentaire C10.17), Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [23] CAN/CSA-A23.3-04, Design of Concrete Structures, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [24] CSA-O86-09, Engineering Design in Wood, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [25] CSA-S16-09, Règles de calcul des charpentes en acier, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [26] CSA-S304.1-04, Calcul des ouvrages en maçonnerie, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.

Commentaire E

Effets des déformations sur les composants des bâtiments

Effets sur la structure

1. Des forces considérables peuvent se produire sous l'effet des variations de température dans les éléments structuraux qui ne sont pas libres de se dilater ou de se contracter. Souvent, ces forces s'ajoutent à celles que produisent le retrait, le fluage et les variations de la teneur en humidité, aussi est-il difficile de les analyser ou de les prédire. Cependant, dans maintes situations, il est très important pour le concepteur d'une structure de tenir compte des effets probables des forces imputables aux variations de température, ainsi que ceux de toutes les autres forces; en fait, il doit en tenir compte en vertu des exigences du paragraphe 4.1.2.1. 1) de la division B du CNB de 2010.
2. En plus de la dilatation et du retrait, les variations de température peuvent provoquer des déformations différentielles ou un gauchissement des matériaux, par suite du gradient de température à travers l'épaisseur des matériaux ou des ensembles. Là encore, un tel résultat a tendance à compliquer l'évaluation des déformations ou des contraintes, mais il faut user de jugement dans les calculs si l'on veut obtenir un comportement satisfaisant de la part des éléments du bâtiment.
3. Si l'on ne tient pas suffisamment compte des forces en jeu, les contraintes qui en résultent peuvent provoquer des défaillances graves (ordinairement des fissures) dans les matériaux et dans les éléments structuraux. Les défaillances se produisent lorsque le jeu entre les composants est insuffisant, lorsque les dispositifs de fixation ne se prêtent pas aux mouvements ou aux déformations ou, dans le cas d'éléments entravés, lorsque ces derniers ne sont pas assez solides pour résister aux contraintes qui y sont provoquées. Le phénomène des déformations provoquées par les variations de température ou d'humidité dans les matériaux de construction est étudié sommairement dans les ouvrages de référence [1] et [2]. Le tableau E-1 indique l'ordre de grandeur des mouvements susceptibles de se produire dans les divers matériaux. Les valeurs réelles peuvent différer considérablement des valeurs présentées.

Tableau E-1
Déformations typiques de quelques matériaux de construction courants

Matériau	Déformation thermique relative, en mm/m pour 100 °C de variation	Variations dimensionnelles dues à l'humidité, en mm/m		Module d'élasticité, en MPa x 10 ³	Coefficient de fluage, ⁽¹⁾ ϕ
		Permanentes	Temporaires		
Béton non armé ⁽²⁾					
densité normale	1,0	0,5	± 0,1	30	3
Verre	0,9	0	0	70	0
Maçonnerie ⁽³⁾					
argile	0,7	– 0,2 (allongement)	± 0,1	20	1
silicate de calcium	1,0	0,2	± 0,1	15	2
béton					
densité normale	1,0	0,4	± 0,2	15	2
léger, séché à l'autoclave	1,0	0,4	± 0,2	10	2
aéré, séché à l'autoclave	1,0	0,7	± 0,2	6	2
Métaux					
aluminium	2,4	0	0	70	0
cuivre	1,7	0	0	110	0
plomb	3,0	0	0	14	0
acier	1,2	0	0	200 ⁽⁴⁾	0
Pierre					
calcaire	0,4	—	± 0,1	60	0
marbre	0,5	—	± 0,1	35	0
grès	1,2	—	± 0,3	20	0
Bois (épinette, pin, sapin)					
perpendiculaire aux fibres					
radial	4,0	30 ⁽⁵⁾	± Δmc ⁽⁵⁾	1	⁽⁶⁾
tangential	6,0	50 ⁽⁵⁾	± 2 Δmc ⁽⁵⁾	0,5	⁽⁶⁾
parallèle aux fibres	0,4	1 ⁽⁵⁾	± $\Delta mc/30$ ⁽⁵⁾	10	1

(1) Déformation sous charge continue = déformation à court terme basée sur le module d'élasticité multiplié par (1 + ϕ).

(2) Pour le béton armé, voir la norme CAN/CSA-A23.3, « Design of Concrete Structures ».^[24]

(3) Pour de plus amples renseignements, consulter la norme CSA-S304.1, « Calcul des ouvrages en maçonnerie ».^[25]

(4) Pour l'acier formé à froid, voir la norme CAN/CSA-S136, « Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid ».^[26]

(5) Séchage initial jusqu'à un équilibre hygrométrique de 12 %; Δmc = variation du taux d'humidité (en %) à partir de 12 %.^[21]

(6) Application à éviter en général.

Variations de température

4. Dans un pays ayant une grande diversité de climats comme le Canada, les valeurs extrêmes de la température de l'air dont il faut tenir compte dans les calculs des éléments de bâtiment exposés à l'extérieur varient considérablement. On peut aborder le problème en utilisant les cartes des températures de documents comme le Ontario Highway Bridge Design Code^[3] qui donne les températures maximales d'été et minimales d'hiver. Mais des données aussi précises ne sont pas nécessairement utiles pour les bâtiments. À la place, on peut utiliser pour la conception des installations de chauffage et de refroidissement les températures de calcul à 2,5 % de janvier et de juillet du tableau C-2 de l'annexe C de la division B du CNB, « Valeurs de calcul pour certaines localités canadiennes ». Trois exemples sont illustrés un peu plus loin.

5. Les variations de température auxquelles sont soumis les éléments de bâtiment sont plus grandes que celles de l'air ambiant à cause du gain solaire en été et des pertes de chaleur par rayonnement en hiver. On trouvera aux tableaux E-2 et E-3 les écarts de température types entre de tels éléments et l'air ambiant en raison de ces effets.^[2]

Tableau E-2
Accroissement de température au-delà de la température de l'air ambiant dû au rayonnement solaire

Surface	Accroissement de température, en °C
Toit sombre	20 à 40
Acier et autres métaux	15 à 25
Béton et maçonnerie	10 à 15

Tableau E-3
**Baisse de température au-dessous de la température de l'air ambiant
due au rayonnement des surfaces par un ciel dégagé sombre**

Surface	Baisse de température, en °C
Toit sombre	10
Acier et autres métaux	5 à 10
Béton et maçonnerie	5

6. Les valeurs indiquées dans le tableau E-2 dépendent de la couleur, de la pente, de l'orientation et de l'isolation de la surface.

Exemple : Pour une surface métallique horizontale sombre exposée à trois types de climat (côtier, central et intérieur), les variations de température à considérer dans les calculs peuvent être déterminées comme suit :

Côtier (Victoria) :

$$(24^{(i)} + 25^{(ii)}) - (-5^{(iii)} - 10^{(iv)}) = 64 \text{ °C}$$

Central (Ottawa) :

$$(30^{(i)} + 25^{(ii)}) - (-25^{(iii)} - 10^{(iv)}) = 90 \text{ °C}$$

Intérieur (Regina) :

$$(31^{(i)} + 25^{(ii)}) - (-34^{(iii)} - 10^{(iv)}) = 100 \text{ °C}$$

7. En général, sauf pour les régions côtières qui sont tempérées, la variation de température des surfaces horizontales exposées à l'extérieur peut être évaluée à 100 °C pour un matériau relativement sombre. Toutefois, à cause de l'isolation thermique, de l'inertie thermique et d'autres facteurs, la gamme des températures auxquelles des éléments structuraux d'une certaine épaisseur seront soumis sera souvent moins étendue que dans les exemples précédents.
8. Parmi les constructions dans lesquelles les variations de température exercent d'importants effets, on peut citer les immeubles d'appartements et de bureaux dont certains des poteaux extérieurs sont partiellement ou entièrement exposés aux intempéries. La longueur des poteaux exposés à des variations de température saisonnières varie tandis que celle des poteaux intérieurs dont l'environnement est contrôlé demeure invariable. Bien que dans les bâtiments de faible hauteur un tel phénomène ne suscite que des problèmes de structure sans importance, dans les bâtiments de grande hauteur les contraintes produites par la température prennent une grande importance et doivent être étudiées à fond.
9. Les modifications dimensionnelles des matériaux qui composent un bâtiment ne résultent pas uniquement des variations de température, mais aussi du retrait, des variations de la teneur en humidité, des phénomènes chimiques et du fluage. Si le bâtiment ou ses composants ne peuvent se contracter ni se dilater librement, il en résultera des contraintes de traction ou de compression. Ces contraintes peuvent être absorbées ou ramenées à des limites tolérables par des joints de contraction

(i) Température de juillet à 2,5 %.

(ii) Accroissement de température pour métal sombre.

(iii) Température de janvier à 2,5 %.

(iv) Baisse de température pour métal sombre.

ou de dilatation. De tels joints revêtent une importance particulière parce qu'ils permettent à la contraction de se produire le long de lignes choisies d'avance au lieu de favoriser la formation de fissures le long de lignes accidentelles de moindre résistance.

Effets sur le revêtement extérieur

10. Dans la conception des bâtiments, en particulier de ceux qui sont très longs et très hauts, il faut prendre en compte les effets exercés sur le revêtement extérieur par les mouvements des éléments structuraux. Le raccourcissement et l'allongement des poteaux par suite des effets de la température et du retrait ainsi que du fluage peuvent provoquer dans le revêtement extérieur et ses dispositifs de fixation, des fissures, un flambage ou des contraintes exagérées. Les déformations et les mouvements linéaires des poutres ainsi que les oscillations du bâtiment peuvent produire des effets analogues. Nombre de revêtements extérieurs ont été endommagés parce qu'on n'a pas tenu compte de ces mouvements différentiels dans les calculs. On sait, par exemple, que les contre-murs extérieurs de briques et de pierres de nombreux bâtiments en béton de grande hauteur ont subi des dommages tels que l'effritement, la fissuration et le bombement, nécessitant des réparations majeures.^[4] Cependant, le phénomène ne se limite pas aux ossatures en béton ni ses effets aux revêtements de pierres et de briques. Les références [5] à [23] donnent de plus amples détails sur ces effets.

Références

- [1] M.C. Baker, Déformation des matériaux de construction par suite des variations thermiques et hygrométriques, Digest de la construction au Canada n° 56F, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, août 1967.
- [2] Estimation of Thermal and Moisture Movements and Stresses, Parts 1-3, British Building Research Establishment Digests nos 227-229, Building Research Station, Garston, Watford, Grande-Bretagne, août 1979.
- [3] Ontario Highway Bridge Design Code 1984, ministère des Transports et des Communications de l'Ontario, Toronto, 1984.
- [4] W.G. Plewes, Défaillance des parements de briques sur les immeubles de grande hauteur, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Digest de la construction au Canada, n° 185F, Ottawa, avril 1977.
- [5] Principles of Modern Building, vol. 1, Building Research Station of DSIR, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1959 (voir en particulier le chapitre 2 sur la stabilité dimensionnelle).
- [6] D.G. Stephenson, Températures extrêmes à la surface extérieure des bâtiments, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Digest de la construction au Canada n° 47F, Ottawa, août 1966.
- [7] F.R. Khan et M. Fintel, Effects of Column Exposure in Tall Structures, Journal of American Concrete Inst., vol. 63, n° 8, août 1966 et vol. 65, n° 2, février 1968.
- [8] P. Weidlinger, Temperature Stresses in Tall Reinforced Concrete Buildings, Civil Engineering, New York, vol. 34, n° 8, août 1964.
- [9] K. Jones, Restraint of Structures Attached to Mass Concrete, Journal of Structural Division, Am. Soc. Civ. Eng., vol. 87, n° ST8, décembre 1961.
- [10] W.T. Marshal, Shrinkage and Temperature Stresses in Reinforced Concrete, Civil Engineering, Londres, vol. 56, n° 665, décembre 1961.
- [11] P. Fisher, Differential Temperature Movements in Rigid Frame, Journal of American Concrete Inst., vol. 59, n° 6, juin 1962.
- [12] D.W. Allen, The Calculation of Temperature Stresses, Concrete & Constructional Engineering, vol. 57, n° 9, septembre 1962.
- [13] G.L. England et A.D. Ross, Reinforced Concrete under Thermal Gradients, Magazine of Concrete Research, vol. 14, n° 40, mars 1962.
- [14] J.H. Slack et M.J. Walker, Movement Joints in Concrete, Concrete Society Limited, Londres, 1967.
- [15] Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members, ACI Manual of Concrete Practice, partie 2, American Concrete Institute, 1970.

- [16] H. Mayer et H. Rusch, Building Damage Caused by Deflection of Reinforced Concrete Building Components, (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, vol. 193, Berlin 1967), Traduction technique TT1412, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa.
- [17] W.G. Plewes, Problèmes causés par les parements dus aux mouvements des charpentes, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Digest de la construction au Canada, n° 125F, Ottawa, juillet 1973.
- [18] R.E. Copeland, Flexible Anchorage of Masonry Walls, Concrete Products, vol. 71, n° 7, 1968, p. 54.
- [19] M. Fintel et F.R. Khan, Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures — Prediction of Inelastic Column Shortening, Journal of American Concrete Institute, Proc. V66, n° 12, décembre 1969, p. 957.
- [20] D. Foster, Some Observations on the Design of Brickwork Cladding to Multi-storey R/C Framed Structures, BDA Tech. Note, vol. 1, n° 4, Brick Development Association, Londres, septembre 1971.
- [21] CIRIA, Movement and Cracking in Long Masonry Walls, Practice Note, Special Publication 44, Construction Industry Research and Information Association, Londres, R.-U., 1986.
- [22] S.J. Alexander et R.M. Lawson, Design for Movement in Buildings, CIRIA Technical Note 107, Construction Industry Research and Information Association, Londres, R.-U., 1981.
- [23] A.T. Hansen, Effets du retrait du bois dans les bâtiments, Digest de la construction au Canada, n° 244F, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, février 1987.
- [24] CAN/CSA-A23.3-04, Design of Concrete Structures, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [25] CSA-S304.1-04, Calcul des ouvrages en maçonnerie, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [26] CAN/CSA-S136-07, Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2007.

Commentaire F

Surcharges

Surcharge, L, et charge due à la neige, S, combinées (CNB, tableaux 4.1.3.2.A. et B.)

1. Les coefficients de simultanéité des charges précisés aux tableaux 4.1.3.2.A. et B. pour les états limites ultimes sont basés principalement sur la règle de Turkstra,^[1] qui est limitée à la combinaison de charges statistiquement indépendantes. Les travaux de Turkstra ont démontré que les valeurs extrêmes de charges différentes dont l'ordre de grandeur varie dans le temps sont peu susceptibles de survenir simultanément. Les ingénieurs chargés du calcul peuvent trouver que, dans des cas isolés, il existe une possibilité que des valeurs relativement élevées de surcharge et de charge due à la neige agissent simultanément. Ces situations devraient être prises en considération.

Considérations relatives aux surcharges (CNB, tableau 4.1.5.3.)

Locaux à bureaux – Étages au-dessus du premier étage

2. Le tableau 4.1.5.3. précise qu'une surcharge de calcul de 2,4 kPa est considérée comme adéquate pour les locaux à bureaux au-dessus du premier étage ne comportant pas de salles d'entreposage des dossiers ni de salles d'ordinateur. Toutefois, les immeubles de bureaux modernes types incluent des salles d'entreposage des dossiers ou d'entreposage autre, des salles d'ordinateur et des salles abritant de l'équipement similaire pour lesquels la surcharge de 2,4 kPa peut ne pas être adéquate. Lorsque l'usage d'une aire dépasse la charge de 2,4 kPa, l'aire et les surcharges connexes doivent être indiquées sur les dessins techniques.

Locaux à bureaux – Sous-sol et premier étage

3. Le tableau 4.1.5.3. exige que la surcharge minimale spécifiée pour le sous-sol et le premier étage de 4,8 kPa; l'intention est d'appliquer la surcharge de 4,8 kPa dans le contexte du premier étage aux étages de bureaux qui ont un accès direct au niveau du sol extérieur ou près de celui-ci.

Trottoirs et voies d'accès privées pour automobiles au-dessus d'espaces à découvert et de sous-sols

4. La surcharge minimale spécifiée pour les trottoirs et les voies d'accès privées pour automobiles au-dessus d'espaces à découvert et de sous-sols est une surcharge uniforme de 12 kPa ou une surcharge concentrée unique de 54 kN, comme il est indiqué à l'article 4.1.5.9. du CNB. La note d'annexe A-Tableau 4.1.5.3. du CNB fournit des directives sur les cas de charge additionnelle pour les véhicules dont le poids brut est supérieur à 9000 kg.

Surcharges concentrées (CNB, 4.1.5.9.)

5. La taille de la surface soumise à la charge pour les surcharges concentrées de toit et de plancher de garage a été redéfinie dans le CNB de 2010 afin de tenir compte des situations réelles. La surcharge concentrée pour la surface de toit est basée sur l'empreinte d'un ouvrier et de ses outils tandis que la surcharge concentrée pour la surface de garage est basée sur la surface de la base d'un vérin pour véhicules pendant l'entretien des véhicules.

Structures portantes de ponts roulants et chocs des machines et de l'équipement (CNB, 4.1.5.11. 2))

6. Dans les éditions du CNB antérieures à 2010, les charges dues aux ponts roulants étaient incluses dans la définition générale de surcharge, tandis que dans le CNB de 2010, ces charges sont considérées comme un type spécifique de surcharge. Tant l'occurrence que l'ordre de grandeur des charges dues aux ponts roulants sont indépendants des autres surcharges, des charges dues à la neige, des charges sismiques et des charges dues au vent. Le tableau 4.1.3.2.B. du CNB de 2010 énumère les combinaisons de charges séparées afin de tenir compte des charges dues aux ponts roulants plus d'autres surcharges agissant comme charges principales ou charges d'action concomitantes; ces combinaisons de charges sont accompagnées des coefficients appropriés de charge principale et de charge d'action concomitante.

Surface tributaire

7. Étant donné qu'on considère en général que les surcharges sont uniformément réparties sur la surface d'un plancher et que la charge permanente peut ordinairement être assimilée à une charge uniforme sur une surface ou sur la longueur d'un élément travaillant en flexion, les ingénieurs chargés du calcul utilisent depuis nombre d'années la notion de surface tributaire pour déterminer les charges que supportent les poutres et les poteaux. Une fois la notion appliquée à un plancher quelconque, il est facile de l'étendre à tous les planchers des structures à plusieurs étages.
8. Les anciennes normes de calcul, reconnaissant qu'il était peu probable que tous les planchers d'un bâtiment à plusieurs étages supportent simultanément la totalité de la surcharge et partant qu'en pareille éventualité le calcul des poteaux devenait indûment restrictif, avaient réduit la surcharge en fonction du nombre d'étages supportés.
9. Dans l'édition de 1960 du CNB, cette notion de surcharge moyenne variant en fonction de la surface supportée a été élargie et on est allé jusqu'à autoriser une réduction de 15 % pour les poutres et les fermes supportant une surface supérieure à 20 m².
10. Dans les éditions subséquentes, on a adopté deux réductions différentes de la surcharge, fondées sur les surfaces tributaires, l'une pour les immeubles de bureaux et d'appartements, l'autre pour les surfaces de stockage ou autres surfaces semblables.
11. Lorsqu'il s'agit de déterminer la charge permanente totale que doit supporter un élément donné, ainsi que le coefficient de réduction de la surcharge, il faut donc définir clairement la surface tributaire qui incidemment semble avoir fait l'objet d'une certaine confusion.
12. Dans le cas d'un élément qui supporte directement une charge, telle qu'une dalle, la surface tributaire est définie comme étant la surface supportée par cet élément et délimitée par les lignes passant par les pièces d'appui. Dans le cas d'un élément qui ne supporte pas directement une charge mais qui supporte d'autres éléments, la surface tributaire est définie comme étant la surface délimitée par les lignes passant par les pièces d'appui de l'élément et par les lignes de cisaillement nul dans les éléments supportés, en supposant que la charge est uniformément répartie sur la structure. Ces définitions, qui dans le cas d'une construction continue exigent une analyse structurale pour déterminer les points de cisaillement nul, doivent être utilisées pour déterminer les forces supportées par les éléments. Pour le calcul de la réduction de la surcharge, toutefois, les simplifications suivantes sont recommandées.

Platelages et dalles

13. Il ne faut appliquer aucun coefficient de réduction de surcharge à un platelage en bois ou en tôle, à des éléments préfabriqués ou à des dalles armées dans un seul sens, à cause de l'incertitude du degré de répartition latérale des surcharges.
14. La surface tributaire des dalles-planchers et des parties des dalles armées dans les deux sens avec poutres est la surface délimitée par les alignements de poteaux ou par une combinaison des alignements de poteaux et des lignes passant par les pièces d'appui, telles que les poutres, en retenant la moindre de ces deux surfaces, tel qu'il est indiqué aux figures F-1, F-2 et F-3.

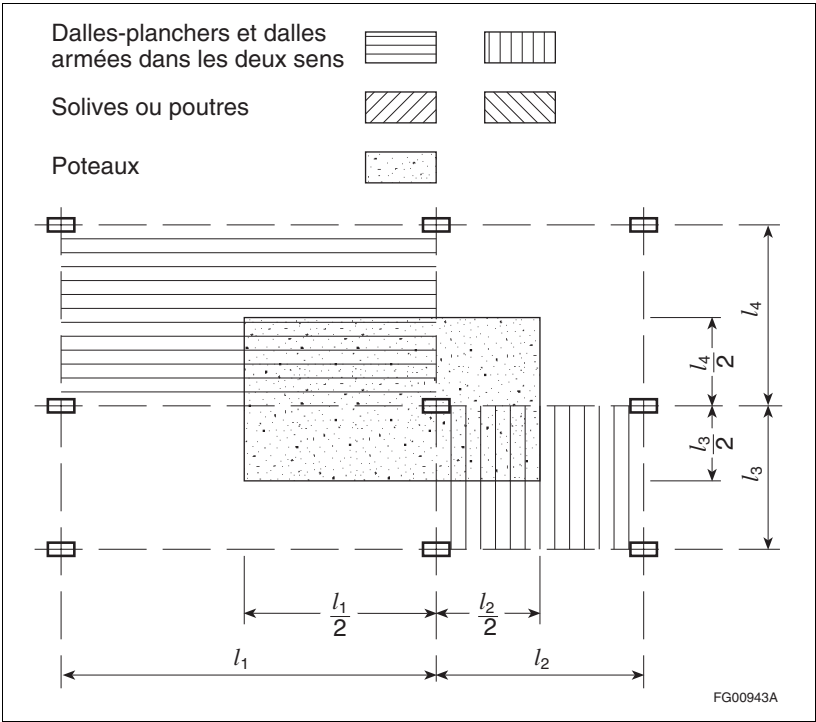


Figure F-1
Surfaces tributaires des dalles-planchers sans poutres

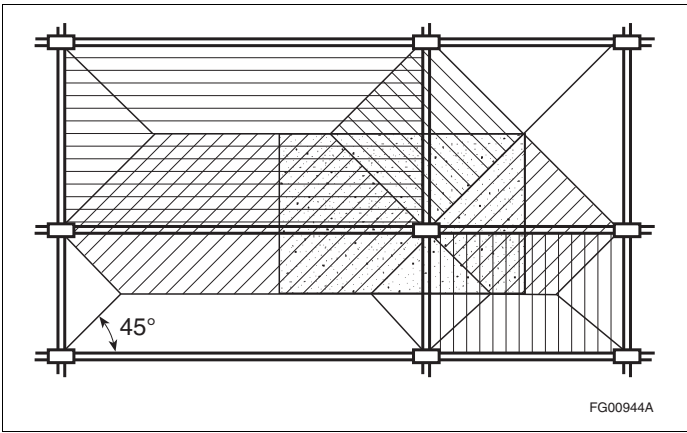


Figure F-2
Surfaces tributaires des dalles armées dans les deux sens sur poutres

Commentaire F

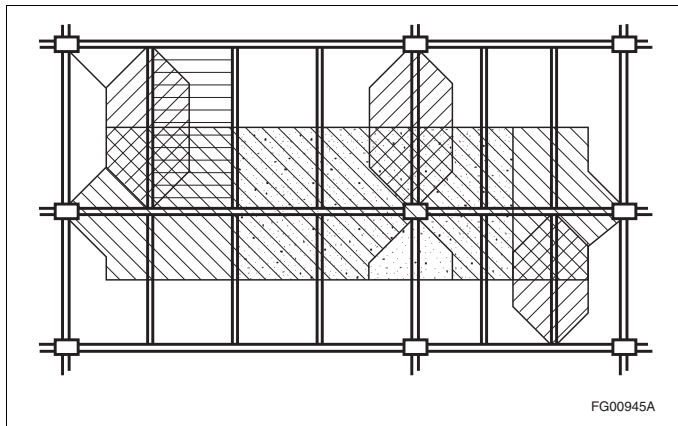


Figure F-3

Surfaces tributaires des dalles armées dans les deux sens sur solives et poutres

Poutres

15. La surface tributaire d'un élément supportant une partie d'un plancher est la surface contenant cet élément et délimitée par les lignes de cisaillement nul dans les éléments qu'il supporte. Lorsque des bâtiments comportent des travées réparties assez uniformément, on suppose que les lignes de cisaillement nul se trouvent à mi-distance des lignes passant par les pièces d'appui de l'élément. Les figures F-2 et F-3 illustrent la surface tributaire des poutres supportant des dalles armées dans les deux sens. Les figures F-4 et F-5 illustrent la surface tributaire des solives et poutres supportant des dalles armées dans un seul sens.

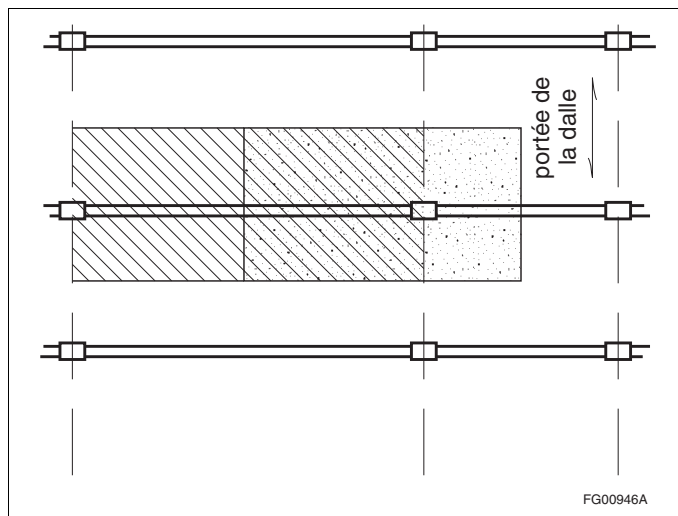


Figure F-4

Surfaces tributaires des dalles armées dans un seul sens avec poutres

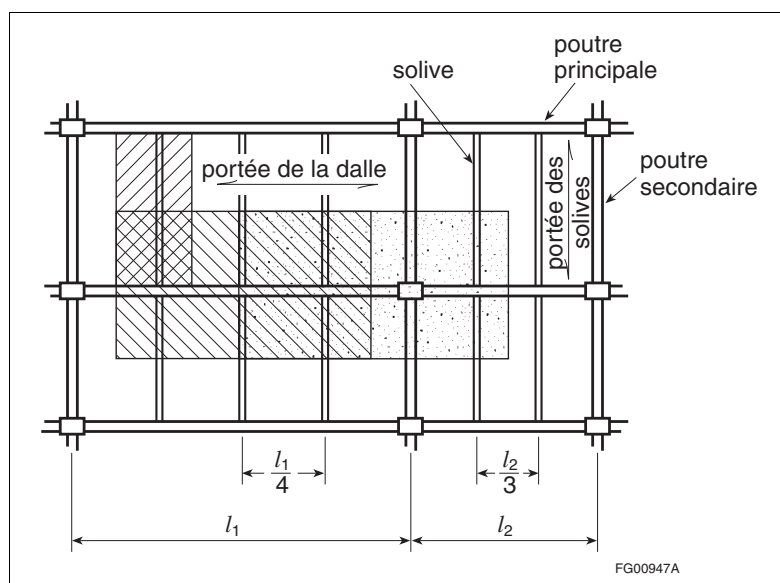


Figure F-5
Surfaces tributaires des dalles armées dans un seul sens sur solives et poutres

Moments négatifs dans les éléments continus

16. On peut supposer que la surface tributaire pour un moment négatif au-dessus d'un appui est égale à la somme des surfaces tributaires de la poutre de part et d'autre de l'appui. Pour le calcul du coefficient de réduction de la surcharge, dans les systèmes d'ossature à porte-à-faux avec poutres simplement déposées, la surface tributaire correspondant au moment négatif au-dessus d'un appui est considérée comme la somme des surfaces tributaires du porte-à-faux et de la moitié de la longueur de la poutre simplement déposée.

Poteaux

17. La surface tributaire d'un poteau, par plancher, est la surface de plancher qu'il supporte, délimitée par les lignes de cisaillement nul qui, dans le cas de bâtiments comportant des travées réparties assez uniformément, se trouvent à mi-distance entre les alignements de poteaux, tel qu'indiqué par la partie pointillée des figures F-1 à F-5. Dans les structures comportant des poutres et des solives, la surface tributaire par plancher est la moitié de la somme des surfaces tributaires de chacun des éléments de plancher qui y aboutissent.
18. Dans le cas de bâtiments à plusieurs étages, la surface tributaire d'un poteau supportant un usage quelconque est la somme des surfaces tributaires de ce poteau pour chaque plancher au-dessus de l'étage en question.
19. Lorsqu'un poteau supporte plusieurs usages, l'article 4.1.5.9. de la division B du CNB exige que la surface tributaire pour chaque usage soit prise en considération séparément pour déterminer la réduction de surcharge et que la surface supportant une charge due à la neige n'ayant aucune réduction ne soit pas incluse.

Références

- [1] Turkstra, C.J., Theory of Structural Safety, SM Study No. 2, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1970.

Commentaire G

Charges dues à la neige

1. Les modifications majeures suivantes ont été apportées à la façon dont le CNB de 2005 traite les charges dues à la neige :
 - La période de récurrence de la charge de neige au sol a été augmentée, passant de 1 fois en 30 ans à 1 fois en 50 ans, afin d'établir une meilleure corrélation avec la durée utile prévue des bâtiments et d'être davantage uniforme avec la période de récurrence utilisée dans les codes de conception d'autres pays, ce qui a entraîné une hausse d'environ 10 % des charges de neige au sol.
 - Un coefficient de risque, I_s , a été ajouté à la formule servant au calcul de la charge spécifiée due à la neige, S .
 - On distingue maintenant les charges dues à la neige de la surcharge due à l'usage.
 - Les dispositions visant la charge totale et la charge partielle s'appliquent maintenant à tous les toits à redents et à 2 versants.
 - L'utilisation d'un coefficient d'exposition au vent inférieur à 1,0 est interdite pour les bâtiments appartenant aux catégories de risque « élevé » et « protection civile » compte tenu du rôle essentiel que jouent ces bâtiments lors d'une catastrophe, que ce soit comme refuges de protection civile ou comme installations d'intervention d'urgence.
 - Dans le présent commentaire, le rapport hauteur-largeur visant à tenir compte de la charge non uniformément répartie due à la neige sur les toits à redents et à 2 versants est réduit à 0,05 et de nouvelles formules ont été ajoutées.
 - Afin de réduire toute confusion entre le coefficient de dimensions du toit, C_a , et le coefficient C_a tenant compte de l'accumulation de neige, le coefficient pour les grands toits a été retiré de la valeur C_a et incorporé au coefficient de charge de neige sur le toit de base, C_b .
2. Les charges dues à la neige sur les toits varient selon les années, la situation géographique (climat), l'exposition de l'emplacement, la forme et le genre de toit. Pour tenir compte de ces facteurs, la charge due à la neige, S , sur un toit ou sur une autre surface est donnée à la sous-section 4.1.6. du CNB comme étant la somme de deux composants (l'un étant le produit d'une série de coefficients) multipliée par le coefficient de risque de la charge due à la neige :

$$S = I_s [S_s (C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a) + S_r] \quad (1)$$

où

- I_s = coefficient de risque de la charge due à la neige;
- S_s = charge de neige au sol, en kPa, avec une probabilité de dépassement annuel de 1 pour 50;
- C_b = coefficient de base de la charge due à la neige du toit;
- C_w = coefficient d'exposition au vent;
- C_s = coefficient de pente du toit;
- C_a = coefficient de forme; et
- S_r = charge de pluie correspondante, en kPa. Toutefois, en aucun point d'un toit il n'est nécessaire de retenir une valeur supérieure à la charge due à la neige (c.-à-d., $S_r \leq S_s (C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a)$).

Les coefficients sont traités séparément dans le présent commentaire et leur application est illustrée par une série de figures correspondant à diverses formes de toits. Les coefficients sont fondés sur des mesures d'accumulations de neige sur les toits, sur des déductions et sur des études analytiques des charges sur des toitures-terrasses de grandes dimensions. Comme les études de longue durée (environ 10 ans ou davantage)^[1] n'ont porté que sur des formes de toit habituelles et simples, la précision des coefficients est limitée. On pourra les modifier si l'on obtient davantage de données.

Charges de neige au sol

3. Au Canada, on utilise les charges de neige au sol pour déterminer les charges dues à la neige sur les toits. Ces charges font donc partie des données climatiques nécessaires au calcul des bâtiments. Elles se trouvent à l'annexe C de la division B du CNB au tableau C-2 intitulé « Valeurs de calcul pour certaines localités canadiennes ». La charge de neige au sol indiquée au tableau C-2 se compose de la charge due à la neige, S_s , qui est basée sur les épaisseurs et les densités mesurées et a une probabilité de dépassement de 1 pour 50 par an, et d'une charge, S_r , correspondant à la pluie qui peut tomber sur la couche de neige, mais dont le poids ne dépasse pas celui de cette dernière.^[2] (Voir le paragraphe 6.)

Les charges de neige données pour une localité correspondent à la latitude et à la longitude exactes qui figurent dans la Base de données toponymiques du Canada (BDTC).^[3] Ces charges de neige peuvent varier dans les villes où il y a un grand écart d'altitude. Il est possible d'obtenir les valeurs recommandées S_s et S_r pour de tels écarts d'altitude et pour les localités qui ne figurent pas au tableau C-2 du CNB auprès de la Section des services d'information d'Environnement Canada, 4905, rue Dufferin, Downsview, Ontario, M3H 5T4, courriel : climate.services@ec.gc.ca. Les altitudes ne sont pas fournies dans la BDTC, mais on peut les obtenir dans des cartes topographiques offertes sur le marché et préparées par Ressources naturelles Canada.

Variations selon le climat

4. En raison de la diversité du climat canadien, les charges de neige varient grandement d'une région à l'autre du pays. Les régions montagneuses de la Colombie-Britannique et de l'Alberta subissent les plus forts enneigements du pays; la couche de neige persiste tout l'hiver et varie considérablement avec l'altitude. Dans certaines régions de la côte du Pacifique, la neige tombée ne se déplace à peu près pas. Les provinces des Prairies, le Yukon, le Nunavut et les Territoires du Nord-Ouest ont des hivers très froids et de faibles enneigements annuels; la neige y est fortement déplacée, tant sur les toits que sur le sol, par des vents forts et fréquents. La région qui comprend l'Ontario, le Québec et les régions à l'intérieur des provinces atlantiques est caractérisée par des vents et des enneigements modérés, ainsi que par des températures suffisamment basses dans la plupart des endroits pour permettre à la neige de s'accumuler pendant tout l'hiver. Il se produit dans cette région des enneigements uniformes modérés et de fortes accumulations de neige balayée par le vent. Les vents froids du nord-ouest peuvent souvent causer localement de fortes chutes de neige du côté sous le vent en bordure des plans d'eau comme les Grands Lacs et le fleuve Saint-Laurent, ce qui fait augmenter les charges de neige.

Variations locales dans les régions montagneuses

5. Dans les régions montagneuses, les charges de neige au sol augmentent en fonction de l'altitude. D'après les observations faites par l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches sur un certain nombre de montagnes de la Colombie-Britannique, il ressort que la charge de neige au sol augmente considérablement avec l'altitude selon la topographie et le climat de la région.^[4] Certaines montagnes ou chaînes de montagnes peuvent modifier considérablement le climat local ou le microclimat sur de faibles distances. Il est donc important de préciser que les charges de neige indiquées au tableau C-2 du CNB ne sont valables que pour une altitude particulière de la localité désignée par son nom, sa latitude et sa longitude qui sont donnés dans la BDTC.^[3] Pour d'autres écarts d'altitude importants concernant une localité qui figure sur la liste, il faut consulter Environnement Canada, qui donnera des recommandations particulières (voir aussi le paragraphe 3).

Poids volumique de la neige au sol

6. Les flocons de neige sont des cristaux de glace dont la configuration est complexe. En raison du rapport de leur surface à leur poids, ils tombent lentement. La neige fraîchement tombée forme une couche légère et floconneuse dont le poids volumique varie d'environ 0,5 à 1,0 kN/m³. Toutefois, immédiatement après leur chute, les cristaux de neige commencent à changer : les fines aiguilles dentelées se subliment et les cristaux se transforment progressivement en grains de formes irrégulières. Une telle modification provoque un tassement de la neige et le poids volumique, γ , augmente rapidement à environ 2,0 kN/m³ ou plus, même lorsque la température est inférieure au point de congélation. Le poids volumique de la neige tassée continue d'augmenter avec le temps, passant de 2,0 à 5,0 kN/m³. Comme cela est expliqué à l'annexe C de la division B du CNB, les

valeurs moyennes de la neige tassée pendant une saison ont été recueillies pour différentes régions du pays afin de calculer la charge de neige au sol.^[2] Les relevés qui permettent de calculer le poids volumique sont faits au plus quatre fois par mois. Bien que l'on puisse supposer que ces mesures tiennent compte jusqu'à un certain point de la pluie qui est emprisonnée dans la couche de neige tassée, il n'y a probablement qu'une petite quantité des mesures qui ont été faites après une pluie. Ces mesures ne reflètent donc pas fidèlement l'augmentation de densité à court terme due à l'absorption de la pluie par la neige. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire d'inclure la charge de pluie, S_r , dans le calcul de la charge due à la neige sur les toits.^[2]

Charges dues à la neige sur les toits

Poids volumique de la neige sur les toits

7. Pour calculer les charges dues à la neige sur les toits, il est nécessaire de faire des mesures ou de bonnes estimations du poids volumique. D'après les mesures relevées dans divers postes d'observation dispersés dans tout le Canada, le poids volumique, γ , de la neige sur les toits varie entre 1,0 et 4,5 kN/m³. Une valeur moyenne, $\gamma = 3,0$ kN/m³, peut être utilisée pour les calculs, en l'absence de données locales plus précises.^[5] Dans certaines localités, le poids volumique de la neige peut être considérablement supérieur à 3,0 kN/m³, notamment dans les régions où la charge due à la neige sur les toits n'atteint son maximum qu'après plusieurs tempêtes, les régions côtières et celles où les chutes de pluie sont abondantes l'hiver. Le poids volumique à utiliser peut alors atteindre 4,0 kN/m³.

Rayonnement solaire et déperdition thermique

8. Certains facteurs qui modifient les charges dues à la neige correspondent à des conditions particulières. Par exemple, on a constaté que le rayonnement solaire ne réduit guère la charge par temps froid. De même, par temps froid, les déperditions thermiques par le toit ne font guère fondre la neige, surtout si le toit est bien isolé et bien ventilé. On ne peut donc pas compter sur ces deux facteurs pour réduire considérablement la charge due à la neige pendant les périodes de temps froid. Toutefois, pendant les dégels et vers la fin de l'hiver, lorsque la température de l'air s'approche du point de congélation, le rayonnement solaire et les déperditions thermiques contribuent à la fonte de la neige.

Coefficients de charge due à la neige sur les toits

9. Les coefficients C_b , C_w , C_s et C_a n'ont pas été obtenus par des analyses statistiques rigoureuses à cause du manque de données; ils ont été choisis parce qu'ils donnent des résultats acceptables et sécuritaires.
10. **Coefficient de base de la charge due à la neige sur les toits, C_b .** Le coefficient de base de la charge due à la neige sur les toits a été fixé à 80 % de la charge de neige au sol (soit $C_b = 0,8$). Ce coefficient de base est fondé sur les résultats des relevés de la charge due à la neige sur les toits au Canada obtenus par l'Institut de recherche en construction et un certain nombre de bénévoles. Pour les grands toits, l'efficacité du vent à balayer la neige est diminuée en raison des plus grandes quantités à déplacer et que des amoncellements peuvent se former à d'autres endroits du toit.^[16] C'est pourquoi des valeurs C_b plus grandes sont précisées aux alinéas 4.1.6.2. 2)a) et b) du CNB.
11. **Coefficient d'exposition au vent, C_w .** Les observations réalisées dans de nombreuses régions du Canada ont montré que lorsqu'un toit ou une partie de toit est entièrement exposé au vent, une partie de la neige y est balayée par le vent ou ne peut s'accumuler, ce qui réduit la charge moyenne due à la neige.
12. Par conséquent, pour les toits entièrement exposés au vent, le coefficient d'exposition au vent, C_w , peut être égal à 0,75 au lieu de 1,0 (ou 0,5 au lieu de 1,0 pour les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres) à condition que :
 - a) le bâtiment soit situé sur un terrain plat dégagé ne comportant que des bâtiments, des arbres ou d'autres obstacles dispersés, une zone d'eau libre ou de rivage correspondant, ces conditions ne devant pas changer pendant la durée utile prévue du bâtiment;
 - b) la surface de toit considérée est exposée au vent de tous les côtés et ne comporte pas d'obstacle important, comme un parapet, à une distance d'au moins 10 fois la différence entre la hauteur

de l'obstacle et $C_b \cdot C_w \cdot S_s/\gamma$ mètres, où la valeur applicable de C_w est de 0,75 ou de 0,5, tel qu'indiqué au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB;

- c) l'accumulation de la neige considérée ne tienne pas compte du balayage de la neige des surfaces adjacentes, comme c'est le cas, par exemple, pour l'un des versants d'un toit à 2 versants;
- d) les bâtiments ne font pas partie des catégories de risque « élevé » ou « protection civile » du tableau 4.1.2.1. du CNB.

Le coefficient C_w doit avoir la valeur 1,0 pour tous les autres cas de charge, sauf pour le cas I des figures G-1 à G-4.

13. La valeur $C_b \cdot C_w \cdot S_s/\gamma$ est la hauteur de la neige répartie uniformément sur un toit sans obstacles, y compris les parapets. Tout obstacle inférieur à cette hauteur n'entraîne pas une accumulation de neige supplémentaire.
14. En pratique, il est parfois difficile d'établir une distinction claire entre les toits qui seront entièrement exposés au vent et ceux qui ne le seront pas. De concert avec le propriétaire, le concepteur devrait envisager la probabilité qu'un agrandissement au bâtiment, la croissance d'arbres ou la construction de bâtiments voisins de plus grande hauteur ne viennent causer un effet de masque sur le toit. Pareils changements peuvent en effet entraîner des charges dues à la neige balayée par le vent ou de plus fortes charges moyennes. Dans le premier cas, qui est le plus grave, le concepteur devrait tenir compte de la neige balayée par le vent lorsque le bâtiment se trouve à moins de 5 m de tout autre bâtiment existant ou futur, ou de la limite de propriété. C'est la distance indiquée à l'alinéa 4.1.6.2. 8)c) du CNB pour les toits à plusieurs niveaux. Dans le second cas, il importe d'utiliser le coefficient $C_w = 1,0$ pour toute partie de toit susceptible d'être mieux abrité à l'avenir.
15. Le concepteur doit également savoir que les charges dues à la neige qui s'exercent sur le toit d'un bâtiment existant situé sur la même propriété ou sur une propriété adjacente peuvent être modifiées par la présence d'un bâtiment plus élevé ou d'un autre obstacle.
16. L'installation de capteurs solaires sur les toits peut entraîner une réduction de l'exposition semblable à celle due à des obstacles, à moins qu'un espace suffisant sous les capteurs permette le balayage de la neige par le vent et non son amoncellement.^[6]
17. **Choix de C_w selon les conditions climatiques locales.** L'utilisation du coefficient d'exposition dépend de l'intensité du vent. Les concepteurs doivent utiliser un coefficient $C_w = 1,0$ dans les quelques régions du Canada où en hiver les vents sont faibles ou pas assez fréquents pour entraîner une réduction significative des charges dues à la neige sur les toits comme c'est le cas dans certaines vallées des régions montagneuses.
18. **Coefficient de pente du toit, C_s .** Une charge due à la neige sur une surface en pente agit sur la projection horizontale de cette surface. Dans la plupart des cas, la neige a beaucoup moins tendance à s'accumuler sur les toits à forte pente que sur les toitures-terrasses et les toits à pente moyenne à cause du glissement, du fluage, d'un meilleur écoulement et des déplacements par saccades.^{[7][8][9]} Le coefficient C_s , tel que défini au paragraphe 4.1.6.2. 5) du CNB, prend en compte ces effets en réduisant la charge due à la neige de façon linéaire entre la valeur maximale, correspondant à une pente de 30° et zéro, correspondant à une pente de 70°. Le paragraphe 4.1.6.2. 6) permet une valeur de C_s plus faible pour des toits glissants et lisses sans obstacles, tels ceux recouverts de verre ou de métal. Dans ce cas, la charge peut être réduite de façon linéaire entre la valeur maximale pour une pente de 15° et zéro pour une pente de 60°. On ne peut utiliser la pleine réduction indiquée dans l'une ou l'autre de ces relations que si la neige peut glisser complètement du toit en question.
19. Il faut éviter de créer des situations où la sécurité du public peut être mise en danger par de la neige ou de la glace qui tombe des toits. Si des barrières à neige sont nécessaires, elles doivent être conçues pour transmettre à la structure du bâtiment les forces importantes qui s'exercent.^{[7][8]} Il peut aussi être nécessaire de prévoir des gouttières chauffantes, des larmiers chauffants, etc., pour empêcher la formation de glaçons dangereux par l'eau de fonte de la neige retenue sur les toits. La neige et la glace qui tombent d'un toit peuvent être déviées contre la façade et causer des dommages.
20. **Coefficient de forme, C_a .** Les coefficients de forme, C_a , sont décrits aux figures G-1 à G-8 pour un certain nombre de formes de toit. Dans les autres cas, ils doivent être choisis par le concepteur d'après des observations faites sur place, des études spéciales prenant en compte les effets du climat local^{[10][11][12]} ou d'après des essais sur modèles.^[6] Afin de guider les concepteurs, l'Institut de

recherche en construction a publié deux séries d'études intéressantes de cas de charges dues à la neige non uniformes.^{[13][14]}

21. **Accumulation de neige balayée par le vent sur les toits.** Lorsque le vent se heurte à des obstacles, il se forme des zones d'écoulement rapide et des zones d'écoulement lent. Les zones d'écoulement lent peuvent être appelées « zones d'ombre aérodynamique ». ^[15] Il faut que la vitesse du vent atteigne une certaine valeur pour entraîner la neige, autrement celle-ci s'accumule et forme des congères dont la forme détermine la valeur du coefficient C_a . En général, plus le vent souffle longtemps, plus la hauteur des congères sur les toits augmente, surtout s'il neige en même temps, et plus la vitesse du vent est élevée, moins les congères sont uniformes.
22. Les toits situés en contrebas d'un toit voisin risquent particulièrement d'être soumis à de grandes charges dues à la neige balayée par le vent, parce que le toit supérieur peut fournir un apport considérable de neige. ^{[5][16] à [19]} Les auvents, les balcons et les porches présentent la même caractéristique. Sur des toits de ce genre, la neige qui s'accumule dépend surtout de la différence de niveau entre les deux toits et de la grandeur du toit supérieur. ^[16]
23. Lorsque le toit situé en contrebas a une grande surface, le vent qui souffle pendant un temps considérable en formant un angle dans la direction du toit supérieur peut former une crête allongée ou une accumulation en pointe se prolongeant du côté abrité du changement de niveau. ^[20]
24. Les dispositions du paragraphe 38 couvrent les charges de neige typiques qui se produisent sur les toits en contrebas. Pour des géométries de toit inhabituelles, en particulier lorsqu'il y a de grandes surfaces de toit, des études de modèles peuvent être utiles pour déceler des accumulations de neige inhabituelles.
25. Sur les toitures-terrasses comportant des saillies telles que des constructions hors toit ou des parapets, on observe souvent des amoncellements triangulaires de neige qui atteignent le sommet de ces saillies hors toit, mais les charges correspondantes sont habituellement moins importantes que celles qui s'exercent sur un toit situé en contrebas d'un toit voisin.
26. Lorsque le vent passe au-dessus des toits à 2 versants ou des toits en voûte, il est accéléré par suite de sa déviation vers le haut du côté du vent. Du côté sous le vent, sa vitesse diminue et la neige transportée par le vent se dépose. Il peut donc en résulter des charges dues à la neige importantes très asymétriques résultant du soufflage de la neige du versant exposé au vent à l'autre versant. ^{[21][22]} Cette asymétrie est très critique, notamment pour des bâtiments comme les dômes ou les arénas où les portées sont importantes et pour lesquels un effondrement peut être catastrophique. ^[1] Les structures légères de forme arrondie, comme les bâtiments à arcs de métal plié à froid, sont particulièrement sensibles aux charges dues à la neige asymétriques parce que le poids propre de la structure est relativement faible. En général, ces structures peuvent être analysées comme des arcs. Cependant, en raison de la flexibilité des arcs, une analyse de deuxième ordre peut être nécessaire pour la prédiction du comportement structural. ^{[17][21]} Ces structures peuvent aussi être analysées comme des voiles minces si le transfert du cisaillement et la capacité axiale des raidisseurs longitudinaux sont des critères importants. Des essais de charge peuvent être nécessaires pour évaluer le comportement et la résistance mécanique des éléments structuraux, surtout s'ils comportent des nervures transversales.
27. Lorsque le vent souffle sur des dômes pointus ou arrondis, la charge due à la neige n'est pas uniformément répartie. Comme il n'existe pas de données sur la répartition de la charge due à la neige sur les dômes, il est recommandé de faire des essais en soufflerie ou dans un courant d'eau pour la détermination des valeurs de calcul appropriées. En l'absence de tels essais, on peut utiliser les répartitions approximatives suivantes :
 - a) charge uniformément répartie sur tout le dôme (corrigée pour tenir compte de la pente); et
 - b) chargement de cas II (figures G-2 et G-3), appliqué sur un secteur circulaire de 90°, diminuant progressivement jusqu'à zéro à partir de 22,5° au-delà des limites du secteur, sans neige sur le secteur de 225° restant.

Il faut également prendre en considération l'expérience locale. L'accumulation de neige à la base des dômes est fréquente par suite du glissement et de l'action du vent. Il faut en tenir compte.

28. Dans les régions parfaitement calmes, une couche de neige uniforme se dépose sur les toits et sur le sol. La neige peut alors être considérée comme une charge uniformément répartie égale à une fraction convenable de la charge de neige au sol s'il n'y a pas glissement. Toutefois, une répartition

vraiment uniforme des charges est rare; elle n'a été observée que dans certaines vallées des régions montagneuses de la Colombie-Britannique et occasionnellement ailleurs, sur des toits bien abrités de tous les côtés par de grands arbres. Généralement, les vents qui accompagnent ou suivent les chutes de neige déplacent la neige fraîche des parties exposées vers les parties protégées. La probabilité de la formation d'une charge due à la neige élevée uniformément répartie sur un toit exposé est donc faible tandis que la formation de congères est plus probable. Il ne se forme pas de congères dans certaines petites régions côtières de la Colombie-Britannique où les grosses chutes de neige sont toujours constituées de neige mouillée. Dans ces endroits particuliers, les exigences du paragraphe 4.1.6.2. 8) relatives au balayage de la neige peuvent être exagérées. Lorsque l'autorité compétente a la certitude qu'il ne peut y avoir de balayage de la neige, elle peut supprimer ces exigences. Toutefois, le fluage et le glissement de la neige peuvent produire des charges asymétriques sur les toits à 2 versants dont la pente est supérieure à 15°, les toits en voûte dont le rapport hauteur/portée h/b est supérieur à 0,05, et les autres toits qui ont une pente suffisamment importante.

29. Les situations^{[5][23]} décrites ci-dessous sont caractéristiques des régions du Canada qui connaissent de fortes accumulations de neige, comme les régions montagneuses et les vallées de la Colombie-Britannique :
- a) La neige forme parfois sur les toitures-terrasses ou les toits en pente des corniches qui se prolongent en porte-à-faux sur une distance égale à l'épaisseur de neige accumulée. Ces corniches peuvent se former sur les parties abritées ou protégées du vent de même que sur les versants exposés des toits. On a signalé des cas où des murs et des poteaux avaient cédé sous les charges imposées par ces accumulations. En outre, ces amas de neige sont dangereux lorsqu'ils se détachent. Ils peuvent emporter des balcons, des escaliers, des porches, des fils électriques, etc. et mettre en danger les personnes qui se trouveraient au-dessous.
 - b) On sait que les amas de neige sur les toits glissants en pente peuvent entraîner avec eux des événements, des cheminées, des antennes, des fils électriques, des tuyaux d'aération, des lanterneaux et des ventilateurs. Leur chute constitue un danger pour les personnes en contrebas. Il arrive parfois que la neige s'enroule lentement autour de l'avant-toit jusqu'à toucher le mur extérieur; elle pourrait ainsi briser une vitre. Les éléments en saillie devraient toujours être placés près du faîte du toit ou comporter des dispositifs qui les protègent contre l'effort de cisaillement des accumulations de neige.
 - c) Sur les toits en L ou comportant des lucarnes, le glissement de la neige sur les deux versants se fera dans le sens des nervures ou des ondulations du matériau de couverture et la neige s'accumulera dans les noues. Si l'un des versants est plus long ou plus incliné, il peut retenir une masse de neige plus abondante qui forcera la neige de l'autre versant contre les nervures de la couverture, provoquant ainsi leur déchirement ou leur déformation. Si les nervures parviennent à empêcher le glissement de la neige, la charge de retenue qui s'exercera sur la partie inférieure du plus petit versant peut être extrêmement élevée.
30. **Nouvelle répartition de la charge par suite de la fonte de la neige.** Une nouvelle répartition de la charge due à la neige peut provenir de la fonte et de l'écoulement de la neige ou de la glace ou du glissement vers des zones où elle gèle de nouveau, ou encore de sa chute sur un toit moins élevé où elle s'accumule sous forme de neige fondante ou de glace. Dans le cas des toits en pente, l'eau provenant de la fonte de la neige sur les parties chaudes (probablement mal isolées) peut geler sur des parties froides ou sur les débords de toit et constituer de fortes charges dues à la glace, des barrages de glace, des infiltrations d'eau sous les bardeaux ou des glaçons dont la chute peut être dangereuse. On peut réduire ces effets en adoptant des mesures propres à diminuer les déperditions thermiques des parties chaudes des toits.
31. Comme l'écoulement qui se produit sous la couche de neige des toitures-terrasses et des toits à très faible pente est moins bon que sur les toits à pente moyenne ou forte, l'eau de fonte, la neige fondante et la glace y demeurent plus longtemps. De plus, les amoncellements de neige situés à proximité de saillies hors toit peuvent fondre à cause de la déperdition de chaleur par le toit ou du rayonnement solaire ou encore à cause des sorties d'air chaud. L'eau provenant de la fonte peut s'écouler et créer de lourdes charges. Les parties médianes des travées sont particulièrement sensibles à ces charges si les avaloirs de toit sont situés à des points de déformation minimale. La nouvelle répartition de la charge peut accroître la déformation et créer une instabilité semblable à celle due à l'accumulation d'eau pluviale (voir le Commentaire H).

Explication détaillée des figures

32. Les figures G-1, G-2 et G-3 s'appliquent aux principales formes de toits : toitures-terrasses ou toits à un seul versant, toits à 2 versants et toits en voûte. La plupart des formes plus complexes ne sont en fait qu'une combinaison de ces formes simples. Lorsque les toits illustrés aux figures G-1, G-2 et G-3 se trouvent à proximité de toits plus élevés ou comportent des saillies ou des noues, on doit aussi prendre en compte les figures G-4 à G-8.
33. **Toitures-terrasses, toits à un seul versant et toits à 2 versants (figure G-1).** Sur les toits à 2 versants, il faut prendre en compte les charges dues à la neige symétriques et asymétriques pour toute pente inférieure à 70° (ou à 60° pour les toits lisses sans obstacles), comme sur la figure G-1. Lorsque les deux pentes sont inférieures ou égales à 15°, la répartition de la charge est déterminée par le cas I, mais il faut également satisfaire aux exigences générales de l'article 4.1.6.3. du CNB pour la charge totale et la charge partielle qui s'appliquent maintenant seulement au cas I. Pour les pentes supérieures à 15°, le cas II, qui tient compte de la charge due à la neige asymétrique, et le cas I s'appliquent. Le cas de charge II prend en compte l'effet du balayage de la neige vers le côté sous le vent ainsi que la possibilité que la neige tombe d'un seul côté par glissement. Les toitures-terrasses et les toits à un seul versant doivent être seulement calculés pour le cas I et pour la charge totale et les charges partielles.

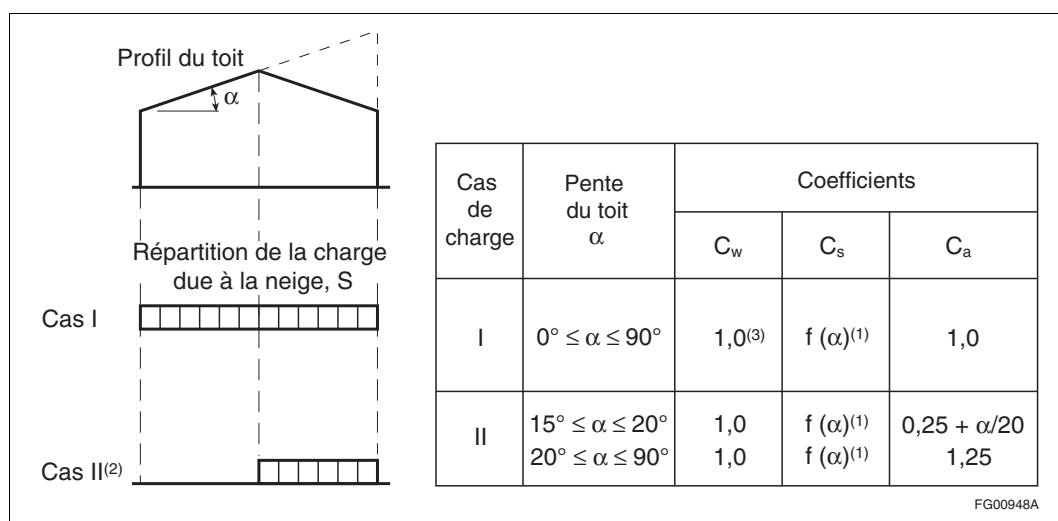


Figure G-1

Répartition de la neige et coefficients de la charge due à la neige pour les toitures-terrasses, les toits à un versant et les toits à 2 versants

- (1) Varie comme une fonction de la pente du toit α selon les paragraphes 4.1.6.2. 5) et 6) du CNB.
- (2) Le cas de charge II ne s'applique pas aux toits à 2 versants ayant une pente de 15° ou moins, ni aux toits à un seul versant, ni aux toitures-terrasses.
- (3) Dans le cas de bâtiments de catégorie de risque « faible » et « normal » décrits au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB, la valeur C_w peut être réduite à 0,75 ou, dans les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres, à 0,5.

34. **Toits en voûte (figures G-2 et G-3).** Les répartitions de charges symétriques et asymétriques sont particulièrement importantes pour le calcul des toits en voûte.^{[18][21][22]} De plus, l'exigence relative à la charge totale et à la charge partielle s'applique. Le cas II peut aussi être utilisé pour le calcul des dômes (voir le paragraphe 27).
35. Il faut tenir compte des accumulations de neige à la base de la voûte, sur un côté ou sur les deux, et qui sont régulièrement causées par le vent ou par le glissement de la neige.^[21]
36. **Noues des toits à versants ou en voûte (figure G-4).** Pour les noues des toits, il faut tenir compte de la charge uniformément répartie et des charges qui résultent de la neige qui glisse ou s'écoule sous forme d'eau. Une réduction selon la pente est autorisée pour le cas I car la neige glisse le long de la pente, se plisse et s'amoncele au bas des noues, ce qui réduit la charge en partie supérieure. Comme les cas II et III sont plus critiques dus au glissement de la neige et aux pentes, le coefficient C_s est pris égal à 1,0.

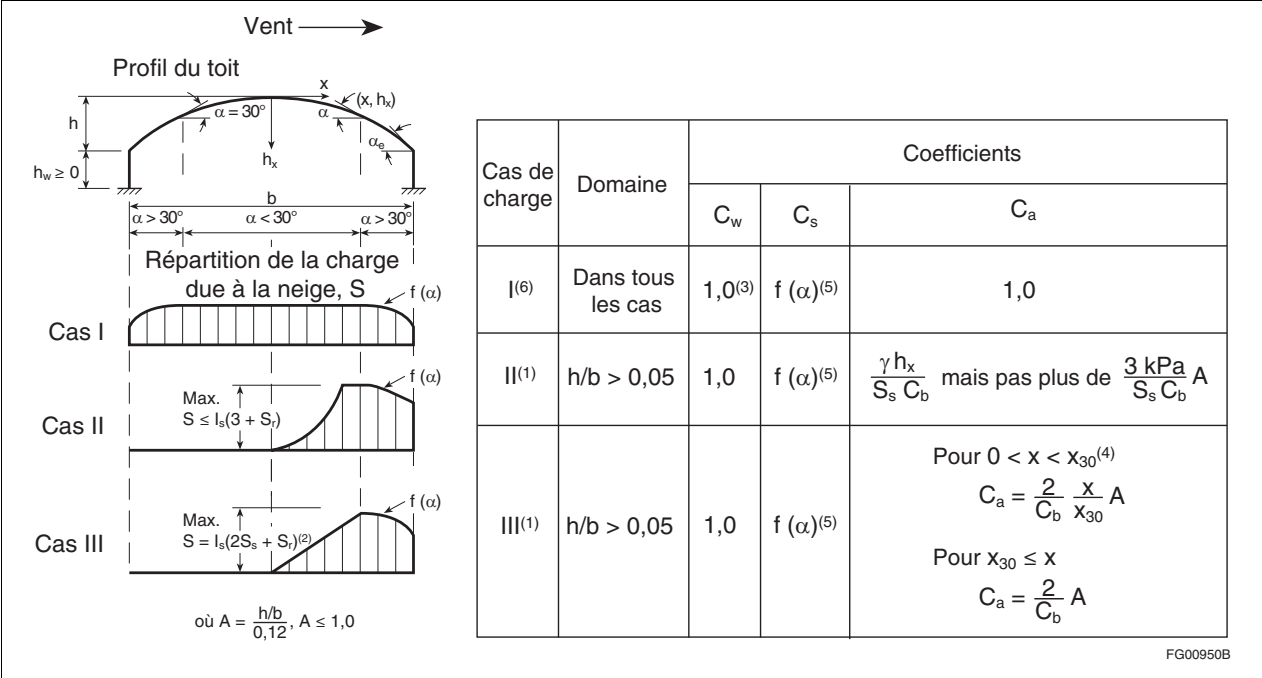


Figure G-2
Répartition de la neige et coefficients de charge due à la neige pour les toits en voûte ou arrondis

- (1) Utiliser le cas II ou le cas III, soit celui qui donne la charge totale la plus faible par unité de longueur du bâtiment perpendiculaire à la portée.
- (2) $S_{\text{max}} = I_s(2S_s + S_r)$ se produit lorsque $\alpha = 30^\circ$ ou au bord du toit si $\alpha_e < 30^\circ$.
- (3) Dans le cas de bâtiments de catégorie de risque « faible » et « normal » décrits au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB, la valeur C_w peut être réduite à 0,75 ou, dans les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres, à 0,5.
- (4) x_{30} = valeur de x lorsque $\alpha = 30^\circ$ ou valeur de x au bord du toit si $\alpha_e < 30^\circ$.
- (5) Varie en fonction de la pente α définie au paragraphe 4.1.6.2. 5) du CNB.
- (6) Les dispositions du paragraphe 4.1.6.3. 2) du CNB visant la charge totale et la charge partielle s'appliquent aussi à tous les toits en voûte.

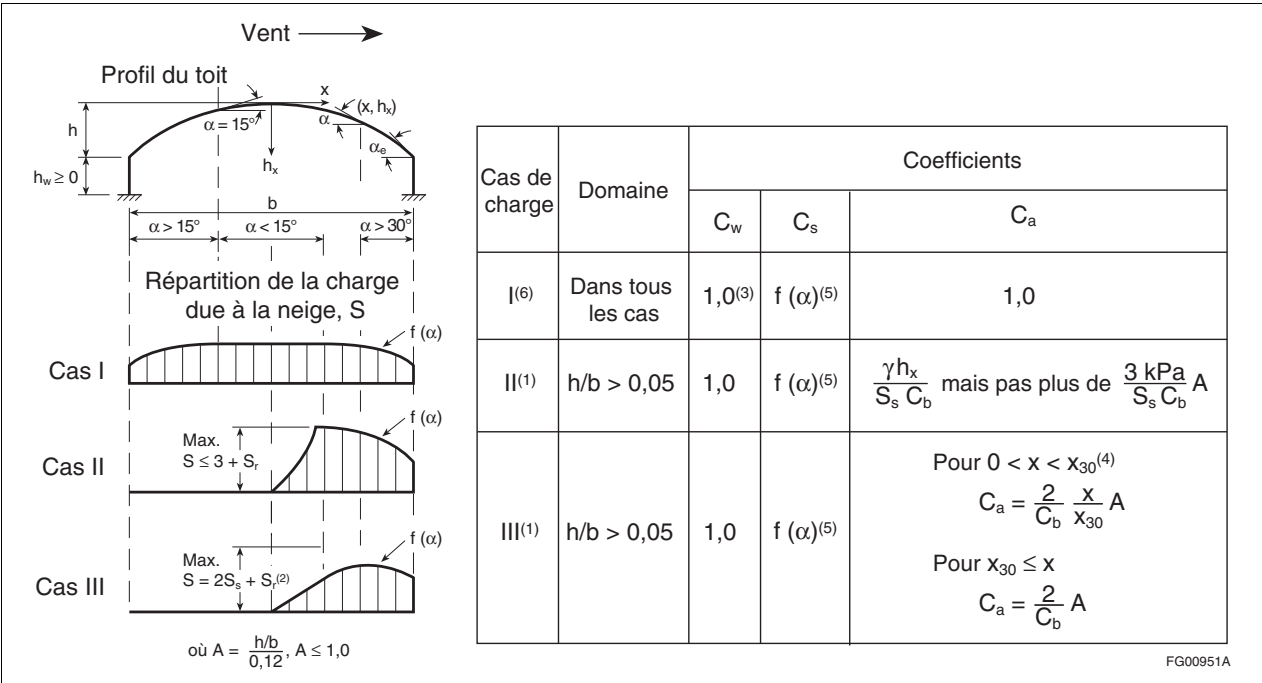


Figure G-3
Répartition de la neige et coefficients de charge due à la neige pour les toits en voûte ou arrondis sans obstacles et à couverture lisse

- (1) Utiliser le cas II ou le cas III, soit celui qui donne la charge totale la plus faible par unité de longueur du bâtiment perpendiculaire à la portée.
- (2) La valeur maximale de S est observée lorsque le produit de C_a et C_s atteint sa valeur maximale.
- (3) Dans le cas de bâtiments de catégorie de risque « faible » et « normal » décrits au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB, la valeur C_w peut être réduite à 0,75 ou, dans les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres, à 0,5.
- (4) x_{30} = valeur de x lorsque $\alpha = 30^\circ$ ou valeur de x au bord du toit si $\alpha < 30^\circ$.
- (5) Varie en fonction de la pente α définie au paragraphe 4.1.6.2. 6) du CNB.
- (6) Les dispositions du paragraphe 4.1.6.3. 2) du CNB visant la charge totale et la charge partielle s'appliquent aussi à tous les toits en voûte.

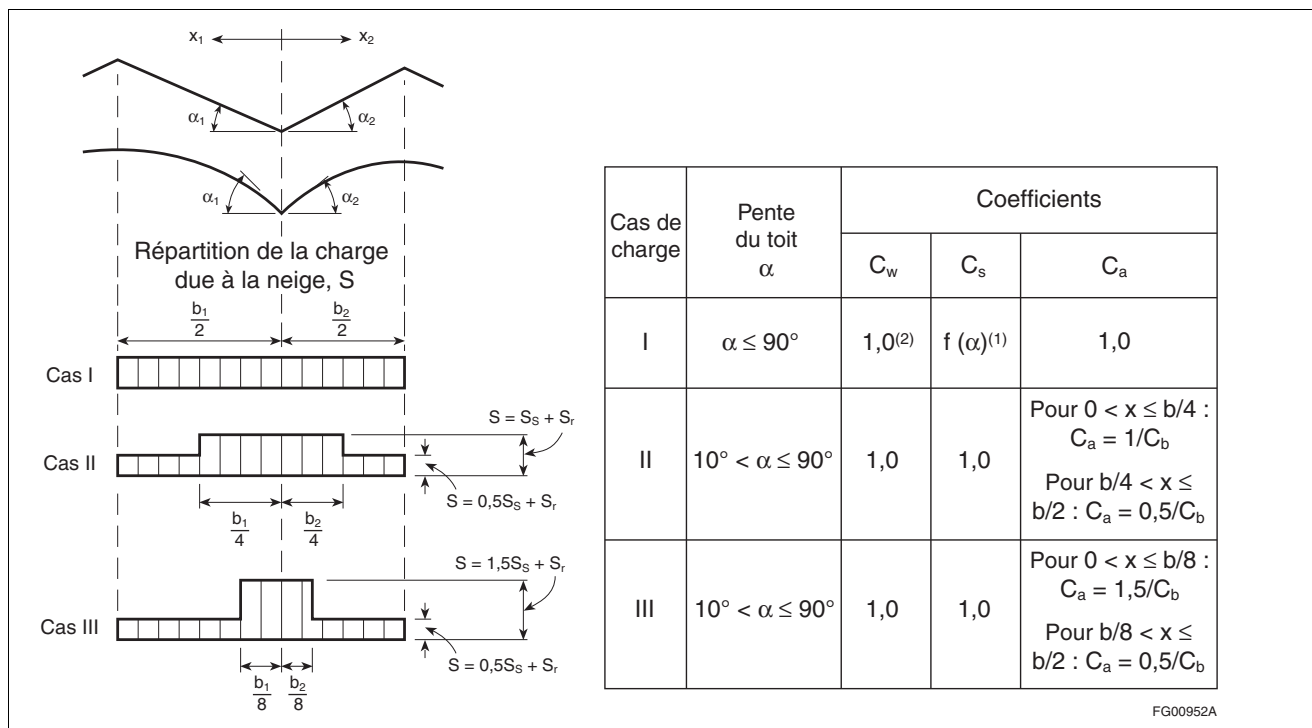


Figure G-4

Répartition de la neige et coefficients de charge due à la neige pour les noues de toits

- (1) Varie en fonction de la pente α selon le paragraphe 4.1.6.2. 5) du CNB.
- (2) Dans le cas de bâtiments de catégorie de risque « faible » et « normal » décrits au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB, la valeur C_w peut être réduite à 0,75 ou, dans les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres, à 0,5.

37. Toits à plusieurs niveaux, obstacles et parapets. Les toits à plusieurs niveaux, les obstacles et les parapets entraînent la formation de sillages tourbillonnaires aux endroits qu'ils abritent du vent et où la neige peut s'accumuler. Ces toits et obstacles peuvent être considérés comme des variantes géométriques d'objets rectangulaires de dimensions diverses, situés sur une toiture-terrasse inférieure ou à proximité aux fins du présent commentaire. Si l'objet est étroit et d'une hauteur inférieure à l'épaisseur de calcul de la couche de neige uniformément répartie sur le toit, on le considère comme « ne faisant pas obstacle », tandis que s'il est plus élevé que cette épaisseur il constitue un obstacle. Si, par contre, il est plus haut qu'un parapet « ne faisant pas obstacle » et assez large pour qu'un important dépôt de neige s'accumule sur sa surface supérieure, on le considère alors comme un toit de niveau supérieur.

38. Toit en contrebas (figures G-5 et G-6). Pour un toit en contrebas, il faut adopter comme charge de calcul une charge triangulaire, de la manière indiquée à la figure G-5. La valeur C_a variera donc en fonction de la distance x de la zone de dénivellation, étant $C_a(0)$ lorsque $x = 0$ et décroissant de façon linéaire jusqu'à $C_a(x_d)$ à la queue de la congère correspondant à $x = x_d$. L'importance de la congère sur le toit en contrebas est surtout fonction de la quantité de neige provenant du toit supérieur qui est retenue dans la zone de dénivellation après avoir été balayée par le vent. Par conséquent, la charge de neige dans cette zone tend à augmenter proportionnellement à la dimension du toit supérieur.^[16] Pour les toits avec des hauteurs de dénivellation relativement peu importantes, et plus

Commentaire G

particulièrement pour les grands toits, la dénivellation peut être entièrement comblée. Dans ce cas, la valeur de $C_a(0)$ à retenir est :

$$C_a(0) = \gamma h / C_b S_s \quad (2)$$

où h est la différence d'élévation entre le toit en contrebas et le sommet du parapet du toit supérieur et γ est le poids spécifique de la neige. (Il est à noter que le toit en contrebas étant protégé par la zone de dénivellation, C_w est égal à 1,0 à l'endroit où se forme la congère.) Par contre, dans bien des cas, la neige ne parvient pas à remplir toute la zone de dénivellation. On peut donc fixer pour la valeur $C_a(0)$ une limite supérieure égale à

$$C_a(0) = F / C_b \quad (3)$$

où le coefficient F sera la plus élevée des valeurs suivantes :

$$F = 2, \text{ ou } F = 0,35 \left(\gamma l_c / S_s - 6 (\gamma h_p / S_s)^2 \right)^{0,5} + C_b \quad (4)$$

Dans cette formule, l_c est la longueur type d'un toit, soit

$$l_c = 2w - w^2 / l \quad (5)$$

w et l correspondent respectivement à la plus petite et à la plus grande dimension horizontale du toit.

Dans l'équation (4), la dimension l_c est utilisée pour le toit supérieur et h_p correspond à la hauteur du parapet du toit supérieur comme le montre la figure G-5. Dans les équations (2), (3) et (4) ainsi que dans l'équation du paragraphe 4.1.6.2. 1) du CNB, la valeur C_b correspond à la charge due à la neige de base applicable au toit en contrebas. La figure G-6 est une représentation graphique de la variation du coefficient F en fonction de $\gamma l_c / S_s$, et la référence [16] contient des notions générales sur la dérivation de l'équation (4). On peut donner au coefficient F la limite supérieure de 5,0 pour les bâtiments situés dans les endroits abrités (exposition B définie dans le Commentaire I, Charge et effets dus au vent, paragraphes 43 et 44), comme le montre la figure G-6. La distance horizontale x_d sur laquelle la congère se prolonge depuis la zone de dénivellation devrait être mesurée à partir du sommet de la congère en fonction d'une pente de 1 : 5. Donc

$$x_d = 5 (h - C_b S_s / \gamma) \quad (6)$$

si la congère touche à la rive du toit supérieur, ou

$$x_d = 5 (S_s / \gamma) (F - C_b) \quad (7)$$

si les dimensions de la congère sont restreintes à cause des facteurs pris en compte dans l'équation (4). Dans les équations (6) et (7), la valeur C_b est celle qui s'applique à des toits en contrebas; elle serait donc de 0,8, sauf si les dimensions horizontales du toit en contrebas sont telles que la valeur l_c pour le toit inférieur dépasserait 70 m (auquel cas, il faut appliquer une valeur de C_b plus élevée, comme le prescrivent les alinéas 4.1.6.2. 2)a) et b) du CNB). Les congères dues à une différence de niveau entre deux toits ne se forment pas seulement si un bâtiment comporte plusieurs niveaux de toit, mais également si deux bâtiments de hauteur différente sont à moins de 5 m l'un de l'autre, comme le montre la figure G-5. Si le toit supérieur est très grand, la distance limitative, a , de 5 m, devrait être confirmée par des essais sur maquette. Si d'après la figure G-5, la longueur de la congère obtenue est supérieure à celle du toit en contrebas, la longueur de la congère devrait être limitée à la longueur du toit.

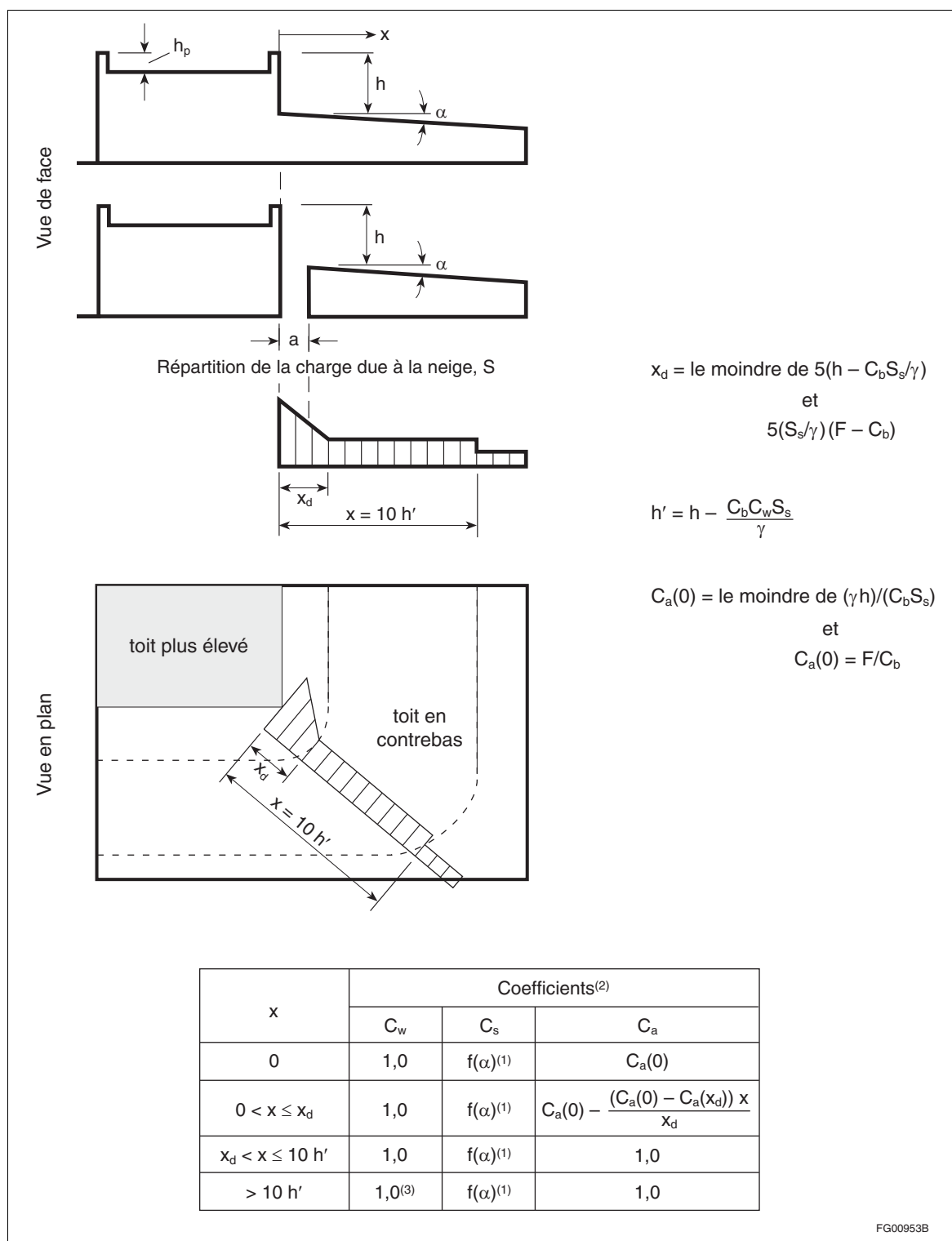


Figure G-5

Répartition de la neige et coefficients de charge due à la neige pour les niveaux inférieurs des toits à plusieurs niveaux

- (1) Varie comme une fonction de la pente α selon les paragraphes 4.1.6.2. 5) et 6) du CNB.
- (2) Si $a > 5$ m ou $h \leq 0,8 S_s / \gamma$, il n'est pas nécessaire de tenir compte du balayage de la neige. Si le toit supérieur est très grand, une distance limitative, a , de 5 m devrait être confirmée par des essais sur maquette.
- (3) Dans le cas de bâtiments de catégorie de risque « faible » et « normal » décrits au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB, la valeur C_w peut être réduite à 0,75 ou, dans les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres, à 0,5.

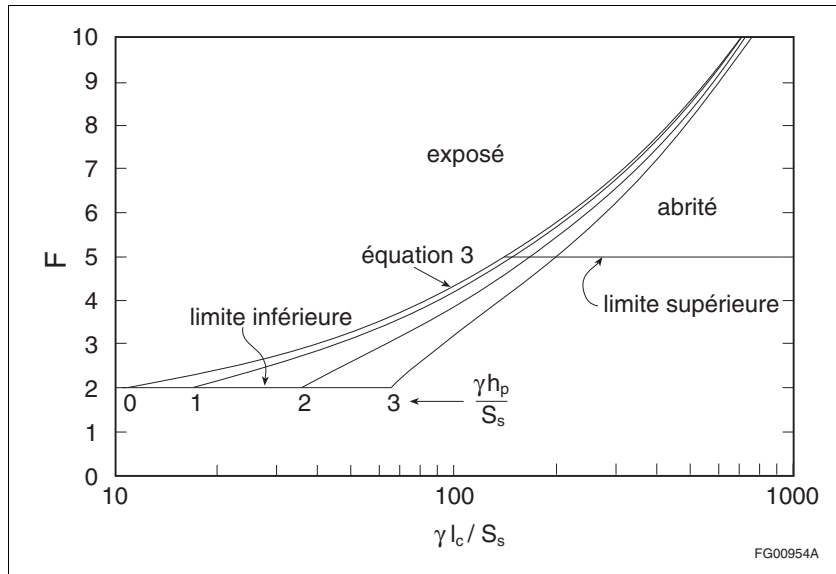


Figure G-6
Variation du coefficient F, pour le toit en contrebas, $C_b = 0,8$

39. **Auvents ou petits toits adjacents à des bâtiments élevés.** Si les dimensions d'un toit en contrebas sont restreintes par rapport à la différence de niveau entre ce toit et le toit supérieur, comme dans le cas d'un auvent protégeant l'entrée d'un bâtiment de grande hauteur, les charges seront inférieures à celles indiquées au paragraphe 38. En effet, la neige étant répartie sur une grande surface du toit supérieur, les quantités balayées par le vent qui atteindront le petit toit en contrebas ne seront pas suffisantes pour créer des accumulations importantes. Bien que les recherches n'aient pas permis de calculer ces charges réduites, on recommande d'adopter la méthode suivante. Pour les petits toits inférieurs de moins de 25 m² situés à plus de 20 m en contrebas, C_a peut être de 1,0, tandis que pour ceux dont la différence de niveau h est de moins de 10 m, C_a prendra la valeur indiquée au paragraphe 38. Pour les différences de niveau h de 10 à 20 m, on utilisera la forme de la congère décrite au paragraphe 38 mais on appliquera à $C_a(0)$ réduit de façon linéaire lorsque h varie de 10 à 20 m, c.-à-d. :

$$C_a(0) = 1 + [(20 - h) / 10] (F/C_b - 1, 0) \quad (8)$$

où C_b représente le coefficient de base de la charge due à la neige sur le toit applicable au toit en contrebas.

40. Si un bâtiment est à l'abri du vent, le coefficient d'exposition au vent, C_w , est de 1,0 pour toutes les parties du toit en contrebas. Dans le cas de bâtiments de catégories de risque « faible » ou « normal » exposés, C_w doit être de 1,0 pour la surface du toit abritée par la zone de dénivellation et se prolongeant sur une distance à $10h'$, où h' est la différence de niveau entre le sommet du parapet du toit supérieur et le niveau de la neige recouvrant la partie exposée du toit en contrebas. Ainsi,

$$h' = h - C_b C_w S_s / \gamma \quad (9)$$

où C_w peut être de 0,75 ou de 0,5, selon les dispositions du paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB et C_b représente la valeur correspondant à la surface exposée du toit, soit généralement 0,8, mais pouvant être plus élevée pour les toits de grandes dimensions, comme l'indique les alinéas 4.1.6.2. 2)a) et b) du CNB.

41. **Toits à plusieurs niveaux dont le niveau supérieur est en pente (figure G-7).** Un toit situé en contrebas doit être calculé pour supporter les charges indiquées à la figure G-5 en plus d'une charge additionnelle produite par la neige qui peut glisser du niveau supérieur. On recommande d'adopter la méthode suivante. Comme il est peu probable que la charge due à la neige soit maximale à la fois sur la totalité de la surface du niveau supérieur et du niveau inférieur au moment du glissement, on peut admettre que le niveau inférieur aura à supporter la charge totale conformément à la

figure G-5 plus 50 % de la charge totale due à la neige du niveau supérieur donné dans le cas I de la figure G-1 depuis la partie du toit supérieur qui est inclinée vers le toit inférieur. La répartition doit dépendre des dimensions, des pentes et des positions des deux toits. Si le toit en contrebas est trop petit pour retenir toute la neige qui peut glisser, on peut réduire la charge en conséquence. Il faut dessiner un profil de la neige sur le toit pour confirmer que le chargement est raisonnable. Il faut toutefois noter que certains toits sont très glissants par nature et que la neige peut en glisser même à une pente très faible.

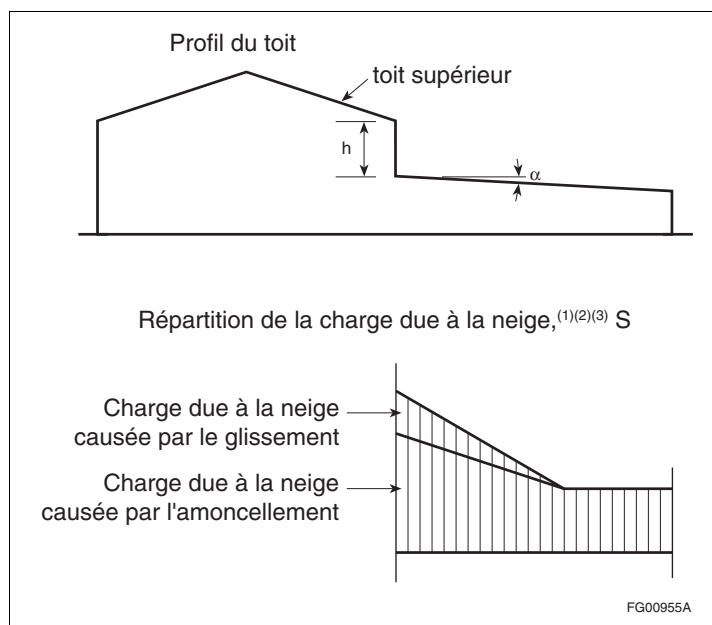


Figure G-7

Répartition de la neige sur le niveau inférieur d'un toit dont le niveau supérieur est incliné

- (1) Le niveau inférieur est calculé en tenant compte de la charge due à la neige causée par l'accumulation (voir les figures G-4 et G-5) et de la charge due au glissement (voir le paragraphe 41).^[3]
- (2) Le niveau supérieur est calculé conformément à la sous-section 4.1.6. du CNB (voir les figures G-1, G-2 et G-3).^[3]
- (3) Dans le calcul de C_b et $C_a(0)$, dans les remarques (1) et (2), « l_c » et « w » sont considérés comme les dimensions en plan des niveaux inférieur et supérieur respectivement.

42. **Zones contiguës aux saillies hors toit (figure G-8).** Il faut aussi tenir compte des charges dues à la neige produites par les amoncellements triangulaires importants dans les zones contiguës aux saillies hors toit, par exemple, les gaines d'ascenseurs, les abris d'installations de ventilateurs et de conditionnement d'air, les petites constructions et les cheminées de grande section. On peut considérer que la charge maximale pour la zone contiguë à la saillie de la figure G-8 est égale à $0,67\gamma h + S_r$, où h correspond à la hauteur de la saillie en m et γ au poids volumique de l'amoncellement en kN/m^3 et qu'elle diminue pour atteindre une valeur compatible avec celle de la charge de calcul du toit à une distance de 2 fois la hauteur de la saillie. En général, rien n'oblige à donner à cette charge maximale une valeur supérieure à $2S_s + S_r(C_a(0) \leq 2/C_b)$ ni à tenir compte de la charge due à la neige causée par les congères si la largeur b de la saillie de la figure G-8 est inférieure à $3,0S_s/\gamma$.

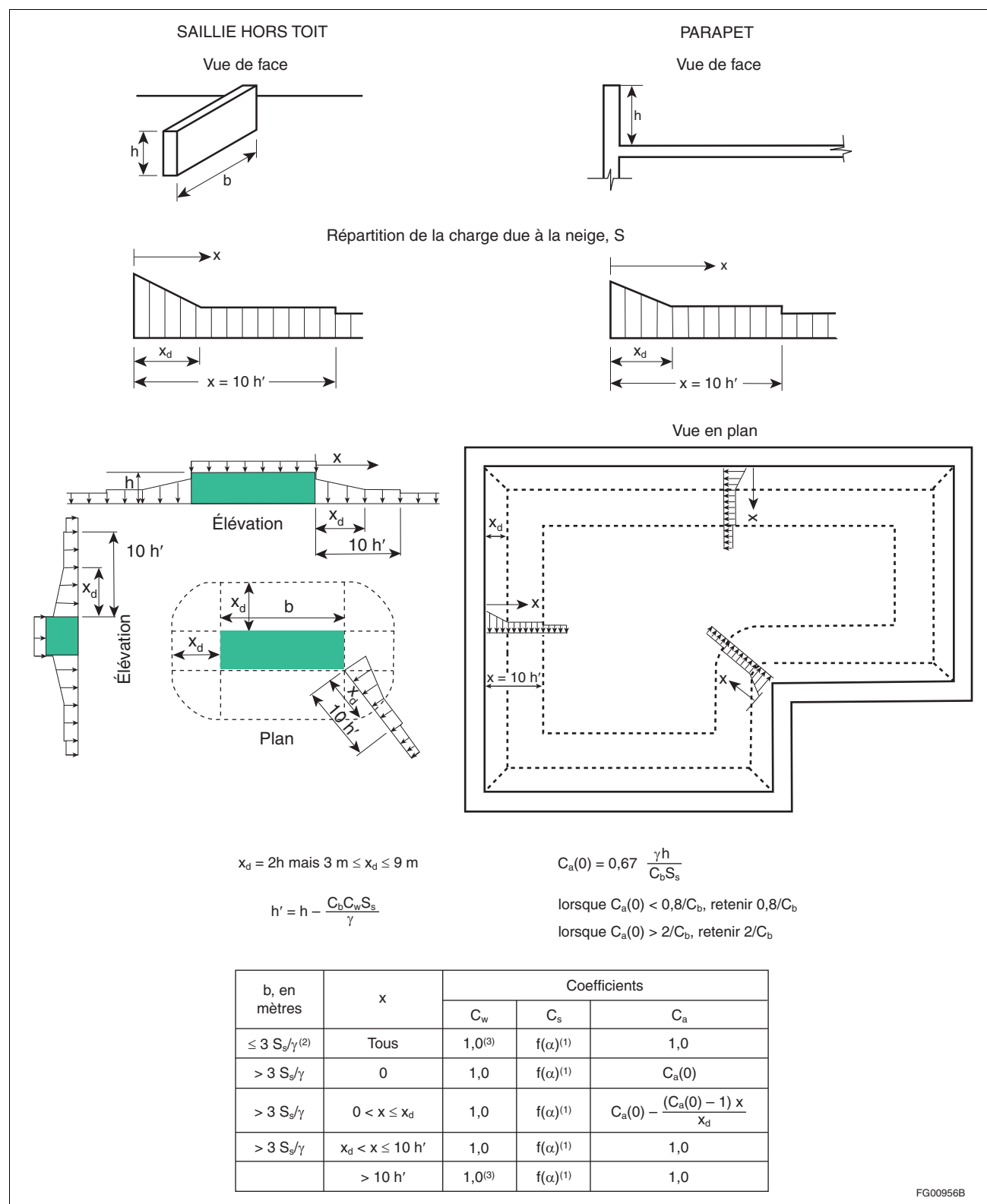


Figure G-8

Répartition de la neige et coefficients de charge due à la neige pour les zones de toits contiguës à des saillies hors toit

- (1) Varie comme une fonction de la pente α selon les paragraphes 4.1.6.2. 5) et 6) du CNB.
- (2) Si b est inférieur à $3 S_g/\gamma$, en m, on peut ne pas tenir compte de l'effet de la saillie hors toit.
- (3) Dans le cas de bâtiments de catégorie de risque « faible » et « normal » décrits au paragraphe 4.1.6.2. 4) du CNB, la valeur C_w peut être réduite à 0,75 ou, dans les endroits exposés situés au nord de la limite des arbres, à 0,5.

Toits de forme inhabituelle

43. Il est parfois difficile de prédire la charge due à la neige des toits de forme inhabituelle, des toits de très grandes dimensions, des toits sur lesquels l'écoulement d'air est fortement perturbé à cause des bâtiments voisins ou de certaines caractéristiques topographiques. Dans ces cas, le concepteur doit calculer et tracer à l'échelle les épaisseurs de neige en utilisant un poids volumique de $3,0 \text{ kN/m}^3$ pour voir si les répartitions semblent justifiées. Dans certaines circonstances, il peut même être nécessaire d'avoir recours à des essais en soufflerie ou dans un courant d'eau.

Toits servant de stationnement

44. Les toits servant de stationnement doivent être conçus pour les charges indiquées dans les tableaux 4.1.5.3. et 4.1.5.9. du CNB ou pour les charges dues à la neige, en retenant les valeurs les plus élevées. Lorsque l'enlèvement de la neige est prévu, il faut tenir compte des charges du matériel utilisé à cette fin et des tas de neige.

Pare-soleil

45. Les pare-soleil formés de lattes métalliques sont de plus en plus courants dans les bâtiments. Ces pare-soleil devraient être calculés en fonction des charges dues à la neige et à la glace. Lorsque les saillies horizontales des espaces entre les lattes ne dépassent pas 100 mm, la neige peut recouvrir ces espaces et il faudrait alors considérer le pare-soleil comme s'il était monobloc du point de vue de la charge due à la neige. Lorsque la neige et la glace peuvent glisser d'un toit en pente surplombant le pare-soleil, même des espaces supérieurs à 100 mm entre les lattes peuvent faire en sorte que le pare-soleil se comporte comme s'il était monobloc.

Charge totale et charge partielle

46. Toutes les surfaces de toit, y compris celles pour lesquelles il faut tenir compte des accroissements ou des réductions de charge indiqués aux figures G-1 à G-8, doivent être calculées pour la charge totale prévue à l'article 4.1.6.2. du CNB répartie sur toute la surface. Toutefois, les toitures-terrasses, les toits à un versant, les toits à 2 versants à faible pente ($< 15^\circ$) et les toits en voûte des figures G-1, G-2 et G-3 doivent être calculés selon le cas I avec la charge totale sur une partie quelconque de la surface du toit et la demi-charge sur le reste de la surface de manière à produire les effets les plus défavorables sur les éléments ou les assemblages à calculer. Ces exigences ne s'appliquent pas aux répartitions de charges en damier car il est très peu probable qu'elles produisent des conditions critiques pour les éléments porteurs. Elles ne doivent donc pas être prises en compte dans les calculs.^[24] Pour de nombreuses formes de toit des figures G-1, G-2 et G-3, un petit nombre de ces cas particuliers faisant intervenir la charge totale et les charges partielles doit être envisagé pour assurer un calcul convenable de tous les éléments.
47. Ces exigences sont justifiables parce que l'accumulation de la neige est rarement aussi simple que sur les figures G-1, G-2 et G-3. Par conséquent, il faut tenir compte de la charge totale et des charges partielles pour le calcul des éléments porteurs qui sont sensibles aux variations de répartition de la charge (notamment les diagonales des fermes et les poutres en porte-à-faux) et qui ne seraient pas autrement calculés pour des charges asymétriques.

Enlèvement de la neige

48. Bien qu'il soit courant d'enlever la neige des toits dans certaines régions après de fortes chutes, le CNB n'autorise pas pour autant une réduction de la charge due à la neige de calcul pour les raisons suivantes :
- a) l'enlèvement de la neige est incertain : dans plusieurs pays l'expérience a révélé que pendant et après les très fortes tempêtes de neige, la circulation est bloquée et qu'il est souvent impossible pour les équipes de déneigement de se rendre sur place;
 - b) la neige ne peut pas être facilement retirée du centre des toits de grandes dimensions;
 - c) il peut se produire une charge asymétrique lorsque l'on retire la neige à certains endroits seulement.
49. Pour certains toits comprenant des systèmes spéciaux de fonte de la neige qui l'élimine périodiquement, il est autorisé de réduire la charge de calcul due à la neige. Toutefois, il faut faire preuve de discernement lorsque l'on considère de tels systèmes car l'énergie nécessaire pour la fonte

de la neige peut ne pas être disponible en temps utile. De plus, après plusieurs années, on est porté à oublier l'importance de l'utilisation du système, malgré son coût parfois élevé.

Charges dues à la glace sur les structures

50. Les charges dues à la formation de glace sur les éléments des superstructures, les garde-corps, les mâts d'antenne et les enseignes sont traitées dans les références [25] et [26]. Environnement Canada possède un modèle de calcul des charges dues à la glace (mis au point à l'aide des données recueillies dans les stations météorologiques) sur les surfaces verticales et horizontales et sur les câbles.

Surcharge minimale des toits

51. Les articles 4.1.5.3. et 4.1.5.9. du CNB prévoient une surcharge de toit uniforme minimale de 1 kPa et une surcharge concentrée minimale de 1,3 kN. Il s'agit de surcharges « dues à l'usage » qui prennent en compte le poids de l'équipement d'entretien, des ouvriers, etc. Elles ne peuvent donc pas être réduites en fonction de l'aire ou en fonction de la pente.

Historique des charges de calcul dues à la neige des toits dans le CNB

52. Dans l'édition de 1953 du CNB, on considérait que les charges de calcul dues à la neige étaient égales à la charge de neige au sol, en prévoyant des réductions dans le cas des toits inclinés uniquement. De telles valeurs de charges étaient évidemment grossières avec le résultat que certains toits ont été calculés de façon trop sévère et d'autres pas assez, en particulier dans les régions où le vent amoncelle la neige en grande quantité. Toutefois, il n'existait pas de données sur lesquelles s'appuyer pour faire une évaluation plus poussée des charges avant l'étude effectuée dans tout le pays sur les charges réelles dues à la neige sur les toits, par l'Institut de recherche en construction, avec le concours de plusieurs bénévoles. L'étude en question a fait ressortir la relation qui existe entre les charges au sol et les charges sur les toits, et a permis aux comités chargés de revoir le CNB en 1960 de faire des modifications. La charge sur les toits avait été établie à 80 % de la charge au sol, cette dernière étant fondée sur une période de récurrence de 30 années et avait été rectifiée de façon à y inclure l'augmentation de charge imputable à l'eau de pluie absorbée par la neige.
53. Le Comité de révision des charges et des calculs statiques a adopté dans l'édition de 1965 du CNB et du Commentaire sur la partie 4 d'autres modifications qui ont permis d'évaluer de façon plus rationnelle les charges dues à la neige pour le calcul des toits. Toutes les charges de toits ont été liées directement à la charge de neige au sol et on a omis en conséquence la colonne indiquant la charge due à la neige sur les toits au tableau des Valeurs de calcul pour certaines localités canadiennes. La charge de calcul de base pour les toits est demeurée à 80 % de la charge au sol, sauf que pour les toits exposés au vent, on a permis de prendre 60 % de la charge au sol. Cette réduction a été adoptée parce qu'en même temps on a tenu compte de divers facteurs qui provoquent l'amoncellement de la neige sur des toits. Pour cette réduction on a utilisé des « coefficients de charge due à la neige » ou coefficients de forme, qui sont représentés sous forme de diagrammes et de formules simples aux figures G-1 à G-8. De plus, la formule de réduction de la charge due à la pente est devenue une fonction linéaire alors qu'en 1960, elle était une fonction en escalier.
54. Dans l'édition 1970 du CNB et du Commentaire, quelques changements mineurs ont été apportés aux exigences relatives aux toits à 2 versants et en voûte et les exigences concernant la charge totale et les charges partielles sont devenues plus rigoureuses : la « charge totale et zéro » a remplacée la « charge totale et demi-charge ».
55. Peu de changements ont été apportés à l'édition 1975 du CNB et du Commentaire, sauf que les exigences relatives aux charges totales et partielles ont été jugées trop rigoureuses et qu'on est revenu à la « charge totale et demi-charge » à la place de la « charge totale et zéro ».
56. Dans les Commentaires 1977 et 1980, les exigences relatives aux charges qui s'exercent sur les toits en voûte ont été modifiées et certains changements ont été apportés en vue de faciliter la compréhension de la question des charges dues à la neige sur les toits.
57. Les exigences du CNB 1985 et du Commentaire ont été réécrites dans le but d'en simplifier la présentation et pour préciser que la charge minimale exigée pour les toits était de 1,0 kPa. De plus, cette charge minimale ne dépendait plus de la pente, le poids volumique de la neige sur les toits a été augmenté de 1,9 % pour donner $\gamma = 2,4 \text{ kN/m}^3$, le calcul de la charge totale et de la charge partielle a

été limité au cas I sur les bâtiments des figures G-1, G-2 et G-3 et celui de la charge asymétrique sur les arcs a été simplifié.

58. Dans le CNB et le Commentaire de 1990, on a donné une nouvelle formule de réduction de pente pour les toits sans obstacles à couverture lisse, une valeur plus élevée pour le poids volumique de la neige sur les toits $\gamma = 3,0 \text{ kN/m}^3$, on a insisté davantage sur la nécessité de déterminer les charges asymétriques dues à la neige sur les dômes, le minimum C_w est réduit à 0,5 au lieu de 0,75 pour les toits exposés situés au nord de la limite des arbres et les charges de calcul dues à la neige sur les toits ont été divisées en composantes pluie et neige en tenant compte des charges de neige au sol données au chapitre 1 du supplément de 1990.
59. L'édition 1995 du CNB et du Commentaire donnait de nouvelles formules pour le facteur d'accumulation, C_a , utilisé dans le calcul des charges de neige uniformément réparties sur les niveaux supérieur et inférieur de toitures-terrasses de grandes dimensions. Des renseignements supplémentaires ont été fournis pour les charges de neige des toits en contrebas et les accumulations en pointe sur les configurations de toits à deux niveaux.

Références

- [1] D.A. Taylor, A Survey of Snow Loads on the Roofs of Arena-Type Buildings in Canada, R. can. génie civil, vol. 6, n° 1, 1979, pp. 85-96.
- [2] M.J. Newark, L.E. Welsh, R.J. Morris et W.V. Dynes, Revised Ground Snow Loads for the 1990 National Building Code of Canada, R. can. génie civil, vol. 16, n° 3, juin 1989, pp. 267-278.
- [3] Commission de toponymie du Canada, Base de données toponymiques du Canada (BDTC), Ressources naturelles Canada, site Web : http://geonames.rncan.gc.ca/info/cgndb_f.php, courriel : geonames@rncan.gc.ca.
- [4] B.R. Claus, S.O. Russell et P.A. Schaerer, Variation of Ground Snow Loads with Elevation in Southern British Columbia, R. can. génie civil, vol. 11, n° 3, septembre 1984, pp. 480-493.
- [5] D.A. Taylor, Snow on Two-level Flat Roofs — Measured vs 1990 NBC Loads, R. can. génie civil, vol. 19, n° 1, 1992, pp. 59-67.
- [6] Prevention of Excess Snow Accumulation due to Roof Mounted Solar Collectors, ministère des Affaires municipales de l'Ontario, (Rapport fait sous contrat par MHTR Ltd.), Toronto, décembre 1981, 76 pp.
- [7] D.A. Taylor, Snow Loads on Sloping Roofs, Two Pilot Studies in the Ottawa Area, R. can. génie civil, vol. 12, n° 2, 1985, pp. 334-343.
- [8] D.A. Taylor, Glissement de la neige sur les toits en pente, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1984, Digest de la construction au Canada 228F, 4 pp.
- [9] R.L. Sack, Snow Loads on Sloping Roofs, ASCE J. Str. Eng., vol. 114, n° 3, mars 1988, pp. 501-517.
- [10] N. Isyumov, Roof Snow Loads — Their Variability and Dependence on Climatic Conditions, Symposium on the Structural Use of Wood in Adverse Environments, 15-18 mai 1978, Vancouver, Van Nostrand Reinhold, 510 pp.
- [11] N. Isyumov et M. Mikitiuk, Climatology of Snowfall and Related Meteorological Variables with Application to Roof Snow Load Specifications, R. can. génie civil, vol. 4, n° 2, 1977, pp. 240-256.
- [12] N. Isyumov et A.G. Davenport, A Probabilistic Approach to the Prediction of Snow Loads, R. can. génie civil, vol. 1, n° 1, 1974, pp. 28-49.
- [13] W.R. Schriever, Y. Faucher et D.A. Lutes, Snow Accumulation in Canada: Case Histories I, Division des recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, janvier 1967, CNRC 9287.
- [14] D.A. Lutes et W.R. Schriever, Snow Accumulation in Canada: Case Histories II, DBR Technical Paper 339, Conseil national de recherches du Canada, Division des recherches en bâtiment, mars 1971, CNRC 11915.
- [15] J.T. Templin et W.R. Schriever, Loads due to Drifted Snow, ASCE J. Str. Div., vol. 108, n° ST8, août 1982, pp. 1916-1925.
- [16] P.A. Irwin, S. L. Gamble, et D. A. Taylor, Effects of Roof Size, Heat Transfer and Climate on Snow Loads: Studies for the 1995 NBC, R. can. génie civil, vol. 22, n° 4, 1995.

- [17] M.J. O'Rourke et E. Wood, Improved Relationship for Drift Loads on Buildings, R. can. génie civil, vol. 13, n° 6, 1986, pp. 647-652.
- [18] D.A. Taylor, Roof Snow Loads in Canada, R. can. génie civil, vol. 7, n° 1, 1980, pp. 1-18.
- [19] N. Isyumov et M. Mikitiuk, Wind Tunnel Model Tests of Snow Drifting on a Two-level Flat Roof, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Elsevier Science Publishers, New York, vol. 36, 1990.
- [20] D.J.L. Kennedy, N. Isyumov et M. Mikitiuk, The Effectiveness of Code Provisions for Snow Accumulations on Stepped Roofs, 2nd International Conf. on Snow Eng'g., Engineering Federation, Santa Barbara CA, juin 1992.
- [21] D.A. Taylor, Snow Loads for the Design of Cylindrical Curved Roofs in Canada, 1953-1980, R. can. génie civil, vol. 8, n° 1, 1981, pp. 63-76.
- [22] T.H.R. Kennedy, D.J.L. Kennedy, J.G. MacGregor et D.A. Taylor, Snow Loads in the 1985 National Building Code of Canada: Curved Roofs, R. can. génie civil, vol. 12, n° 3, 1985, pp. 427-438.
- [23] D.A. Taylor, Snow Loads on Roofs in British Columbia - Results of a Survey, Proc. 1991 CSCE Annual Conference, vol. 111, 1991, pp. 205-213.
- [24] R.L. Booth et D.A. Taylor, Discussion, Design of Light Industrial Buildings, R. can. génie civil, vol. 7, n° 4, 1980, pp. 660-661.
- [25] 1983 Ontario Highway Bridge Design Code, ministère des Transports et des Communications de l'Ontario, Division de génie routier, Toronto, p. 46.
- [26] CSA-S37-01, Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2001.

Commentaire H

Charges dues à la pluie

1. Le paragraphe 4.1.6.4. 1) de la division B du CNB de 2010 stipule que tout toit sur lequel l'eau peut s'accumuler doit être calculé en fonction de la charge produite par une pluie de 1 jour sur sa projection horizontale. Cette exigence s'applique que le toit soit pourvu ou non de moyens d'évacuation des eaux de pluie, tels que des descentes pluviales. Le concepteur doit déterminer la répartition de la charge due à la pluie en tenant compte de la forme du toit, de sa cambrure, et des flèches dues aux eaux pluviales et au fluage causé par la charge permanente.
2. Nonobstant l'exigence susmentionnée, on considère qu'il est de bonne pratique de déterminer l'emplacement des avaloirs de toit en tenant compte non seulement de la pente du toit, mais aussi de la flèche due au fluage, à la neige et aux eaux pluviales. Ces avaloirs de toit doivent être équipés de dispositifs appropriés pour empêcher qu'ils ne soient obstrués par les feuilles, et le cas échéant, il faut prévoir des dispositifs de trop-plein dans les parapets.
3. Dans certaines régions du Canada, le réseau d'évacuation principal d'un toit peut devenir obstrué en raison des conditions de gel et de dégel. Dans ces régions, les toits doivent être conçus en conséquence.

Instabilité due à l'accumulation d'eau

4. Si une toiture-terrasse est trop flexible, les eaux pluviales ne s'y accumuleront pas uniformément, mais formeront des flaques. Il peut en résulter une instabilité analogue au flambage et susceptible de provoquer sa défaillance par suite d'une charge locale excessive. Dans le cas d'éléments de toits travaillant dans un seul sens sur des appuis simples et solides, cette instabilité peut se produire lorsque leur rigidité est inférieure à EI_{crit} donnée par :

$$EI_{crit} = \rho g S \left(\frac{L}{\pi} \right)^4 \quad (1)$$

où

E = module d'élasticité;
I = moment d'inertie de l'élément;
 ρ = masse volumique de l'eau, en kg/m³;
S = espacement des éléments;
L = portée.

5. Dans le cas d'un système travaillant dans les deux sens et composé de solives de toit placées sur des poutres, la rigidité critique peut être donnée approximativement par :

$$\frac{EI_{jcrit}}{EI_j} + \frac{EI_{gcrit}}{EI_g} = 1 \quad (2)$$

où EI_{jcrit} et EI_{gcrit} sont données par l'équation (1) pour les solives et les poutres respectivement.

6. Même si l'ensemble du toit a une rigidité supérieure aux valeurs calculées au moyen des équations (1) et (2), les moments et flèches calculés peuvent être amplifiés par suite de l'effet d'accumulation. En pratique on peut exiger une rigidité de toit égale au moins au double de la

Commentaire H

rigidité critique. Dans le cas d'éléments de toit travaillant dans un seul sens sur appuis solides, les exigences relatives aux flèches peuvent s'exprimer comme suit :

$$w > 15,4L \left(\frac{\Delta}{L} \right)_{\text{admissible}} \quad (3)$$

où w est la charge de calcul, en kPa, prescrite pour le calcul des flèches et $(\Delta/L)_{\text{admissible}}$ est le rapport de la flèche admissible à la portée (voir le tableau D-1 du Commentaire D, « Critères de déformation et de vibration pour la tenue en service et la fatigue aux états limites »). Si, pour des éléments de toit travaillant dans un seul sens, la charge de calcul, w , est inférieure à la valeur critique donnée au tableau H-1, il faut envisager les effets dus à l'accumulation d'eau. Cette exigence s'applique particulièrement aux grandes toitures-terrasses dans les zones de forte pluviométrie. Les références [1] à [7] fournissent de plus amples renseignements.

Tableau H-1
Valeurs critiques de w pour l'accumulation d'eau, en kPa (éléments travaillant dans un seul sens – équation (3))

Rapport flèche/portée	w, en kPa			
	L = 5 m	L = 10 m	L = 20 m	L = 30 m
1 : 180	0,43	0,86	1,71	2,57
1 : 240	0,32	0,64	1,28	1,93

Références

- [1] D.A. Sawyer, Ponding of Rainwater on Flexible Roof Systems, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 93, ST1, février 1967, p. 127.
- [2] R.W. Haussler, Roof Deflection Caused by Rainwater Pools, Civil Engineering, vol. 32, octobre 1962, p. 58.
- [3] F.J. Marino, Ponding of Two-Way Roof Systems, Engineering Journal, Am. Inst. of Steel Construction, vol. 3, n° 3, juillet 1966, p. 93.
- [4] Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Am. Inst. of Steel Construction, New York, 12 février 1969.
- [5] A.E. Salama et M.L. Moody, Analysis of Beams and Plates for Ponding Loads, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 93, ST1, février 1967, p. 109.
- [6] J. Chinn, A.H. Mansouri et S.F. Adams, Ponding of Liquids on Flat Roofs, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 95, ST5, mai 1969, p. 797.
- [7] D.A. Sawyer, Roof-Structural Roof-Drainage Interactions, Am. Soc. Civ. Eng., J. Str. Div., vol. 94, ST1, janvier 1969, p. 175.

Commentaire I

Charges et effets dus au vent

Résumé des changements par rapport au CNB de 2005	1
Changements notables dans le CNB de 2010	1
Changement notable dans le présent commentaire	1
Méthode de calcul de la charge due au vent	3
Pression dynamique de référence	3
Hauteur de référence	4
Méthode statique	4
Application	4
Coefficient d'exposition, C_e	4
Coefficients de rafale, C_g et C_{gi}	9
Coefficients de pression, C_p , C_p^* et C_{pi}	11
Charge partielle	23
Méthode dynamique	24
Application	24
Coefficient d'exposition, C_e	25
Coefficient de rafale, C_g	26
Coefficients de pression, C_p	32
Charge partielle	32
Charge due au vent sur des structures diverses	32
Murs intérieurs et cloisons	32
.....	33
Stationnements à l'air libre	33
Éléments structuraux et ossatures, et structures arrondies	33
Charge due au vent accrue par suite de la formation de glace	34
Tourbillons alternés	34
Flèche horizontale des bâtiments de grande hauteur	35
Vibrations des bâtiments	35
Exemple de calcul de a_w et de a_D	36
Tornades	37
Figures	39
Références	45

Commentaire I

Charges et effets dus au vent

Résumé des changements par rapport au CNB de 2005

Changements notables dans le CNB de 2010

- Modification de 120 m à 60 m apportée à la hauteur des bâtiments pour l'utilisation de la méthode dynamique ou de la méthode empirique
- Introduction de 1 Hz comme fréquence propre la plus faible déclenchant l'utilisation de la méthode dynamique ou de la méthode empirique
- Introduction de $\frac{1}{4}$ Hz comme fréquence propre la plus faible déclenchant l'utilisation de la méthode empirique
- Suppression de l'exposition C

Changement notable dans le présent commentaire

- Introduction d'une équation pour déterminer la fréquence propre la plus faible, f_n

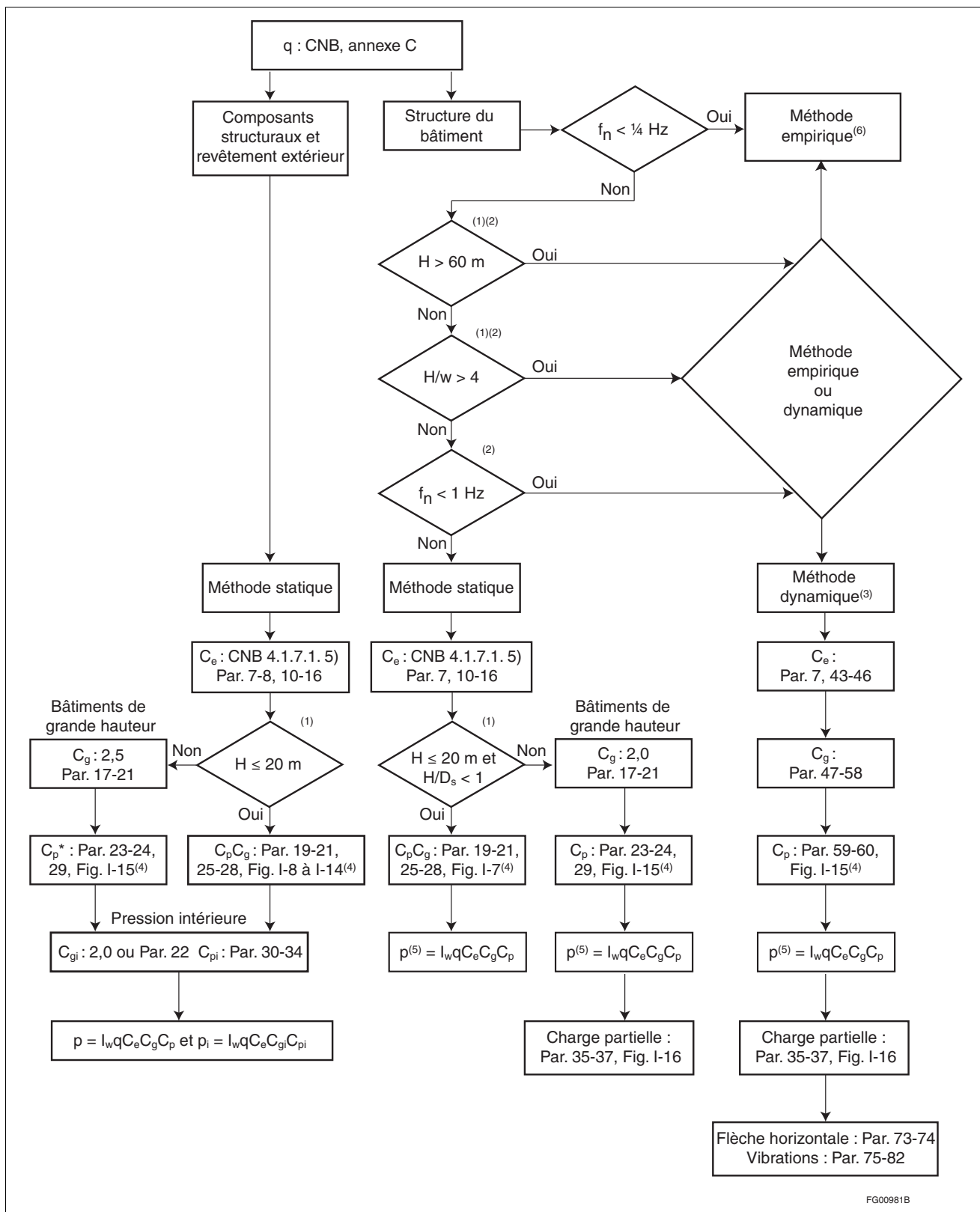


Figure I-1

Ordinogramme pour le calcul de la charge et des effets dus au vent sur les bâtiments

- (1) H représente la hauteur, D_s la plus petite dimension, et w la largeur effective du bâtiment telle que définie au paragraphe 4.1.7.2. 3) du CNB.
- (2) Voir aussi le paragraphe 4.1.7.2. 1) du CNB.
- (3) La méthode empirique est recommandée dans certains cas; voir le paragraphe 4.
- (4) Pour les bâtiments ronds ou les toits sphériques ou en voûte, voir les figures I-25 à I-28.

FG00981B

- (5) La pression interne p_i doit être prise en considération lorsqu'elle peut influencer les charges appliquées à la structure du bâtiment (p. ex., un soulèvement du toit qui influence les charges axiales appliquées aux colonnes).
- (6) La méthode empirique est une méthode de conformité acceptable pour tous les cas.

Méthode de calcul de la charge due au vent

1. Trois méthodes différentes de détermination de la charge due au vent s'exerçant sur les bâtiments sont indiquées à la sous-section 4.1.7., Charge due au vent, du CNB.^[1]
2. La première méthode, qui porte le nom de méthode statique, est appropriée à la plupart des cas, y compris pour le calcul de la structure de la plupart des bâtiments de faible hauteur et de hauteur moyenne, ainsi que pour le revêtement extérieur de tous les bâtiments. La structure ou l'élément à calculer dans ces cas sont relativement rigides. Une connaissance détaillée des propriétés dynamiques de ces structures ou éléments n'est pas requise, et les actions dynamiques du vent peuvent être représentées par des charges statiques équivalentes.
3. La deuxième méthode, appelée méthode dynamique, vise à déterminer les effets totaux du vent, y compris la réponse de résonance amplifiée, pour les bâtiments de grande hauteur et les structures élancées, principalement, mais ne s'applique pas aux revêtements extérieurs et aux éléments structuraux secondaires.^[5] Son format est le même que celui de la méthode statique, sauf que le coefficient de rafale, C_g , et le coefficient d'exposition, C_e , sont déterminés différemment. C_g est dérivé d'une série de calculs qui prennent en compte :
 - a) l'intensité de la turbulence du vent à l'emplacement, en fonction de la hauteur et de la rugosité du terrain environnant; et
 - b) les caractéristiques du bâtiment, comme la hauteur, la largeur, la fréquence propre de vibration et la capacité d'amortissement des oscillations.

Lorsqu'il est multiplié par la pression dynamique de référence, q , par le coefficient de risque, I_w , par le coefficient d'exposition, C_e , et par le coefficient de pression, C_p , ce coefficient de rafale devrait donner une pression statique de calcul représentant la même charge maximale que la réponse de résonance à la turbulence réelle du vent. En plus du calcul de la charge due au vent, le calcul de la déformation latérale et de la vibration dues au vent peut également être important pour certains bâtiments pour lesquels la méthode dynamique doit être appliquée. Ces sujets, ainsi que l'action des tourbillons alternés sur les structures arrondies, sont traités séparément dans le présent commentaire.

4. La troisième méthode, appelée méthode empirique, consiste à utiliser des essais en soufflerie ou autres qui tiennent compte des propriétés dynamiques de la structure du bâtiment. On peut l'utiliser à la place des méthodes statique et dynamique. Elle est particulièrement recommandée pour les bâtiments qui peuvent être soumis à des effets de ballonnement ou d'entonnoir causés par des obstacles contre le vent, des tourbillons alternés ou une instabilité aérodynamique. On peut également l'utiliser pour déterminer les coefficients de pression extérieure dans le calcul du revêtement extérieur des bâtiments dont la géométrie est très différente des formes courantes. Les références [3], [4], [5] et [6] donnent de plus amples renseignements sur les techniques courantes d'essai en soufflerie.
5. Les coefficients d'exposition et certains coefficients de rafale applicables à la méthode statique sont spécifiés aux paragraphes 4.1.7.1. 5) et 6) du CNB. Le reste des coefficients de rafale et des coefficients de pression utilisables pour la méthode statique, ainsi que tous les facteurs et les coefficients utilisables pour la méthode dynamique, sont fournis dans le présent commentaire. La figure I-1 montre la méthode de calcul, et fournit des renvois aux dispositions applicables de la sous-section 4.1.7. du CNB ainsi qu'au présent commentaire pour aider les utilisateurs à déterminer la charge et les effets dus au vent pour les bâtiments.

Pression dynamique de référence

6. L'annexe C de la division B du CNB 2005 contient une description des méthodes utilisées en vue de l'obtention des pressions dynamiques de référence du vent, q , basées sur une vitesse horaire moyenne du vent correspondant à une probabilité de dépassement par année de 1 sur 50, c'est-à-dire aux valeurs considérées ordinairement comme ayant une fréquence de récurrence de 50 ans. Les tableaux indiquent ces valeurs de q pour diverses localités canadiennes, et fournissent d'autres données climatiques de calcul. L'annexe C du CNB et l'équation (14) (voir le paragraphe 49)

Commentaire I

fournissent de l'information sur la conversion de la pression dynamique de référence, q , en vitesse de référence du vent, $\bar{V}$, requise dans l'équation (13) (voir le paragraphe 49).

Hauteur de référence

7. Dans le calcul de la pression extérieure au moyen des méthodes tant statique que dynamique, la hauteur de référence, h , utilisée pour le calcul de C_e est définie comme suit :
 - a) Pour les bâtiments de faible hauteur, tels qu'ils sont définis au paragraphe 26, h correspond à la hauteur moyenne du toit ou à 6 m si cette dernière valeur est plus élevée. La hauteur de l'avant-toit peut être substituée à la hauteur moyenne si la pente du toit est inférieure à 7°.
 - b) Pour les bâtiments de grande hauteur :
 - i) h pour la façade au vent correspond à la hauteur réelle de ce point au-dessus du sol;
 - ii) h pour la façade sous le vent correspond à la moitié de la hauteur du bâtiment; et
 - iii) h pour le toit et les murs latéraux correspond à la hauteur du bâtiment.
 - c) Pour tout élément structural du bâtiment, h correspond à la hauteur de l'élément au-dessus du sol.
8. Dans le calcul de la pression intérieure, la hauteur de référence, h , utilisée pour le calcul de C_e est définie comme étant égale à la moitié de la hauteur du bâtiment, sauf lorsque le bâtiment comporte une grande ouverture, auquel cas h devrait être considérée comme étant égale à la hauteur de l'ouverture à partir du sol.

Méthode statique

Application

9. On peut utiliser la méthode statique pour calculer les charges dues au vent sur tous les bâtiments, à l'exception des bâtiments qui correspondent aux critères définis au paragraphe 4.1.7.2. 1) du CNB et à la figure I-1.

Coefficient d'exposition, C_e

10. Le coefficient d'exposition, C_e , reflète les changements de vitesse du vent en fonction de la hauteur, ainsi que les effets des variations du terrain et de la topographie.
11. La valeur de C_e à utiliser pour la méthode statique est fournie au paragraphe 4.1.7.1. 5) du CNB. Elle est basée sur le profil (variation et hauteur) des pressions exercées par les rafales sur deux types de terrain, les terrains à découvert et les terrains rugueux, qui sont illustrés aux figures I-2 à I-5. Pour les terrains à découvert, on suppose que le profil obéit à la puissance 0,2, laquelle équivaut à la puissance 0,1 pour la vitesse des rafales. Pour les terrains rugueux, on suppose la puissance 0,3 pour le profil des pressions exercées par les rafales (équivalant à la puissance 0,15 pour la vitesse des rafales). La rafale dont il est question dure environ 3 à 5 s et représente une parcelle de vent qui, par hypothèse, exerce son effet sur la totalité de la plupart des bâtiments ordinaires.



Figure I-2

Exemple de terrain à découvert selon la méthode statique et d'exposition A selon la méthode dynamique, en vue de la détermination du coefficient d'exposition, C_e . (Voir également la figure I-3.) (Reproduit avec la permission de la Commission de la capitale nationale ©CCN/NCC)

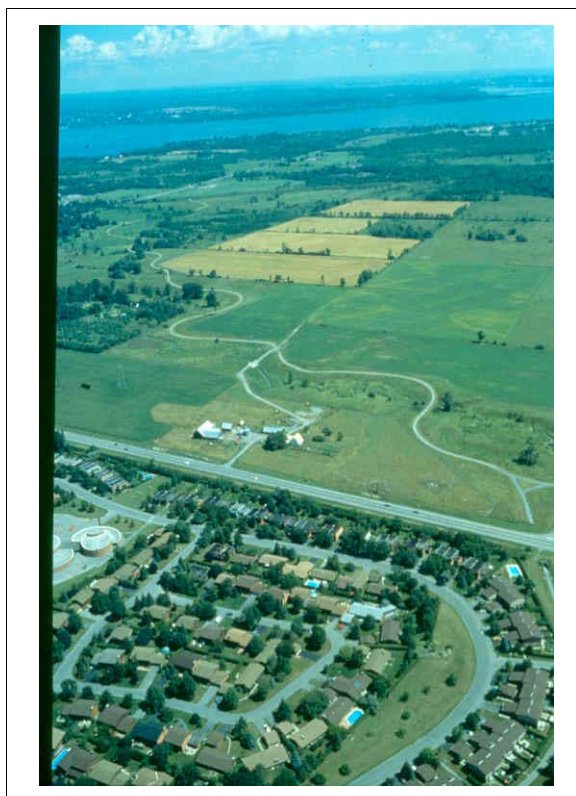


Figure I-3

Exemples de terrain à découvert et de terrain rugueux selon la méthode statique. Les bâtiments situés à l'avant-plan près de la route devraient être conçus pour une exposition de terrain à découvert. Les bâtiments éloignés de la route qui sont situés plus profondément dans le secteur construit devraient être conçus pour une exposition intermédiaire comme il est indiqué au paragraphe 12, ou une exposition de terrain rugueux comme il est indiqué au paragraphe 11, selon la distance par rapport à la route. (Voir également la figure I-4.) (Reproduit avec la permission de la Commission de la capitale nationale ©CCN/NCC)



Figure I-4

Exemple de terrain rugueux selon la méthode statique et d'exposition B selon la méthode dynamique. Les bâtiments situés sur le pourtour du lac et du secteur à découvert à l'arrière-plan pourraient devoir être conçus pour une exposition de terrain à découvert. (Reproduit avec la permission de la Commission de la capitale nationale ©CCN/NCC)

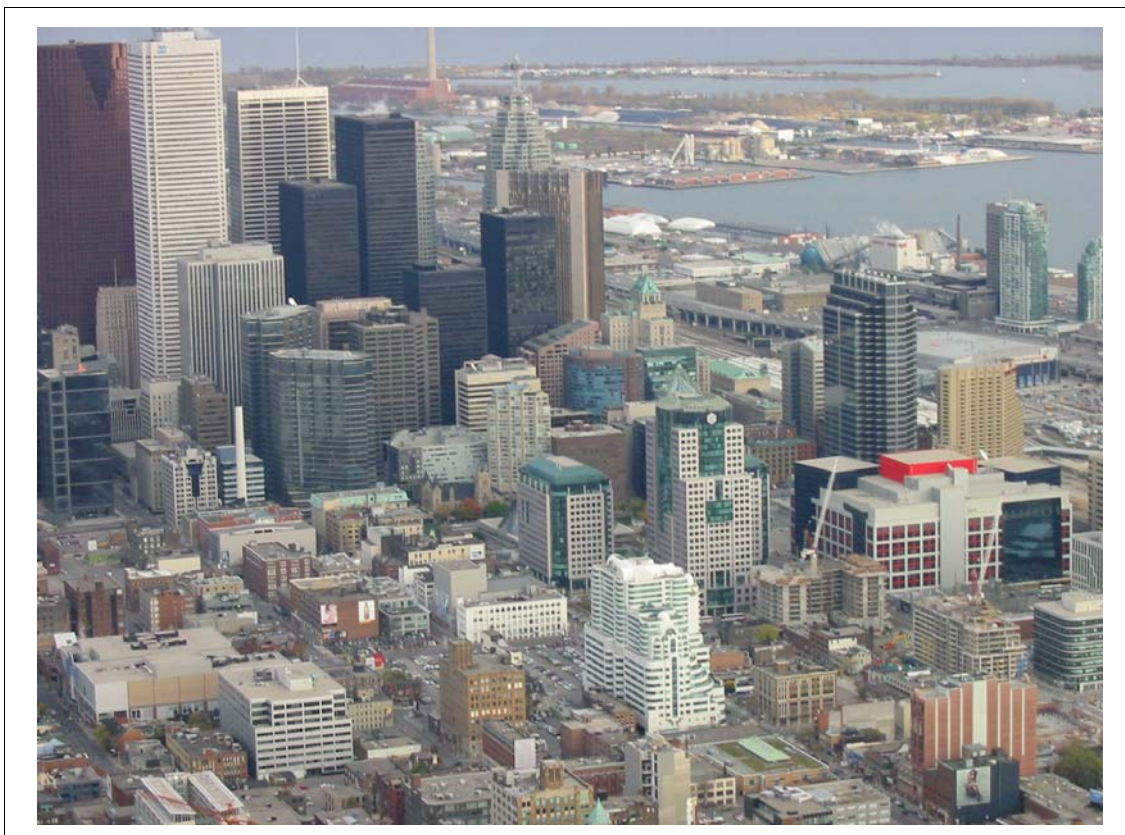


Figure I-5

Exemple d'exposition B selon la méthode dynamique. Les bâtiments situés sur le pourtour du lac, à droite à l'arrière-plan, pourraient devoir être conçus pour une exposition A. En outre, les bâtiments de grande hauteur à l'avant-plan pourraient devoir être conçus selon des méthodes empiriques visant à tenir compte des effets d'entonnoir, de ballotement et de tourbillons alternés. (Reproduit avec la permission de l'entreprise The Helicopter Company Inc., Toronto, Canada, 2003)

Changements du terrain

12. La valeur de C_e fournie dans le paragraphe 11 pour un terrain rugueux peut être utilisée lorsque le terrain rugueux s'étend dans la direction contre le vent sur au moins 1 km ou sur une distance égale à 20 fois la hauteur du bâtiment, H , si cette dernière valeur est plus élevée. Lorsque le terrain rugueux s'étend sur une distance de moins de 1 km (c.-à-d., $x < 1$ km) et que le bâtiment mesure moins de 50 m de hauteur, la valeur de C_e peut être obtenue par interpolation à partir de la valeur pour le terrain à découvert et de la valeur pour le terrain rugueux au moyen des formules suivantes :

pour x_r plus grand que 0,05 km et moins grand que 1 km,

$$C_e = C_{er} \left(0,816 + 0,184 \log_{10} \left(\frac{10}{x_r - 0,05} \right) \right) \leq C_{eo} \quad (1)$$

et pour x_r inférieur ou égal à 0,05 km,

$$C_e = C_{eo} \quad (2)$$

où x_r est la distance horizontale du terrain rugueux, C_{er} est le coefficient C_e pour un terrain rugueux, et C_{eo} est le coefficient C_e pour un terrain à découvert. Les équations (1) et (2) sont fondées sur des études décrites dans le document de Irwin.^[7]

Augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

13. Les collines et les coteaux peuvent augmenter de façon importante la vitesse du vent près du sol, ce qui devrait se refléter dans le coefficient d'exposition pour les bâtiments construits sur une colline ou un coteau. On trouvera ci-dessous une méthode qui peut être utilisée tant avec la méthode statique qu'avec la méthode dynamique pour refléter cette amplification.
14. Les bâtiments construits sur une colline ou un coteau dont la pente maximale est supérieure à 1/10, en particulier près d'un sommet, peuvent être soumis à des vitesses de vent considérablement plus grandes qu'en terrain plat. Le coefficient d'exposition à la hauteur z au-dessus du niveau du sol à cet endroit est égal à celui de la hauteur du sol en terrain plat multiplié par un facteur de $(1 + \Delta S(z))^2$, où $\Delta S(z)$ est le facteur d'augmentation de la vitesse moyenne du vent (cet effet est illustré à la figure I-6). Près du sommet, et à une distance $|x| < kL_h$, le coefficient d'exposition devient :

$$C_e^* = C_e \left\{ 1 + \Delta S_{\max} \left(1 - \frac{|x|}{kL_h} \right) e^{(-\alpha z/L_h)} \right\}^2 \quad (3)$$

où

- C_e^* = coefficient correspondant modifié pour tenir compte de la colline ou du coteau;
- C_e = coefficient d'exposition en terrain plat donné aux paragraphes 11 et 12 pour la méthode statique, et au paragraphe 43 pour la méthode dynamique;
- $\Delta S_{\max}$ = facteur d'augmentation relative de la vitesse au sommet près de la surface; et
- α = coefficient d'atténuation tenant compte de la réduction de la vitesse avec la hauteur.

Les valeurs de α et de $\Delta S_{\max}$ dépendent de la forme et de la pente de la colline ou du coteau. Des valeurs représentatives de ces paramètres sont données au tableau I-1.

Tableau I-1
Paramètres d'augmentation maximale de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

Forme de la colline ou du coteau	$\Delta S_{\max}^{(1)}$	α	k	
			$x < 0$	$x > 0$
Sommets à 2 versants (ou vallées avec H négatif)	$2,2 H_f/L_h$	3	1,5	1,5
Coteaux à 2 versants	$1,3 H_f/L_h$	2,5	1,5	4
Collines asymétriques à 3 versants	$1,6 H_f/L_h$	4	1,5	1,5

(1) Pour $H_f/L_h > 0,5$, il faut supposer que $H_f/L_h = 0,5$ et remplacer $2H_h$ par L_h dans l'équation (3).

15. La hauteur, H_h , et la longueur, L_h , de la colline et du coteau illustrés à la figure I-6 se définissent ainsi : H_h est la hauteur de la colline ou du coteau ou la différence d'élévation entre le sommet de la colline ou du coteau et le terrain bordant le bas de la pente; L_h est la distance horizontale, mesurée entre l'axe du sommet et un point où l'élévation du sol est égale à la moitié de H_h . La pente maximale pour les collines de forme arrondie est approximativement de $H_h/(2L_h)$. Dans les expressions ci-dessus, on suppose que le vent souffle dans la direction de la pente maximale, soit celle qui donne la vitesse la plus forte à proximité du sommet.
16. Il est peu probable que les collines et les coteaux dont la pente est inférieure à 1/10 produisent des augmentations de vitesse du vent significatives. Pour un examen plus approfondi de cette question et des modèles simplifiés pour les collines à 3 versants, voir la référence [8]. On trouvera également des renseignements d'ordre général aux références [9] et [10]. On peut recourir à des essais en soufflerie et à des méthodes de calcul pour obtenir des données de calcul applicables aux autres cas.

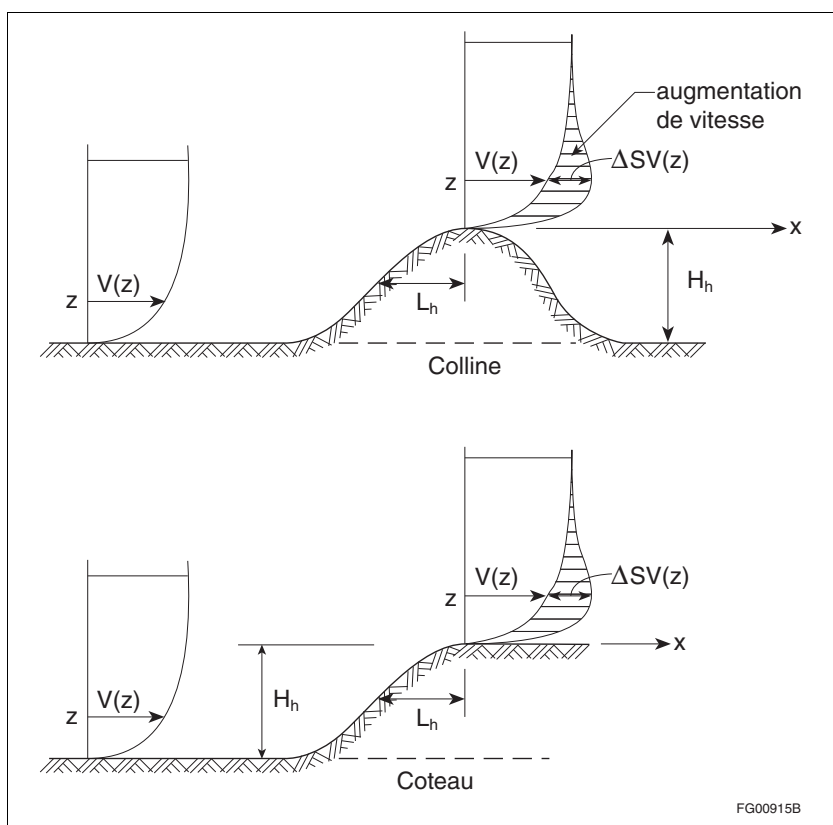


Figure I-6
Données servant à calculer l'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

Coefficients de rafale, C_g et C_{gi}

Généralités

17. Cette section contient des méthodes recommandées pour déterminer le coefficient de rafale extérieur mentionné au paragraphe 4.1.7.1. 1) du CNB et le coefficient de rafale intérieur mentionné au paragraphe 4.1.7.1. 3) du CNB. Ces deux coefficients, désignés C_g et C_{gi} , respectivement, sont définis comme étant le rapport entre l'effet maximal et l'effet moyen de la charge. Ils prennent en compte :
 - a) les forces variables de courte durée agissant sur la totalité ou une partie de la structure par suite de la turbulence du vent;
 - b) les forces variables produites en aval de la structure elle-même;
 - c) les forces d'inertie additionnelles découlant des mouvements de la structure sous l'action des charges variables; et
 - d) les forces aérodynamiques additionnelles dues aux changements, dans l'écoulement de l'air autour de la structure, causés par les mouvements de celle-ci (effets aéroélastiques).
18. Toutes les structures sont soumises, à des degrés divers, à l'action de ces forces. La réponse totale peut être considérée comme la superposition d'une composante de base qui se comporte de façon quasi statique et d'une composante résonance due aux forces d'inertie découlant de l'excitation au voisinage d'une fréquence propre. Pour la majorité des structures, la composante résonance est faible et on peut traiter l'effet dynamique en ne prenant en compte que la composante de base, dans les méthodes statiques courantes. Ces structures relèvent de la méthode statique. Pour les structures qui sont particulièrement élevées, élancées, légères, flexibles ou peu amorties, la composante résonance peut être dominante : pour ces structures, on devrait utiliser la méthode dynamique.

Coefficient de rafale extérieur, C_g

19. Les valeurs du coefficient de rafale extérieur, C_g , pour les petites structures et les structures de faible hauteur, ou encore pour les structures et les composantes qui présentent une rigidité relativement élevée, sont fournies aux alinéas 4.1.7.1. 6)a) et b) du CNB.

Commentaire I

20. Les coefficients de pression de pointe pour certaines structures de faible hauteur peuvent être déterminés directement à partir d'essais en soufflerie. Ces coefficients sont des valeurs composites de $C_p C_g$ qui incorporent l'effet de rafale en plus des facteurs de forme aérodynamiques et sont fournis aux paragraphes 25 à 28 portant sur les coefficients de pression. Un coefficient de rafale ne devrait donc pas être utilisé en conjonction avec ces coefficients.

Correction de C_g pour l'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

21. L'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux influe principalement sur la vitesse moyenne du vent, et non sur l'amplitude des fluctuations de turbulence. Ceci signifie qu'une correction devrait être appliquée au coefficient de rafale tant dans la méthode statique que dans la méthode dynamique, pour compenser l'augmentation connexe de l'amplitude des rafales lorsque le coefficient d'exposition corrigé, C_g^* , déterminé au moyen de l'équation (3) est utilisé. L'expression qui suit indique le coefficient de rafale corrigé à utiliser pour le calcul des structures construites sur des collines et des coteaux :

$$C_g^* = 1 + (C_g - 1) \sqrt{\frac{C_e}{C_g^*}} \quad (4)$$

où

C_g^* = coefficient corrigé pour des collines et des coteaux; et
 C_g = coefficient de rafale pour un terrain plat.

Lorsqu'une valeur combinée $C_p C_g$ est utilisée, on peut rajuster la valeur combinée pour des structures construites sur des collines et des coteaux en la multipliant par le rapport C_g^*/C_g , lequel est calculé au moyen de l'équation (4) avec une valeur de $C_g = 2,0$ pour la structure du bâtiment et $C_g = 2,5$ pour le revêtement extérieur et les éléments structuraux secondaires.

Coefficient de rafale intérieur, C_{gi}

22. Comme il est stipulé à l'alinéa 4.1.7.1. 6)c) du CNB, la valeur implicite du coefficient de rafale intérieure, C_{gi} , devrait être considérée comme étant égale à 2,0. Pour les grandes structures constituées d'un volume unique non cloisonné, toutefois, la pression intérieure prend un temps considérable à réagir aux changements de la pression extérieure, ce qui réduit d'autant le coefficient de rafale. Dans ces cas, C_{gi} est donné par l'équation suivante, à la place de la valeur implicite :

$$C_{gi} = 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \tau}} \quad (5)$$

où τ est un paramètre associé au temps requis pour que la pression intérieure réagisse aux changements de pression extérieure aux ouvertures, et τ est donné par l'équation

$$\tau = \frac{V_0}{6950A} \left[1 + 1,42 \times 10^5 \frac{A_s}{V_0} \delta \right] \quad (6)$$

où

V_0 = volume intérieur, en m^3 ;
 A = superficie totale de toutes les ouvertures extérieures du volume, en m^2 ;
 A_s = superficie intérieure totale du volume (à l'exclusion des dalles sur le sol), en m^2 ; et
 δ = une mesure de la flexibilité de l'enveloppe du bâtiment et de la flèche moyenne vers l'extérieur de l'enveloppe par unité d'augmentation de la pression intérieure, en m^3/N .

Une valeur type de δ pour les bâtiments à revêtement extérieur de tôle est d'environ $5 \times 10^{-5} m^3/N$. Lorsqu'il est difficile d'estimer δ , on peut prudemment considérer que cette valeur est égale à zéro.

Exemple : Supposons un bâtiment dont les dimensions du plan sont de $100 m \times 50 m$ et qui mesure $20 m$ de hauteur. Ce bâtiment contient un volume unique non divisé, comporte une ouverture

unique de 5 m², et une valeur de $\delta = 5 \times 10^{-5}$ m³/N. Alors $V_0 = 100\,000$ m³, $A = 5$ m², et $A_s = 6000 + 5000 = 11\,000$ m². Donc

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{10^5}{6950 \times 5} \left[1 + 1,42 \times 10^5 \frac{1,1 \times 10^4}{10^5} 5 \times 10^{-5} \right] \\ &= 2,88 [1 + 0,78] \\ &= 5,1\end{aligned}$$

et

$$\begin{aligned}C_{gi} &= 1 + \frac{1}{\sqrt{1 + 5,1}} \\ &= 1,40\end{aligned}$$

Coefficients de pression, C_p , C_p^* et C_{pi}

Généralités

23. Les coefficients de pression sont les rapports non dimensionnels des pressions réelles exercées par le vent sur la surface d'un bâtiment à la vitesse du vent à la hauteur de référence. Ils tiennent compte des effets de la forme aérodynamique du bâtiment, de l'orientation de la surface par rapport au vent et du profil de vitesse du vent. Les coefficients de pression sont ordinairement déterminés à partir d'essais en soufflerie sur des modèles à échelle réduite, même si des mesures sont à l'occasion prises à partir de bâtiments en vraie grandeur. Il est très important de simuler le profil naturel de la vitesse du vent et la turbulence en soufflerie; les expériences réalisées en écoulement uniforme peuvent être très trompeuses.^{[11][12]}

Directionnalité

24. À tout emplacement géographique donné, les vents sont plus forts dans certaines directions géographiques. La probabilité que la direction du vent le plus fort s'aligne sur la direction qui produit la pression la plus élevée sur une surface donnée est de moins de 100 %. La charge réelle due au vent sur une surface donnée sera en conséquence inférieure à la charge calculée en combinant la pression de la vitesse de référence du vent pour l'emplacement avec le coefficient de pression de pointe pour la surface. Les effets de la directionnalité sont pris en compte par les charges pondérées et aucune autre réduction ne devrait y être apportée.

Coefficients de pression extérieure pour les bâtiments de faible hauteur

25. Les coefficients de pression extérieure recommandés, en vue du calcul des bâtiments de faible hauteur, sont donnés aux figures I-7 à I-14. Ces coefficients sont basés sur les données obtenues grâce à des essais systématiques en soufflerie à couche limite. Dans plusieurs cas, ces données ont été vérifiées par rapport à des mesures prises en vraie grandeur. Les coefficients sont basés sur les pressions de rafale maximale d'une durée d'environ 1 s et tiennent en conséquence compte du coefficient de rafale, C_g ; ces coefficients correspondent donc au produit de C_p par C_g . Ces coefficients s'appliquent à la surface tributaire associée à l'élément ou au composant en question, sur laquelle la pression dynamique est sensée agir.
26. Les coefficients de rafale - pression extérieures donnés dans les figures I-7 à I-14 conviennent plus aux bâtiments dont le rapport de la hauteur à la largeur est inférieur à 0,5 et dont la hauteur de référence ne dépasse pas 20 m, où la largeur est basée sur la plus petite dimension, D_s . En l'absence de données plus spécifiques, ces figures peuvent également être utilisées pour les bâtiments dont le rapport de la hauteur à la largeur est inférieur à 1,0 à condition que la hauteur de référence soit inférieure à 20 m. Au-delà de ces limites, la figure I-15 devrait être utilisée. Ces coefficients sont basés sur les références [13] et [14].

Commentaire I

27. La figure I-7 donne les valeurs de $C_p C_g$ pour le système principal de résistance au vent du bâtiment sur lequel les pressions du vent s'exercent sur plus d'une surface, comme dans le cas des bâtiments à ossature. La répartition simplifiée des charges de la figure I-7 a été mise au point de manière à rendre, de la façon la plus exacte possible, les efforts structuraux (poussée horizontale, soulèvement, moments de l'ossature) déterminés directement à partir d'expériences. Ces résultats tiennent compte de la charge partielle due aux rafales mentionnée au paragraphe 4.1.7.3. 1) du CNB.
28. Les figures I-8 à I-14 se rapportent aux effets provoqués surtout par le vent agissant sur des surfaces simples, comme dans le calcul du revêtement extérieur et des éléments structuraux secondaires, comme les pannes et les entremises. Elles devraient également être utilisées pour le calcul des éléments structuraux à simple surface, comme les toits qui n'ont pas de liaisons résistant aux moments à l'intersection des murs. Dans un tel cas, il n'est pas nécessaire d'inclure les charges de bordure à tout le périmètre du toit, mais seulement au voisinage des bords au vent. Pour les pentes supérieures à 7° dont la bordure du faîte doit aussi résister à des charges plus fortes, il suffit de prendre en compte pour ces charges le côté sous le vent. Pour les charges de bordure situées ailleurs, on peut utiliser les valeurs prescrites pour les parties centrales.

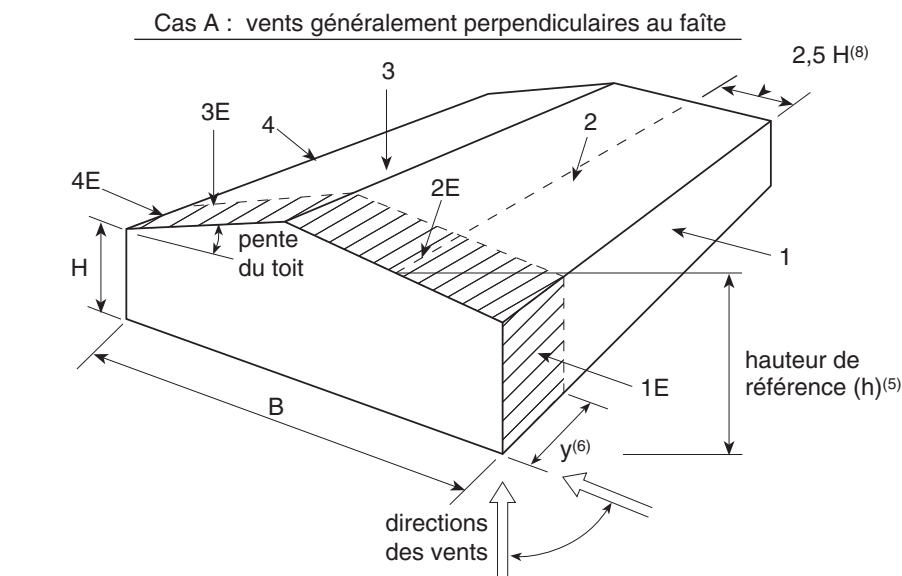
Coefficients de pression extérieure pour les bâtiments de grande hauteur

29. La figure I-15 donne les coefficients de pression extérieure à utiliser pour les bâtiments de plan rectangulaire dont la hauteur, H , dépasse 20 m ou leur plus petite dimension, D_s . Les coefficients sont indiqués sous la forme de coefficients de pression, C_p , moyennés en fonction du temps et de l'espace, ou simplement de coefficients de pression locaux moyennés en fonction du temps, C_p^* . Un coefficient de pression local, $C_p^* = \pm 0,9$, applicable au calcul du revêtement extérieur sur une petite surface (environ la taille d'une fenêtre) peut être constaté en un point quelconque à n'importe quel niveau, sauf près des coins, où un C_p^* local de 1,2 est approprié.

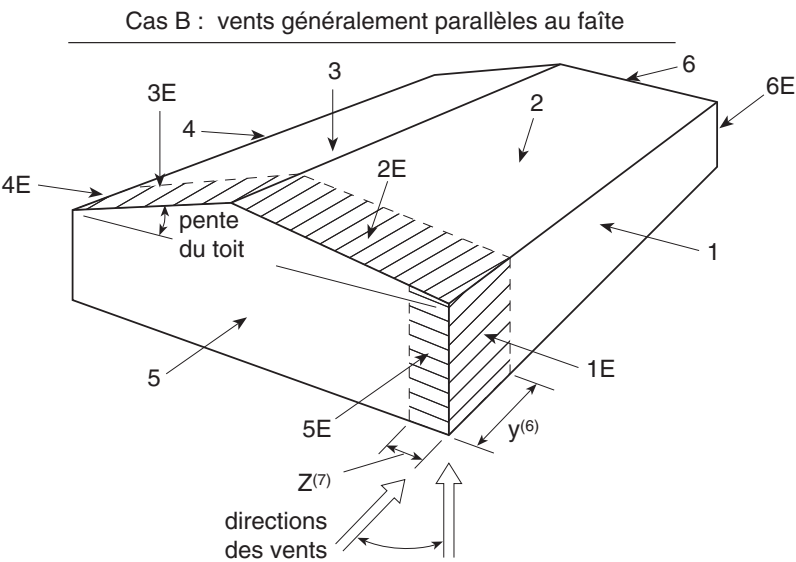
Le tableau I-2 indique quelle figure consulter pour dériver les coefficients de pression.

Tableau I-2
Index des figures contenant des coefficients de pression extérieure

Type de bâtiment	Élément structural	Limite de la pente du toit (α)	Numéro de la figure	Coefficient donné
Bâtiments de faible hauteur où $H/D_s < 1$ et $H \leq 20$ m	Effet structural primaire	—	I-7	$C_p C_g$
	Murs	—	I-8	
	Toits			
	a) général	$\alpha \leq 7^\circ$	I-9	
	b) terrasse en gradins	$\alpha = 0^\circ$	I-10	
	c) à deux versants et à pans coupés, faîte simple	$\alpha \leq 7^\circ$	I-9	
		$\alpha > 7^\circ$	I-11	
	d) à pignons, faîtes multiples	$\alpha \leq 10^\circ$	I-9	
		$\alpha > 10^\circ$	I-12	
	e) pente simple	$\alpha \leq 3^\circ$	I-9	
		$30^\circ \geq \alpha > 3^\circ$	I-13	
	f) à redans	$\alpha \leq 10^\circ$	I-9	
		$\alpha > 10^\circ$	I-14	
Bâtiments où $H/D_s \geq 1$ ou $H > 20$ m	—	—	I-15	C_p et C_p^*



Pente du toit	Surfaces du bâtiment							
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0° à 5°	0,75	1,15	-1,3	-2,0	-0,7	-1,0	-0,55	-0,8
20°	1,0	1,5	-1,3	-2,0	-0,9	-1,3	-0,8	-1,2
30° à 45°	1,05	1,3	0,4	0,5	-0,8	-1,0	-0,7	-0,9
90°	1,05	1,3	1,05	1,3	-0,7	-0,9	-0,7	-0,9



Pente du toit	Surfaces du bâtiment											
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E	5	5E	6	6E
0° à 90°	-0,85	-0,9	-1,3	-2,0	-0,7	-1,0	-0,85	-0,9	0,75	1,15	-0,55	-0,8

FG00920B

Figure I-7
Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, pour les effets structuraux primaires découlant des charges dues au vent agissant sur toutes les surfaces simultanément

Commentaire I

- (1) Le bâtiment doit être conçu pour toutes les directions du vent. Chaque coin doit être considéré individuellement comme le coin au vent représenté sur la figure. Pour toutes les pentes de toit, le cas de charge A et le cas de charge B doivent être étudiés comme deux conditions de charge distinctes pour produire les effets du vent, y compris la torsion, auxquels le système structural doit résister.
- (2) Pour les pentes de toit dont la valeur n'est pas montrée, le coefficient $C_p C_g$ peut être obtenu par interpolation linéaire.
- (3) Les coefficients positifs correspondent à des forces qui agissent en direction de la surface, alors que les coefficients négatifs correspondent à des forces qui agissent en sens contraire de la surface.
- (4) Pour le calcul des fondations, à l'exclusion des ancrages de l'ossature, seulement 70 % de la charge effective doit être pris en considération.
- (5) La hauteur de référence, h , pour les pressions est la demi-hauteur du toit ou 6 m, si cette dernière valeur est plus élevée. Si la pente du toit est inférieure à 7° , on peut prendre la hauteur de débord de toit, H , comme hauteur moyenne.
- (6) La largeur y doit être égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes, 6 m ou $2z$, z étant la surface de mur à pignon (diaphragme) définie pour le cas de charge B. Pour les bâtiments à ossature, y peut être la distance entre l'extrémité du bâtiment et le premier élément d'ossature.
- (7) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (8) Pour $B/H > 5$ dans le cas de charge A, les coefficients négatifs indiqués pour les surfaces 2 et 2E ne devraient être appliqués qu'à une aire de largeur $2,5 H$ mesurée à partir du débord de toit au vent. Les pressions exercées sur le reste du toit au vent devraient être ramenées aux coefficients prescrits pour le toit sous le vent (c.-à-d. les pressions pour 3 et 3E).

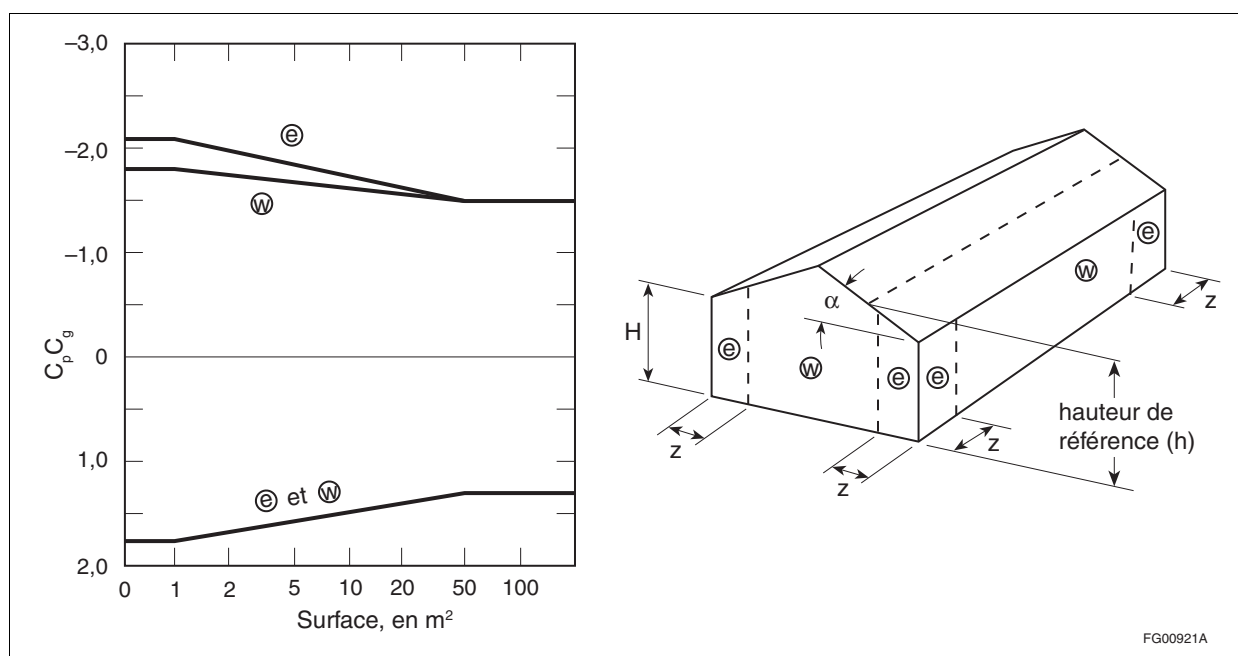


Figure I-8

Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, exercées sur un mur pour le calcul des composants structuraux et du revêtement

- (1) Ces coefficients s'appliquent pour toute pente de toit, α .
- (2) La surface portée en abscisse représente la surface tributaire théorique à l'intérieur de la zone considérée.
- (3) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (4) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême.
- (5) Les coefficients positifs indiquent des forces qui agissent en direction de la surface, tandis que les coefficients négatifs indiquent des forces qui agissent en sens contraire de la surface. Chaque élément structural doit être conçu de manière à résister aux forces tant positives que négatives.
- (6) Les coefficients de pression peuvent habituellement s'appliquer aux façades ayant des particularités architecturales; toutefois, lorsqu'une façade comporte des nervures verticales de plus de 1 m de profondeur, un coefficient de pression locale $C_p C_g = -2,8$ peut s'appliquer à la zone e.^{[36][37]}

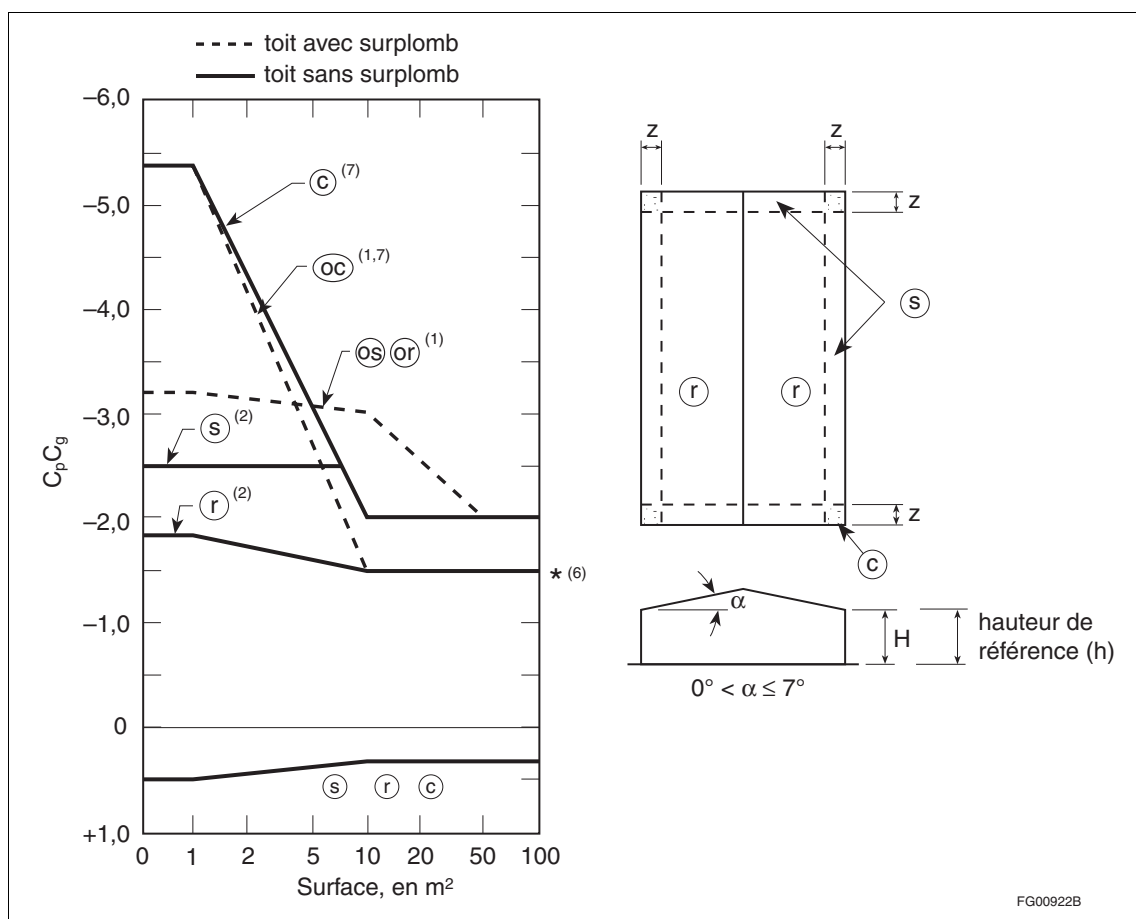


Figure I-9

Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, exercées sur un toit dont la pente est égale ou inférieure à 7° , pour le calcul des éléments structuraux et du revêtement extérieur

- (1) Les coefficients applicables aux toits en surplomb sont précédés du préfixe « o » et font référence aux mêmes aires de toit que les symboles correspondants sans préfixe. Ils tiennent compte de la pression exercée sur les surfaces supérieure et inférieure. Dans le cas des parties en surplomb, les murs sont à l'intérieur du périmètre du toit.^[38]
- (2) Les symboles s et r s'appliquent tant aux toits qu'aux surfaces supérieures des auvents.
- (3) La surface en abscisse représente la surface tributaire théorique à l'intérieur de la zone considérée.
- (4) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (5) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême.
- (6) Les coefficients positifs indiquent des forces qui agissent en direction de la surface, tandis que les coefficients négatifs indiquent des forces qui agissent en sens contraire de la surface. Chaque élément structural doit être conçu de manière à résister aux forces tant positives que négatives.
- (7) Pour calculer les forces de soulèvement sur les surface tributaires supérieures à 100 m^2 sur les toits presque plats sans obstacles bordés par des parapets de faible hauteur et dont le centre de la surface tributaire se trouve à une distance du bord le plus proche égale à au moins deux fois la hauteur du bâtiment, la valeur de $C_p C_g$ peut être réduite à $-1,1$ à $x/H = 2$ et être réduite une nouvelle fois de façon linéaire à $-0,6$ à $x/H = 5$, où x est la distance par rapport au bord le plus proche et H est la hauteur du bâtiment.^[40]
- (8) Pour les toits qui sont bordés par un parapet de 1 m ou plus de hauteur, les coefficients de coin $C_p C_g$ pour les petites surfaces tributaires peuvent être réduits de $-5,4$ à $-4,4$.^{[41][42]}

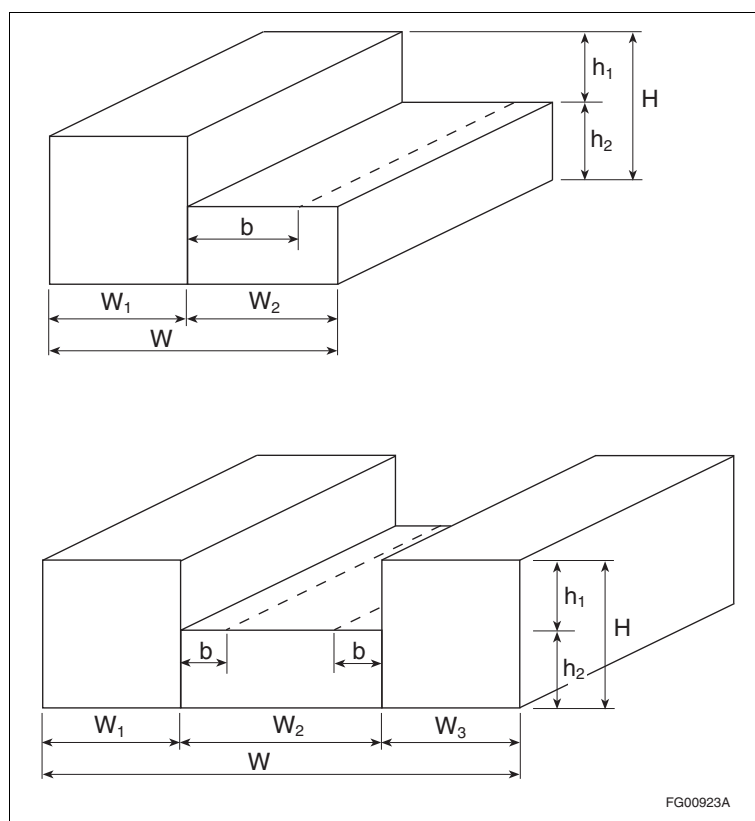


Figure I-10

Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, pour le calcul des composants structuraux et du revêtement extérieur des bâtiments à toiture-terrasse en gradins

- (1) Les désignations de zone, coefficients de rafale - pression et notes fournies à la figure I-9 s'appliquent sur les niveaux inférieur et supérieur des toitures-terrasses en gradins, sauf qu'au niveau inférieur, des coefficients de rafale-pression positifs égaux aux coefficients de la figure I-8 pour les murs s'appliquent pour une distance b , où b est égale à $1,5 h_1$, sans toutefois dépasser 30 m. Pour tous les murs dans la figure I-10, les désignations de zone et les coefficients de pression fournis pour les murs à la figure I-8 s'appliquent.^{[43][44]}
- (2) La note (1) ci-dessus s'applique seulement lorsque les conditions qui suivent sont satisfaites : $h_1 \geq 0,3H$, $h_1 \geq 3$ m, et W_1 , W_2 ou W_3 sont plus grands que $0,25W$ sans toutefois dépasser $0,75W$.

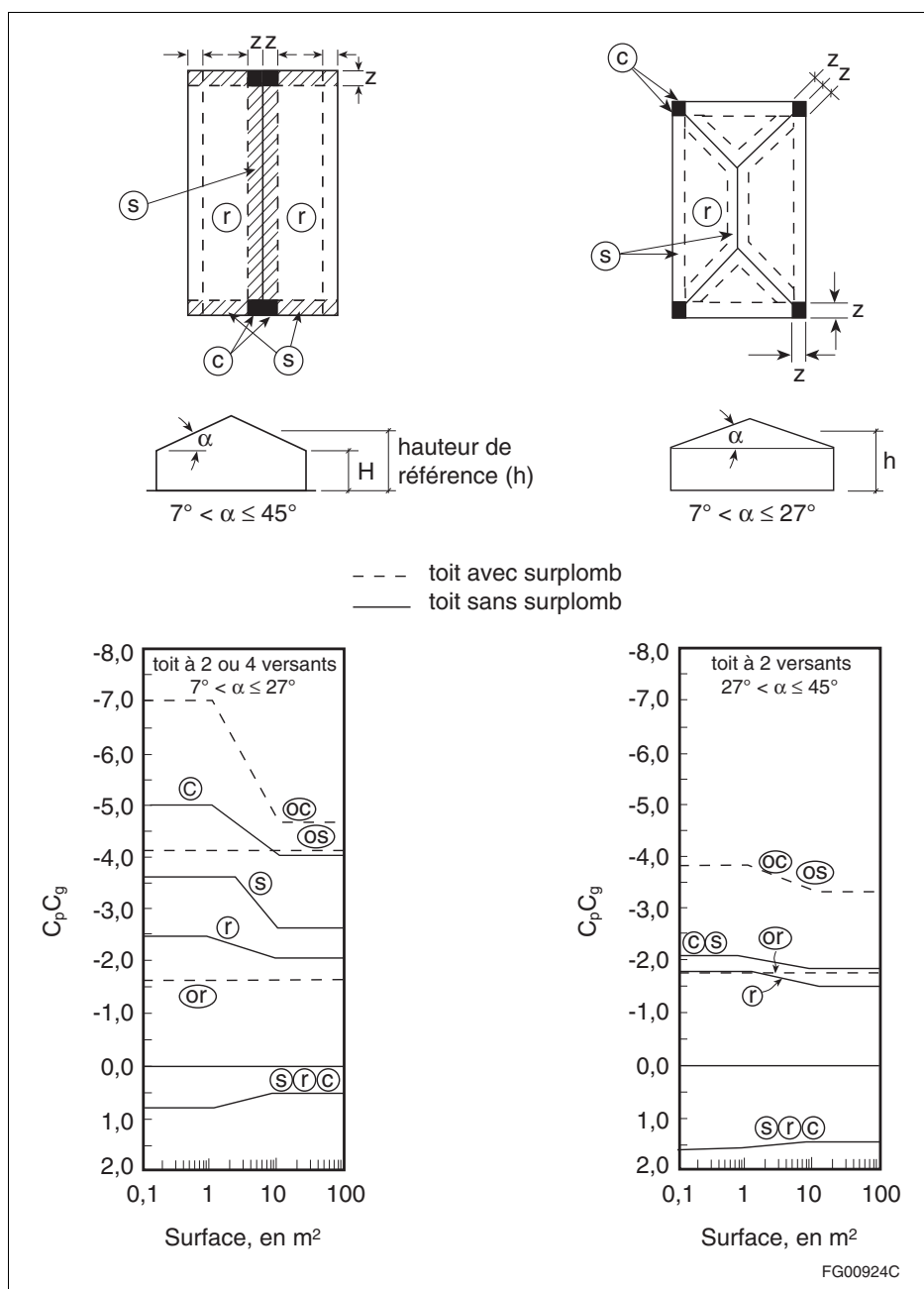


Figure I-11

Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, exercées sur un toit à 2 versants ou en croupe à portée simple dont la pente est égale ou supérieure à 7° pour le calcul des composants structuraux et du revêtement extérieur

- (1) Les coefficients pour les toits en surplomb sont précédés du préfixe « o » et font référence aux mêmes aires de toit que les symboles correspondants sans préfixe. Ils tiennent compte de la pression exercée sur les surfaces inférieure et supérieure.^{[25][45]}
- (2) La surface en abscisse représente la surface tributaire théorique à l'intérieur de la zone considérée.
- (3) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (4) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême.
- (5) Les coefficients positifs indiquent des forces qui agissent en direction de la surface, tandis que les coefficients négatifs indiquent des forces qui agissent en sens contraire de la surface. Chaque élément structural doit être conçu de manière à résister aux forces tant positives que négatives.
- (6) Pour les toits en croupe avec une pente $7^\circ < \alpha \leq 27^\circ$, les bandes de rive/faîte et les coefficients de rafale-pression pour les faîtes des toits à 2 versants s'appliquent le long de chaque arête.^[46]

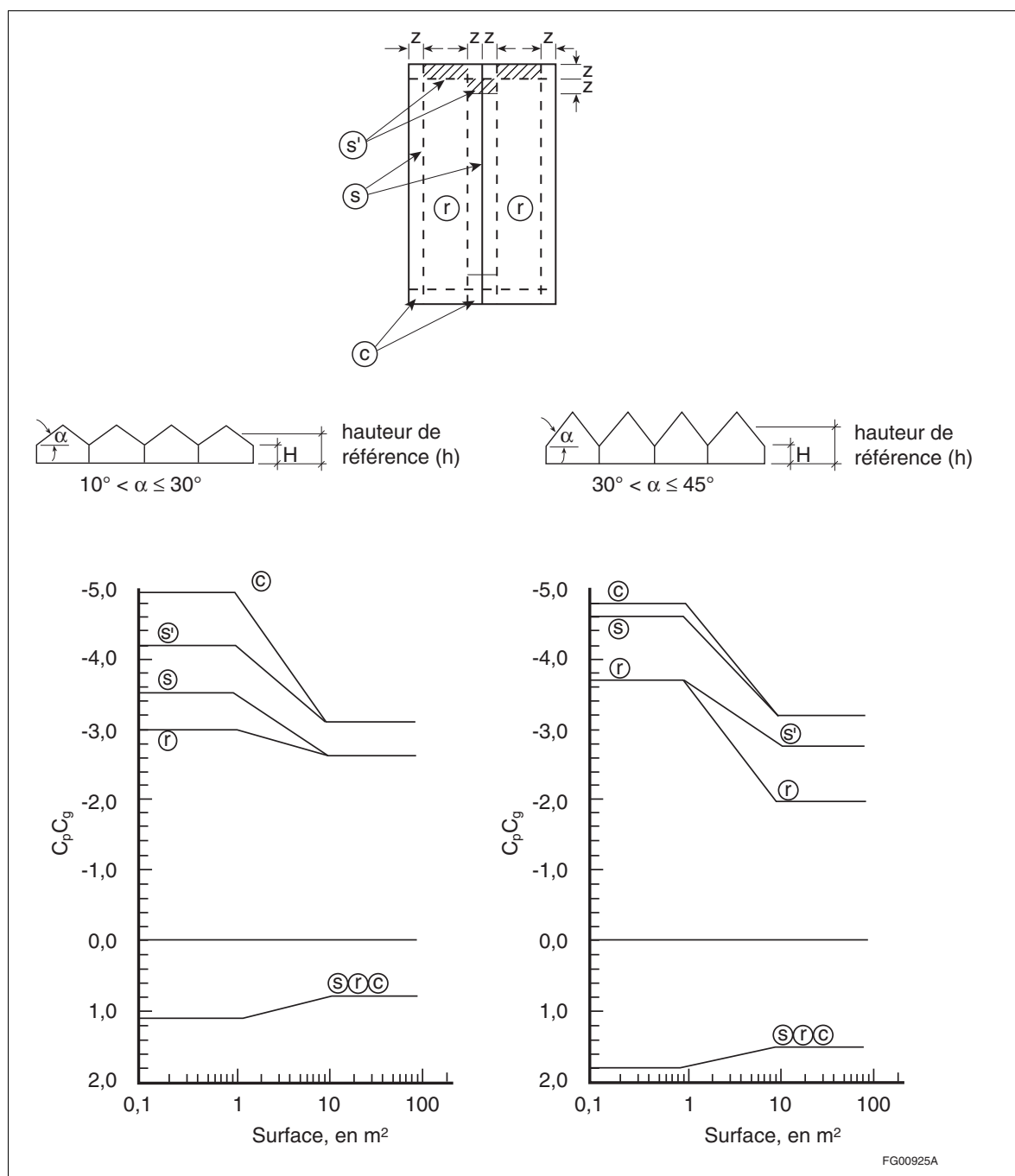


Figure I-12

Coefficients composites de rafale–pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, exercées sur un toit à pignons à portées multiples dont la pente est supérieure à 10° , pour le calcul des composants structuraux et du revêtement extérieur^{[47][48]}

- (1) La surface en abscisse représente la surface tributaire théorique à l'intérieur de la zone considérée.
- (2) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (3) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême.
- (4) Les coefficients positifs indiquent des forces qui agissent en direction de la surface, tandis que les coefficients négatifs indiquent des forces qui agissent en sens contraire de la surface. Chaque élément structural doit être conçu de manière à résister aux forces tant positives que négatives.
- (5) Pour $\alpha \leq 10^\circ$, les coefficients indiqués à la figure I-9 s'appliquent.

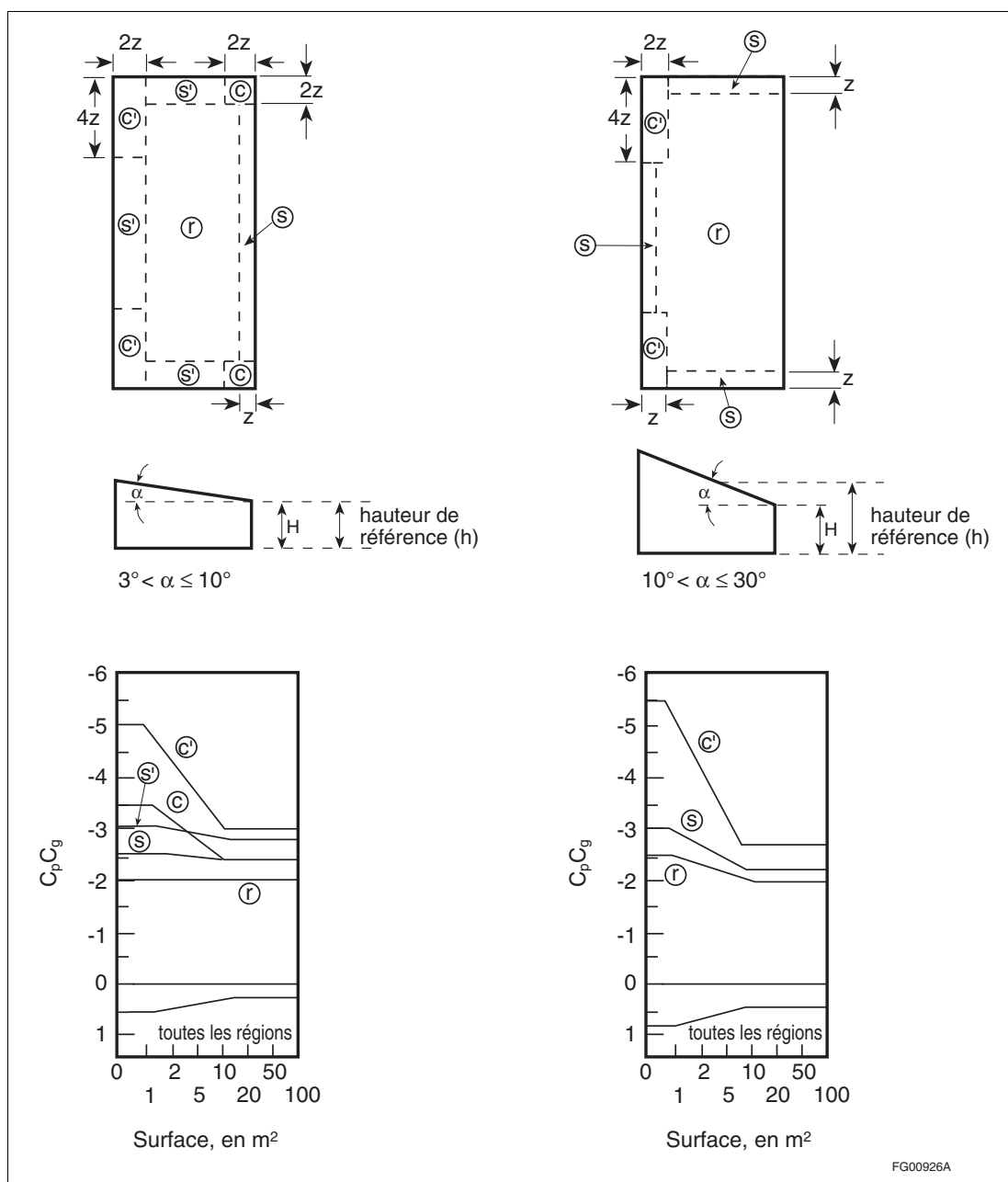


Figure I-13

Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, exercées sur un toit à pente simple, pour le calcul des composants structuraux et du revêtement extérieur^{[49][50]}

- (1) La surface en abscisse représente la surface tributaire théorique à l'intérieur de la zone considérée.
- (2) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (3) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême.
- (4) Les coefficients positifs indiquent des forces qui agissent en direction de la surface, tandis que les coefficients négatifs indiquent des forces qui agissent en sens contraire de la surface. Chaque élément structural doit être conçu de manière à résister aux forces tant positives que négatives.
- (5) Pour $\alpha \leq 3^\circ$, les coefficients de rafale-pression indiqués à la figure I-9 s'appliquent.

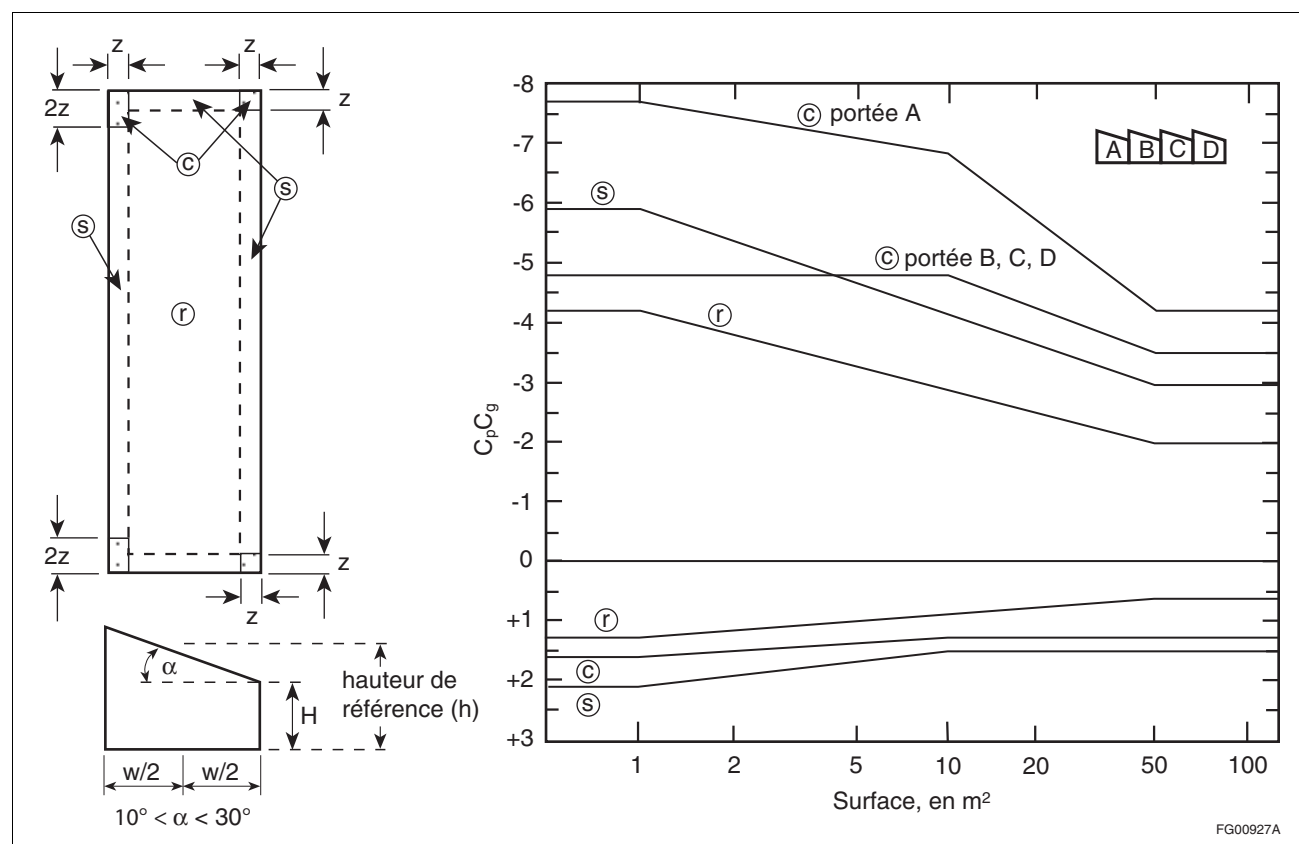


Figure I-14

Coefficients composites de rafale-pression extérieures de pointe, $C_p C_g$, exercées sur un toit à redans à pente supérieure à 10° , pour le calcul de la toiture et des éléments structuraux secondaires^[50]

- (1) La surface en abscisse représente la surface tributaire théorique à l'intérieur de la zone considérée.
- (2) La largeur z est égale à la moins élevée des valeurs suivantes, soit 10 % de la plus petite dimension horizontale ou 40 % de la hauteur, H , sans toutefois être inférieure à 4 % de la plus petite dimension horizontale ou 1 m.
- (3) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême.
- (4) Les coefficients positifs indiquent des forces qui agissent en direction de la surface, tandis que les coefficients négatifs indiquent des forces qui agissent en sens contraire de la surface. Chaque élément structural doit être conçu de manière à résister aux forces tant positives que négatives.
- (5) Les coefficients négatifs sur les zones de coin de la portée A diffèrent des coefficients des portées B, C et D.
- (6) Pour $\alpha \leq 10$, les coefficients de rafale-pression indiqués à la figure I-9 s'appliquent.

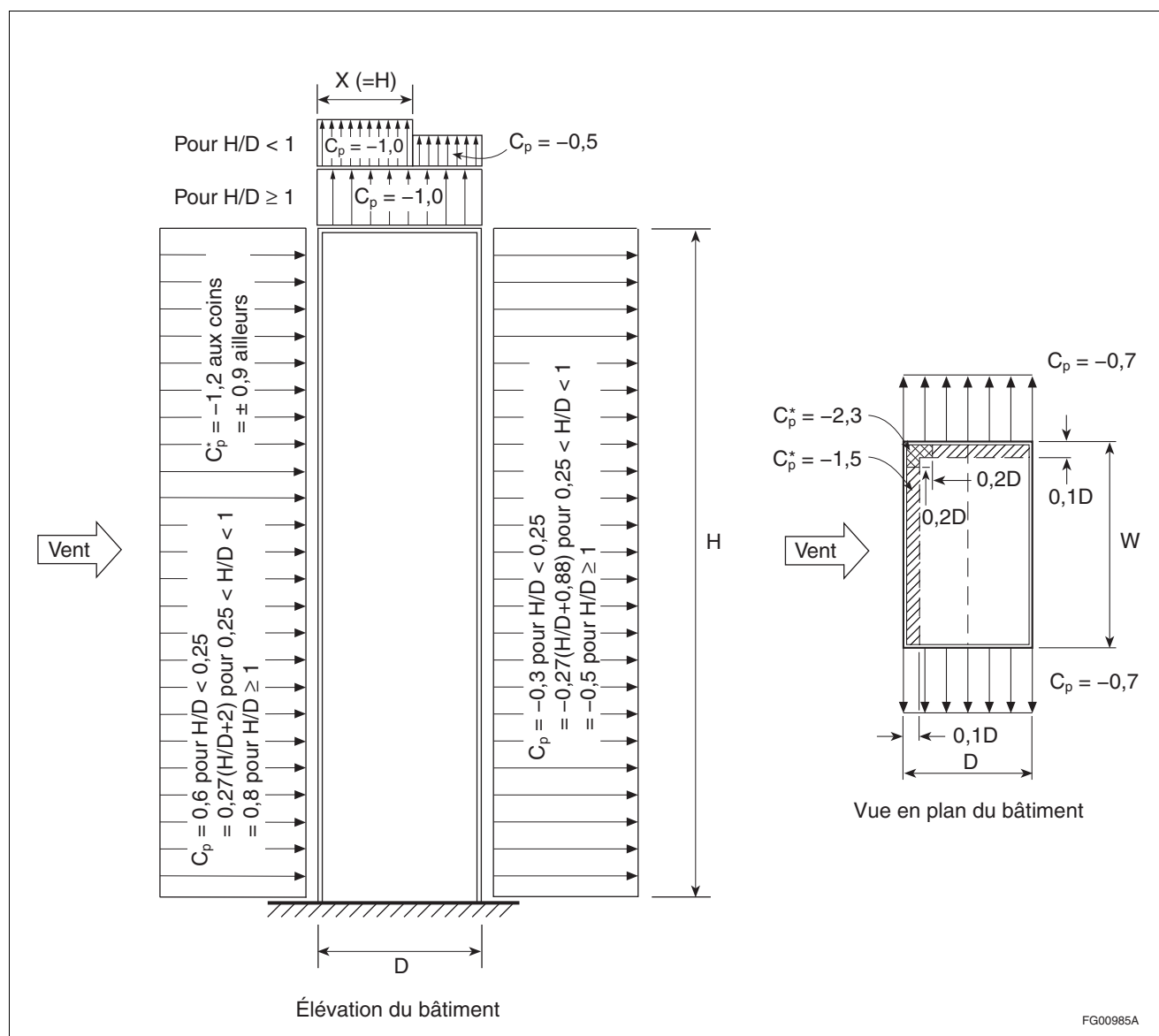


Figure I-15

Coefficients de pression extérieure, C_p et C_p^* , pour les bâtiments à toiture-terrasse

- (1) D et W correspondent aux dimensions du bâtiment à sa base parallèlement et perpendiculairement au vent, respectivement.
- (2) Les coefficients C_p montrés sur le mur au vent s'appliquent lorsque le vent souffle perpendiculairement au mur.
- (3) Les coefficients C_p^* servent à prendre en compte de fortes succions locales créées par le vent soufflant à un léger angle par rapport au mur. Ils devraient être utilisés pour le calcul de petites surfaces de revêtement extérieur et de toiture, mais n'ont pas à être pris en considération en conjonction avec le coefficient C_p pour la charge totale.
- (4) On doit évaluer les combinaisons de pressions extérieure et intérieure de manière à déterminer la charge extrême. Les coefficients de pression intérieure, C_{pi} , sont fournis aux paragraphes 30 à 34.
- (5) Les coefficients de pression montrés s'appliquent habituellement aux façades ne comportant pas de nervures verticales profondes. Sur de telles façades, le coefficient C_p^* de -1,2 indiqué pour les coins s'applique à une zone de rive de 0,1D de largeur. Lorsqu'une façade comporte des nervures verticales de plus de 1 m de profondeur, un coefficient local $C_p^* = -1,4$ peut s'appliquer à une zone de rive de 0,2D de largeur.^{[36][37]}
- (6) La valeur de C_p^* peut être réduite de -2,3 à -2,0 pour les toits dotés d'un parapet de plus de 1 m de hauteur.^{[41][42]}
- (7) Aux niveaux inférieurs des toitures-terrasses en gradins, des coefficients de pression positifs égaux aux coefficients pour les murs s'appliquent pour une distance b (voir la figure I-10 pour la définition de b). Les mêmes coefficients s'appliquent aux segments de mur situés au-dessus des toits les plus bas et aux autres murs orientés de façon similaire par rapport au vent.^{[43][44]}

Coefficient de pression intérieure, C_{pi}

30. Le coefficient de pression intérieure, C_{pi} , définit l'effet du vent sur la pression d'air à l'intérieur du bâtiment et joue un rôle important dans le calcul du revêtement extérieur et de la structure principale. L'ordre de grandeur de ce coefficient dépend de la répartition et de l'importance des surfaces d'infiltration et des ouvertures qui font communiquer l'intérieur avec l'extérieur. Avec de très petites fissures et pores répartis uniformément, l'infiltration est lente. Si la pression intérieure se stabilisera à une valeur approximativement égale à la pression extérieure moyenne qui s'exerce sur la surface exposée du bâtiment, l'influence des rafales sera toutefois atténuée. Lorsque les ouvertures aménagées dans l'enveloppe du bâtiment sont plus grandes — au niveau des portes ou des fenêtres — la pression intérieure a tendance à se rapprocher de la pression extérieure près de la plus grande ouverture principale et les pressions de rafale sont ressenties à l'intérieur.
31. En raison de la variabilité et de l'incertitude dans les dimensions et la répartition des ouvertures, les coefficients de pression intérieure peuvent varier considérablement. Face à ces incertitudes, il est approprié d'utiliser les coefficients fournis ci-dessous tant pour la méthode statique que pour la méthode dynamique. Le choix du coefficient dépend de la présence ou non d'ouvertures importantes et de la répartition uniforme ou non de petites ouvertures produisant des infiltrations en arrière-plan. Dans ce contexte, on considère comme importante une ouverture ou une combinaison d'ouvertures, dans un mur quelconque, offrant un passage au vent et dont la surface dépasse de 2 fois ou plus la surface de fuite du reste de l'enveloppe, toit compris. Une ouverture importante peut être constituée par des portes d'entrée, des portes réservées aux marchandises, des fenêtres et des ouvertures de ventilation si, pendant une tempête, ces portes, fenêtres ou ouvertures sont ouvertes à cause des conditions normales d'utilisation ou à la suite de dommages imprévus.

Pour tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent régner, trois catégories de calcul ont été prévues. Pour chacune de ces trois catégories, C_{gi} est calculé conformément aux dispositions du paragraphe 22 :

Catégorie 1 : $C_{pi} = -0,15$ à $0,0$

Cette catégorie s'applique aux bâtiments qui ne comportent pas de grandes ouvertures, mais de petites ouvertures réparties uniformément et représentant moins de 0,1 % de la surface totale du bâtiment. La valeur de C_{pi} devrait être $-0,15$, sauf lorsque de telles ouvertures réduisent une charge extérieure, auquel cas $C_{pi} = 0$ devrait être utilisé. La pression intérieure fluctue même à l'intérieur des bâtiments qui ont de petites ouvertures réparties, et les fluctuations de pression atteignent à l'occasion $C_{pi} = 0$. Cette catégorie comprend les bâtiments de grande hauteur qui sont théoriquement étanches, ne comportent pas de fenêtres manoeuvrables et de portes-moustiquaires, et sont ventilés mécaniquement. Certains bâtiments de faible hauteur moins courants, comme les entrepôts sans fenêtres dont les portes sont bien protégées contre les tempêtes, appartiennent également à cette catégorie.

Catégorie 2 : $C_{pi} = -0,45$ à $0,3$

Cette catégorie comprend les bâtiments où les grandes ouvertures peuvent être fermées pendant les tempêtes, mais dont les infiltrations par l'enveloppe ne sont pas nécessairement réparties uniformément. La plupart des bâtiments de faible hauteur tombent dans cette catégorie si tous les éléments — en particulier les portes réservées aux marchandises — sont conçus pour résister au vent. La plupart des bâtiments de grande hauteur dotés de fenêtres manoeuvrables ou de portes de balcon appartiennent également à cette catégorie.

Catégorie 3 : $C_{pi} = -0,7$ à $0,7$

Cette catégorie comprend les bâtiments qui ont des ouvertures importantes par lesquelles les rafales pénètrent à l'intérieur. Les hangars ouverts sur un ou plusieurs côtés et les bâtiments industriels comportant des portes pour les marchandises ou des ouvertures de ventilation qui risquent fort de demeurer ouvertes pendant une tempête ou qui ne sont pas conçues pour résister à toutes les charges de calcul dues au vent constituent des exemples de bâtiments entrant dans cette catégorie.

32. Pendant une tempête, le risque que des objets emportés par le vent brisent de grands panneaux vitrés non protégés (ou d'autres composants vulnérables) est toujours présent. Les structures abritant des services de protection civile doivent être capables de résister à tous les dommages causés par le bris du verre et doivent satisfaire aux exigences prescrites pour la catégorie 3. Pour les autres structures, dans lesquelles le verre est calculé pour résister au vent et qui sont suffisamment protégées contre

le risque de soulèvement du toit, les risques de dommages causés aux vitrages par les débris sont pris en compte par les facteurs normaux de charge due au vent.

33. Dans la plupart des cas, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les pressions intérieures qui ne sont pas réparties uniformément, sauf pour le calcul des cloisons (voir le paragraphe 4.1.7.4. 1) du CNB). Pour les besoins du calcul, la plupart du temps, les deux valeurs limites de la pression intérieure peuvent être prises en compte séparément. Il peut y avoir des exceptions si les compartiments intérieurs du bâtiment sont bien étanches et que les dommages occasionnés par le vent ou d'autres phénomènes semblables risquent d'exposer une partie du bâtiment aux conditions de la catégorie 3, le reste du bâtiment demeurant un bâtiment de catégorie 1 ou 2, ce qui produirait un déséquilibre des pressions à l'intérieur.
34. Les pressions intérieures sont aussi modifiées par la ventilation mécanique et par l'effet de tirage dû à la différence de température entre l'air intérieur et l'air extérieur. Dans les conditions normales de fonctionnement, les installations de ventilation mécanique créent un différentiel légèrement inférieur à 0,1 kPa de part et d'autre d'un mur, mais, pour des différences de température de 40 °C, l'effet de tirage pourrait représenter un différentiel de 0,2 kPa pour 100 m de hauteur de bâtiment.^[31]

Charge partielle

35. La charge partielle due au vent peut, dans certains cas, causer des effets plus graves que la charge totale. Les variations de pression observées en cas de turbulences indiquent une charge réduite sur des portions des faces d'un bâtiment, laquelle peut produire une torsion additionnelle en raison du déplacement horizontal du vecteur de charge due au vent. Une charge réduite mais simultanée le long des principaux axes peut être provoquée par le vent soufflant diagonalement par rapport au bâtiment, ce qui peut soumettre certains éléments structuraux à des contraintes plus élevées que les contraintes produites par le vent le long de tout axe principal. Certaines structures, comme les toits en voûte, peuvent être soumises à des contraintes plus élevées sous l'effet d'une charge partielle. Le paragraphe 4.1.7.3. 1) du CNB exige en conséquence que tous les bâtiments soient calculés en fonction des charges partielles tout autant que de la charge totale.
36. Lorsque les bâtiments de faible hauteur sont calculés selon la méthode statique et conformément aux spécifications de la figure I-7, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les charges déséquilibrées (voir le paragraphe 27). Les bâtiments de grande hauteur, en plus d'être calculés pour la pleine charge due au vent le long de chacun de leurs axes principaux comme il est montré à la figure I-16, cas A, devraient faire l'objet d'une vérification de la torsion additionnelle maximale découlant des charges partielles créées par l'application de la pression dynamique à une partie seulement des aires du bâtiment, comme il est montré à la figure I-16, cas B, pour les bâtiments rectangulaires.
37. Pour prendre en compte les effets potentiellement plus graves causés par le vent soufflant diagonalement, ainsi que la tendance des structures à osciller transversalement par rapport à la direction du vent, on devrait calculer les structures de grande hauteur de façon qu'elles puissent résister à 75 % des pressions dynamiques maximales appliquées simultanément dans chacune des directions principales, comme il est montré à la figure I-16, cas C. Il conviendrait en outre d'étudier l'influence qu'aurait un retrait de 50 % des charges du cas C sur des parties des aires où la torsion est maximisée, comme il est montré à la figure I-16, cas D. Les références [16] et [17] traitent plus en détail des effets des charges combinées.

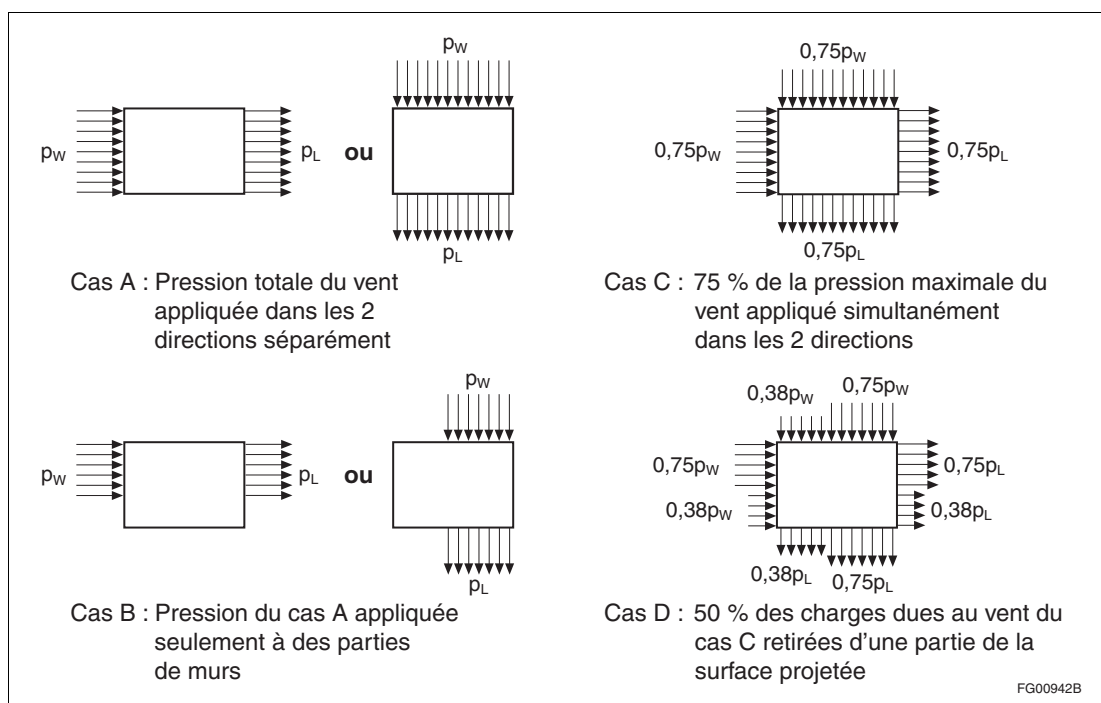


Figure I-16

Charges totales et partielles dues au vent (voir le paragraphe 4.1.7.3. 1) du CNB)

- (1) p_w et p_L sont les pressions dynamiques au vent et sous le vent, respectivement, calculées pour la pleine charge due au vent.
- (2) Dans le cas B, la pleine pression dynamique devrait être appliquée seulement à des parties de mur, de manière à maximiser la torsion provoquée par le vent.

Méthode dynamique

Application

38. Le paragraphe 4.1.7.2. 1) du CNB exige l'utilisation de la méthode dynamique ou de la méthode empirique pour les bâtiments dont la hauteur est supérieure à 4 fois leur largeur effective minimale, ou à plus de 60 m, et pour les autres bâtiments dont la fréquence propre la plus faible, telle que déterminée par une analyse rationnelle, est < 1 Hz et $\geq \frac{1}{4}$ Hz. La largeur effective minimale est définie au paragraphe 4.1.7.2. 3) du CNB.
39. Le paragraphe 4.1.7.2. 2) du CNB exige que la méthode empirique soit utilisée pour les bâtiments dont la fréquence propre la plus faible, f_n , est inférieure à $\frac{1}{4}$ Hz telle que déterminée par une analyse rationnelle.
40. La fréquence propre la plus faible, f_n , mentionnée aux paragraphes 4.1.7.2. 1) et 2) peut être estimée au moyen de l'approche suivante (méthode de Rayleigh) :
 - le bâtiment est divisé en un certain nombre, N , de niveaux verticaux, chaque niveau étant typiquement un étage appelé le i^e niveau ou le toit;
 - à chaque niveau ou étage est associée une force du vent, F_i , qui peut être calculée au moyen de la méthode statique;
 - à chaque niveau ou étage est également associée une masse, M_i ; et
 - les flèches horizontales de chaque étage, x_i , causées par F_i sont calculées au moyen des méthodes appropriées d'analyse statique, y compris la flèche du niveau supérieur, x_N , soit au N^e niveau.

La fréquence propre la plus faible, exprimée en Hz, peut ensuite être estimée au moyen de l'équation suivante :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N F_i \frac{x_i}{x_N}}{x_N \sum_{i=1}^N M_i \left(\frac{x_i}{x_N}\right)^2}} \quad (7)$$

Il est important de noter que la période déterminée à partir de l'équation (7) doit être utilisée seulement pour l'estimation de la fréquence propre la plus faible déclenchant l'obligation d'utiliser la méthode dynamique pour le calcul des forces du vent, et non dans le calcul des charges sismiques théoriques.

41. Dans la méthode dynamique utilisée pour le calcul de la charge due au vent sur la structure du bâtiment, le coefficient d'exposition, C_e , et le coefficient de rafale extérieure, C_{g_r} , sont différents des coefficients utilisés dans la méthode statique, mais le coefficient de pression, C_{p_r} , est le même. Voir la figure I-1 pour des directives sur la façon d'utiliser la méthode dynamique pour la structure de concert avec la méthode statique pour le revêtement extérieur.
42. En plus du calcul de la charge due au vent, le calcul de la flèche horizontale causée par le vent, des vibrations et des tourbillons alternés peut également être important pour certains bâtiments qui doivent être calculés selon la méthode dynamique. Ces sujets sont traités séparément dans les sections du présent commentaire intitulées Flèche horizontale des bâtiments de grande hauteur, Vibrations des bâtiments et Tourbillons alternés.

Coefficient d'exposition, C_e

43. Dans la méthode dynamique, le coefficient d'exposition, C_e , est fondé sur le profil de la vitesse moyenne du vent, qui varie considérablement en fonction de la rugosité générale du terrain sur lequel le vent souffle avant d'atteindre le bâtiment. Pour déterminer le coefficient d'exposition, deux catégories d'exposition ont été établies et sont illustrées aux figures I-2 à I-5.

Exposition A (terrain ordinaire) : Terrain plat comportant seulement des bâtiments, des arbres ou d'autres obstacles dispersés, des étendues d'eau ou leur littoral. C'est le type d'exposition sur lequel sont fondées les vitesses de référence du vent.

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0,28} \quad \text{pour } 1,0 \leq C_e \leq 2,5 \quad (8)$$

Exposition B (terrain rugueux) : banlieues et zones urbaines ou terrains boisés.

$$C_e = 0,5 \left(\frac{h}{12,7}\right)^{0,50} \quad \text{pour } 0,5 \leq C_e \leq 2,5 \quad (9)$$

44. Les expositions B ne doivent être utilisées que si la rugosité pertinente du terrain persiste en direction de la provenance du vent sur une distance d'au moins 1,0 km ou de 20 fois la hauteur du bâtiment, H, si cette dernière valeur est plus élevée, et le coefficient d'exposition doit être recalculé si la rugosité du terrain diffère d'une direction à une autre.
45. En plus d'être utilisé pour calculer les pressions sur les surfaces des bâtiments, le coefficient d'exposition est nécessaire au calcul de la vitesse horaire moyenne du vent au faite du bâtiment, V_H , et du coefficient de rafale, C_g (voir les paragraphes 48 et 49).

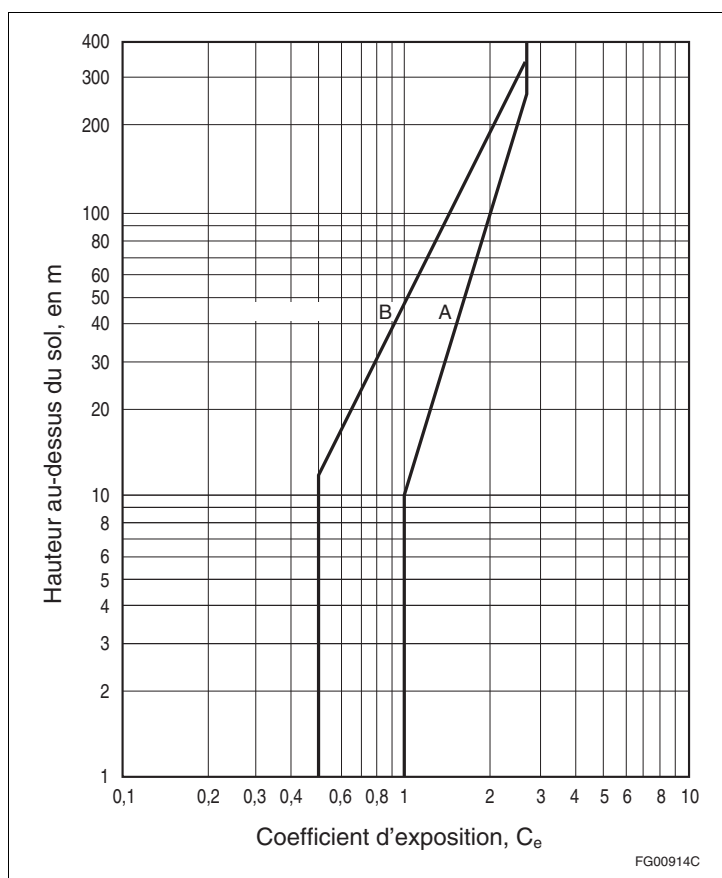


Figure I-17

Coefficient d'exposition en fonction de la rugosité du terrain et de la hauteur au-dessus du sol

Augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

46. Le coefficient d'exposition doit être modifié en fonction de l'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux tant dans la méthode statique que dans la méthode dynamique, comme il est mentionné aux paragraphes 13 à 16. Toutefois, comme l'augmentation de la vitesse du vent influe principalement sur la vitesse moyenne du vent et non sur l'amplitude des turbulences, une correction doit également être appliquée au coefficient de rafale, comme il est montré au paragraphe 21.

Coefficient de rafale, C_g

Généralités

47. La discussion générale sur le coefficient de rafale présentée aux paragraphes 17 et 18 pour la méthode statique s'applique également à la méthode dynamique.

Coefficient de rafale extérieure, C_g

48. L'effet de charge maximal ou de pointe, W_p , est donné par :

$$W_p = \mu + g_p \sigma \quad (10)$$

où

μ = effet de charge moyen;
 g_p = coefficient statistique de pointe de l'effet de charge; et
 σ = écart-type de l'effet de charge.

Si on réarrange cette expression, on obtient l'expression qui suit pour le coefficient de rafale, C_g , qui est égal à W_p/μ :

$$C_g = 1 + g_p (\sigma/\mu) \quad (11)$$

La forme de l'effet de charge de vent fluctuant, σ , varie avec l'excitation, que celle-ci soit provoquée par des rafales, des pressions en aval ou des forces produites par le mouvement.

49. La valeur de σ/μ , le coefficient de variation, peut être exprimée par

$$\sigma/\mu = \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \quad (12)$$

où

- K = coefficient qui dépend du coefficient de rugosité du terrain (voir le paragraphe 43 pour les définitions des expositions A et B);
= 0,08 pour l'exposition A;
= 0,10 pour l'exposition B;
- C_{eH} = coefficient d'exposition au faite du bâtiment évalué selon le paragraphe 43 ou la figure I-17, et modifié en fonction de l'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux au besoin;
- B = coefficient de turbulence d'arrière-plan obtenu à partir de la figure I-18 en fonction du rapport w/H ;
- w = largeur effective de la façade au vent du bâtiment, telle qu'elle est définie au paragraphe 4.1.7.2. 2) du CNB;
- H = hauteur de la façade au vent du bâtiment;
- s = coefficient de réduction de grandeur obtenu à partir de la figure I-19, en fonction du rapport w/H et de la fréquence réduite $f_{nD}H/V_H$;
- f_{nD} = fréquence propre de vibration dans la direction du vent, en Hz;
- V_H = vitesse moyenne du vent, en m/s, au faite de la structure, H, évaluée au moyen de l'équation (13) ci-dessous;
- F = rapport d'énergie de la rafale, mesuré à la fréquence propre de la structure et obtenu à partir de la figure I-20, en fonction du nombre d'onde, f_{nD}/V_H ; et
- β = rapport d'amortissement critique dans la direction du vent.

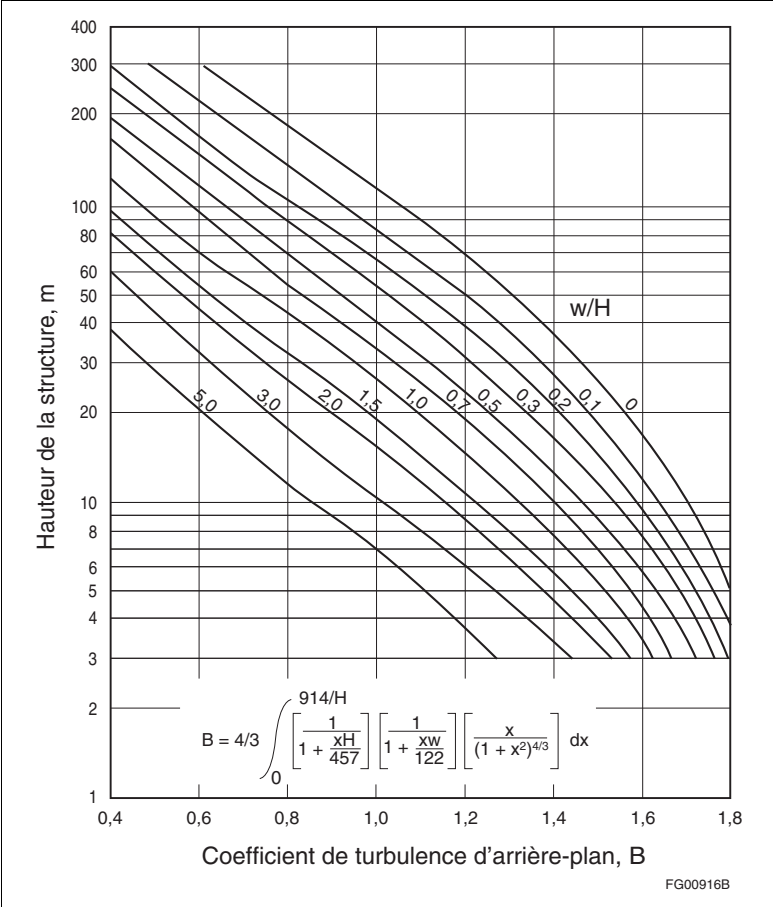


Figure I-18
Coefficient de turbulence d'arrière-plan en fonction de la largeur et de la hauteur de la structure

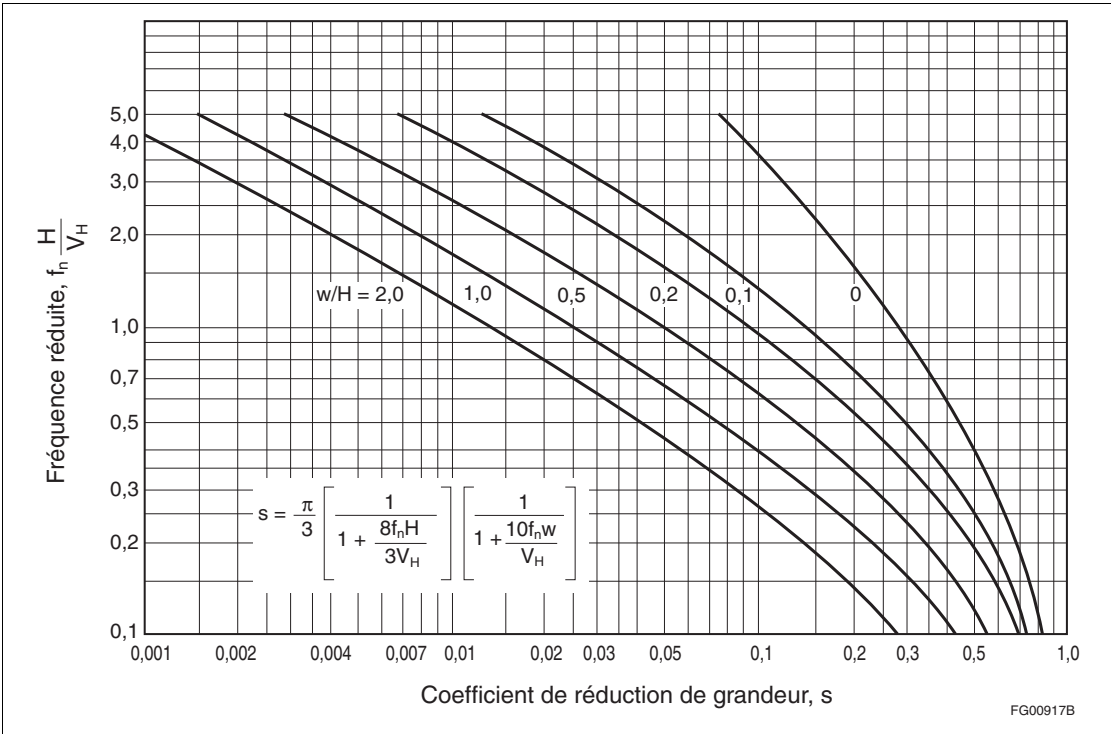


Figure I-19
Coefficient de réduction de la grandeur en fonction de la largeur, de la hauteur et de la fréquence réduite de la structure

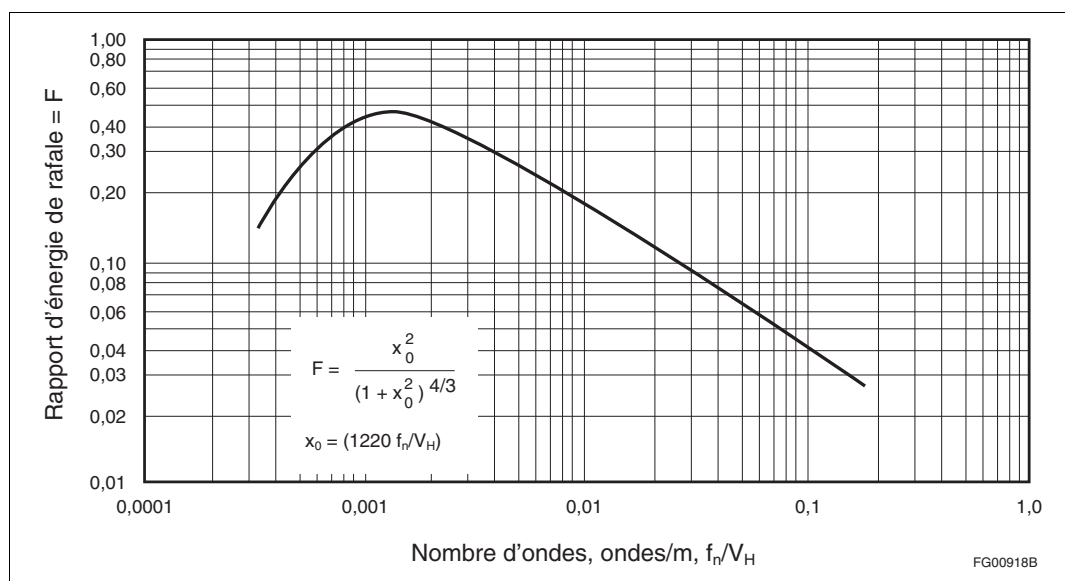


Figure I-20
Rapport d'énergie de rafale en fonction du nombre d'ondes

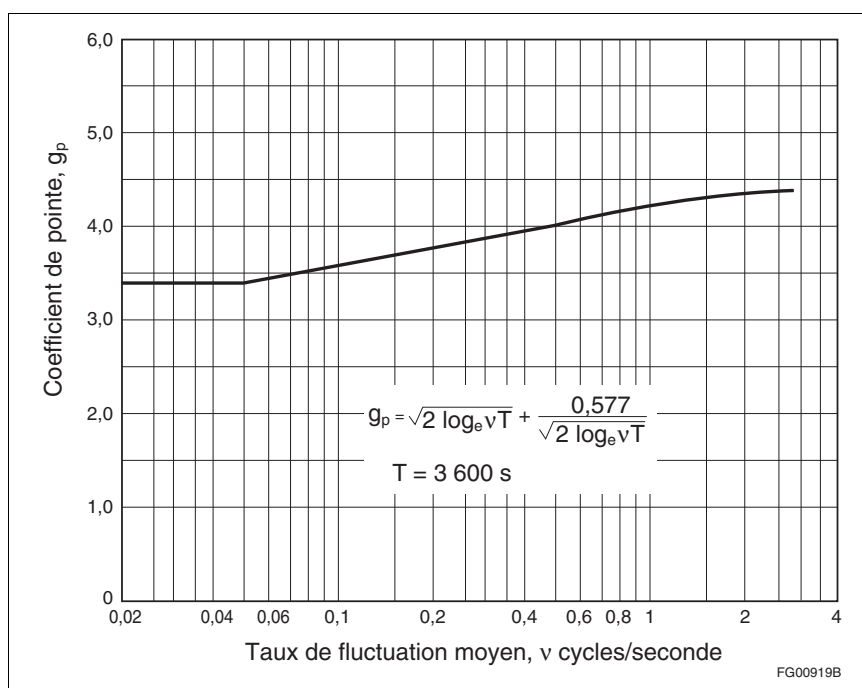


Figure I-21
Coefficient de pointe en fonction du taux de fluctuation moyen

Commentaire I

La vitesse moyenne du vent au faîte de la structure, V_H en m/s, aux figures I-19 et I-20 est donnée par

$$V_H = \bar{V} \sqrt{C_{eH}} \quad (13)$$

où $\bar{V}$ (m/s), la vitesse de référence du vent à une hauteur de 10 m, est déterminée à partir de la pression dynamique de référence, q (kPa), comme suit (voir le CNB, annexe C de la division B) :

$$\bar{V} = 39,2 \sqrt{I_w q} \quad (14)$$

Puisque le coefficient de rafale est une fonction de la vitesse du vent dans la méthode dynamique, il est nécessaire d'inclure le coefficient de risque du vent, I_w , dans le calcul de $\bar{V}$ pour s'assurer de l'utilisation du coefficient de rafale approprié pour les évaluations de la tenue en service et pour les bâtiments dans différentes catégories de risque.

50. Le rapport d'amortissement critique, β , est basé principalement sur des expériences faites sur de vraies structures. Pour le calcul des charpentes en acier et en béton armé, on utilise généralement des valeurs, exprimées en fraction de l'amortissement critique, de 1 % et 2 %, respectivement. Les mâts et les cheminées, par ailleurs, peuvent avoir un rapport d'amortissement inhérent ou structural bien plus faible. L'amortissement dynamique dans la direction du vent devient significatif lorsque la vitesse du vent est élevée, mais ne contribue pas à limiter le mouvement perpendiculaire à la direction du vent dû aux tourbillons alternés. Des semelles de répartition sur sol meuble ou sur sol semi-consistant fournissent un amortissement plus élevé par rapport aux fondations sur pieux ou aux semelles de répartition sur sol consistant et sur roche. On trouvera un tableau des valeurs d'amortissement mesurées sur plus de 20 cheminées à la référence [18] et les résultats pour cinq autres cheminées sont fournies à la référence [19]. Le décrétement logarithmique mentionné est de 2π fois le rapport d'amortissement critique. Sachs^[18] conclut en établissant une plage de valeurs allant de 0,2 % à 0,8 % pour β pour l'amortissement global des cheminées d'acier circulaires soudées et sans chemisage, et suggère d'utiliser les valeurs minimales lors de la conception. Les valeurs correspondantes pour les cheminées d'acier soudées avec chemisage et pour les cheminées en béton armé sans chemisage ont été établies comme suit : 0,5 % à 1 % et 1 % à 2 %, respectivement.
51. Le coefficient de pointe, g_p , de l'équation (10) indique le nombre d'écarts-types entre l'effet de la charge de pointe et l'effet de la charge moyenne, et est donné à la figure I-21 en fonction du taux moyen de fluctuation. Le taux moyen de fluctuation, v , peut être calculé comme suit au moyen des variables définies dans l'équation (12) :

$$v = f_n \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \quad (15)$$

Notes explicatives touchant σ/μ et g_p

52. On peut évaluer la réaction d'un bâtiment haut et élancé aux effets d'une force fluctuant au hasard en le traitant simplement comme une structure libre en tête, rigide et montée sur ressorts, dont les propriétés dynamiques sont dictées par une seule fréquence propre et une valeur appropriée d'amortissement. La variance de la quantité produite, ou l'effet de charge, est l'aire comprise sous le spectre de l'apport, c'est-à-dire la force agissante, après multiplication par la fonction de transfert. La fonction de transfert est le carré du coefficient bien connu d'amplification de la charge dynamique d'un système mécanique oscillant à un seul degré de liberté.
53. Lorsque le vent est la force fluctuant au hasard, le spectre de la vitesse du vent doit d'abord être multiplié par une autre fonction de transfert appelée fonction d'admission aérodynamique, laquelle décrit la modification de sa turbulence au contact du bâtiment, du moins en ce qui concerne sa capacité à produire une action sur le bâtiment en question.
54. Pour le calcul de σ/μ , le spectre de la vitesse du vent est représenté par une expression algébrique fondée sur des observations réelles. La fonction d'admission aérodynamique est aussi une expression algébrique, calculée d'après des hypothèses simplifiées mais qui semblent en accord raisonnable avec les observations expérimentales dont on dispose actuellement. Le spectre de la vitesse du vent est une fonction de la fréquence et prend la forme d'une large bosse (voir la figure I-20). L'admission

aérodynamique a pour effet de réduire les ordonnées de la courbe du côté droit de la bosse, de façon de plus en plus prononcée à mesure que la fréquence augmente. Cela explique en partie la réduction d'efficacité des charges produites par les petites rafales sur une grande surface. Le coefficient d'amplification de la charge dynamique, ou admission mécanique, a tendance à créer une nouvelle pointe ou bosse dont le centre se trouve à la fréquence propre de la structure, ordinairement à la droite de la large pointe, qui représente la densité maximale de la puissance fluctuante du vent.

55. L'aire comprise sous le spectre de la charge, dont la racine carrée est le coefficient de variation, σ/μ , est égale à la somme de deux composantes qui sont, d'une part, l'aire située sous la large bosse, qui doit être intégrée numériquement pour chaque structure, et, d'autre part, l'aire située sous la pointe de résonance, pour laquelle il existe une seule expression analytique. Ces composantes sont représentées dans l'équation (12) par B et sF/β , respectivement. On peut considérer que le rapport K/C_{eH} modifie le résultat selon le niveau approprié de l'apport de turbulence. Si la résonance est faible, le rapport sF/β le sera également en comparaison avec la turbulence d'arrière-plan B, et inversement.
56. Le coefficient de pointe, g_{pv} , dépend du nombre moyen de fois que la valeur moyenne de l'effet de charge est surpassée pendant un temps moyen de 1 heure (3 600 s). La relation fonctionnelle de la figure I-21 prévaut lorsque la distribution de probabilité de l'effet de charge moyen présente une répartition normale (Gaussienne).^[20]

Correction de C_g pour l'augmentation de la vitesse du vent sur les collines et les coteaux

57. La correction appliquée dans la méthode statique au paragraphe 21 doit également être appliquée dans la méthode dynamique.

Exemple de calcul de C_g

58. Le problème suivant montre en détail comment calculer le coefficient de rafale pour un bâtiment ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau I-3

Hauteur, H	183 m
Largeur effective perpendiculairement au vent, w	30,5 m
Profondeur effective parallèlement au vent, d	30,5 m
Fréquence propre fondamentale, f_{nD}	0,2 Hz
Rapport d'amortissement critique, β	0,015
Terrain	Exposition B
Vitesse de référence du vent, $\bar{V}$, à 10 m et en terrain dégagé	27,4 m/s

Étape 1 : Calculer les paramètres requis.

$$C_{eH} = 1,90 \text{ (d'après la figure I-17)}$$

$$V_H = V \sqrt{C_{eH}} \text{ (équation (13))}$$

$$= 27,4 \times \sqrt{1,90}$$

$$= 37,8 \text{ m/s}$$

$$w/H = \text{rapport d'aspect}$$

$$= 30,5/183$$

$$= 0,17$$

$$f_{nD}/V_H = \text{nombre d'ondes pour le calcul de F}$$

$$= 0,2/37,8$$

$$= 0,0053$$

$$f_{nD}H/V_H = \text{fréquence réduite pour le calcul de s}$$

$$= 0,2 \times 183/37,8$$

$$= 0,968$$

Commentaire I

Étape 2 : Calculer σ/μ au moyen de l'équation (12).

$K = 0,10$ pour l'exposition B
 $B = 0,62$ (d'après la figure I-18)
 $s = 0,11$ (d'après la figure I-19)
 $F = 0,28$ (d'après la figure I-20)
 $\beta = 0,015$ (donné)

$$\begin{aligned}\sigma/\mu &= \sqrt{\frac{K}{C_{eH}} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \\ &= \sqrt{\frac{0,10}{1,90} \left(0,62 + \frac{0,11 \times 0,28}{0,015} \right)} \\ &= 0,375\end{aligned}$$

Étape 3 : Calculer v au moyen de l'équation (15).

$f_{nD} = 0,2$ Hz (donnée)

$$\begin{aligned}v &= f_{nD} \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \\ &= 0,2 \sqrt{\frac{0,11 \times 0,28}{0,11 \times 0,28 + 0,015 \times 0,62}} \\ &= 0,175/\text{s}\end{aligned}$$

Étape 4 : Obtenir le coefficient de pointe, g_p .

$g_p = 3,75$ (d'après la figure I-21)

Étape 5 : Calculer C_g au moyen de l'équation (11).

$$\begin{aligned}C_g &= 1 + g_p(\sigma/\mu) \\ &= 1 + 3,75(0,375) \\ &= 2,41\end{aligned}$$

Coefficients de pression, C_p

Généralités

59. La discussion générale présentée aux paragraphes 23 et 24 pour la méthode statique s'applique également à la méthode dynamique.

Coefficient de pression extérieure, C_p

60. Les coefficients fournis à la figure I-15 pour la méthode statique s'appliquent également à la méthode dynamique (voir le paragraphe 29).

Charge partielle

Voir les paragraphes 35 à 37 pour les exigences applicables à une charge partielle.

Charge due au vent sur des structures diverses

Murs intérieurs et cloisons

61. Il peut se produire des différences de pression considérables sur les murs intérieurs et les cloisons des bâtiments de grande ou de faible hauteur construits dans les endroits exposés si des fenêtres se brisent au cours d'une tempête. En certains endroits, c'est comme si la différence totale de pression

entre le côté au vent et le côté sous le vent du bâtiment était appliquée sur des murs intérieurs ou des cloisons. Cela peut survenir, par exemple, lorsque des débris volants brisent une grande fenêtre située du côté au vent et que toute la pression positive s'exerce sur les murs d'une petite pièce où se trouve cette fenêtre. Les mêmes conditions pourraient se présenter dans un immeuble d'appartements lorsqu'on ouvre les portes extérieures ou les fenêtres. Cette différence de pression pourrait être aggravée par la ventilation mécanique et les effets de tirage qui se produisent en hiver dans les bâtiments de grande hauteur. D'autre part, l'expérience révèle que la rupture des murs intérieurs est rarement imputable à une telle cause et on en déduit qu'il n'est pas nécessaire de calculer les murs intérieurs et les cloisons pour la différence de pression maximale possible. Une différence de pression non pondérée d'au moins 0,25 kPa est suggérée et une valeur de 0,5 kPa ou plus peut être appropriée dans les cas où les pressions extérieures du vent sont susceptibles d'être transmises aux murs intérieurs et aux cloisons par les grandes ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment.

Stationnements à l'air libre

62. Les stationnements à plusieurs niveaux à l'air libre ont une aire extérieure exposée réduite, par rapport aux stationnements fermés. Toutefois, les parties intérieures de ces bâtiments et les véhicules qui y sont stationnés sont soumis à des charges dues au vent plus fortes que celles qui sont présentes dans les bâtiments fermés. Au lieu de faire une analyse détaillée, il est parfaitement raisonnable et prudent de traiter ces stationnements à l'air libre comme s'il s'agissait de bâtiment fermés.

Éléments structuraux et ossatures, et structures arrondies

63. Si le CNB traite principalement de structures de bâtiment, il est de tradition que le présent commentaire fournisse des conseils sur la détermination de la charge due au vent pour diverses autres structures. Les figures I-23 et I-25 à I-34 placées à la fin du commentaire, et qui sont tirées de la norme n° 160 de la SIA (Société suisse des ingénieurs et architectes)^[23], fournissent de tels conseils. Les figures sont basées sur des expériences en soufflerie au cours desquelles le profil dynamique correct et la turbulence du vent n'ont pas été simulés; les renseignements fournis devraient en conséquence être utilisés avec prudence. Il est à noter que nombre de ces figures fournissent des formules pour la charge totale due au vent plutôt que pour la pression dynamique, comme le fait le CNB, et utilisent en conséquence un coefficient de force au lieu d'un coefficient de pression. L'exposition et les coefficients de rafale requis dans les figures pour le calcul de la charge due au vent peuvent être déterminés au moyen de la méthode statique, de la méthode dynamique ou de la méthode des tourbillons alternés des structures arrondies décrite dans le présent commentaire, comme on le jugera approprié.
64. Les charges dues au vent qui s'exercent sur des éléments structuraux libres, ainsi que sur les ossatures, les fermes et les structures en treillis faites de tels éléments, peuvent être calculées au moyen des figures I-30 à I-34. L'indice ∞ , dans ces figures, indique que les coefficients s'appliquent à des éléments structuraux de longueur infinie et doivent être multipliés par un coefficient de réduction, k , pour les éléments structuraux de longueur finie. Si l'élément est en saillie par rapport à une grande plaque ou à un mur, le coefficient de réduction, k , doit être calculé pour un élanement égal à deux fois la longueur réelle. Si l'élément se termine aux deux extrémités par de grandes plaques ou par des murs, il faut utiliser les coefficients de réduction correspondant aux longueurs infinies.
65. Dans le cas des éléments d'ossature placés les uns derrière les autres selon la direction du vent, l'effet de masque peut être pris en compte. On doit calculer les parties masquées des éléments sous le vent en prenant la pression réduite, q_v , selon la figure I-32. Pour un examen détaillé des charges appliquées sur l'ossature de bâtiment ne comportant aucun revêtement extérieur, voir la référence [24].
66. Une structure peut changer de forme au cours de son montage. Par conséquent, les charges dues au vent peuvent être temporairement plus critiques au cours du montage qu'après le parachèvement de la structure.^[25] Il faut prendre en compte ces charges dues au vent accrues en utilisant les coefficients appropriés tirés des figures I-7 à I-15 et I-23 à I-34.
67. Dans les constructions à section circulaire pour lesquelles $D\sqrt{qC_e} < 0,167$ et $A_s/A > 0,3$, les coefficients imputables à l'effet de masque peuvent être obtenus par approximation à partir de la figure I-29. Si

$D\sqrt{qC_e} > 0,167$, l'effet de masque est faible et pour un rapport de perméabilité $A_s/A \leq 0,3$, on peut le prendre en compte en le multipliant par un coefficient de masque constant $k_x = 0,95$.

68. Dans les structures arrondies (contrairement aux structures angulaires), les pressions transversales varient avec la vitesse du vent et sont étroitement liées au nombre de Reynolds. Les coefficients de pression pour certaines structures arrondies sont fournis aux figures I-25, I-26, I-29 et I-34, dans lesquelles le nombre de Reynolds est exprimé différemment du nombre classique par $D\sqrt{qC_e}$, où D est le diamètre de la sphère ou du cylindre en m et q est la pression dynamique en kPa. Pour convertir au nombre de Reynolds classique, multiplier $D\sqrt{qC_e}$ par $2,7 \times 10^6$.
69. La rugosité des structures arrondies peut revêtir une importance considérable. Si l'on se reporte à la figure I-25, le métal, le béton, le bois d'œuvre et la maçonnerie soignée sans crépi peuvent être considérés comme présentant une surface « moyennement lisse ». Les surfaces avec des nervures en saillie de plus de 2 % du diamètre sont considérées comme étant « très rugueuses ». En cas de doute, on recommande d'utiliser des coefficients qui donnent les plus grandes forces. Dans le cas des objets cylindriques ou sphériques comportant une proportion appréciable de nervures raidisseuses, de supports et d'éléments structuraux en saillie, les coefficients de pression dépendent du type, de l'emplacement et de la grandeur relative de ces rugosités. Pour les tourbillons alternés de cylindres circulaires, voir la référence [26].

Charge due au vent accrue par suite de la formation de glace

70. Dans les endroits où peuvent se produire simultanément des vents très forts et de la glace, il faut calculer les éléments structuraux et les câbles en supposant qu'ils sont recouverts d'une couche de glace correspondant aux conditions climatiques et à l'expérience locale. En cas de formation de glace, il faut utiliser les valeurs de C_f données à la figure I-29 pour les gros câbles et une surface « rugueuse ». Pour de l'information sur les charges dues à la formation de glace, consulter la norme de la CSA sur les antennes et les tours^[27] et la norme ISO sur la charge due à la formation de glace.^[28]

Tourbillons alternés

71. Les structures cylindriques élancées et autoportantes, telles que les cheminées, les tours d'observation et, dans certains cas, les bâtiments de grande hauteur, doivent être calculées pour résister à l'action des tourbillons alternés. Une structure peut être considérée comme élancée, dans ce contexte, si le rapport de la hauteur à la largeur ou au diamètre dépasse 5. Lorsque le vent souffle sur un corps prismatique ou cylindrique élancé, des tourbillons se détachent alternativement d'un côté puis de l'autre sur toute la longueur de la structure, créant une force fluctuante et perpendiculaire à la direction du vent. La vitesse du vent, V_{Hc} , au faite de la structure lorsque la fréquence des tourbillons alternés est égale à la fréquence propre, f_n , est donnée par :

$$V_{Hc} = \frac{1}{S} f_n D \quad (16)$$

où

V_{Hc} = vitesse moyenne du vent critique au faite de la structure, en m/s, lorsque la résonance due aux tourbillons alternés se produit;

S = nombre de Strouhal, qui dépend de la forme de la section transversale;

f_n = fréquence, en Hz; et

D = largeur ou diamètre, en m.

Pour les cylindres à base circulaire ou quasi circulaire, le nombre de Strouhal est d'environ 1/6 pour les structures de petit diamètre comme les cheminées, et de 1/5 pour les structures de grand diamètre comme les tours d'observation ou les bâtiments. Pour les structures cylindriques à base non circulaire, le nombre de Strouhal est d'environ 1/7.

72. Les effets dynamiques des tourbillons alternés sur les structures cylindriques à base circulaire ou quasi circulaire, y compris les structures effilées, peuvent être estimés conformément à la référence [26]. Des essais en soufflerie sont recommandés pour les structures cylindriques à base non circulaire.

Flèche horizontale des bâtiments de grande hauteur

73. Du point de vue de la tenue en service et du confort, il peut se révéler nécessaire de prendre en compte les flèches horizontales provoquées par l'action du vent sur les bâtiments de grande hauteur. On observe une tendance générale à construire des structures plus flexibles, tendance qui s'explique en partie par le fait qu'il est actuellement possible d'obtenir une résistance suffisante en utilisant des matériaux à plus haute résistance qui n'augmentent pas pour autant la rigidité.
74. On peut considérer comme des exemples de mauvaise tenue en service les fissures de la maçonnerie et des revêtements intérieurs de finition. Une flèche horizontale d'au plus 1/250 à 1/1000 de la hauteur de bâtiment devrait seule être tolérée, à moins que des précautions soient prises pour permettre le mouvement des cloisons sans que celles-ci subissent de dommages. À moins d'effectuer une analyse détaillée ou que d'autres limites de glissement soient spécifiées dans les normes de calcul mentionnées à la section 4.3. du CNB, il faut utiliser une flèche de 1/500 conformément au paragraphe 4.1.3.5. 3) du CNB.

Vibrations des bâtiments

75. Bien que l'on constate généralement que l'action du vent et la flèche horizontale maximales se produisent dans une direction parallèle au vent, c'est toutefois dans une direction perpendiculaire au vent que peut se produire l'accélération maximale d'un bâtiment qui peut provoquer un mouvement ou même des impressions désagréables perceptibles par l'homme. Les accélérations perpendiculaires au vent dépasseront probablement les accélérations qui se produisent dans le sens du vent si le bâtiment est élancé suivant ses deux axes, c'est-à-dire si $\sqrt{wd}/H$ est inférieur à 1/3, où w et d sont la largeur effective perpendiculaire au vent et la profondeur effective parallèle au vent, respectivement, et H est la hauteur du bâtiment. On calcule la profondeur effective parallèle au vent, d , au moyen de la formule donnée au paragraphe 4.1.7.2. 3) du CNB en remplaçant w_i par d_i .
76. Les accélérations dans un bâtiment sont étroitement liées à la forme du bâtiment, à son orientation et à l'effet de ballottement dû aux structures environnantes. Les données sur l'accélération maximale dans la direction perpendiculaire au vent au faite des bâtiments produites à la suite d'une variété d'essais en soufflerie à couche limite turbulente présentent une dispersion certaine par rapport à la formule empirique suivante :

$$a_w = f_{nw}^2 g_p \sqrt{wd} \left(\frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_w}} \right) \quad (17)$$

77. Dans le cas des structures moins élancées et à des vitesses de vent plus faibles, l'accélération maximale peut se produire dans le sens parallèle au vent et être estimée au moyen de l'équation suivante :

$$a_D = 4\pi^2 f_{nD}^2 g_p \sqrt{\frac{K_s F}{C_{eH} \beta_D}} \frac{\Delta}{C_g} \quad (18)$$

Les définitions qui suivent s'appliquent aux variables dans les formules données aux paragraphes 76 et 77 :

- w, d = largeur effective perpendiculaire au vent et profondeur effective parallèle au vent, respectivement, en m;
- a_w, a_D = accélération maximale dans la direction perpendiculaire au vent et la direction parallèle au vent, respectivement, en m/s^2 ;
- $a_r = 78,5 \times 10^{-3} \left[V_H / (f_{nw} \sqrt{wd}) \right]^{3,3}$, en N/m^3 ;
- ρ_B = masse volumique moyenne du bâtiment, en kg/m^3 ;
- β_w, β_D = fraction de l'amortissement critique dans les directions perpendiculaire et parallèle au vent, respectivement;
- f_{nw}, f_{nD} = fréquences propres fondamentales dans les directions perpendiculaire et parallèle au vent, respectivement, en Hz;
- Δ = flèche horizontale maximale provoquée par le vent au faite du bâtiment, dans la direction parallèle au vent, en m; et

Commentaire I

g = accélération due à la pesanteur = 9,81 m/s².

Les variables g_p , K , s , F , C_{eH} , et C_g ont été définies précédemment relativement aux équations (10) à (12).

78. Bien qu'on reconnaisse que de nombreux autres facteurs, comme les indices visuels, la position et l'orientation du corps, ainsi que l'état d'esprit, exercent une influence sur la perception du mouvement, il semble qu'à partir du moment où l'amplitude de l'accélération se situe entre 0,5 % et 1,5 % de g , la plupart des gens peuvent percevoir le mouvement d'un bâtiment.^{[29][30][31]}
79. Historiquement, les équations (17) et (18) ont été utilisées avec des limites d'accélération du vent 1 fois en 10 ans de 1 % à 3 % de g pour l'évaluation préliminaire des bâtiments de grande hauteur. En Amérique du Nord, au cours de la période 1975 à 2000, nombre des bâtiments de grande hauteur qui ont fait l'objet d'essais détaillés en soufflerie ont été calculés pour une accélération maximale 1 fois en 10 ans de l'ordre de 1,5 % à 2,5 % de g . L'extrémité inférieure de cette plage était généralement appliquée aux habitations et l'extrémité supérieure, aux tours à bureaux. Leur performance sur la base de ces critères semble avoir été généralement satisfaisante. Récemment, d'autres critères comme ceux de l'ISO^[32] liés à la fréquence propre la plus faible du bâtiment ont été publiés et sont fondés sur une fréquence de récurrence de 1 an plutôt que de 10 ans. Les critères de l'ISO qui sont exprimés en accélération maximale pour 1 an en % de g ne devraient pas dépasser $0,61 f_n^{-0,454}$ pour les tours à bureaux et $0,41 f_n^{-0,454}$ pour les habitations, où f_n est la fréquence propre la plus faible, en Hz. Ces formules s'appliquent aux bâtiments pour lesquels la fréquence est inférieure à 1 Hz. Pour les tours à bureaux, on obtient une limite d'accélération maximale pour un an de 1,3 % de g lorsque $f_n = 0,2$ Hz et de 1,7 % de g lorsque $f_n = 0,1$ Hz. Pour les habitations, les limites correspondantes sont 0,9 % de g et 1,2 % de g .
80. Compte tenu de la sensibilité relative des équations (17) et (18) à la fréquence propre des vibrations, et de celle de l'équation (18) à la rigidité correspondante du bâtiment, on recommande de déterminer ces propriétés en ayant recours à des méthodes assez rigoureuses et d'utiliser les équations approximatives avec prudence. Par exemple, l'adoption d'une fréquence propre de 10/N, où N est le nombre d'étages, peut ne pas concorder avec l'hypothèse selon laquelle le déplacement sous l'action du vent risque d'atteindre une valeur égale à $H/500$.

Exemple de calcul de a_w et de a_D

81. L'exemple suivant donne le calcul détaillé de a_w et de a_D au moyen des équations (17) et (18) appliquées au problème abordé au paragraphe 58 pour illustrer le calcul du coefficient de rafale. S'il convient d'utiliser des valeurs 1 fois en 10 ans pour déterminer a_w et a_D , les valeurs de C_g et d'autres paramètres calculés précédemment seront utilisés dans cet exemple pour éviter de répéter les calculs.

Supposons que $f_{nW} = f_{nD} = 0,2$ Hz et que $q_{10} = 0,49$ kPa

$$\beta_W = \beta_D = 0,015$$

$$\rho_B = 176 \text{ kg/m}^3$$

Étape 1 : Calculer a_r .

$$\begin{aligned} a_r &= 78,5 \times 10^{-3} \left[V_H / (f_{nW} \sqrt{wd}) \right]^{3,3} \\ &= 78,5 \times 10^{-3} [37,8 / (0,2 \times 30,5)]^{3,3} \\ &= 32,3 \text{ N/m}^3 \end{aligned}$$

Étape 2 : Calculer a_W au moyen de l'équation (16).

$$a_W = 0,2^2 \times 3,75 \times 30,5 \left(\frac{32,3}{176 \times 9,81 \sqrt{0,015}} \right) \\ = 0,70 \text{ m/s}^2$$

En conséquence, $a_W/g = 7,1 \%$.

Étape 3 : Calculer a_D/g . a_D est donné dans l'équation (18) comme une fonction de Δ dont la valeur est habituellement déterminée à partir d'une analyse structurale. Dans cet exemple, Δ_{10} , la valeur de Δ pour une apparition 1 fois en 10 ans, est supposée être égale à 0,35 m.

$$a_D = 4\pi^2 \times 0,2^2 \times 3,75 \sqrt{\frac{0,1 \times 0,11 \times 0,28}{1,9 \times 0,015}} \frac{0,35}{2,41} \\ = 0,283 \text{ m/s}^2$$

En conséquence, $a_D/g = 0,283/9,81 = 2,9 \%$

82. Dans cet exemple, il est évident que les accélérations perpendiculaires au vent éclipsent les accélérations parallèles au vent. Un bâtiment élevé situé en bordure d'un plan d'eau peut être exposé aux trois conditions de terrain pour différentes directions du vent.

Tornades

83. Les tornades sont les phénomènes qui peuvent provoquer le plus grand nombre de décès et de blessures graves par suite d'une défaillance des éléments de charpente, et causer des pertes économiques considérables. Cependant, si la probabilité de l'occurrence d'une tornade par km^2 peut dépasser de beaucoup 1×10^{-5} par année, la probabilité qu'une tornade frappe un bâtiment donné soit très faible, soit moins de 10^{-5} par année.^[33] À quelques exceptions près, dans le cas des centrales nucléaires, par exemple, il n'est habituellement pas rentable de dépasser les exigences actuelles de la sous-section 4.1.7. de la division B du CNB dans la conception de bâtiments capables de résister aux tornades étant donné que les risques de perte sont faibles (il est plus économique pour les propriétaires de prendre des assurances). Il importe, cependant, de prescrire des normes de construction propres à garantir la sécurité des occupants. Les rapports d'enquête sur les régions de l'est du Canada qui ont été dévastées par des tornades^{[34][35]} ont démontré que plus de 90 % des occupants qui avaient péri ou subi de graves blessures se trouvaient dans des bâtiments qui ne respectaient pas les deux grands principes de construction suivants :
- a) ancrage des planchers aux fondations ou au sol (des planchers ont été arrachés en emportant les occupants avec eux); et
 - b) ancrage des toits aux murs de blocs de béton (après arrachement du toit, des murs en blocs de béton se sont effondrés sur les occupants).
84. Le premier principe — l'ancrage des planchers — est essentiellement couvert par l'article 9.23.6.1. de la division B du CNB portant sur les habitations ordinaires construites sur des fondations permanentes. Dans la norme CSA-Z240.10.1^[51] applicable aux maisons mobiles, on prescrit en outre des moyens d'ancrage permettant de résister aux tornades. Le deuxième principe — l'ancrage des toits aux murs en blocs de béton — est essentiellement couvert par la norme CSA-S304.1^[52], qui prescrit les calculs aux états limites pour le soulèvement dû au vent. À l'alinéa F.1.4 de cette norme, on propose une méthode empirique pour la conception de la maçonnerie. Le non-respect de ce principe de conception est particulièrement grave dans le cas des établissements de réunion à aires ouvertes, car ces derniers n'offrent aux occupants aucune protection physique contre l'effondrement des murs, comme le feraient des marchandises stockées, par exemple. On recommande d'ancrer les murs de blocs au toit à l'aide de tiges d'armatures verticales si ces bâtiments sont situés dans des régions à risque.

Commentaire I

85. Ces importants détails de construction conçus pour offrir une protection contre les tornades doivent être calculés en fonction d'un soulèvement dû au vent pondéré de 2 kPa pour le toit, d'une pression latérale pondérée de 1 kPa pour le mur au vent et d'une succion de 2 kPa pour le mur sous le vent.
86. Sur la base des indications fournies par la littérature technique et météorologique sur les tornades et leurs effets, ainsi que d'une base de données nationale des tornades confirmées, la figure I-22 définit trois seuils pour les régions propices aux tornades au Canada comme suit :
- 1) les « régions propices à des tornades importantes » sont les régions où la probabilité estimée de l'occurrence d'une tornade importante (F2-F5 avec des vitesses de rafale sur 3 secondes de plus de 180 km/h) par km^2 par année dépasse 10^{-5} ;
 - 2) les « régions propices aux tornades » sont les régions où la probabilité estimée de l'occurrence d'une tornade (avec des vitesses de rafale sur 3 secondes de plus de 60 km/h) par km^2 par année dépasse 10^{-5} ; et
 - 3) les « régions où les tornades sont possibles » sont les régions où des tornades ont été observées, mais où la probabilité estimée de l'occurrence d'une tornade par km^2 par année est inférieure à 10^{-5} .

Pour obtenir plus de renseignement, s'adresser à Environnement Canada, 4905, rue Dufferin, Toronto (Ontario) M3H 5T4; courriel : climate.services@ec.gc.ca.

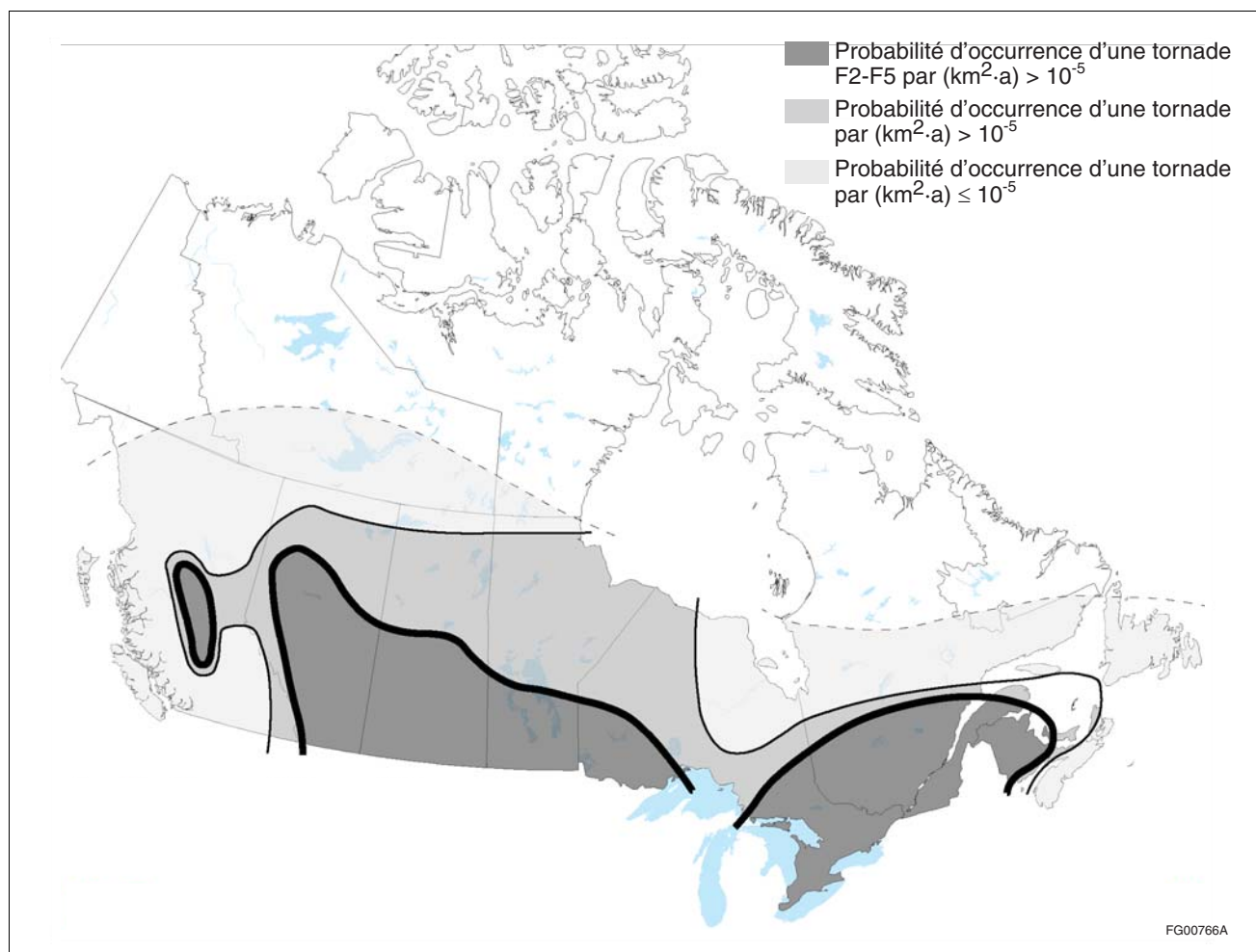


Figure I-22

Régions propices aux tornades au Canada, au moyen de l'échelle de Fujita (F)

Figures

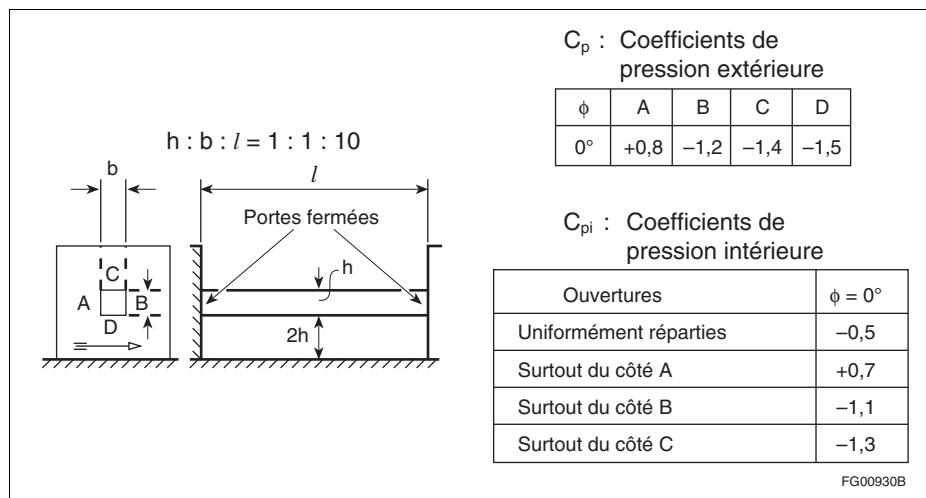


Figure I-23
Passage fermé entre murs de grandes dimensions

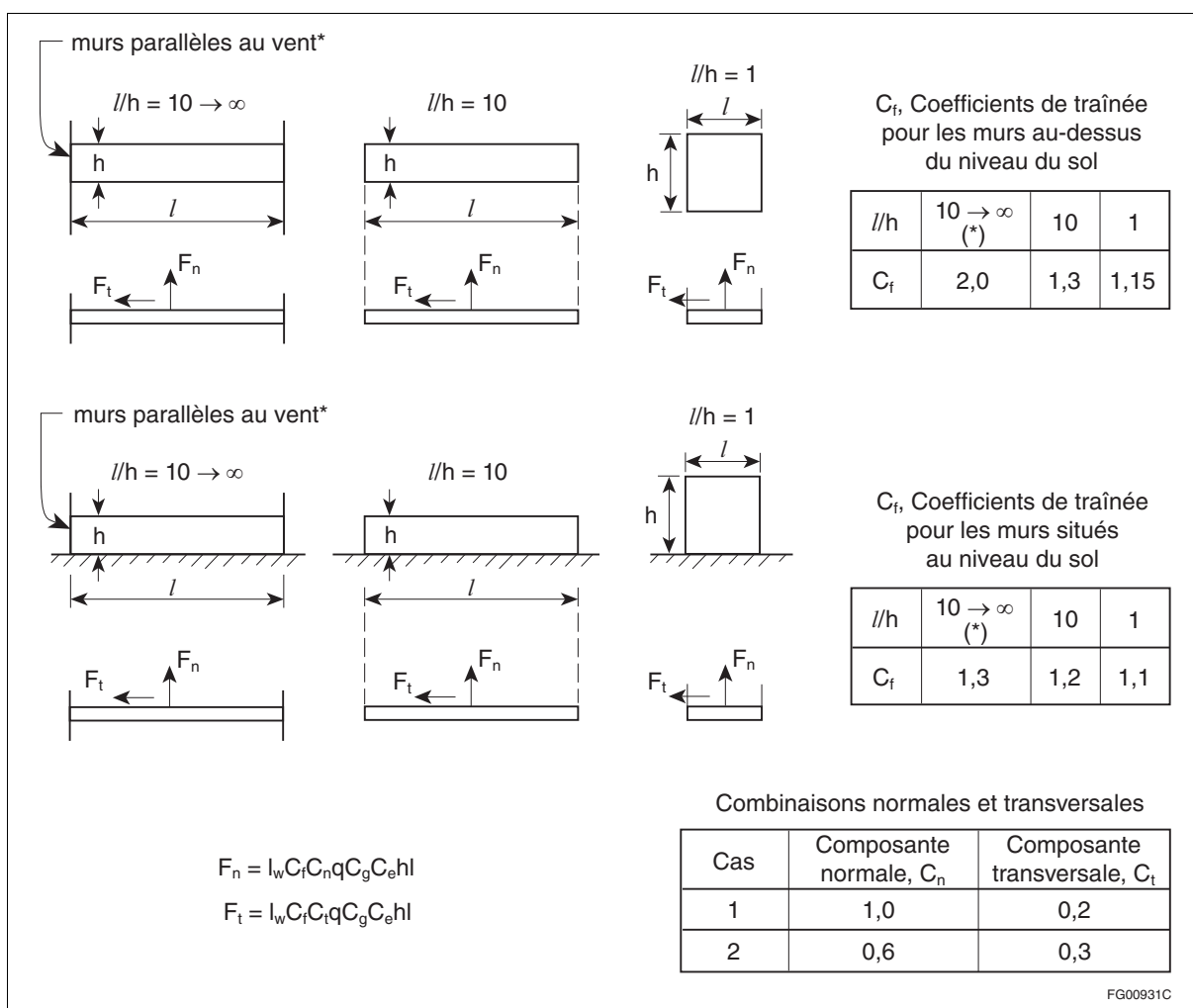
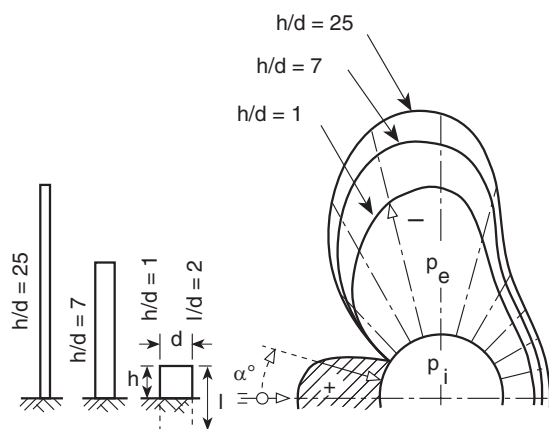


Figure I-24
Plaques, murs et panneaux d'affichage autoporteurs

Commentaire I



Force totale $F = l_w \cdot C_f \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A$, où $A = d \cdot h$

C_f : Coefficient de traînée pour $d \sqrt{q C_e} > 0,167$

Élancement $h/d =$ →		25	7	1
Section et rugosité		C_f	C_f	C_f
	Moyennement lisse (métal, bois, béton)	0,7	0,6	0,5
	Surface rugueuse (nervures arrondies $h = 2 \% d$)	0,9	0,8	0,7
	Surface très rugueuse (nervures tranchantes $h = 8 \% d$)	1,2	1,0	0,8
	Bords tranchants à surface lisse et rugueuse	1,4	1,2	1,0

C_p : Coeff. de pression extérieure pour $d \sqrt{q C_e} > 0,167$ et surface moyennement lisse

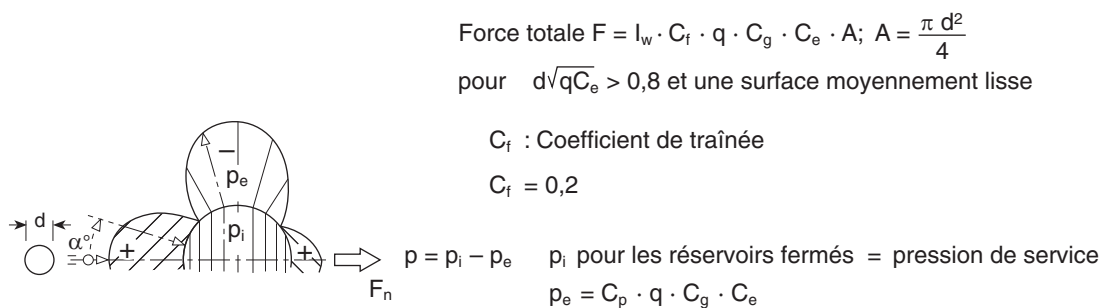
h/d	l/d	$a =$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
25	50	C_p	+1,0	+0,8	+0,1	-0,9	-1,9	-2,5	-2,6	-1,9	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,6
7	14	C_p	+1,0	+0,8	+0,1	-0,8	-1,7	-1,6	-2,2	-1,7	-0,8	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5
1	2	C_p	+1,0	+0,8	+0,1	-0,7	-1,2	-1,6	-1,7	-1,2	-0,7	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4

$\Delta p = p_i - p_e$ $p_i = C_{pi} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$ $p_e = C_p \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$ Cheminée fonctionnant à pleine capacité $C_{pi} = +0,1$; Cheminée fonctionnant au ralenti $C_{pi} = -0,8$

FG00932C

Figure I-25

Cylindres, cheminées et réservoirs



Force totale $F = l_w \cdot C_f \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A$; $A = \frac{\pi d^2}{4}$
pour $d \sqrt{q C_e} > 0,8$ et une surface moyennement lisse

C_f : Coefficient de traînée

$C_f = 0,2$

$p = p_i - p_e$ p_i pour les réservoirs fermés = pression de service
 $p_e = C_p \cdot q \cdot C_g \cdot C_e$

C_p : Coeff. de pression extérieure pour $d \sqrt{q C_e} > 0,8$ et pour une surface moyennement lisse

$\alpha =$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
C_p	+1,0	+0,9	+0,5	-0,1	-0,7	-1,1	-1,2	-1,0	-0,6	-0,2	+0,1	+0,3	+0,4

FG00933C

Figure I-26

Sphères

(1) Le plein éventail des pressions intérieures possibles doit être considéré pour p_i .

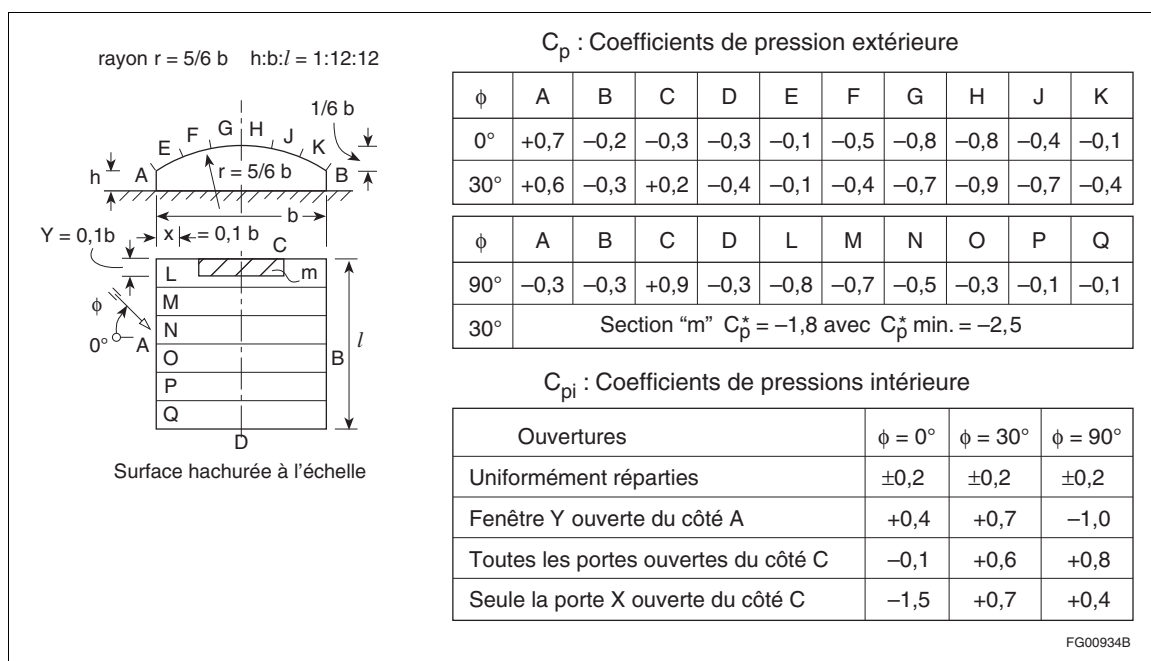


Figure I-27
Hangar, toit en voûte à surface moyennement lisse

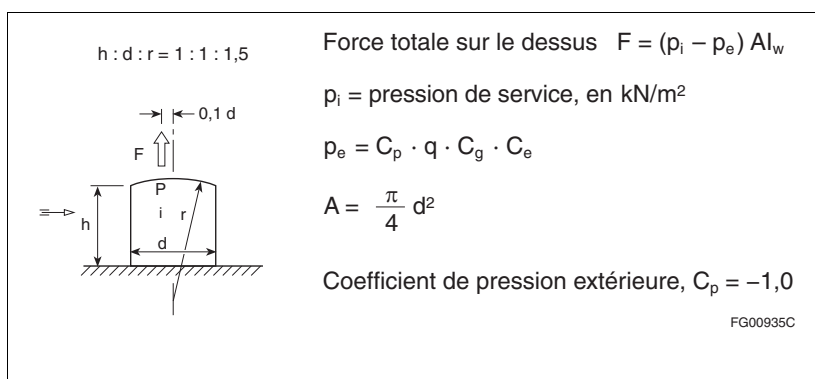


Figure I-28
Charge sur le dessus d'un réservoir fermé lisse

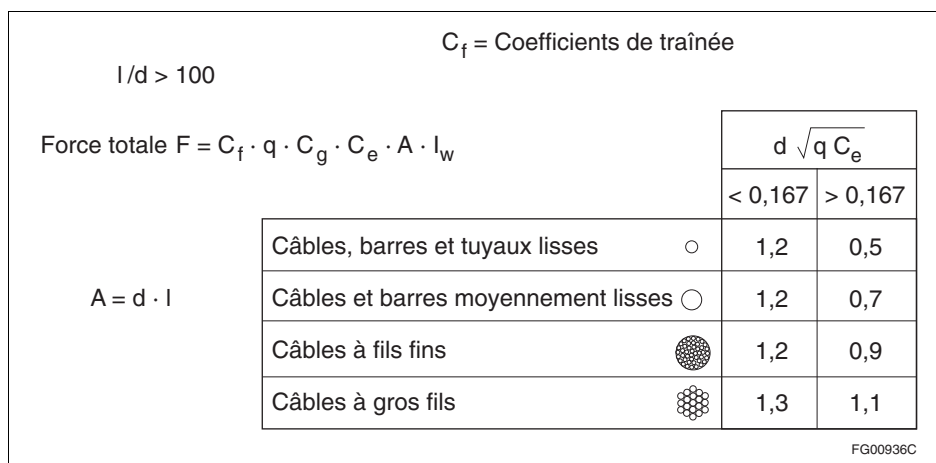


Figure I-29
Poteaux, barres et câbles

l = Longueur de l'élément

$A = h \cdot l$ = Surface

Pour un vent normal à l'axe de l'élément : Force normale $F_n = k \cdot C_{n\infty} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A \cdot l_w$

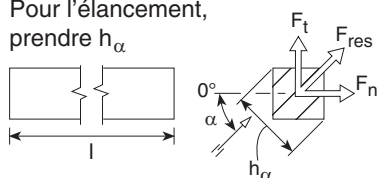
Force tangentielle $F_t = k \cdot C_{t\infty} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A \cdot l_w$

$C_{n\infty}$ et $C_{t\infty}$: coefficients de traînée pour un élément infiniment long

α	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0	+2,0	0	+2,05	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	-0,1	+1,75	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15	0	+0,6
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0	-1,7	+2,1	-1,8	0

α	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$	$C_{n\infty}$	$C_{t\infty}$
0°	+1,4	0	+2,05	0	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0
45°	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55
90°	0	+2,2	+0,5	+0,9	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0

Pour l'élancement, prendre h_α



k : Coefficient de réduction pour les éléments d'élancement fini (en général, utiliser la longueur totale et non celle du panneau)

l/h_α	5	10	20	35	50	100	∞
k	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	0,95	1,0

FG00937C

Figure I-30

Éléments structuraux, simples ou composés

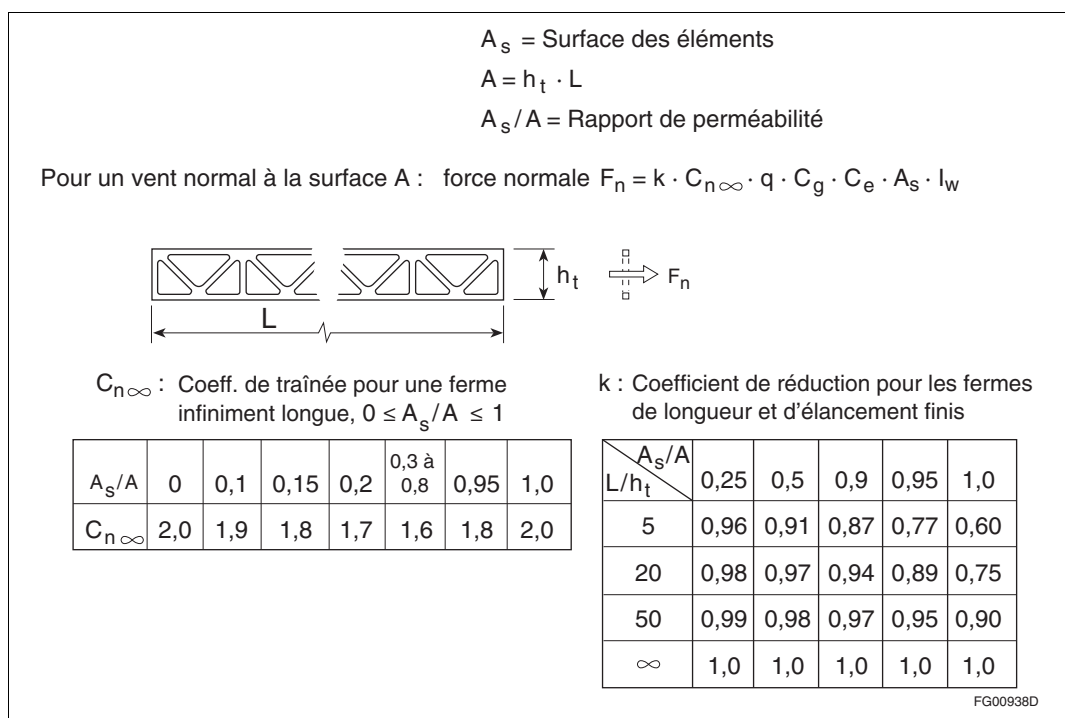


Figure I-31
Fermes courantes composées d'éléments à arêtes vives

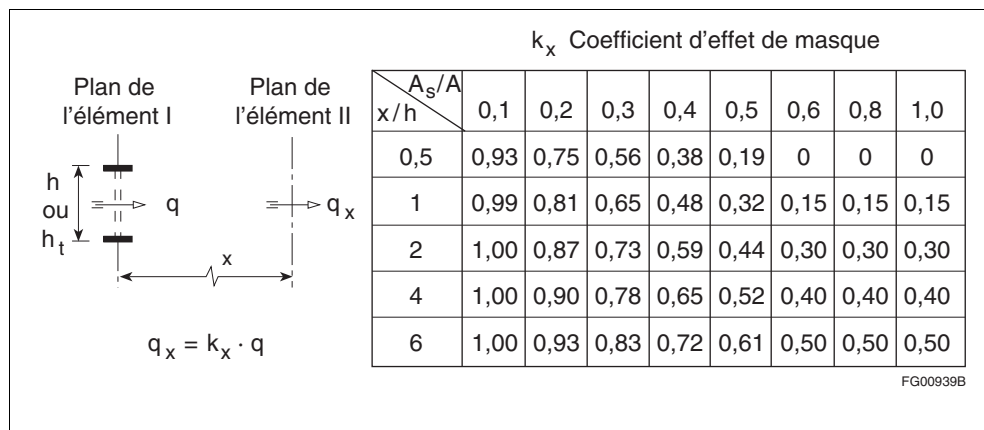
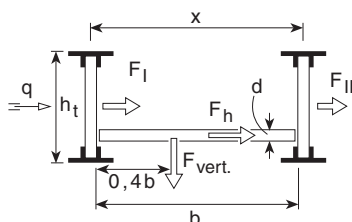


Figure I-32
Coefficients d'effet de masque

Commentaire I

Cas I : sans véhicules



L_B = Longueur du pont

$k, C_{n\infty}, A_s, k_x$ ⁽¹⁾

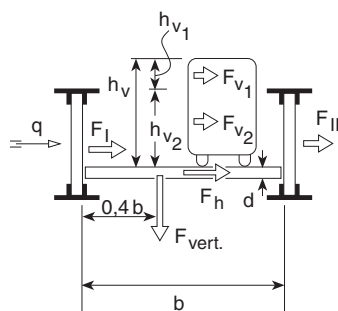
Poutre au vent : $F_I = k C_{n\infty} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A_s \cdot l_w$

Poutre sous le vent : $F_{II} = k C_{n\infty} \cdot k_x q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A_s \cdot l_w$

Charge horiz. du tablier : $F_h = 1,0 \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot L_B \cdot l_w$

Charge vert. du tablier : $F_{vert.} = 0,6 \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot b \cdot L_B \cdot l_w$

Cas II : avec véhicules



L_V = Longueur du véhicule : $A_1 = h_{v1} \cdot L_V$

$A_2 = h_{v2} \cdot L_V$

Poutre au vent : $F_I = k C_{n\infty} \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A_s \cdot l_w$

Poutre sous le vent : $F_{II} = k C_{n\infty} \cdot k_x q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A_s \cdot l_w$

Charge horiz. du tablier : $F_h = 1,2 \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot d \cdot L_B \cdot l_w$

Charge vert. du tablier : $F_{vert.} = 0,8 \cdot q \cdot C_g \cdot C_e \cdot b \cdot L_B \cdot l_w$

Charge de la circulation : $F_{v1} = C_n q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A_1 \cdot l_w$

$F_{v2} = C_n \cdot 2/3 q \cdot C_g \cdot C_e \cdot A_2 \cdot l_w$

Hauteur et coefficient de traînée	h_v	C_n
Véhicule ferroviaire	3,8 m	1,5
Véhicule routier	3,0 m	1,2
Piéton	1,7 m	1,0

FG00940C

Figure I-33

Ponts à fermes et à poutres composées

(1) Les valeurs des coefficients proviennent des figures I-30 et I-31.

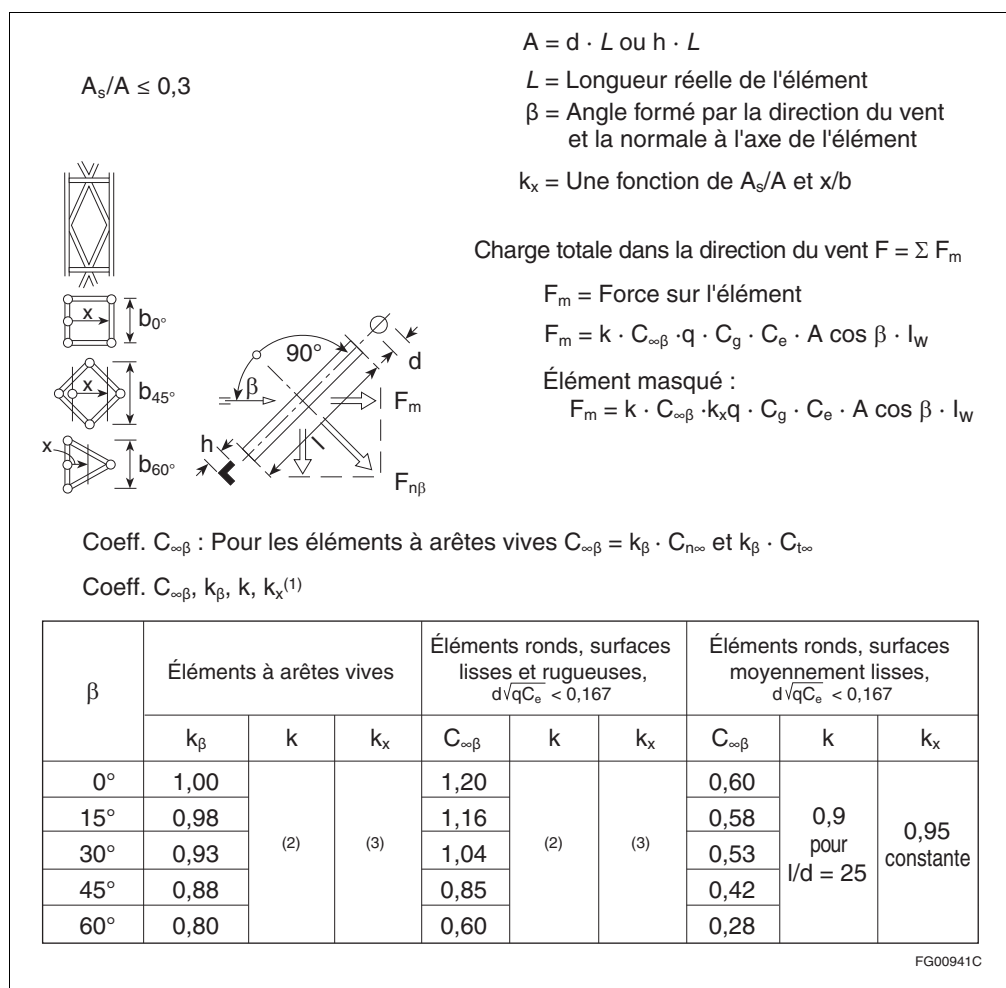


Figure I-34
Poutres à treillis tridimensionnelles

- (1) Voir la figure I-30 pour les valeurs de $C_{n\infty}$ et $C_{t\infty}$.
 (2) Voir la figure I-30.
 (3) Voir la figure I-32.

Références

- [1] Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Code national du bâtiment – Canada 2010, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, CNRC 53301F.
- [2] A.G. Davenport, Gust Loading Factors, Journal of Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 93, juin 1967, pp. 12-34.
- [3] E. Simiu et R.H. Scanlan, Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering, John Wiley & Sons, New York, 1986.
- [4] ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67, Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures, American Society of Civil Engineers, 1999.
- [5] J.E. Cermak, Application of Fluid Mechanics to Wind Engineering, Freeman Scholar Lecture, Journal of Fluid Engineering, ASME, vol. 97, n° 1, mars 1975.
- [6] D. Surry et N. Isyumov, Model Studies of Wind Effects A Perspective on the Problems of Experimental Technique and Instrumentation, Int. Congress on instrumentation in Aerospace Simulation Facilities, 1975 Record, pp. 79-90.
- [7] Irwin, P.A., 2006, Exposure Categories and Transitions for Design Wind Loads, ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 132, n° 11, pp. 1755-1763.

- [8] D.R. Lemelin, D. Surry et A.G. Davenport, Simple Approximations for Wind Speed-Up Over Hills, 7th International Conference on Wind Engineering, Aix-la-Chapelle, Allemagne de l'Ouest, 6 au 10 juillet 1987.
- [9] P.S. Jackson et J.C.R. Hunt, Turbulent Wind Flow Over a Low Hill, Quart. Journal R. Met. Soc., vol. 101, 1975, pp. 929-955.
- [10] J.L. Walmsley, P.A. Taylor et T. Keith, A Simple Model of Neutrally Stratified Boundary-Layer Flow Over Complex Terrain With Surface Roughness Modulations, Boundary-Layer Meteorology, vol. 36, 1986, pp. 157-186.
- [11] M. Jensen et N. Franck, Model Scale Tests in Turbulent Wind, Part II, Danish Technical Press, Copenhagen, 1965.
- [12] D. Surry, R.B. Kitchen et A.G. Davenport, Design Effectiveness of Wind Tunnel Studies for Buildings of Intermediate Height, Revue can. génie civil., vol. 4, n° 1, 1977, pp. 96-116.
- [13] T. Stathopoulos, D. Surry et A.G. Davenport, Internal Pressure Characteristics of Low-Rise Buildings Due to Wind Action, Proc. Fifth International Conference on Wind Engineering, Colorado State University, juillet 1979, Pergamon Press.
- [14] D. Surry, T. Stathopoulos et A.G. Davenport, The Wind Loading of Low Rise Buildings, Proc. Can. Struct. Eng. Conference, Toronto, 1978.
- [15] Y. Lee, H. Tanaka et C.Y. Shaw, Distribution of Wind and Temperature Induced Pressure Differences Across the Walls of a Twenty Story Compartmentalized Building, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 10, 1982, pp. 287-301.
- [16] Wind Loading and Wind-Induced Structural Response, Wind Effects Committee, American Society of Civil Engineers, ASCE, New York, 1987.
- [17] N. Isyumov, The Aeroelastic Modelling of Tall Buildings, International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications, Gaithersburg, Maryland, avril 1982, Cambridge University Press, 1982.
- [18] P. Sachs, Wind Forces in Engineering, Second Edition, Pergamon Press, Toronto, 1978.
- [19] L. Christensen et S. Frandsen, A Field Study of Cross Wind Excitation of Steel Chimneys: Safety of Structures under Dynamic Loading, Institut norvégien de technologie, Trondheim, juin 1977, pp. 689-697.
- [20] A.G. Davenport, Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading, Proc., Inst. Civ. Eng., Londres, vol. 28, juin 1964, pp. 187-196.
- [21] R.J. Kind et L. Wardlaw, Model Studies of the Wind Resistance of Two Loose-Laid Roof-Insulation Systems, Rapport technique de laboratoire, LTR-LA-234, Établissement aéronautique national, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, mai 1979.
- [22] R.J. Kind et R.L. Wardlaw, Design of Rooftops Against Gravel Blow-Off, Établissement aéronautique national, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, septembre 1976, CNRC 15544.
- [23] Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten (Normes des hypothèses de charge, d'acceptation et d'inspection des structures), Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein (Société suisse des ingénieurs et des architectes), norme SIA 160, Zurich, 1989.
- [24] P.N. Georgiou et B.J. Vickery, Wind Loads on Building Frames, Proc. Fifth International Conference on Wind Engineering, Colorado State University, juillet 1979, Pergamon Press.
- [25] D.E. Walshe, Measurements of Wind Force on a Model of a Power Station Boiler House at Various Stages of Erection, NPL Aero Report 1165, National Physical Laboratory, Teddington, Angleterre, septembre 1965.
- [26] B.J. Vickery et R.I. Basu, Simplified Approaches to the Evaluation of the Across-Wind Response of Chimneys, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 14, décembre 1983, pp. 153-166.
- [27] CSA-S37, Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2001.
- [28] Organisation internationale de normalisation, ISO 12494 : Charges sur les structures dues à la glace (en anglais seulement), Genève, 2001.
- [29] P.W. Chen et L.E. Robertson, Human Perception Thresholds of Horizontal Motion, Journal of Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 98, août 1972, pp. 1681-1695.

- [30] F.K. Chang, Human Response to Motions in Tall Buildings, Journal of Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, juin 1973, pp. 1259-1272.
- [31] R.J. Hansen, J.W. Reed et E.H. Van Marcke, Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings, Journal of Structural Division, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, juillet 1973, pp. 1587-1605.
- [32] Organisation internationale de normalisation, ISO 10137 : Bases de calcul des constructions – Aptitude au service des bâtiments sous vibrations (en anglais seulement), Genève, 1992.
- [33] M.J. Newark, A Design Basis Tornado, Revue can. génie civil., vol. 18, 1991, pp. 521-524.
- [34] D.E. Allen, Tornado Damage at Blue Sea Lake and Nicabong, Note d'information de recherche sur le bâtiment n° 222, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1984.
- [35] D.E. Allen, Tornado Damage in the Barrie/Orangeville Area, Ontario, mai 1985, Note d'information de recherche sur le bâtiment n° 240, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1986.
- [36] T. Stathopoulos et X. Zhu, Wind Pressures on Buildings with Appurtenances, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics. vol. 31, 1988, pp. 265-281.
- [37] T. Stathopoulos et X. Zhu, Wind Pressures on Buildings with Mullions. Journal of Structural Eng., ASCE, vol. 116, n° 8, 1990, pp. 2272-2291.
- [38] T. Stathopoulos, Wind Loads on Eaves of Low Buildings, Journal of Structural Division, ASCE, vol. 107, n° ST10, octobre 1981, pp. 1921-1934.
- [39] T. Stathopoulos et H.D. Luchian, Wind-Induced Forces on Eaves of Low Buildings, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 52, 1994, pp. 249-261.
- [40] D. Surry et E.M.F. Stopar, Wind Loading of Large Low Buildings, Journal can. génie civil, vol. 16, 1989, pp. 526-542.
- [41] T. Stathopoulos et A. Baskaran, Wind Pressures on Flat Roofs with Parapets, Journal of Structural Division, ASCE, vol. 113, n° 11, nov. 1987, pp. 2166-2180.
- [42] T. Stathopoulos, Wind Pressures on Flat Roof Edges and Corners, Proc. of Seventh International Conference on Wind Engineering, Aix-la-Chapelle, Allemagne de l'Ouest, 6 au 10 juillet 1987.
- [43] T. Stathopoulos et H.D. Luchian, Wind Pressures on Building Configurations with Stepped Roofs, Journal can. génie civil, vol. 17, n° 4, 1990, pp. 569-577.
- [44] T. Stathopoulos et H.D. Luchian, Wind Loads on Flat Roofs with Discontinuities, CSCE Annual Conf., Vancouver, mai 1991.
- [45] D. Surry et T. Stathopoulos, The Wind Loading of Low Buildings with Mono-sloped Roofs, Rapport final BLWT-SS38, Université Western Ontario, London, Ont., 1988.
- [46] D. Meecham, D. Surry et A.G. Davenport, The Magnitude and Distribution of Wind-Induced Pressures on Hip and Gable Roofs, 8th Coll. on Ind. Aerodynamics, Aix-la-Chapelle, Allemagne, septembre 1989.
- [47] J.D. Holmes, Wind Loading on Multi-span Building, 1st National Structural Eng. Conf., Melbourne, Australie, août 1987.
- [48] T. Stathopoulos et P. Saathoff, Wind Pressures on Roofs of Various Geometries, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 38, 1991, pp. 273-284.
- [49] T. Stathopoulos et A.R. Mohammadian, Wind Loads on Low Buildings with Monosloped Roofs, Journal of Wind Eng. and Indust. Aerodynamics, vol. 23, 1986, pp. 81-97.
- [50] P. Saathoff et T. Stathopoulos, Wind Loads on Buildings with Sawtooth Roofs, Journal of Structural Eng., ASCE, vol. 118, n° 2, 1992, pp. 429-446, Paper n° 675.
- [51] CSA-Z240.10.1-08, Aménagement du terrain, construction des fondations et ancrage des maisons usinées, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2008.
- [52] CSA-S304.1-94, Calcul des ouvrages en maçonnerie, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.

Commentaire J

Calcul fondé sur les effets dus aux séismes

Domaine d'application	1
Objectifs du calcul parasismique et performance attendue	1
Fondement de la mise à jour des dispositions du CNB de 1995	3
Sommaire des modifications importantes apportées au CNB de 2005 ...	4
Expression du risque sous forme de spectre	4
Modification de l'intervalle de récurrence (probabilité de dépassement)	5
Coefficients d'emplacement dépendant de la période	6
Limites des effets de la sur-résistance et de la ductilité	7
Calcul de la période	7
Effets des modes supérieurs dans la méthode des forces statiques équivalentes	8
Irrégularités	8
Exigences relatives à l'analyse dynamique	8
Dispositions spéciales	10
Risque parasismique	10
Raisons du nouveau calcul du risque	10
Brève description des paramètres utilisés dans la démarche probabiliste	11
Démarche déterministe pour le séisme de la zone de subduction de Cascadia	13
Risque calculé et mouvements de calcul du sol	14
Choix d'un niveau de confiance	14
Choix des conditions de référence du sol	15
Valeurs de risque et cartes	15
Effets de la réponse sismique des emplacements	19
Amplification locale	19
Fondement théorique de l'amplification locale	19
Amplification locale non linéaire	20
Coefficients de fondation	21
Coefficients d'emplacement du CNB	22
Incidences	23
Calcul parasismique ne faisant pas partie des dispositions du CNB de 2005	23
Calcul parasismique avec isolation de la base	23
Calcul parasismique avec dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie	24
Évaluation et réhabilitation des bâtiments existants	25
Sous-section 4.1.8. du CNB, Charges et effets dus aux séismes	25
Analyse (4.1.8.1.)	25
Exigences générales (4.1.8.3.)	25
Caractéristiques de l'emplacement (4.1.8.4.)	31
Coefficient de risque (4.1.8.5.)	41
Configuration structurale (4.1.8.6.)	42
Indicateurs d'exigences spéciales	46
Méthodes d'analyse (4.1.8.7.)	47
Direction de la charge (4.1.8.8.)	47
Coefficients de modification de force liée à la ductilité et de sur-résistance du SFRS et restrictions générales (4.1.8.9.)	48
Restrictions additionnelles (4.1.8.10.)	52

Méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.7. (4.1.8.11.)	53
Méthodes d'analyse dynamique (4.1.8.12.)	60
Déformations et limites de glissement (4.1.8.13.)	66
Séparation des structures (4.1.8.14.)	67
Critère de calcul (4.1.8.15.)	68
Fondations (4.1.8.16.)	71
Stabilité de l'emplacement (4.1.8.17.)	73
Éléments de structure, composants non structuraux et équipement (4.1.8.18.)	73
Références	78

Commentaire J

Calcul fondé sur les effets dus aux séismes

Domaine d'application

1. Les exigences de la sous-section 4.1.8. du CNB s'appliquent uniquement au calcul parasismique des bâtiments neufs et ne devraient pas être utilisées pour les ouvrages spéciaux, comme les ponts, les tours, les barrages et les réservoirs de stockage (pour des recommandations sur les réservoirs de stockage autonomes, voir la section de ce commentaire qui se rapporte à l'article 4.1.8.18.). Les effets des réservoirs situés à l'intérieur des bâtiments sont toutefois traités à l'article 4.1.8.18. La sous-section 4.1.8. ne vise pas expressément l'évaluation et la modernisation des bâtiments existants, mais les concepts et les méthodes d'analyse et de calcul présentés ici peuvent généralement être aussi appliqués à cette fin, comme il est abordé dans le Commentaire LL.
2. Même si, dans certaines situations, les forces de calcul du vent peuvent être supérieures aux forces sismiques de calcul (c'est-à-dire si le vent régit le calcul), il peut être nécessaire de prévoir certains détails parasismiques. Même si les forces du vent sont le facteur dominant, le calcul doit tenir au moins compte du type de système de résistance aux charges latérales et des détails qui correspondent aux forces sismiques calculées pour le bâtiment.

Objectifs du calcul parasismique et performance attendue

3. Différents phénomènes sismiques peuvent causer des dommages aux bâtiments : secousses du sol, défaillance du sol due aux secousses (y compris l'étalement latéral et le tassement causés par la liquéfaction ou l'instabilité des pentes), effets des failles superficielles sur les structures ou tsunamis. Les secousses sont le seul de ces risques qui est traité directement dans le CNB, bien que les risques de liquéfaction et d'instabilité des pentes, ainsi que leurs conséquences sur les bâtiments, soient pris en compte dans le calcul de la structure et de ses fondations; on contrôle les autres risques liés aux failles superficielles sur les structures, glissements de terrain et tsunamis surtout au moment de la planification et du choix de l'emplacement. Le calcul parasismique a les objectifs suivants, lesquels s'inscrivent dans les objectifs globaux du CNB :
 - 1) préserver la vie et la sécurité des occupants du bâtiment et du public lorsque le bâtiment est soumis à de fortes secousses;
 - 2) limiter les dommages au bâtiment pendant des secousses faibles à modérées; et
 - 3) garantir que les bâtiments de protection civile continuent d'être occupés et fonctionnels après de fortes secousses, même si le bâtiment subit des dommages minimes.
4. Selon le CNB, les fortes secousses demeurent un phénomène rare au Canada; en effet, à l'article 4.1.2.1., Charges et effets, on définit les charges sismiques comme des charges rares. Comme nous en discuterons en détail dans la section du présent commentaire intitulée « Risque parasismique », les fortes secousses sont définies comme ayant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans à un niveau moyen de confiance, ce qui correspond à une probabilité annuelle de dépassement de 0,04 %. Bien que des secousses encore plus fortes puissent se produire, il n'est généralement pas économique de calculer les bâtiments en fonction de ces rares mouvements du sol; le niveau de 2 % en 50 ans peut donc être considéré comme le mouvement sismique maximal du sol devant être pris en compte, ou en d'autres termes, le mouvement de calcul du sol (MCS).
5. On considère généralement qu'il n'est ni justifié ni économique de calculer et de construire des bâtiments qui ne seront pas endommagés par le MCS. L'objectif premier du calcul parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité aux occupants du bâtiment et au public lorsque le bâtiment est soumis à de forts mouvements du sol, en d'autres termes de réduire les pertes de vie. Ceci signifie que, bien que le MCS occasionnera vraisemblablement des dommages structuraux et non structuraux importants, on peut raisonnablement supposer que le bâtiment ne s'effondrera pas et que les éléments qui y sont fixés ne se détacheront pas et ne tomberont pas sur les personnes qui se

trouvent à proximité du bâtiment. Ce niveau de performance est appelé « dommages importants » parce que, bien que la structure puisse être lourdement endommagée et avoir perdu une partie considérable de sa résistance et de sa rigidité initiales, elle conserve une certaine résistance à l'effondrement.

6. On peut obtenir un niveau élevé de sécurité des personnes compatible avec la faible probabilité de « dommages importants » en dissipant l'énergie par action non élastique, dissipation qui est au centre de la démarche de calcul parasismique utilisée dans les dispositions du CNB. La dissipation de l'énergie par action non élastique entraîne une réduction des forces de calcul. Les systèmes de résistance aux forces sismiques (SFRS) dont la capacité de dissipation de l'énergie par action non élastique est faible, c'est-à-dire ceux qui possèdent une ductilité limitée, sont soumis à des charges plus élevées et comportent des détails moins rigoureux; dans certains cas, les systèmes peu ductiles peuvent ne pas être permis dans les régions où les mouvements sismiques de calcul sont importants. On assure la résistance des divers SFRS aux charges sismiques prévues en appliquant les dispositions de calcul et de détail du CNB et des normes relatives aux matériaux qui y sont incorporées par renvoi. Il est plus probable que l'intégrité de la structure sera maintenue après une forte secousse du sol si les limites de déplacement entre les étages est compatible avec l'objectif de performance correspondant à des « dommages importants ».
7. Bien que les paragraphes qui précèdent décrivent l'objectif premier du calcul parasismique, les concepteurs désirent souvent obtenir plus d'information sur les objectifs associés de performance prévue, en particulier lorsque l'intensité des secousses approche du MCS ou le dépasse. Heidebrecht^[1] traite de ces objectifs et décrit un certain nombre de caractéristiques de calcul qui contribuent largement à l'atteinte des objectifs prévus de performance. Outre les caractéristiques de dissipation de l'énergie, d'autres facteurs jouent un rôle important, notamment la régularité de la configuration du bâtiment, la susceptibilité aux effets d'oscillation due à un calcul axé sur les forces sismiques, la sur-résistance et la ductilité de réserve des éléments structuraux et des joints. Au cours de séismes récents, l'expérience a montré que les structures ductiles qui présentent des configurations régulières et dans lesquelles l'énergie est dissipée dans toute la structure peuvent conserver leur intégrité lorsqu'elles sont soumises à des mouvements du sol de beaucoup supérieurs au MCS (Hall^[2] et Park et al.^[3]). En revanche, les structures irrégulières qui possèdent une ductilité limitée donnent souvent une performance médiocre lorsqu'elles sont exposées au MCS, parce que la dissipation de l'énergie et les dommages sont concentrés dans une seule partie de la structure (p. ex. les structures à étages flexibles). Heidebrecht^[1] aborde également le rôle primordial que joue la résistance de calcul dans l'amélioration des objectifs de performance à des niveaux étonnamment élevés de mouvements sismiques.
8. Un calcul conforme aux dispositions du CNB devrait en outre limiter les dommages sous l'effet de secousses qui se situent bien en deçà du niveau du MCS. Lorsque les secousses maximales sont inférieures à la moitié du MCS, les structures bien conçues et détaillées devraient subir des dommages structuraux limités (Heidebrecht^[1]). Étant donné que l'objectif premier du calcul est fondé sur la dissipation de l'énergie par action non élastique, il est entendu que certains dommages structuraux sont prévus lorsque les mouvements maximaux du sol approchent le MCS. On peut réduire ces dommages en choisissant un système structural suffisamment rigide pour que les glissements soient inférieurs aux limites spécifiées, limites qui sont davantage fixées pour prévenir un effondrement que pour restreindre les dommages. On peut réduire les dommages aux éléments non structuraux en limitant la flèche de ces éléments, en portant une attention particulière aux détails, en prévoyant des dégagements suffisants par rapport à la structure et en protégeant les éléments fixés par un assemblage rigide à la structure contre les déformations, qui risquent d'entraîner une fissuration.
9. Les objectifs de performance applicables aux bâtiments de protection civile diffèrent des objectifs décrits ci-dessus parce que ces bâtiments doivent demeurer opérationnels immédiatement après le séisme. Par conséquent, pour les bâtiments de protection civile soumis à des secousses correspondant au MCS, l'objectif de performance en est un d'occupation immédiate. Les dommages subis par le système structural ne devraient pas empêcher le bâtiment de continuer à être utilisé et occupé, et ceux subis par les systèmes non structuraux devraient être mineurs; la structure devraient conserver la plus grande partie de la résistance et de la rigidité qu'elle possédait avant le séisme; les installations mécaniques et électriques, la plomberie et les autres systèmes nécessaires à l'exploitation normale du bâtiment devraient demeurer fonctionnels. Pour atteindre cet objectif de performance plus rigoureux, on procède de deux manières :

- 1) on applique un coefficient de risque (de 1,5 dans le cas des bâtiments de protection civile et de 1,3 pour les autres bâtiments de la catégorie de risque « élevé », comme les écoles et les centres communautaires qui sont susceptibles d'être utilisés comme refuges en cas de catastrophe) qui permet d'augmenter les charges latérales de calcul; et
- 2) on établit une limite beaucoup plus faible pour les glissements entre étages.

Bien entendu, d'autres facteurs, comme la configuration du bâtiment, le type d'ossature, les matériaux et les détails de construction, ont un effet considérable sur la capacité du bâtiment à atteindre cet objectif de performance. Le CNB tient compte de certains de ces aspects en interdisant la plupart des irrégularités de structure dans les localités qui présentent un MCS modéré à élevé et en exigeant que les SFRS aient un minimum de ductilité.

10. Lorsqu'on considère les objectifs de performance, il est important de reconnaître que la vaste gamme de caractéristiques possibles des bâtiments, de conditions locales et de caractéristiques sismiques contribuera à définir une plage très étendue de niveaux de performances au cours des séismes futurs. Bien que les dispositions parasismiques du CNB visent à assurer un niveau acceptable de protection, l'expérience et les observations faites au cours de séismes antérieurs dans d'autres pays montrent qu'il faut s'attendre à des dommages d'importance extrêmement variable au cours des futurs tremblements de terre. Les structures irrégulières et celles qui sont mal détaillées devraient donner une performance médiocre tandis que celles qui sont régulières et bien conçues et détaillées devraient donner une bien meilleure performance. Quoique les exigences minimales contenues dans ces dispositions visent à garantir un niveau acceptable de protection, le bâtiment ne donnera une bonne performance que si le concepteur adopte une démarche de conception et de détail cohérente, conforme à l'intention des dispositions parasismiques du CNB et si le bâtiment est construit en stricte conformité avec ces calculs.

Fondement de la mise à jour des dispositions du CNB de 1995

11. Les dispositions parasismiques du CNB ont été révisées pour l'édition 2005 du code. Essentiellement, on a révisé celles-ci afin d'y incorporer les connaissances plus poussées au chapitre des risques parasismiques et de leur répartition géographique dans l'ensemble du pays. Le tableau J-1 (Heidebrecht^[1]) résume brièvement comment l'information sur les risques parasismiques a été utilisée dans la détermination des forces sismiques de calcul dans le CNB depuis 1953 jusqu'à présent. Comme il est indiqué dans le tableau J-1, cette connaissance est passée d'une impression qualitative générale de la sismicité fondée sur les antécédents d'activité sismique à l'expression du risque à partir de deux paramètres de mouvement du sol, soit la vitesse et l'accélération maximales du sol, qui sont déterminés à l'aide d'une méthode probabiliste. Outre les changements apportés à la façon de décrire le risque parasismique, on a utilisé l'activité sismique au Canada au cours de l'histoire récente pour produire des estimations plus fiables du risque.

Tableau J-1
Rôle de l'information sur le risque parasismique dans la détermination
des forces sismiques de calcul dans le CNB

Édition du CNB	Nature de l'information sur le risque	Utilisation de l'information sur le risque dans la détermination des forces sismiques de calcul
1953 à 1965	Quatre zones (0, 1, 2, 3) classées à partir d'une évaluation qualitative des antécédents d'activité sismique	On prescrit des coefficients de cisaillement à la base pour le calcul des bâtiments situés dans la zone 1; ces coefficients sont doublés pour la zone 2 et multipliés par 4 pour la zone 3
1970	Quatre zones (0, 1, 2, 3) dont les limites sont définies par l'accélération maximale du sol pour une probabilité annuelle de dépassement de 0,01	Les coefficients de cisaillement à la base comprennent un multiplicateur non dimensionnel (0 pour la zone 0, 1 pour la zone 1, 2 pour la zone 2 et 4 pour la zone 3)
1975 et 1980		Les coefficients de cisaillement à la base comprennent un facteur A, qui est numériquement égal à l'accélération maximale de la zone (0 pour la zone 0, 0,02 pour la zone 1, 0,04 pour la zone 2 et 0,08 pour la zone 3); la valeur du coefficient de réponse sismique est rajustée de manière que le cisaillement à la base soit inférieur d'environ 20 % au coefficient indiqué dans le CNB de 1970

Tableau J-1 (suite)

Édition du CNB	Nature de l'information sur le risque	Utilisation de l'information sur le risque dans la détermination des forces sismiques de calcul
1985	Sept zones d'accélération et de vitesse du sol (0 à 6) dont les limites sont fondées sur une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans	Les coefficients de cisaillement à la base intègrent une vitesse de zone, v , qui est numériquement égale à la vitesse maximale du sol en m/s (soit des valeurs de 0, 0,05, 0,10, 0,15, 0,20, 0,30 et 0,40); la valeur du coefficient de réponse sismique est rajustée à l'aide d'un processus d'étalonnage de manière que les forces sismiques soient équivalentes, en moyenne pour l'ensemble du pays, à celles qui sont indiquées dans le CNB de 1980 (voir Heidebrecht et al. ^[9])
1990 et 1995		Le coefficient de force élastique intègre une vitesse de zone, v , (comme ci-dessus), la force sismique totale, V , correspondant à la force élastique divisée par un coefficient de réduction de la force puis multipliée par un coefficient d'étalonnage de 0,6; le coefficient de réponse sismique est modifié de manière à ce que les mêmes forces de calcul soient conservées pour les systèmes très ductiles, comme dans le CNB de 1985
2005 et 2010	Ordonnées d'accélération spectrale pour un emplacement déterminé pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans	Analyse dynamique ou coefficient de force élastique statique, utilisant les ordonnées d'accélération spectrale; coefficients d'emplacement et coefficient de mode supérieur, dépendant également des ordonnées d'accélération spectrale

12. Il existe plusieurs autres raisons importantes à la mise à jour des dispositions parasismiques outre celles qui sont directement liées au risque parasismique. Tout d'abord, l'étude et les leçons tirées des dommages causés par d'importants séismes survenus dans le monde entier permettent aux ingénieurs de déterminer si les dispositions actuelles du CNB peuvent offrir un niveau de protection satisfaisant dans les bâtiments et les autres installations construits au Canada. Chaque grand tremblement de terre est une source de leçons qui permettent d'améliorer le CNB. Ainsi, le séisme survenu en 1989 à Loma Prieta a montré comment les mouvements de terrain étaient amplifiés dans les sols meubles; on a utilisé une analyse subséquente des mouvements du sol mesurés pendant ce tremblement de terre pour améliorer les dispositions du CNB de manière que ces effets soient pris en compte dans le calcul des structures construites sur des sols meubles (Borcherdt^[4]).
13. On met aussi périodiquement à jour les dispositions parasismiques pour tenir compte des résultats des recherches techniques à grande échelle menées sur les phénomènes sismiques au Canada et dans le monde entier. Ces recherches, telles qu'elles sont présentées dans les documents techniques et dans le cadre de conférences, révèlent souvent la nécessité d'améliorer la façon dont le CNB représente les effets sismiques sur les structures. Bon nombre des modifications apportées aux dispositions parasismiques du CNB au cours des cinquante dernières années découlent directement des résultats des recherches techniques menées sur les séismes au Canada et ailleurs dans le monde.
14. Il a également fallu modifier les dispositions du CNB afin de tenir compte des changements apportés aux codes des autres pays. Les Canadiens peuvent tirer parti de l'expérience et des recherches qui ont servi à améliorer d'autres codes; lorsque l'analyse de ces développements montre que les dispositions du CNB peuvent être améliorées, les développements en question sont adaptés et incorporés au CNB.

Sommaire des modifications importantes apportées au CNB de 2005

Expression du risque sous forme de spectre

15. Comme il est indiqué dans le tableau J-1, dans les éditions de 1985, de 1990 et de 1995 du CNB, le risque parasismique était décrit en termes de vitesse maximale du sol, v , et d'accélération, a , déterminées pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans. On calculait la variation dépendante de la période des forces sismiques en multipliant v par un coefficient de réponse sismique appelé S dans le CNB de 1995, la forme de S étant fonction du rapport entre a et v . Un spectre uniforme de risque — c'est-à-dire les ordonnées d'accélération spectrale pour différentes périodes et calculées pour une même probabilité de dépassement — offre une bien meilleure représentation en fonction de la période des effets des séismes sur les structures. Pour que cette information puisse être utilisée dans l'édition de 2010 du CNB, la Commission géologique du

Canada fournit certaines valeurs d'accélération spectrale pour des emplacements géographiques précis au Canada (Adams et Halchuk,^[5] Adams et Atkinson^[6]). Comme les ordonnées spectrales sont déterminées directement à chaque emplacement géographique, les différences de forme spectrale entre les différentes localités sont représentées directement dans la détermination des forces de calcul et ne font plus l'objet d'un calcul approximatif fondé sur une amplification des valeurs zonales de la vitesse maximale du sol.

Modification de l'intervalle de récurrence (probabilité de dépassement)

16. Dans le CNB et les dispositions parasismiques de plusieurs autres pays (p. ex. les É.-U. et la Nouvelle-Zélande), on a souvent, au cours des dernières décennies, défini le risque parasismique pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans, ce qui correspond à un intervalle de récurrence de 475 ans. (La probabilité de dépassement en n années correspondant à une probabilité par année peut être exprimée au moyen de l'équation $P(n) = 1 - e^{-P(\text{par année}) \cdot n}$, où P (par année) est $(1/\text{intervalle de récurrence})$. À défaut, l'approximation $P(n) = 1 - (1 - P(\text{par année}))^n$ peut être utilisée pour les intervalles de récurrence pertinents aux fins du code du bâtiment.) Parallèlement, on a reconnu que les divers principes de prudence (p. ex. la sur-résistance) appliqués aux processus de calcul et de construction ont donné lieu à une probabilité beaucoup plus faible de défaillance structurale ou d'effondrement en présence de forts mouvements du sol. Cependant, l'utilisation dans les calculs d'une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans des mouvements du sol n'offre pas une marge de sécurité uniforme dans l'ensemble du Canada pour les raisons expliquées ci-après.
17. Le calcul du risque parasismique pour différentes probabilités de dépassement a montré que la pente de la courbe de risque varie considérablement dans diverses parties du Canada; la courbe de risque est définie comme la relation entre l'intensité des secousses, p. ex. une ordonnée spectrale correspondant à une période précise ou l'accélération ou la vitesse maximale du sol, et la probabilité que cette intensité des secousses sera dépassée (Adams et Atkinson^[6]). La figure J-1 montre des courbes de risque types pour certaines localités canadiennes, normalisées pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans. La principale variation est observée entre les régions qui se trouvent à proximité de la limite des plaques (p. ex. Vancouver et Victoria) et les régions intraplaque (p. ex. l'est du Canada). Pour assurer une marge plus uniforme de protection contre l'effondrement, il faut spécifier le risque parasismique pour une probabilité plus faible de dépassement, c'est-à-dire, une probabilité qui se rapproche davantage de la probabilité de défaillance ou d'effondrement qu'une probabilité de 10 % en 50 ans.

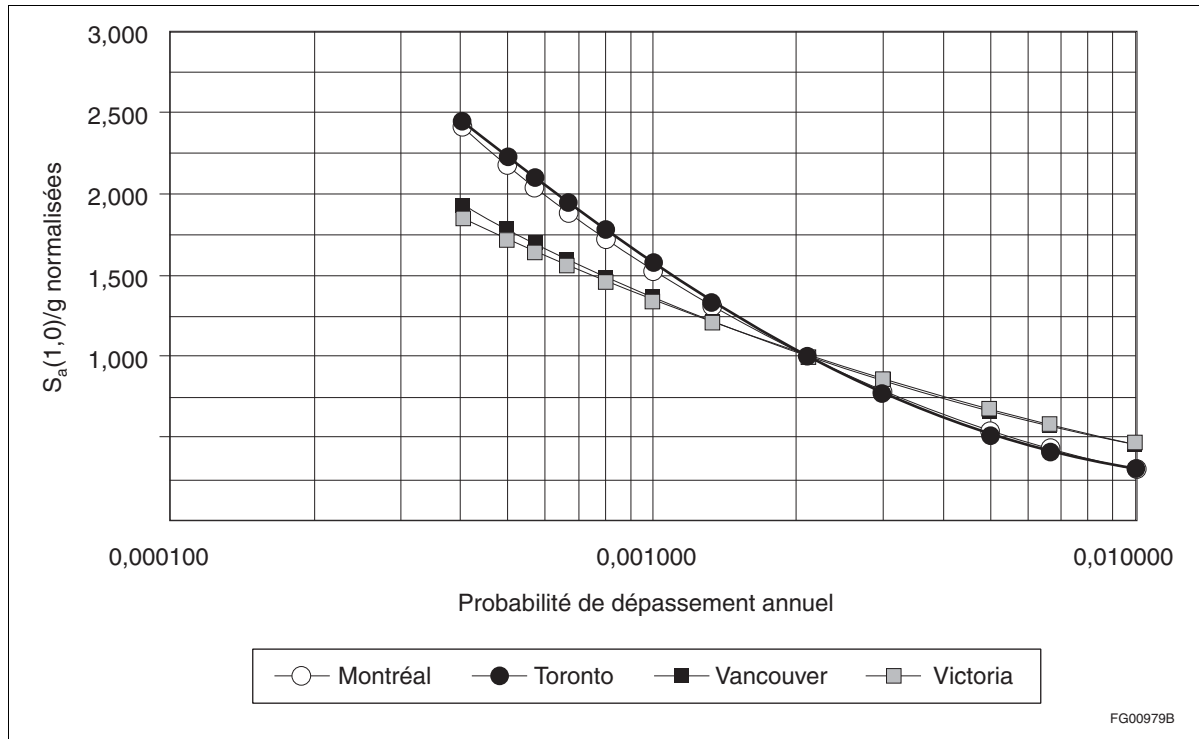


Figure J-1

Courbes de risque $S_a(1,0)$ pour certaines localités canadiennes, normalisées pour $P = 0,0021$

18. Les dispositions du National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) de 1997 (Building Seismic Safety Council^[7]), qui sont fondées sur une démarche visant à offrir une marge plus uniforme de protection contre l'effondrement, prescrivent l'utilisation du « mouvement sismique du sol maximal envisagé », qui est défini comme un mouvement sismique du sol associé à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (ce qui correspond à un intervalle de récurrence d'environ 2500 ans). À l'annexe A4 de l'ouvrage de Adams et Halchuk^[5], on explique pourquoi ce niveau de probabilité doit être utilisé au Canada. Les dispositions parasismiques du CNB de 2005 et du CNB de 2010 sont donc fondées sur les valeurs de risque parasismique associées à cette probabilité de 2 % en 50 ans.

Coefficients d'emplacement dépendant de la période

19. On reconnaît depuis longtemps que l'amplification des mouvements sismiques entre les roches et les sols peut jouer un rôle de premier plan, surtout aux emplacements où le sol est meuble. Le CNB de 1995 comprenait un coefficient de fondation, F , qui variait entre 1,0 et 2,0 mais qui ne variait pas en fonction de la période ou de l'intensité du mouvement de la roche de fond; le type et la profondeur de roche et de sol dans chacune des quatre catégories n'étaient définis que de manière qualitative.
20. Comme il a été mentionné précédemment, les travaux menés par Borchardt^[4] et d'autres chercheurs ont permis de quantifier, pour les besoins du CNB, les effets des conditions de sol sur la réponse sismique d'un emplacement. À cette fin, on a catégorisé les profils de sol à l'aide de mesures quantitatives des propriétés des sols (vitesse des ondes de cisaillement, résistance à la pénétration standard ou résistance au cisaillement du sol non drainé) et tenu compte du rapport de dépendance entre la période ainsi que les mouvements du sol et des effets de l'intensité du mouvement de la roche sous-jacente. Ces travaux ont été incorporés dans les dispositions parasismiques du NEHRP 1997 (Building Seismic Safety Council^[7]), où les effets de l'emplacement étaient représentés par deux coefficients d'emplacement, le premier associé à la réponse sismique du sol pour les périodes courtes et l'autre, pour les périodes longues. Ces dispositions servent de base aux coefficients d'emplacement indiqués dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010, comme l'ont expliqué Finn et Wightman.^[8] Une caractéristique importante des coefficients d'emplacement révisés dans le CNB est la désamplification des mouvements sismiques pour les emplacements situés sur de la roche ou de la roche dure, c'est-à-dire là où la vitesse des ondes de cisaillement est supérieure à celle qui est associée aux conditions de référence du sol, soit « un sol très dense et de la roche tendre ».

Limites des effets de la sur-résistance et de la ductilité

21. Depuis longtemps, les dispositions parasismiques du CNB tiennent compte, soit implicitement, soit explicitement, du fait que les forces sismiques sont réduites lorsque la réponse de la structure entre dans la plage inélastique. Cette propriété importante permet à la structure de résister à de fortes secousses sismiques, dans la mesure où elle peut se déformer de façon inélastique sous l'effet de plusieurs inversions de charges, sans perte notable de résistance. Dans le CNB de 1995, on a reconnu ce phénomène en incorporant un coefficient de modification de la force, R , dans le dénominateur de l'expression qui sert à calculer la force sismique latérale, V ; la valeur de R variait entre 1,0, pour les systèmes structuraux non ductiles, et 4,0, pour les systèmes structuraux les plus ductiles.
22. En revanche, la propriété qu'on appelle aujourd'hui « sur-résistance » est longtemps demeurée très mystérieuse. Diverses caractéristiques des systèmes structuraux et de leur conception (p. ex. les coefficients de résistance des matériaux utilisés dans les calculs, les exigences minimales de calcul, le calcul de la résistance, les combinaisons de charges et la redistribution des forces découlant d'une redondance) donnent souvent lieu à une résistance latérale de beaucoup supérieure à celle qui est utilisée comme base de calcul. On a implicitement pris en compte ce phénomène dans le CNB en étalonnant les forces sismiques de calcul en fonction de celles qui étaient utilisées dans les éditions antérieures (p. ex. les forces indiquées dans le CNB de 1985 étaient étalonnées en fonction de celles qui étaient prescrites dans le CNB de 1980, comme il est mentionné dans Heidebrecht et al.^[9]). Dans le CNB de 1990, on a introduit un coefficient d'étalonnage $U = 0,6$ dans le calcul de la force sismique latérale, V , qui a parfois été interprétée comme une représentation explicite de la sur-résistance (T_{so} ^[10]).
23. Dans le CNB de 2005, on a incorporé un coefficient explicite de sur-résistance du système, R_o , dans le calcul de la force sismique latérale, V . Ce coefficient vise à représenter le niveau minimal de sur-résistance sur lequel on peut tabler pour chaque SFRS. Il varie de 1,0 à 1,7 et est utilisé comme coefficient de modification dans le dénominateur de l'expression qui sert à calculer V . On utilise aussi dans le dénominateur un coefficient de modification de la ductilité, « R_d », pour exprimer un lien plus explicite avec la ductilité de chaque SFRS. L'utilisation de ces deux coefficients ainsi que les raisons pour lesquelles une valeur ou une plage de valeurs précise est attribuée aux divers systèmes structuraux sont expliquées dans l'ouvrage de Mitchell et al.^[11]

Calcul de la période

24. Le calcul de la période latérale du mode fondamental, T_a , est important parce que la valeur de la période détermine la réponse spectrale de l'accélération $S(T_a)$. D'une part, la détermination de T_a doit être relativement simple; d'autre part, sa valeur ne doit pas être surestimée. Les valeurs de T_a qui sont supérieures à celles qu'il serait réaliste de prévoir donnent lieu à une sous-estimation de la force sismique de calcul V et à une surestimation des flèches latérales.
25. Bien que les formules de calcul des périodes des ossatures résistant aux moments demeurent les mêmes que dans le CNB de 1995, la formule utilisée pour le calcul des murs travaillant en cisaillement et d'autres structures a été simplifiée dans le CNB de 2005 et n'est plus dépendante de la longueur, D_s , de ces éléments. On a apporté cette modification en raison de la confusion que suscitait la détermination de la valeur de D_s , qui est souvent mal définie. La raison d'être de la nouvelle formule est expliquée dans l'ouvrage de Saatcioglu et Humar.^[12] Une nouvelle formule pour le calcul des ossatures en acier contreventées a aussi été ajoutée (Tremblay^[13]). Il est important de noter que la période déterminée au moyen des formules empiriques doit être utilisée uniquement pour la force sismique de calcul V et ne devrait pas, par exemple, être utilisée dans le calcul d'autres forces, comme le vent.
26. Bien que les dispositions permettent de calculer la période à l'aide des autres méthodes de génie mécanique reconnues, on applique la limite supérieure des périodes calculées aux ossatures résistant aux moments, aux ossatures contreventées et aux murs travaillant en cisaillement plutôt que d'imposer une limite inférieure aux forces sismiques; la limite est exprimée sous la forme $1,5T_a$ pour les ossatures résistant aux moments et sous la forme $2,0T_a$ pour les ossatures contreventées et les murs travaillant en cisaillement. L'application d'une limite supérieure aux périodes est justifiée parce que les modèles structuraux tendent à surestimer la flexibilité des systèmes structuraux (p. ex. en ne tenant pas compte des éléments non structuraux qui ont un effet de raidissement), ce qui entraîne une surestimation de la période naturelle.

Effets des modes supérieurs dans la méthode des forces statiques équivalentes

27. La force sismique latérale statique équivalente calculée dans les dispositions du CNB et des autres codes est fondée sur l'hypothèse que les principales caractéristiques de la réponse dynamique de la structure peuvent être représentées par un seul mode de réponse pour la période du mode fondamental, T_a . Étant donné que pour de nombreuses structures, en particulier celles qui présentent des périodes longues, les effets des modes supérieurs sont très marqués, on tient compte de ces effets en modifiant la valeur de la force sismique de calcul et la répartition des efforts de cisaillement et des moments sur toute la hauteur de la structure. Dans le CNB de 1995, on a simulé les effets des modes supérieurs en utilisant une force au sommet supplémentaire, F_t , et un coefficient de modification des moments de renversement, J , et en incorporant le facteur $\sqrt{T}$ dans le dénominateur du coefficient de réponse sismique, S , pour des périodes de 0,5 s ou plus. F_t et J sont également utilisés dans les dispositions du CNB de 2005 et du CNB de 2010 au lieu de $\sqrt{T}$ dans le dénominateur, mais un coefficient de mode supérieur, M_v , est appliqué aux fins de la détermination de la force sismique latérale, V , dans laquelle le risque sismique est représenté directement par la réponse spectrale de l'accélération, c'est-à-dire une réponse à un seul degré de liberté. La raison d'être de ce coefficient et des valeurs prescrites dans les dispositions du CNB est expliquée dans l'ouvrage de Humar et Mahgoub.^[14]
28. La simulation des effets des modes supérieurs dans une méthode des forces statiques équivalentes n'est pas valable pour les structures qui présentent des périodes longues parce que leur réponse est dominée par le deuxième, voire le troisième mode de vibration; la méthode des forces statiques équivalentes ne tient compte des modes supérieurs que lorsque le mode fondamental domine la réponse. C'est pourquoi le CNB de 2005 et le CNB de 2010 permettent d'utiliser la méthode des forces statiques équivalentes pour les structures régulières dont les périodes de vibration sont inférieures à 2 s et dont la hauteur ne dépasse pas 60 m, dans le cas de structures situées dans des régions de faible sismicité et des structures irrégulières, sauf celles qui sont sensibles à la torsion, qui présentent une période latérale du mode fondamental de moins de 0,5 s et dont la hauteur ne dépasse pas 20 m. Pour toutes les autres structures, il faut procéder par analyse dynamique.

Irrégularités

29. Dans le CNB de 1995, la seule disposition se rapportant expressément aux structures irrégulières exigeait que celles-ci soient soumises à une analyse des effets de torsion. Des énoncés généraux étaient présentés à l'égard des éléments verticaux résistants discontinus et sur la nécessité de tenir compte des effets possibles des décrochements, mais les dispositions ne contenaient aucune exigence précise à cet égard. Le CNB de 2005 et le CNB de 2010 renferment une définition de huit types d'irrégularités ainsi que des exigences d'analyse et de calcul pour chacun de ces types. Les spécifications applicables aux différents types d'irrégularité comprennent des limites d'utilisation de la méthode d'analyse statique, des restrictions sur les irrégularités admissibles en regard du risque parasismique, des restrictions applicables aux bâtiments de protection civile, une augmentation des forces sismiques de calcul et des exigences de calcul précises (p. ex. pour les diaphragmes, les ouvertures et les discontinuités). Une justification détaillée des dispositions relatives aux irrégularités est fournie dans l'ouvrage de DeVall.^[15] Le CNB de 2010 renferme toujours des exigences précises permettant de tenir compte des effets de torsion; on utilise un paramètre de sensibilité à la torsion, B , pour déterminer si une analyse dynamique doit être effectuée. Le fondement des révisions apportées aux exigences de calcul des effets de torsion est expliqué dans l'ouvrage de Humar, Yavari et Saatcioglu.^[16]

Exigences relatives à l'analyse dynamique

30. L'analyse dynamique jouait un rôle très restreint dans le CNB de 1995; les concepteurs pouvaient choisir (voir le sous-alinéa 4.1.9.1. 13)b) de l'édition de 1995) d'utiliser cette méthode pour déterminer la répartition des forces sismiques à l'intérieur de la structure, mais ces forces devaient être pondérées de manière que la force sismique latérale, V , soit égale à la force déterminée à l'aide de la méthode statique usuelle. Comme il est indiqué dans le Commentaire J de l'édition 1995 des Commentaires sur le calcul des structures, la méthode dynamique s'appliquait principalement aux bâtiments présentant des irrégularités importantes et aux bâtiments comportant des décrochements ou des discontinuités importantes dans la rigidité ou la masse. Dans ces cas, l'analyse dynamique permet d'abord et avant tout d'obtenir une meilleure répartition des forces à l'intérieur de ces bâtiments, ce qui serait également vrai des bâtiments de grande hauteur pour lesquels l'analyse dynamique

tient compte des effets des modes supérieurs qui ne peuvent pas être correctement représentés par des charges statiques équivalentes. Les concepteurs pouvaient également utiliser l'analyse dynamique pour la détermination des moments de torsion, dans la mesure où les effets d'une torsion accidentelle devaient être calculés à l'aide d'une méthode statique et ajoutés aux effets d'une analyse dynamique tridimensionnelle. Pour faciliter l'utilisation de l'analyse dynamique, le Commentaire J de l'édition 1995 des Commentaires sur le calcul des structures présentait un spectre de calcul normalisé et une méthode très simplifiée d'analyse dynamique de la réponse modale élastique.

31. L'analyse dynamique joue un rôle très important dans les dispositions parasismiques du CNB de 2005 et du CNB de 2010. Cette modification radicale est généralement fondée sur le fait qu'une analyse dynamique linéaire — en particulier une analyse modale — constitue une méthode directe qui permet de simuler beaucoup plus efficacement les effets d'un séisme sur une structure que la méthode des forces statiques équivalentes. Cette méthode est désormais la méthode d'analyse prescrite, sauf dans le cas des structures suivantes, pour lesquelles la méthode des forces statiques équivalentes peut être employée :
 - a) les structures situées dans des zones de sismicité relativement faible, définies par une accélération spectrale de calcul de période courte (0,2 s);
 - b) les structures régulières de moins de 60 m de hauteur et dont la période latérale du mode fondamental est inférieure à 2 s; et
 - c) certaines structures irrégulières de moins de 20 m de hauteur et dont la période latérale du mode fondamental est inférieure à 0,5 s.Ces exceptions tiennent compte du fait :
 - a) que l'utilisation de la méthode statique ne devrait pas avoir d'incidences défavorables dans les zones où le risque sismique est faible;
 - b) que les charges statiques équivalentes peuvent simuler les effets dynamiques dans le cas de structures régulières de hauteur moyenne, dans la mesure où la période latérale du mode fondamental n'est pas trop longue; et
 - c) que la force totale et les effets de la répartition des forces sont assez bien déterminés à l'aide de la méthode des forces statiques pour des structures irrégulières de faible hauteur et présentant une période de vibration courte, sauf celles qui sont sensibles à la torsion.
32. Il est également plus facile d'effectuer une analyse dynamique conformément aux dispositions du CNB de 2010, car le risque parasismique est exprimé sous forme d'accélération spectrale. Les valeurs de calcul de l'accélération spectrale sont spécifiées pour toutes les périodes du mode fondamental; ces valeurs sont déterminées directement à partir de la valeur de la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, $S_a(T)$, multipliée par les coefficients d'amplification locale pour des périodes T de 0,2 s, de 0,5 s, de 1,0 s et de 2,0 s. Ainsi, les données utilisées dans l'analyse dynamique sont fondées directement sur les meilleures estimations disponibles de mouvement du sol, pour la probabilité de dépassement spécifiée. Le CNB de 2010 exige que les valeurs d'accélération spectrale utilisées dans la méthode modale du spectre de réponse deviennent les valeurs d'accélération spectrale de calcul (qui servent aussi de base à la détermination de la force sismique latérale minimale, V , dans la méthode des forces statiques équivalentes) et que, si une méthode temporelle linéaire par intégration numérique est utilisée pour l'analyse dynamique, les antécédents de mouvement du sol soient compatibles avec un spectre de réponse construit à partir des valeurs d'accélération spectrale de calcul. Saatcioglu et Humar^[12] examinent les différentes méthodes d'analyse dynamique et les aspects dont il faut tenir compte dans la modélisation des structures aux fins de ces analyses.
33. Bien que le CNB de 2010 établisse l'analyse dynamique comme méthode implicite, on peut encore craindre que les forces sismiques résultantes soient trop faibles parce que les paramètres utilisés dans l'analyse (p. ex. la rigidité structurale) sont laissés à l'entière discrétion du concepteur et non pas spécifiés dans le CNB. Ainsi, bien que des limites soient imposées quant à la valeur maximale de la période latérale du mode fondamental, T_a , pouvant être utilisée dans la méthode des forces statiques équivalentes, aucune limite n'est prescrite pour l'analyse dynamique. Pour prévenir un mauvais choix de paramètres de calcul, le CNB de 2010 exige que le cisaillement à la base déterminé à l'aide d'une méthode dynamique ne soit pas inférieur à 80 % du cisaillement calculé à l'aide de la méthode statique et que, dans le cas des structures irrégulières pour lesquelles une analyse dynamique est prescrite (et non facultative), le cisaillement dynamique minimal à la base corresponde à 100 % de la valeur déterminée à l'aide de la méthode statique. Dans ce cas, le cisaillement statique à la base peut être calculé à partir de la période du mode fondamental déterminée dynamiquement, à condition que cette période ne dépasse pas :

Commentaire J

- a) 1,5 fois la valeur déterminée à l'aide de la formule simplifiée applicable aux ossatures résistant aux moments; et
- b) 2,0 fois la valeur déterminée à l'aide de la formule simplifiée applicable aux ossatures contreventées et aux murs travaillant en cisaillement.

Dispositions spéciales

- 34. Le CNB de 1995, et plus particulièrement l'article 4.1.9.3., renfermait un certain nombre de dispositions spéciales qui imposaient certaines restrictions lorsque la zone de vitesse ou d'accélération se trouvait à un niveau donné ou à un niveau plus élevé. Ces dispositions spéciales visaient à limiter le type de système structural pouvant être utilisé et la hauteur des bâtiments comportant des systèmes structuraux peu ductiles, à garantir qu'un renforcement était prévu dans certains types d'éléments en maçonnerie et à exiger que le calcul des fondations réponde à des critères précis.
- 35. Dans le CNB de 2010, bon nombre des restrictions applicables aux systèmes structuraux sont regroupées dans un même tableau (tableau 4.1.8.9.), qui précise les valeurs du coefficient de modification de la force, R_d , et du coefficient de sur-résistance du système, R_o , pour les systèmes de résistance aux forces sismiques (SFRS). Les restrictions sont régies par les valeurs d'accélération spectrale de calcul — notamment le coefficient d'emplacement et le coefficient de risque parasismique, I_E — déterminées pour des périodes de 0,2 s et de 1,0 s. Le tableau 4.1.8.9. simplifie le processus de conception parce que le concepteur peut voir sur-le-champ les incidences qu'aura le choix d'un SFRS donné, tant sur le plan des coefficients R_d et R_o que sur celui des restrictions qui pourront s'appliquer à un système précis.
- 36. Les dispositions du CNB de 2010 renferment aussi d'autres restrictions, notamment pour les structures qui présentent certaines irrégularités structurales, et pour les exigences de calcul relatives aux fondations. La raison d'être de ces restrictions est traitée plus en détail dans les sections du présent commentaire consacrées à chaque restriction.

Risque parasismique

- 37. Dans cette section du commentaire, on résume les principaux aspects dont il faut tenir compte dans la détermination du risque parasismique qui sera utilisé dans les dispositions parasismiques du CNB de 2010. Une étude plus détaillée est présentée dans les ouvrages de Adams et Halchuk^[5] et de Adams et Atkinson^[6] ainsi que dans les autres ouvrages de références cités.

Raisons du nouveau calcul du risque

Information plus complète sur la sismicité

- 38. Les éditions de 1985, de 1990 et de 1995 du CNB utilisaient les cartes des zones sismiques de 1982 qui avaient été élaborées entre 1979 et 1982 à partir du catalogue des tremblements de terre, qui renfermait les données recueillies jusqu'en 1977. De nombreux séismes sont survenus depuis 1977; ces nouvelles données sismiques nous ont permis de mieux comprendre les modèles géographiques des occurrences sismiques dans de nombreuses régions du Canada et d'estimer la fréquence des séismes en fonction de leur amplitude (Adams et Halchuk^[5]). Ainsi, d'importants tremblements de terre sont survenus dans des régions où personne n'avait prévu des séismes de cette ampleur : les séismes de 1985 à Nahanni, dans les Territoires du Nord-Ouest et de 1988 au Saguenay, au Québec en sont des exemples.

Meilleure compréhension de la séismotectonique

- 39. Les découvertes que nous avons faites depuis le début des années 80 nous ont permis de mieux comprendre la relation entre les occurrences de tremblements de terre et la structure géologique de la croûte terrestre. Parmi ces découvertes, mentionnons :
 - a) des signes indiquant d'importants séismes préhistoriques dans la zone de subduction de Cascadia, au large de la Colombie-Britannique et des états de Washington et de l'Oregon (Adams^[17], Satake et al.^[18]); et

- b) l'hypothèse d'une corrélation entre les grands tremblements de terre de la côte est de l'Amérique du Nord et les failles relativement jeunes qui forment une discontinuité dans la croûte continentale (Basham^[19]).

De telles découvertes ont un effet considérable sur la détermination du risque parasismique dans l'ouest et l'est du Canada.

Meilleures estimations des forts mouvements sismiques du sol

40. Jusqu'à l'édition de 2005, les dispositions parasismiques du CNB reposaient sur des paramètres de risque définis en fonction du mouvement maximal du sol; les cartes des zones sismiques de 1982 s'appuyaient sur l'accélération et la vitesse maximales du sol. Une spécification directe des ordonnées d'accélération spectrale fournit une bien meilleure représentation des charges dues aux séismes que la méthode qui consiste à amplifier les mouvements maximaux du sol. Les nombreux travaux de recherche menés dans les années 80 et 90 ont permis de dégager des relations de mouvement du sol pour les ordonnées spectrales, qui peuvent être appliquées aux divers types de séismes qui contribuent au risque parasismique au Canada (p. ex. Atkinson et Boore,^[20] Atkinson,^{[21][22]} et Boore et al.^[23]). Ces relations de mouvement du sol permettent de déterminer le risque parasismique sous la forme d'un spectre de risque uniforme (UHS), qui représente les ordonnées d'accélération spectrale pour différentes périodes, chaque ordonnée ayant la même probabilité de dépassement.

Calcul amélioré du risque parasismique

41. On a établi les cartes de 1982, qui décrivent l'accélération et la vitesse horizontales maximales, en appliquant la méthode probabiliste de Cornell-McGuire (Cornell^[24]) à 32 zones sources au Canada et dans les régions adjacentes. Les adaptations récentes de la méthode de Cornell-McGuire portent notamment sur le traitement de l'incertitude dans tous les principaux paramètres d'entrée, comme l'activité sismique, les magnitudes maximales, la profondeur focale, les relations de mouvement du sol et les modèles de zones sources (McGuire^[25]). Il existe deux sortes d'incertitude :
- 1) l'incertitude aléatoire qui découle de la variabilité physique inhérente à la nature imprévisible des événements futurs; et
 - 2) l'incertitude épistémique qui est issue des différences entre les hypothèses de modélisation, des paramètres inconnus ou partiellement inconnus et de l'extrapolation au-delà de la plage des données observées.

On peut donc utiliser les valeurs réalistes des diverses incertitudes pour calculer le risque parasismique au niveau de confiance désiré, p. ex., médian ou médian plus un écart-type.

Nécessité de déterminer le risque à une probabilité de dépassement plus faible

42. Les cartes de 1982 montrent l'accélération et la vitesse maximales du sol pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans, niveau qui a été couramment utilisé pour établir la répartition géographique du risque parasismique dans les codes de construction nationaux et étrangers. Cependant, ce niveau de probabilité est de beaucoup supérieur à celui auquel des structures bien conçues et détaillées devraient conserver leur intégrité, c'est-à-dire subir des dommages importants sans toutefois s'effondrer. Par conséquent, il était souhaitable que le risque parasismique soit calculé à un niveau de probabilité sensiblement plus faible, compatible avec les « événements rares », au cours desquels des dommages importants, qui ne provoquent toutefois pas un effondrement, sont acceptables. Un niveau de 2 % en 50 ans a été retenu pour le CNB de 2005 et conservé pour le CNB de 2010; ce niveau coïncide avec les récents développements survenus aux États-Unis (Building Seismic Safety Council,^[26] International Code Council^[27]). Les différences régionales importantes observées dans la courbe de risque parasismique (voir figure J-1) pourraient entraîner des écarts marqués du niveau de protection entre les différentes régions du pays, selon le niveau de probabilité utilisé. L'utilisation du niveau de probabilité de 2 % en 50 ans devrait aplanir de façon notable ces écarts du niveau de protection, qui faisaient malheureusement partie des éditions du CNB antérieures à 2005.

Brève description des paramètres utilisés dans la démarche probabiliste

Zones sismiques sources

43. Les cartes de 1982 étaient fondées sur un seul ensemble de 32 zones sources et les données historiques de sismicité. Les zones sismiques sources, qui servent de base aux données sur le risque parasismique du CNB de 2005 et du CNB de 2010 consistent en deux modèles distincts, soit, essentiellement le

Commentaire J

modèle historique et le modèle régional — appelés modèles H et R, respectivement. Contrairement aux zones sources historiques contenues dans le modèle H, le modèle R utilise des zones régionales plus vastes définies en fonction de critères sismotectoniques et géologiques.

44. Les modèles de zones sources mentionnés ci-dessus s'appliquent aux régions canadiennes où l'activité sismique est la plus intense. Cependant, pour environ la moitié de la masse continentale canadienne, la fréquence des séismes est trop faible pour qu'il soit possible de définir de façon fiable des zones sismiques sources (voir figure J-2). Étant donné que des tremblements de terre intenses peuvent survenir dans n'importe quelle région du Canada — quoique cette éventualité soit très improbable dans les régions les plus stables sur le plan tectonique et les moins sismiques — il est important de disposer d'estimations fiables du risque parasismique pour toutes les régions. Les estimations de ce qu'on appelle les niveaux plancher de risque parasismique (appelés F) dans ces régions stables sont fondées sur les facteurs décrits dans l'ouvrage de Adams et Halchuk.^[5]

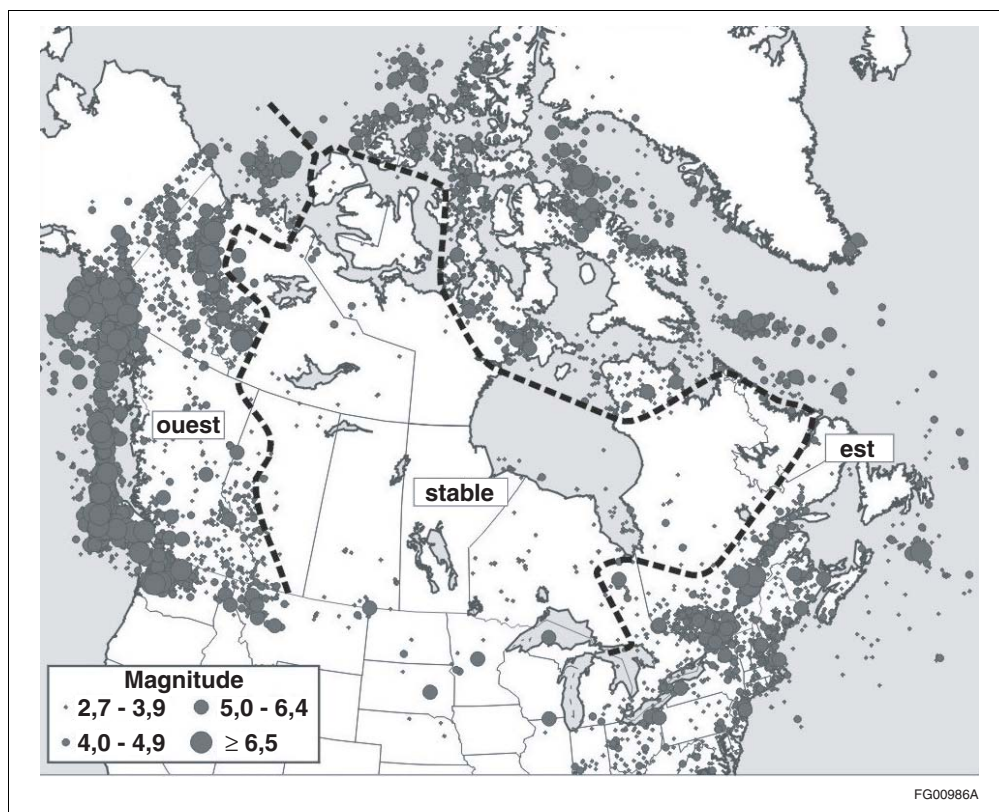


Figure J-2

Sismicité au Canada jusqu'en 2001 — délimitation des régions sismiques de l'est et de l'ouest et de la région continentale de faible sismicité

Paramètres de sismicité

45. Les modèles H et R s'appuient sur l'information contenue dans le catalogue canadien des séismes et recueillie jusqu'en 1990 pour l'est et jusqu'en 1991 pour l'ouest; cette nouvelle collecte ajoute une très grande quantité d'information au catalogue précédent, dont les données étaient antérieures à 1977, et qui avait été utilisé pour les cartes de 1982, en particulier pour l'Arctique. Dans les relations entre la magnitude et la récurrence pour chaque zone, on tient compte de l'incertitude à l'aide de courbes supérieure et inférieure, qui correspondent à peu près aux limites d'erreur de l'écart-type. On a estimé la limite supérieure de magnitude pour chaque zone source à partir des tremblements de terre les plus intenses observés dans des régions sismotectoniques comparables du monde entier. La profondeur focale a été incluse dans les estimations même si la probabilité de risque pour la plus grande partie du Canada est relativement insensible aux profondeurs exactes utilisées, à l'exception du sud-ouest de la Colombie-Britannique.

Équations tenant compte des forts mouvements du sol

46. Les équations qui tiennent compte des forts mouvements du sol sont les éléments les plus importants des calculs du risque parasismique parce qu'elles régissent l'amplitude du mouvement du sol estimée pour une magnitude et une distance données. Compte tenu des propriétés physiques différentes de la croûte terrestre dans l'est et l'ouest du Canada, il faut utiliser des équations propres à chaque région. Dans l'ouest du Canada, on a d'ailleurs utilisé des relations différentes pour les zones sources de faible profondeur et les zones subcrustales plus profondes sous Puget Sound. On a employé diverses méthodes pour déterminer les relations maximales et minimales servant à représenter les effets de l'incertitude (Adams et Atkinson^[6]).

Les valeurs de risque parasismique ont été mises à jour pour le CNB de 2010; à cette fin, l'ajustement quadratique qui avait généré les valeurs du CNB de 2005 a été remplacé par un ajustement à huit paramètres des relations de mouvement du sol utilisées pour les séismes dans l'est, le centre et le nord-est du Canada (Adams et Halchuk^[5]). Il a été reconnu en 2005 que si l'ajustement quadratique fournissait une bonne approximation dans des zones à risque élevé, ses approximations étaient plutôt prudentes pour les périodes courtes dans les zones à risque faible. Toutefois, comme les valeurs de calcul étaient peu élevées dans ces zones, l'approximation a été acceptée. L'ajustement à huit paramètres utilisé dans le CNB de 2010 donne un bon résultat pour toutes les zones. De manière générale, l'accélération maximale du sol (PGA) et les valeurs spectrales pour les périodes courtes sont réduites tandis que les valeurs pour les périodes longues sont légèrement augmentées. L'incidence sur les calculs des valeurs du CNB de 2010 est que les niveaux de conception géotechniques (basés sur les valeurs PGA) sont réduits, les forces de calcul pour les bâtiments à période courte sont réduites et les forces de calcul pour les bâtiments de grande hauteur sont augmentées. Comme les zones de faible sismicité couvrent une grande partie du Canada, les données pour environ 550 des 650 localités figurant dans le tableau des données climatiques et sismiques (tableau C-2 de l'annexe C de la division B) ont changé (quoique souvent de façon mineure); seules les données pour quelques localités de l'ouest demeurent inchangées.

Démarche déterministe pour le séisme de la zone de subduction de Cascadia

47. La zone de subduction de Cascadia a été à l'origine de grands tremblements de terre préhistoriques au large de l'île de Vancouver. Ces séismes étaient de grande magnitude et accompagnés de mouvements du sol d'une durée beaucoup plus longue que ne le laissent prévoir les séismes survenus dans les zones crustales et subcrustales adjacentes. Les données géologiques indiquent un intervalle de récurrence moyen d'environ 600 ans avec un écart type d'environ 170 ans; le dernier tremblement de terre comparable est survenu en l'an 1700. En raison de la nature de ces séismes et de leur intervalle de récurrence, il est difficile de les traiter dans le cadre d'une démarche probabiliste; il est toutefois important de tenir compte de leurs effets potentiels dans le calcul des structures des bâtiments. La Commission géologique du Canada a donc décidé d'adopter le scénario sismique de Cascadia et de l'utiliser pour fournir une estimation déterministe plutôt que probabiliste des mouvements résultants du sol (Adams et Halchuk^[5]).
48. Bien que les observations actuelles indiquent que le prochain séisme à survenir à Cascadia devrait avoir une magnitude pouvant atteindre 9, son emplacement et sa longueur de rupture laissent présumer que la libération d'énergie se produirait à trop grande distance de toute localité canadienne pour contribuer de beaucoup aux accélérations spectrales. On a plutôt choisi une magnitude de 8,2 pour le scénario sismique de Cascadia, lequel a été modélisé en tant que source linéaire en mer aux fins du calcul des distances par rapport aux différentes localités. Étant donné que les valeurs médianes des mouvements du sol (p. ex. les accélérations spectrales) obtenues pour ce scénario déterministe ont une probabilité de dépassement d'environ 10 % en 50 ans, ces valeurs ne devraient pas être utilisées pour représenter un niveau de probabilité de 2 % en 50 ans; une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans des mouvements du sol est réputée correspondre à la réponse médiane plus un écart-type.
49. On trouvera des renseignements plus détaillés sur le traitement du séisme de la zone de subduction de Cascadia dans les ouvrages de Adams et Halchuk^[5] et de Adams et Atkinson.^[6] Les effets des mouvements du sol de longue durée observés lors du tremblement de terre de Cascadia sont décrits par Tremblay^[28] et Tremblay et Atkinson.^[29]

Risque calculé et mouvements de calcul du sol

50. On a procédé à des calculs probabilistes complets du risque parasismique pour chacun des deux modèles de deux zones sismiques sources dans l'ouest et l'est du Canada; le spectre de risque uniforme (UHS) défini à partir d'une plage de périodes pour les modèles historique et régional est appelé résultat H et résultat R, respectivement. À chaque emplacement considéré, on a utilisé la plus élevée des deux valeurs spectrales pour une période donnée pour spécifier les MCS. Les valeurs MCS cartographiées sont probabilistes pour une période précise à un emplacement donné parce qu'elles sont dérivées d'un calcul probabiliste du risque identifiable fondé sur un modèle de source précis. Cependant, la carte globale des valeurs MCS est quasi-probabiliste en ce que le modèle qui produit la valeur maximale varie selon l'emplacement, voire selon la période à un emplacement donné. Pour les besoins de la conception, les valeurs MCS sont souvent assimilées au UHS, même si elles ne décrivent pas un risque uniforme dans un sens strictement probabiliste.
51. Une variante de cette démarche est utilisée dans les régions qui seraient touchées par un séisme survenant dans la zone de subduction de Cascadia. Dans ces régions, les plus élevés des résultats H et R du scénario déterministe de Cascadia (C) sont retenus comme MCS. De même, lorsque les valeurs H et R calculées suivant une démarche probabiliste sont inférieures aux valeurs de F (niveau plancher), les valeurs de F sont alors spécifiées comme MCS. Il faut souligner que, comme il est prescrit à l'article 4.1.8.1. du CNB, le calcul parasismique n'est pas exigé lorsque l'accélération spectrale de calcul (comportant le coefficient d'emplacement) pour une période de 0,2 s est égale à 0,12g. Pour plus de détails, consulter la section du présent commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.1. du CNB.
52. On a adopté cette approche maximaliste pour la détermination des valeurs spectrales de calcul parce qu'elle maintient les niveaux de protection dans des régions qui ont des antécédents de forte activité sismique tout en offrant une meilleure protection dans les régions où l'activité sismique a été plus faible au cours des dernières années mais qui sont susceptibles de subir des tremblements de terre importants dans l'avenir, par exemple la vallée du Saint-Laurent, près de Trois-Rivières (Adams et Halchuk^[5]).

Choix d'un niveau de confiance

53. La Commission géologique du Canada a calculé le risque à deux niveaux de confiance, au 50^e centile (médian) et au 84^e centile, qui intègre une mesure de l'incertitude épistémique. Ces niveaux indiquent la mesure dans laquelle il est vraisemblable que les valeurs réelles des paramètres de mouvement du sol pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans ne seront pas supérieures aux valeurs spécifiées. Ces niveaux de confiance ont été déterminés à partir des incertitudes associées aux paramètres d'entrée des modèles utilisés pour le calcul du risque. Bien que le 84^e centile soit parfois considéré comme la médiane plus un écart-type, cette description n'est pas entièrement valable lorsqu'il s'agit de risque parasismique parce qu'elle ne s'applique qu'aux distributions symétriques normales ou log-normales. Vu la nature asymétrique de l'incertitude épistémique, les distributions des mouvements du sol de part et d'autre de la médiane sont plutôt asymétriques.
54. On retient la valeur médiane pour spécifier les MCS parce que cette valeur devrait demeurer relativement stable même si les connaissances et le point de vue scientifiques changent avec le temps; ces changements touchent surtout l'incertitude épistémique, qui modifie de façon appréciable les résultats obtenus pour le 84^e centile, mais ils ont peu d'effet sur les valeurs médianes.
55. On peut également déterminer des valeurs moyennes mais, en raison de la nature asymétrique de la distribution due à l'incertitude épistémique (soit l'incertitude qui est attribuable à la modélisation, à l'existence de paramètres inconnus ou partiellement inconnus ou à une extrapolation au-delà de la plage des valeurs observées), ces valeurs tendront à fluctuer avec le temps. Les valeurs moyennes ne sont pas associées à un niveau quelconque de confiance; pour ce qui est du risque parasismique canadien, les valeurs moyennes se situent généralement entre le 70^e et le 90^e centile de la distribution (Adams et Atkinson^[6]). Il faut souligner que les valeurs spectrales actuellement calculées par la U.S. Geological Survey pour les codes américains sont des valeurs moyennes; cependant, les méthodes de modélisation employées sont tellement différentes des méthodes canadiennes que la relation entre les MCS américains (valeurs moyennes) et canadiens (valeurs médianes) n'est ni uniforme ni facile à quantifier. Une comparaison directe des valeurs de MCS canadiennes et américaines — p. ex. à la frontière ou dans les régions limitrophes — a donc une valeur limitée et devrait être abordée avec la plus grande prudence.

56. L'utilisation de résultats médians suppose évidemment qu'il existe une possibilité de 50 % que les mouvements effectifs du sol pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans seront plus importants que les valeurs spécifiées. Les résultats pour le 84^e centile donnent une indication de la plage de variabilité des mouvements du sol de part et d'autre de la valeur médiane. Le rapport du 84^e centile à la valeur médiane donne des plages d'environ 1,5 à 3 (voir les valeurs indiquées au tableau 3 de l'ouvrage de Adams et Halchuk^[5]).
57. Lorsqu'on choisit la médiane comme niveau de confiance auquel les MCS seront spécifiés, il y a une chance sur deux que le mouvement effectif du sol pour la probabilité spécifiée de dépassement dépassera la valeur de calcul spécifiée et une possibilité plus faible que le mouvement effectif dépassera de beaucoup cette valeur. Ceci signifie que les concepteurs ne doivent pas appliquer le même niveau de confiance aux forces et aux déformations déterminées à partir d'une analyse sismique qu'aux résultats du calcul des charges permanentes et des surcharges. Pour assurer un niveau adéquat de protection contre les séismes, il faut que les structures des bâtiments possèdent une capacité considérable de déformation non linéaire de manière à résister aux mouvements du sol qui dépassent le MCS; l'utilisation de systèmes qui possèdent ces caractéristiques augmente la probabilité que la structure, telle qu'elle est conçue et construite, donnera une bonne performance même lorsque les mouvements du sol dépassent le MCS.

Choix des conditions de référence du sol

58. Il est essentiel que les valeurs cartographiées de risque parasismique soient spécifiées pour les mêmes conditions de référence du sol pour l'ensemble du Canada, ce qui permet de comparer les valeurs de risque pour différentes parties du pays, même si celles-ci sont calculées à partir de modèles de zones sources et de relations de mouvement du sol différents.
59. Les conditions de référence du sol choisies pour les valeurs de risque parasismique du CNB de 2005 et du CNB de 2010 correspondent à un sol très dense et à une roche tendre, soit un emplacement de type C, et à une vitesse de cisaillement moyenne (dans les premiers 30 m) de 360 à 760 m/s (voir le tableau 4.1.8.4.A. du CNB). Cette condition est sensiblement comparable à la condition de référence du sol inférée dans les éditions précédentes du CNB (1985 à 1995), qu'on appelait simplement « roche ou sol ferme ».
60. La catégorie C présente en outre l'avantage de correspondre étroitement aux conditions de sol utilisées pour la détermination des équations qui tiennent compte des forts mouvements du sol et dont on se sert dans l'ouest du Canada. Dans l'est du Canada, ces équations ont été établies pour de la roche dure, un profil de sol pour lequel un coefficient d'amplification doit être utilisé dans le calcul du risque parasismique (Adams et Halchuk^[5]).

Valeurs de risque et cartes

61. Adams et Halchuk^[5] montrent le risque calculé pour différentes localités canadiennes. Le tableau J-2, à partir de l'information contenue dans leur ouvrage, donnent les valeurs médianes (MCS – avec une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans) de l'accélération spectrale pour des périodes de 0,1 s, de 0,5 s, de 1,0 s et de 2,0 s ainsi que les valeurs de PGA. Le tableau J-2 indique également le modèle qui fournit les valeurs maximales dans chaque cas.

Tableau J-2
Valeurs de calcul des mouvements du sol du CNB de 2010 (valeurs médianes
pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans)

Ville	Valeurs de calcul des mouvements du sol dans le CNB de 2010 (en unités de g) ⁽¹⁾									
	S _a (0,2)		S _a (0,5)		S _a (1,0)		S _a (2,0)		PGA	
St. John's	0,17	R	0,12	R	0,076	R	0,025	R	0,057	R
Halifax	0,23	R	0,15	R	0,085	R	0,027	R	0,086	R
Charlottetown	0,15	R	0,11	R	0,070	H	0,024	H	0,049	H
Moncton	0,25	H	0,17	H	0,084	H	0,029	H	0,14	H
Fredericton	0,33	R	0,21	R	0,10	H	0,034	H	0,18	R
La Malbaie	2,3	H	1,1	H	0,53	H	0,16	H	1,2	H
Québec	0,55	R	0,32	H	0,15	H	0,052	H	0,30	R
Trois-Rivières	0,59	R	0,30	R	0,13	H	0,045	R	0,31	R
Montréal	0,64	R	0,31	R	0,14	R	0,048	R	0,33	R
Ottawa	0,64	R	0,31	R	0,14	R	0,046	R	0,32	R
Niagara Falls	0,34	H	0,19	H	0,070	H	0,023	H	0,20	H
Toronto	0,22	H	0,13	H	0,067	R	0,021	R	0,12	H
Windsor	0,15	R	0,085	R	0,045	R	0,014	R	0,073	R
Winnipeg	0,095	F	0,057	F	0,026	F	0,008	F	0,036	F
Regina	0,10	H	0,057	F	0,026	F	0,008	F	0,040	H
Calgary	0,15	H	0,084	H	0,041	H	0,023	H	0,088	H
Kelowna	0,28	H	0,17	H	0,094	R	0,056	R	0,14	H
Kamloops	0,28	H	0,17	H	0,10	R	0,061	R	0,14	H
Prince George	0,13	H	0,079	H	0,040	R	0,026	R	0,070	H
Vancouver	0,94	H	0,64	R	0,33	R	0,17	R	0,46	H
Victoria	1,2	H	0,82	H	0,38	H	0,18	R	0,61	H
Tofino	1,2	C	0,94	C	0,48	C	0,21	C	0,52	C
Prince Rupert	0,38	R	0,25	R	0,15	R	0,086	R	0,18	R
Queen Charlotte	0,62	R	0,57	H	0,46	H	0,24	H	0,33	R
Inuvik	0,10	H	0,069	H	0,041	R	0,026	R	0,060	H
Whitehorse	0,22	H	0,15	H	0,10	R	0,060	R	0,11	H
Dans le tableau, les lettres indiquent le type de résultat qui régit chaque valeur : H = zone source historique R = zone source régionale C = scénario de Cascadia F = niveau plancher										

⁽¹⁾ Les valeurs indiquées correspondent aux emplacements des hôtels de ville.

62. Les figures J-3 à J-6 sont des cartes des valeurs d'accélération spectrale du MCS pour des périodes de 0,2 s et de 1,0 s pour le sud-ouest et l'est du Canada, qui sont des régions à forte densité de population présentant un risque parasismique élevé. Toutes les valeurs s'appliquent à un profil de sol de type C, soit un sol très dense et de la roche tendre. Ces cartes ont pour but de montrer comment la configuration du risque varie selon la région géographique et ne devraient pas être utilisées pour obtenir des valeurs du MCS pour une localité précise.
63. Les valeurs du MCS (soit le niveau de confiance moyen pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans) d'accélération spectrale pour des périodes de 0,1s, de 0,5 s, de 1,0 s et de 2,0 s et les valeurs de PGA pour différentes villes et municipalités canadiennes sont présentées au tableau C-2 du CNB, Valeurs de calcul pour certaines localités canadiennes, à l'annexe C de la division B; ces valeurs sont également fournies sur le site Web de la Commission géologique du Canada (<http://seismescanada.rncan.gc.ca>). On peut obtenir les valeurs du MCS pour les localités qui ne sont pas indiquées en précisant la latitude et la longitude de la localité recherchée. Le site Web renferme également des cartes de tous ces paramètres.

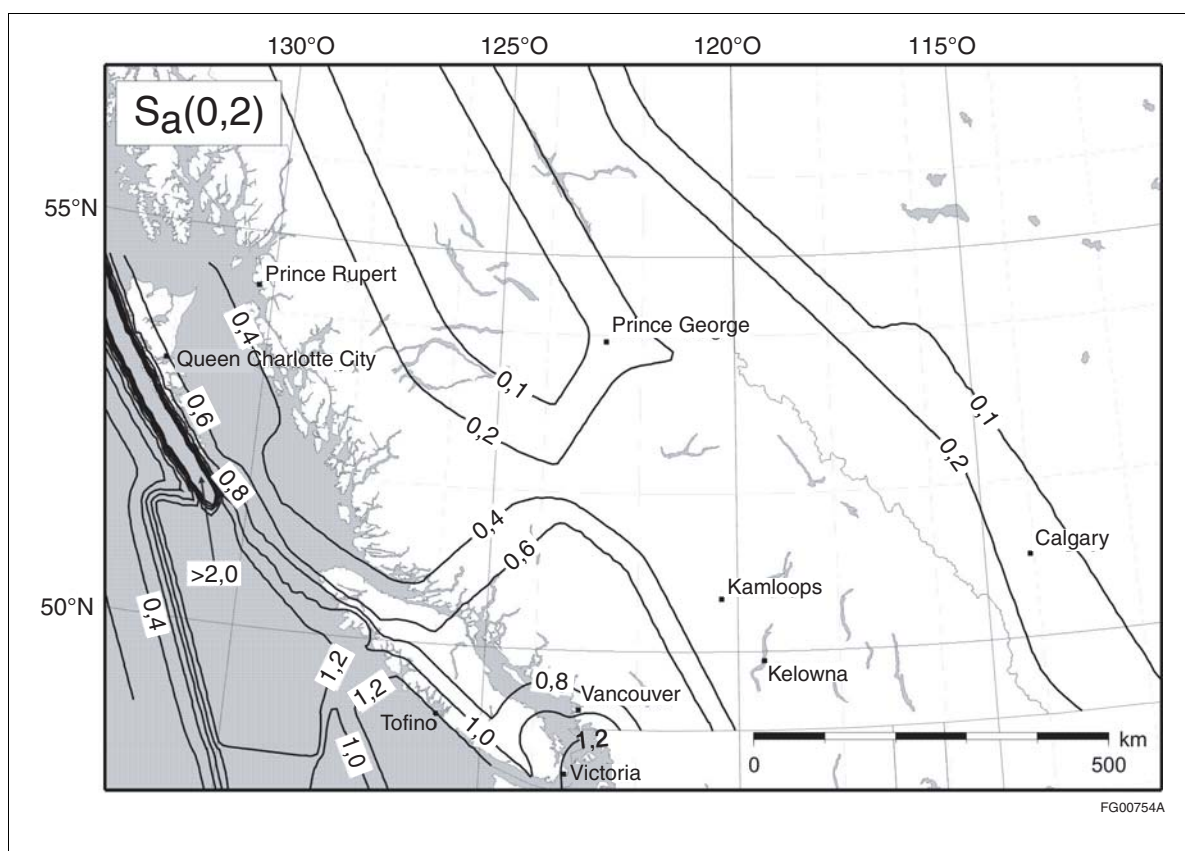


Figure J-3
Accélérations spectrales $S_a(0,2)$ avec un amortissement de 5 % dans le sud-ouest du Canada

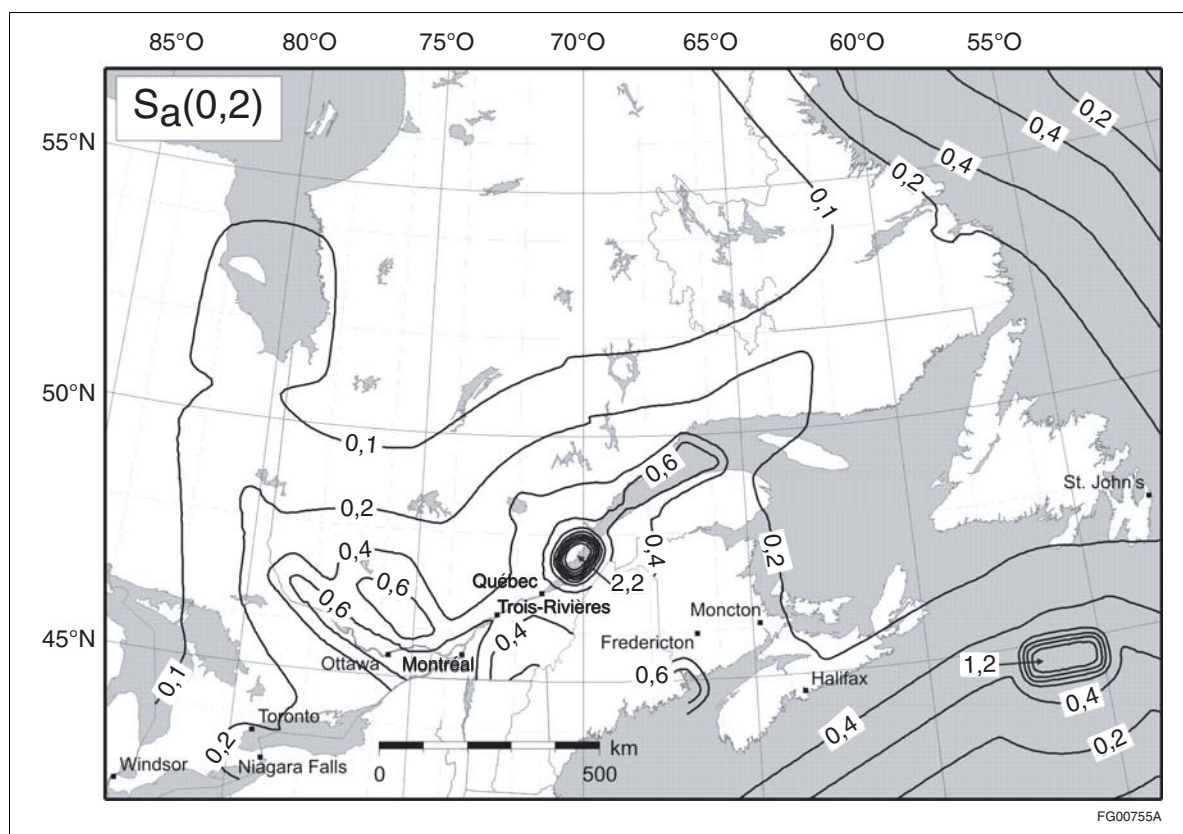


Figure J-4
Accélérations spectrales $S_a(0,2)$ avec un amortissement de 5 % dans l'est du Canada

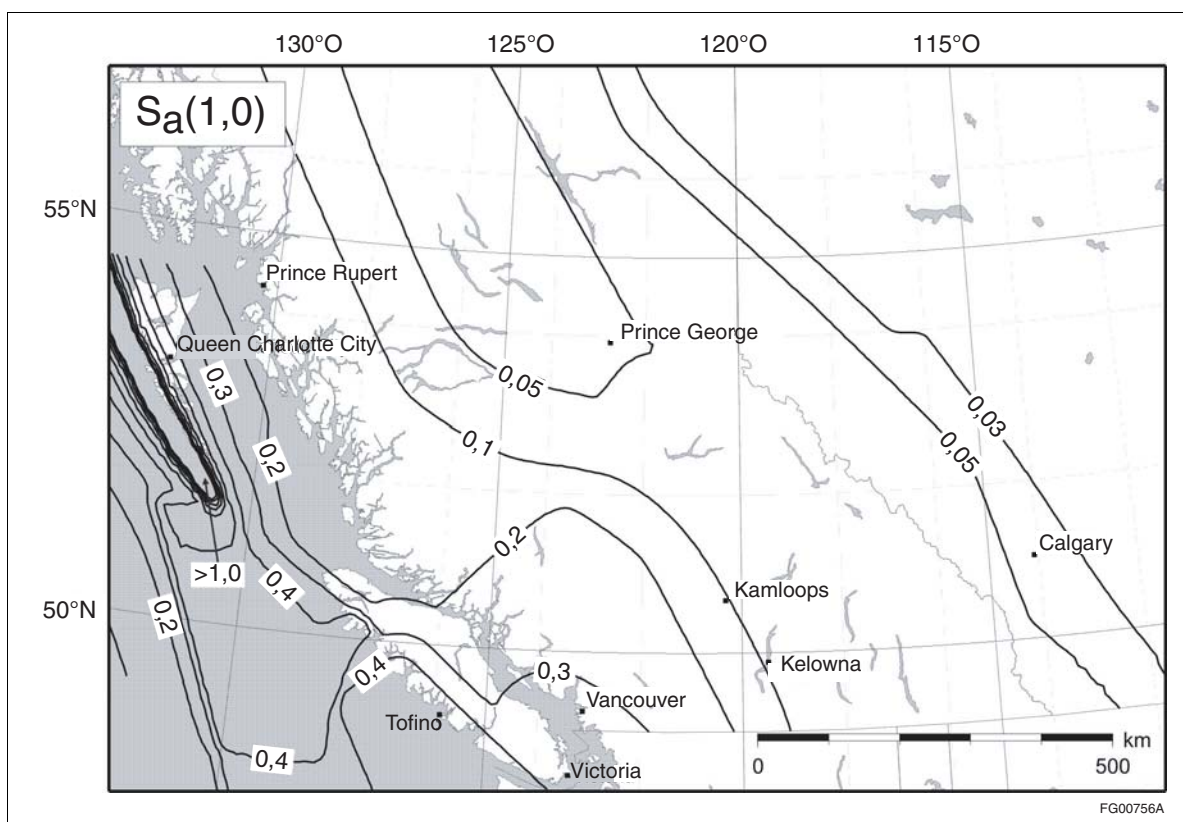


Figure J-5
Accélérations spectrales $S_a(1,0)$ avec un amortissement de 5 % dans le sud-ouest du Canada

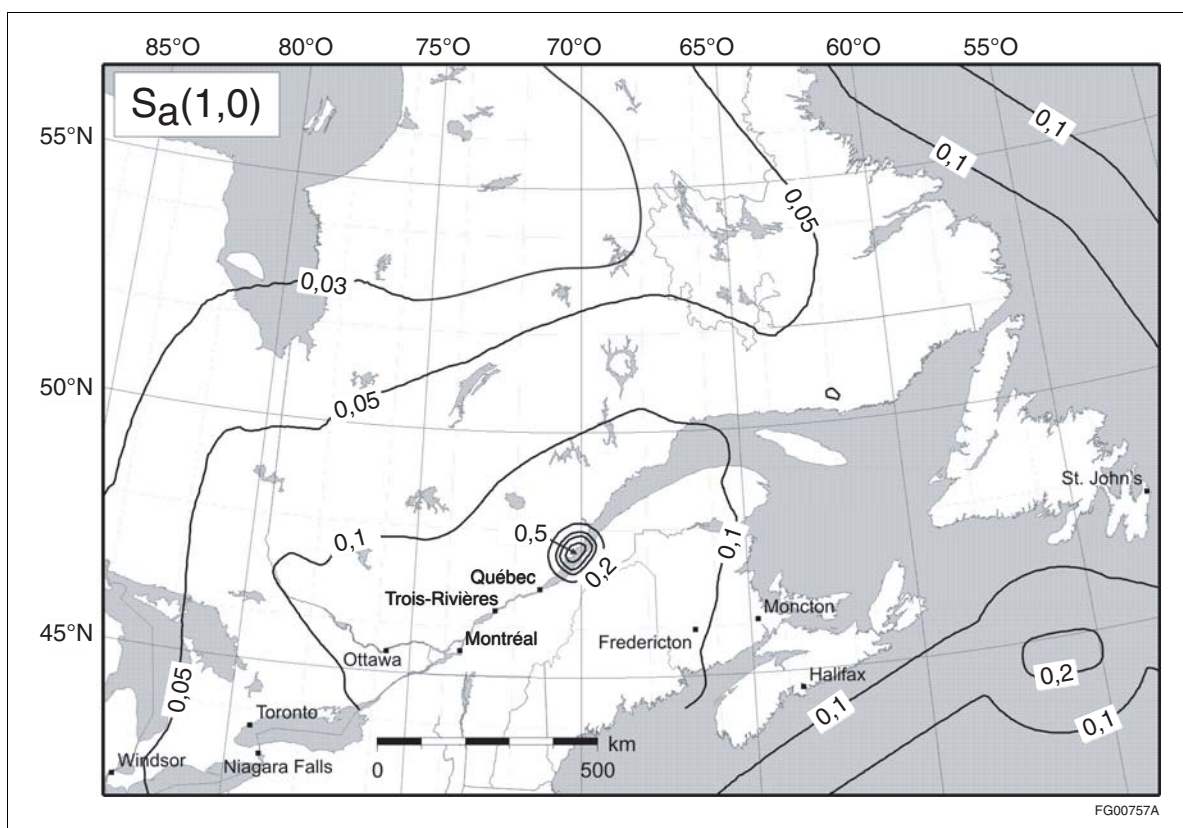


Figure J-6
Accélérations spectrales $S_a(1,0)$ avec un amortissement de 5 % dans l'est du Canada

Effets de la réponse sismique des emplacements

Amplification locale

64. Les conditions locales jouent un rôle de premier plan dans l'établissement des dommages que pourraient causer les ondes sismiques entrantes lors de grands tremblements de terre. Les modèles des dommages causés à Mexico en 1985 par le séisme de Michoacan ont montré de manière concluante les effets considérables des conditions locales sur la réponse sismique du sol (Seed^[30]). Les accélérations maximales des mouvements entrants de la roche étaient généralement inférieures à 0,04g et présentaient des périodes prédominantes d'environ 2 s. Bon nombre des sols argileux du lit de lac asséché sur lequel la ville d'origine a été fondée présentaient également des périodes locales d'environ 2 s et affichaient une réponse de résonance aux mouvements entrants. Les mouvements des affleurements rocheux ont donc été amplifiés d'environ 5 fois. Les mouvements amplifiés ont eu des effets dévastateurs sur les structures dont les périodes de vibration se rapprochaient des périodes du sol. Au cours du tremblement de terre de 1989 à Loma Prieta, des dommages importants ont été observés sur les sols meubles de la région de San Francisco-Oakland, où les accélérations spectrales ont été amplifiées de 2 à 4 fois par rapport aux sols rocheux adjacents (Housner^[31]). Il va sans dire que le calcul parasismique doit tenir compte des effets d'amplification des conditions de sol locales; ce travail doit être fait efficacement sans compliquer indûment le processus de calcul structural. Dans les codes parasismiques, on utilise surtout l'amplification locale ou des coefficients de fondation pour représenter les effets d'amplification des conditions de sol locales sur les mouvements du sol et donc, sur les forces sismiques de calcul.

Fondement théorique de l'amplification locale

65. Les effets des conditions locales sur les mouvements sismiques du sol désignent la façon dont les ondes qui se propagent dans la roche sous-jacente sont modifiées par les structures géométriques et géologiques des dépôts de surface plus meubles lorsque ces ondes sont transmises aux couches superficielles. Une théorie élémentaire sur la propagation des ondes (c'est-à-dire la façon dont

les conditions du sol modifient les ondes), ainsi que son application à la réponse sismique des emplacements pour les besoins des codes, est présentée dans l'ouvrage de Finn et Wightman.^[8] Pour comprendre le mécanisme de base de l'amplification, il suffit d'examiner l'effet d'une couche de surface élastique amortie sur une onde harmonique entrante de période, T_w , provenant de la roche sous-jacente. Prenons, comme exemple, la couche élastique représentée dans la figure J-7, qui est caractérisée par une épaisseur, H , une vitesse des ondes de cisaillement, V_{ss} et une masse volumique, ρ_s . La masse volumique et la vitesse des ondes de cisaillement de la roche sous-jacente sont désignées par les variables V_{sr} et ρ_r . La période du mode fondamental de la couche de sol élastique est $T_s = 4H/V_{ss}$.

66. La plupart des instruments de mesure des forts mouvements sont situés sur des sols rocheux ou consistants et permettent de constituer la base de données qui servira à prédire les mouvements du sol à ces emplacements. On détermine les mouvements du sol qui seront utilisés dans le calcul parasismique pour les sols plus meubles en estimant d'abord les mouvements de la roche ou du sol consistant, puis l'amplification de ces mouvements dans les sols sus-jacents plus meubles. Le rapport d'amplification, A , entre l'accélération dans les affleurements, a_0 , et l'accélération dans les couches superficielles, a_t , indiqué dans la figure J-7 lorsque $T_w = T_s$ est de

$$A = 1 / (\kappa + \beta_s \pi / 2)$$

où β_s est le rapport d'amortissement critique et $\kappa = \rho_s V_{ss} / \rho_r V_{sr}$ est le rapport d'impédance. Ces résultats théoriques indiquent que les principaux paramètres qui régissent l'amplification du mouvement du sol dans les couches superficielles élastiques sont :

- la relation entre la période prédominante des mouvements des affleurements rocheux et la période du mode fondamental de vibration de la couche superficielle;
- l'impédance entre la couche superficielle et le matériau de fondation; et
- l'amortissement dans la couche superficielle.

Les principaux paramètres locaux qui régissent l'amplification des mouvements des affleurements rocheux sont donc H , V_{ss} , κ et β_s .

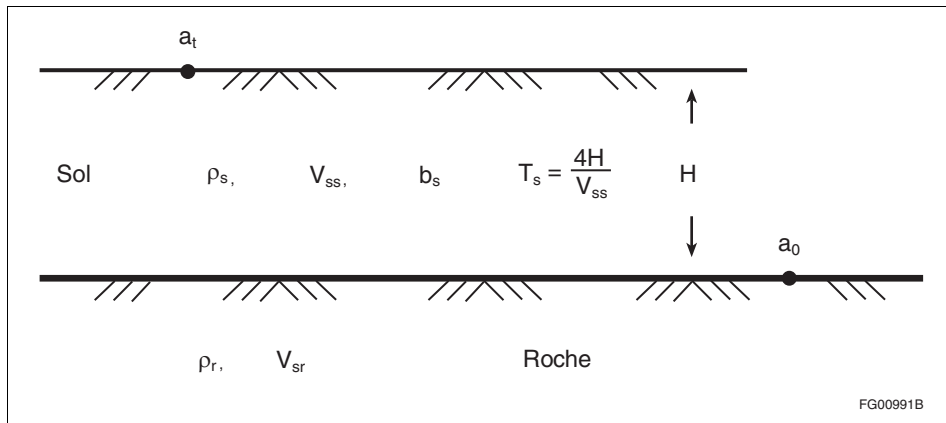


Figure J-7
Couche élastique sur un demi-espace élastique

Amplification locale non linéaire

67. Sous de fortes secousses, la réponse du sol sera non linéaire. Le module de cisaillement et l'amortissement sont fonction de la déformation; les déformations importantes produites par les fortes secousses réduisent donc le module de cisaillement effectif et augmentent l'amortissement. La résistance au cisaillement du sol limite également la magnitude de l'accélération de surface parce que les ondes sismiques ne peuvent engendrer des efforts de cisaillement supérieurs à la résistance au cisaillement mobilisée du sol. Des données recueillies sur le terrain montrent qu'en raison du comportement non linéaire des sols, les coefficients d'amplification des mouvements du sol sont fonction de l'intensité des secousses.

68. Dans la figure J-8, Idriss^[32] a commodément résumé la relation non linéaire entre les accélérations maximales enregistrées dans les sols meubles et dans les sols rocheux. La courbe médiane est fondée sur les données recueillies à Mexico au cours du tremblement de terre de Michoacan en 1985 et les données sur les forts mouvements du sol obtenues lors du séisme de Loma Prieta, en 1989. La portion de la courbe médiane qui correspond à des accélérations maximales de la roche de plus de 0,2g s'appuie sur des analyses de la réponse sismique d'emplacements de type 1-D menées à l'aide du programme informatique SHAKE (Schnabel et al^[33]). La courbe donne à penser qu'en moyenne, les accélérations dans la roche sont amplifiées dans les sols meubles jusqu'à ce qu'elles atteignent environ 0,4g. Les rapports d'amplification plus élevés entre les sols rocheux et les sols meubles, qui se situent entre 1,5 et 4, sont associés à des niveaux d'accélération dans la roche de moins de 0,10g, lorsque la réponse est presque élastique. La non linéarité accrue de la réponse des sols meubles à des accélérations plus fortes réduit les rapports d'amplification parce qu'il y a augmentation de l'amortissement hystérétique et réduction des modules de cisaillement effectif.

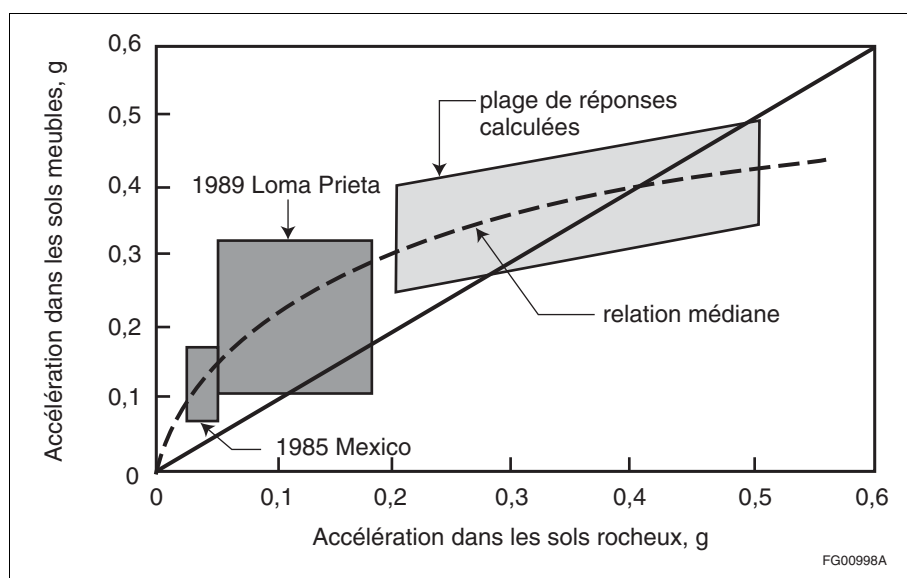


Figure J-8
Accélérations dans les sols meubles et les sols rocheux associés (d'après Idriss^[32])

Coefficients de fondation

69. Les propriétés des sols contenues dans la base de données utilisée par Idriss^[32] varient considérablement, et les emplacements n'ont pas tous la même structure géologique. Donc, bien que la courbe présentée dans la figure J-8 soit utile pour une évaluation préliminaire de l'emplacement, elle est trop imprécise pour permettre d'estimer les coefficients d'amplification des différentes catégories d'emplacements de sol meuble observés dans la pratique. Dans de nombreux codes du bâtiment, y compris l'édition précédente du CNB (Comité associé du Code national du bâtiment de 1995^[34]), les effets d'amplification dus aux conditions de sol locales sont représentés par les coefficients de fondation. Les diverses conditions de sol sont regroupées en quatre catégories distinctes, et un coefficient d'amplification pour les mouvements à périodes longues — appelé coefficient de fondation ou d'emplacement — est associé à chaque catégorie. Ces catégories larges et bien définies de sol ont l'avantage de fournir pour chaque catégorie des modèles relativement distincts de réponse sismique des sols; il est cependant parfois difficile de déterminer dans quelle catégorie doivent être classées certaines conditions de sol complexes.
70. Deux éléments clés peuvent être utilisés pour établir un coefficient de fondation ou d'amplification locale fiable :
- les conditions locales doivent faire l'objet d'une caractérisation quantitative et être regroupées en catégories de sol; et
 - un coefficient numérique d'amplification doit être attribué à chaque catégorie de sol en fonction de la fréquence et de l'intensité des secousses.

Dans le cadre du NEHRP (Building Seismic Safety Council^[35]), on a adapté les travaux de Borchardt^{[36][37][40]} et d'autres chercheurs (Dobry et al.^[38]) et élaboré une démarche fondée sur

deux coefficients d'amplification, F_a et F_v , pour décrire l'amplification des mouvements dans l'affleurement rocheux dans les plages des périodes courtes et longues, respectivement. L'utilisation de cette démarche pour construire le spectre de réponse des accélérations en champ libre est expliquée dans la figure J-9. Le NEHRP a défini de nouvelles catégories d'emplacements surtout en fonction de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, V_{30} . Pour faciliter l'utilisation de ces nouvelles catégories d'emplacements dans la pratique, on a établi des descriptions complémentaires portant sur la résistance à la pénétration standard et la résistance au cisaillement du sol non drainé.

71. Des valeurs de F_a et de F_v ont été spécifiées pour chaque catégorie d'emplacements et pour différents niveaux d'accélération spectrale du sol. Les valeurs de F_a sont des valeurs moyennes. Les valeurs de F_v , dérivées de travaux de recherche, se sont révélées extrêmement variables selon les conditions locales et les mouvements d'entrée; les valeurs de F_v indiquées correspondent donc à la médiane plus un écart-type.

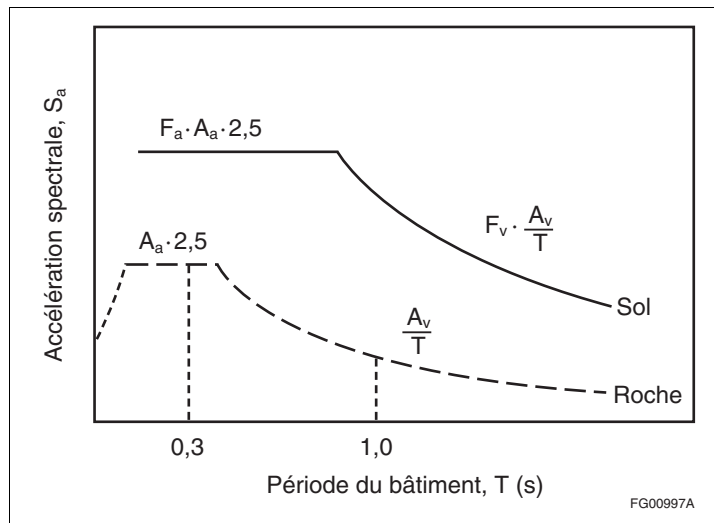


Figure J-9

Spectre de calcul fondé sur les coefficients d'amplification locale déterminés à partir des périodes (d'après le Building Seismic Safety Council^[35])

Coefficients d'emplacement du CNB

72. La démarche d'amplification locale utilisée dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010 est celle qui est employée dans les dispositions du NEHRP initial et actuel (Building Seismic Safety Council^[35]^[26]) avec les modifications indiquées ci-dessous. Les catégories d'emplacements, indiquées au tableau 4.1.8.4.A. du CNB, sont identiques, mais les descriptions des catégories E et F sont légèrement différentes. Les coefficients d'amplification pour les périodes courtes et longues, F_a et F_v respectivement, ont été adoptés avec quelques modifications mineures et sont présentés aux tableaux 4.1.8.4.B. et 4.1.8.4.C. du CNB, où l'intensité des secousses est définie par les accélérations spectrales pour des périodes courtes et longues, $S_a(0,2)$ et $S_a(1,0)$ respectivement. Dans le NEHRP (Building Seismic Safety Council^[35]), on utilisait à l'origine les accélérations et les vitesses maximales du sol, mais dans sa version la plus récente^[26], on utilise également les accélérations spectrales.
73. Comme il a été mentionné précédemment dans ce commentaire, les conditions de référence du sol utilisées pour la détermination du risque parasismique correspondent à un emplacement de type C, tandis que dans le NEHRP, les conditions de référence sont celles d'un emplacement de type B. Les emplacements de type C sont très semblables à l'emplacement de référence utilisé dans le CNB de 1995. Pour toutes les intensités de séisme, le coefficient d'emplacement d'un emplacement de type C est de 1,0; on a déterminé les coefficients d'emplacement des autres types d'emplacements indiqués dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010 en maintenant les amplifications relatives entre chaque catégorie et la catégorie C, comme il est indiqué dans le NEHRP (Building Seismic Safety Council^[26]).

Incidences

74. Les coefficients d'amplification spécifiés dans le NEHRP étaient fondés sur l'analyse effectuée par Borchardt sur 35 emplacements expérimentaux et les données recueillies au cours du tremblement de terre de Loma Prieta en 1989. On a déterminé l'amplification par rapport à la formation rocheuse de Franciscan, en Californie, pour laquelle la vitesse des ondes de cisaillement est inférieure à 1100 m/s; les mouvements de la roche au cours du séisme de Loma Prieta présentaient des accélérations maximales du sol de moins de 0,10g, ce qui correspond à une valeur de $S_a(0,2) = 0,25g$. Ces amplifications empiriques concordent avec celles qui ont été obtenues de façon indépendante à l'aide de modélisations numériques et d'études paramétriques portant sur plusieurs centaines de profils de sol (Dobry et al.^[39]). Les extrapolations des niveaux d'amplification au-delà de 0,10g étaient fondées sur des modélisations en laboratoire et des modélisations théoriques parce qu'on trouve très peu de données sur les fortes secousses à des niveaux plus élevés de mouvement du sol, en particulier dans les dépôts de sol meuble. Les coefficients d'amplification pour la catégorie d'emplacement correspondant aux sols meubles — soit les emplacements de type E — ont été déterminés à partir de centaines d'analyses dynamiques de la réponse pour des accélérations maximales du sol de 0,10g à 0,5g ($S_a(0,2)$ de 0,25g à 1,25g); les coefficients des emplacements des types C et D pour les mêmes plages de valeurs ont été obtenus par interpolation.
75. Étant donné que le format des catégories d'emplacement et des spécifications relatives aux coefficients d'amplification locale a été établi en 1992, de nombreuses données obtenues depuis cette époque sont encore en cours de traitement. Le tremblement de terre de Northridge en 1994 a fourni un grand nombre de données sur la réponse sismique des sols les plus consistants sous de très fortes secousses. Borchardt^[40] a évalué l'amplification locale à partir de ces données et conclu « qu'on ne peut présumer que les coefficients de régression suggérés par les dispositions actuelles du code (NEHRP) pour les emplacements des types D et C sont sensiblement différents de ceux que suggèrent les données de Northridge à un niveau de signification de 5 % (niveau de confiance de 95 %) ».
76. Les dispositions du CNB de 2005 et du CNB de 2010 qui portent sur la détermination des coefficients d'amplification constituent une amélioration par rapport aux dispositions de l'édition de 1995. Elles ont surtout le mérite de mieux définir les catégories d'emplacement. En utilisant les valeurs de certaines propriétés du sol, comme la vitesse des ondes de cisaillement, la résistance à la pénétration et la résistance au cisaillement, pour définir les catégories d'emplacement, on élimine bon nombre des ambiguïtés liées aux définitions descriptives de l'édition de 1995. Les nouveaux coefficients de fondation sont dépendants de l'intensité et tiennent compte des effets de la non-linéarité pendant les fortes secousses en réduisant l'amplification. Les emplacements de type C ayant été retenus comme emplacements de référence pour le CNB de 2005 et le CNB de 2010, les valeurs maximales des nouveaux coefficients d'amplification applicables aux sols meubles sont assez proches des valeurs indiquées dans l'édition de 1995. Par ailleurs, la désamplification de la réponse dans les sols rocheux et la roche dure offre une représentation réaliste de la façon dont les mouvements du sol pour les conditions de référence sont modifiés pour d'autres conditions locales.

Calcul parasismique ne faisant pas partie des dispositions du CNB de 2005

Calcul parasismique avec isolation de la base

77. L'isolation de la base est un autre concept de calcul structural pour les bâtiments, qui est surtout utilisé dans les régions de forte sismicité. Cette démarche a été adoptée dans la construction de nombreux bâtiments ainsi que dans la modernisation et l'amélioration des bâtiments existants. Le calcul parasismique des bâtiments fondé sur l'isolation de la base ne constitue pas une méthode courante et nécessite une étude ou un examen spécial revu par les pairs adapté aux particularités de chaque bâtiment. Le concept et la démarche de base sont décrits ci-dessous de même que les exigences générales qui doivent être respectées pour assurer la compatibilité de ce calcul avec les dispositions du CNB. Comme l'isolation de la base exige que la période fondamentale soit plus longue que celle d'un bâtiment érigé sur une base fixe, elle ne convient pas aux structures de grande hauteur, c'est-à-dire celles qui présentent des périodes fondamentales longues.
78. Le concept d'isolation de la base consiste à intercaler entre le sol et le bâtiment une couche caractérisée par une faible rigidité horizontale qui se déformera au lieu du bâtiment. La faible rigidité horizontale de cette couche produit une structure modifiée dont la période fondamentale est beaucoup plus longue que celle d'un bâtiment reposant sur une base fixe et que les périodes

prédominantes du mouvement sismique du sol. Par conséquent, le premier mode dynamique du système isolé occasionne uniquement une déformation de la couche isolante alors que la structure sus-jacente demeure essentiellement non déformée. Les modes supérieurs de la structure, qui produiraient une déformation du système structural, ont des coefficients de participation très faibles et ne sont donc pas excités même si le mouvement du sol affiche un niveau élevé d'énergie aux périodes qui correspondent à ces modes. Dans ce type de système d'isolation, il n'est pas nécessaire que les isolateurs soient amortis pour fonctionner efficacement mais un certain degré d'amortissement permet d'éliminer la résonance potentielle à la période fondamentale de la structure isolée.

79. La plupart des démarches utilisées pour réaliser la couche isolante peuvent être regroupées en deux catégories (Kelly^[41]). La méthode la plus répandue consiste à utiliser des paliers en élastomère, l'élastomère pouvant être constitué de caoutchouc naturel ou de néoprène. Les systèmes types comportent des paliers en caoutchouc naturel et des amortisseurs mécaniques ou des paliers en caoutchouc au plomb; on se sert aussi beaucoup d'isolateurs en caoutchouc naturel à amortissement élevé. La deuxième méthode repose sur un système de glissement, dont l'action consiste à limiter la transmission de l'effort de cisaillement s'exerçant à l'interface de l'isolant. Par exemple, ce type de système d'isolation peut être formé d'une plaque en métal rose qui glisse sur une plaque en acier inoxydable ou d'un système de frottement pendulaire comportant un matériau d'interface spécial glissant sur de l'acier inoxydable.
80. On trouvera des renseignements détaillés sur le calcul parasismique des bâtiments par isolation de la base, notamment la théorie et des exemples d'applications pratiques, dans l'ouvrage de Naïem et Kelly.^[42] Le commentaire sur le NEHRP de 2000 renferme également un chapitre sur les exigences de calcul applicables aux structures dotées d'un isolant sismique. Bien que les exigences relatives à l'isolation de la base contenues dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (Association canadienne de normalisation^[43]) ne s'appliquent pas expressément aux bâtiments, elles constituent un complément utile aux autres données sur le sujet. Pour s'assurer que le calcul des systèmes d'isolation respecte les objectifs du CNB de 2010, il faut tenir compte des aspects suivants :
- Il faut évaluer la réponse de ces systèmes à l'aide d'une méthode dynamique utilisant une excitation compatible avec celle qui est spécifiée dans les dispositions du CNB de 2010. Cette démarche tient compte du diagramme d'évolution des mouvements du sol dont le spectre est compatible avec les valeurs spécifiées d'accélération spectrale de calcul pour l'emplacement ainsi que des effets de site et du coefficient de risque.
 - Les propriétés dynamiques du système isolé doivent être fondées sur des propriétés du bâtiment qui correspondent à la réponse prévue. Plus précisément, comme le bâtiment lui-même doit afficher une réponse élastique et très peu de déformations, il faut utiliser les propriétés élastiques à faible déformation de préférence à celles qui correspondent à des déformations importantes non élastiques, comme on le ferait dans un calcul parasismique ordinaire.
 - Comme la performance du système isolé est tributaire de déformations latérales importantes à l'intérieur de la couche isolante, il est essentiel de s'assurer que les dispositifs qui composent cette couche sont conçus pour continuer à supporter le bâtiment tout en subissant un certain nombre de cycles de déformation. Il faut mettre ces dispositifs à l'essai pour s'assurer qu'ils peuvent se centrer automatiquement, c'est-à-dire qu'ils peuvent reprendre leur position d'équilibre initiale après une secousse.

Calcul parasismique avec dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie

81. On peut incorporer dans un système structural des dispositifs complémentaires de dissipation de l'énergie, souvent appelés amortisseurs (même si l'amortissement n'est pas le mécanisme principal de dissipation), qui réduiront la réponse de l'ensemble du bâtiment en absorbant ou en dissipant l'énergie. Les dispositifs les plus courants peuvent être regroupés en deux catégories — hystérétiques et viscoélastiques — suivant le mécanisme principal de dissipation. Les dispositifs hystérétiques sont les plus fréquemment utilisés. Dans ce cas, la dissipation d'énergie repose sur les déplacements relatifs qui se produisent à l'intérieur du dispositif par coulissement métallique ou glissement par frottement. Dans les dispositifs viscoélastiques, la dissipation de l'énergie est réalisée dans un milieu solide ou fluide et dépend des vitesses et des déplacements relatifs à l'intérieur des dispositifs. La réponse dynamique des systèmes munis de ces dispositifs est fonction à la fois de la dissipation d'énergie réalisée et de la résistance et de la rigidité que les dispositifs ajoutent à la structure. Hanson et Soong^[44] présentent de l'information détaillée sur ces dispositifs, leur analyse et leur calcul.

82. Pour s'assurer que le calcul de ces dispositifs est conforme aux objectifs du CNB de 2010, il est important de tenir compte des aspects suivants :
- Les méthodes linéaires d'analyse — dynamiques ou statiques — spécifiées dans le CNB de 2010 ne peuvent pas tenir compte des dispositifs de dissipation de l'énergie. Il faut donc procéder à des études spéciales fondées sur une analyse dynamique non linéaire pour déterminer le comportement de la structure, car les éléments structuraux et les dispositifs répondront de façon non linéaire aux mouvements de calcul du sol. Anderson et al.^[45] proposent des lignes directrices pour l'analyse non linéaire et le calcul des dispositifs hystérétiques à partir d'une étude de cas d'un bâtiment conçu pour Vancouver.
 - L'excitation utilisée dans l'analyse dynamique doit être compatible avec la valeur spécifiée dans les dispositions du CNB de 2010. La valeur utilisée tiendrait normalement compte du diagramme d'évolution des mouvements du sol dont le spectre est compatible avec les valeurs d'accélération spectrale de calcul pour un emplacement donné ainsi que des effets de site et du coefficient de risque.
 - Il est également important que les dispositifs puissent supporter les déformations (nombre de cycles et amplitudes) déterminées à l'aide de l'analyse dynamique sans perdre de leur efficacité.

Évaluation et réhabilitation des bâtiments existants

83. Bien que les dispositions parasismiques du CNB s'appliquent surtout aux nouveaux bâtiments, elles peuvent aussi être utilisées pour l'évaluation de la conformité parasismique des bâtiments existants. Le Commentaire L renferme des considérations générales pour l'évaluation structurale et la modernisation des bâtiments existants ainsi qu'une discussion sur certains aspects parasismiques, notamment les difficultés qui entourent l'application des dispositions parasismiques du CNB à cette fin.
84. Les lignes directrices du NEHRP de 1997 (Applied Technology Council^[46]) fournissent des données sismiques détaillées et proposent une démarche globale pour la réhabilitation parasismique des bâtiments existants. Ces lignes directrices contiennent une démarche de calcul axée sur la performance et des méthodes d'analyse simplifiées fondées sur la déformation qui reconnaissent explicitement le comportement non linéaire des composants et des éléments du bâtiment; elles abordent également l'utilisation de dispositifs d'isolation et de dissipation de l'énergie sismique. L'Applied Technology Council^[47] a mis au point une méthode recommandée pour l'évaluation parasismique et la modernisation des bâtiments en béton; cette méthode a aussi pour fondement conceptuel un calcul basé sur la performance et une analyse structurale statique non linéaire.

Sous-section 4.1.8. du CNB, Charges et effets dus aux séismes

Analyse (4.1.8.1.)

85. Il n'est pas nécessaire que le calcul tienne compte des charges et des déformations sismiques si la réponse spectrale de l'accélération de calcul, $S(0,2)$, est inférieure ou égale à $0,12g$ (voir la figure J-2). Dans la réponse spectrale de l'accélération de calcul, $S(0,2)$, spécifiée au paragraphe 4.1.8.4. 6), on tient compte des effets des conditions locales en multipliant la réponse spectrale de l'accélération pour l'emplacement, $S_a(0,2)$, par le coefficient d'accélération de l'emplacement, F_a . Lorsque $S_a(0,2)$ est égal à $0,12g$, F_a varie de 0,7 à 2,1, selon la catégorie d'emplacement. Il faut donc procéder à un calcul parasismique pour tous les emplacements pour lesquels F_a est supérieur à 1,0, mais ce calcul n'est pas nécessaire dans les régions de faible sismicité (c'est-à-dire où $S_a(0,2)$ correspond au niveau minimal) lorsque la valeur de F_a pour l'emplacement est égale ou inférieure à 1,0 (c'est-à-dire tous les emplacements de type C ou supérieur).

Exigences générales (4.1.8.3.)

Paragraphe 4.1.8.3. 1)

86. On a inclus ce paragraphe pour s'assurer que les concepteurs utilisent à la fois les exigences de la sous-section 4.1.8. et celles des normes de calcul pertinentes de la CSA incorporées par renvoi à la section 4.3. lorsqu'ils élaborent le concept qui conférera à la structure du bâtiment la résistance nécessaire aux mouvements sismiques du sol et les détails parasismiques de la structure du bâtiment.

Paragraphe 4.1.8.3. 2)

87. Dans ce paragraphe, on introduit le concept de la transmission des forces d'inertie produites par les séismes au sol par des voies de transmission des charges clairement définies. Dans ce concept, le calcul de la structure doit reposer sur une démarche systématique pour la transmission des forces d'inertie engendrées dans les parties les plus massives du bâtiment (p. ex. les dalles de plancher) aux poteaux ou aux murs qui sont dans le prolongement de la fondation de la structure. Lorsqu'il y a des discontinuités dans la transmission des charges, il faut se conformer à d'autres dispositions (p. ex. celles de l'article 4.1.8.15.) pour s'assurer que ces discontinuités ne deviennent pas des zones faibles.

Paragraphe 4.1.8.3. 3)

88. Le concepteur doit définir clairement le système de résistance aux forces sismiques (SFRS), qui fait partie du système structural du bâtiment et qui est conçu pour offrir une résistance aux séismes en devenant la voie de transmission des charges par laquelle les forces d'inertie sont transmises au sol. Le SFRS remplit deux grandes fonctions :

- 1) il offre une résistance suffisante pour transmettre les charges au sol; et
- 2) il offre une rigidité suffisante pour maintenir la déformation latérale dans des limites acceptables.

Certains éléments du système structural du bâtiment peuvent ne pas faire partie du SFRS (p. ex. les poteaux périphériques allongés); bien que ces éléments ne soient pas conçus pour résister aux charges sismiques, ils seront atteints par ces charges et leur calcul doit en tenir compte, conformément au paragraphe 4.1.8.3. 5).

Paragraphe 4.1.8.3. 4)

89. Ce paragraphe garantit que seul le SFRS assurera la résistance aux charges sismiques spécifiées. Bien que d'autres composants structuraux possèdent implicitement une certaine résistance aux charges latérales, aucune des charges produites par un séisme ne peut leur être assignée, car ils ne sont conçus que pour conserver leur résistance aux charges verticales et non pour maintenir leur rigidité ou leur résistance sous les charges latérales. Ainsi, si le SFRS comprend un système mural central, aucune charge produite par un séisme ne doit être attribuée aux poteaux périphériques, lesquels sont conçus pour résister aux charges dues à la pesanteur mais peuvent présenter une résistance nominale aux charges latérales.

Paragraphe 4.1.8.3. 5)

90. Ce paragraphe exige qu'on étudie le comportement des éléments d'ossature structuraux qui ne font pas partie du SFRS et qui sont soumis aux déformations dues aux séismes associées aux fléchissements latéraux calculés à l'article 4.1.8.13. Dans ces conditions, ces éléments doivent conserver leurs intégrité tout en supportant les charges dues à la pesanteur pour lesquelles ils sont conçus; on assure cette intégrité en exigeant que les éléments affichent un comportement élastique ou, si leurs déformations sont inélastiques, que leur résistance aux charges ne soit pas compromise. Ainsi, il faut étudier les poteaux allongés qui se trouvent à la périphérie d'un bâtiment dont le SFRS comprend un mur central afin de démontrer que ces poteaux peuvent supporter les charges permanentes et les surcharges qui leur sont assignées lorsqu'ils sont soumis au déplacement latéral entre étages associé aux flèches maximales prévues qui sont dues aux séismes.

Paragraphe 4.1.8.3. 6)

91. Certains éléments rigides, comme les panneaux ou les murs en béton, en maçonnerie, en brique ou en béton préfabriqué, qu'ils soient structuraux ou non structuraux, peuvent ne pas être conçus pour faire partie du SFRS. Cependant, si ces éléments ne sont pas convenablement séparés des autres éléments structuraux (et pas uniquement de ceux qui font partie du SFRS), ils peuvent avoir un effet marqué sur le comportement du bâtiment au cours d'un séisme. En premier lieu, ils peuvent modifier considérablement les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment (période naturelle et formes des modes) en la raidissant, ce qui tend à accroître les forces d'inertie exercées dans la structure et peut en provoquer l'effondrement. Deuxièmement, ces éléments rigides seront soumis à des charges pour lesquelles ils ne sont pas conçus, ce qui les rend vulnérables à une défaillance, en particulier parce qu'ils sont souvent relativement fragiles et ne peuvent pas être soumis à une déformation due aux séismes sans subir une défaillance. Troisièmement, ces éléments

rigides peuvent entraîner une défaillance des éléments structuraux du bâtiment en engendrant des forces pour lesquelles ces composants ne sont pas conçus. Par exemple, un mur de remplissage de hauteur partielle peut causer des dommages graves à un poteau adjacent. Le paragraphe 4.1.8.3. 6) exige que les éléments rigides soient séparés de tous les éléments structuraux du bâtiment de manière à prévenir toute forme d'interaction, ou qu'ils soient conçus expressément pour faire partie du SFRS. Cette séparation visant à prévenir l'interaction des éléments exige que le jeu entre un élément rigide et un autre élément structural soit supérieur à la déformation maximale due aux séismes dans cette partie de la structure. Ainsi, un mur de remplissage en maçonnerie devra être séparé des poteaux adjacents par au moins la distance maximale calculée de glissement entre étages. Si le concepteur décide d'incorporer un élément au SFRS, par exemple en reliant un panneau mural extérieur préfabriqué aux poteaux périphériques, toutes les exigences de la sous-section 4.1.8. s'appliquent alors à l'analyse et au calcul de cet élément. Plus précisément, il faudra tenir compte de l'effet d'un élément rigide quelconque sur la période et la flèche de la structure sous l'effet d'une charge d'inertie due aux séismes en effectuant une modélisation adéquate (voir le paragraphe 4.1.8.3. 8)).

92. Il est important que les éléments rigides identifiés au paragraphe 4.1.8.3. 6) soient traités de la manière spécifiée à la sous-section 4.1.8. et qu'ils ne soient donc pas ajoutés à la structure une fois le calcul parasismique achevé. Il peut être plus prudent pour les concepteurs de tenir compte de cet aspect en ajoutant aux dessins structuraux une note indiquant clairement que « les éléments rigides, qui ne sont pas séparés, ne doivent pas être ajoutés sans la permission écrite du concepteur ».
93. Il n'est pas nécessaire que les plaques de plâtre et les murs en stucco soient séparés du SFRS. Dans les bâtiments à ossature de bois, l'effet des plaques de plâtre sur le SFRS est abordé dans les dispositions de la norme CSA-086^[48] (des renseignements généraux sur les dispositions de la norme CSA sont fournis dans l'ouvrage de Ceccotti et Karacabeyli^[49]).

Paragraphe 4.1.8.3. 7)

94. Ce paragraphe porte sur les effets des éléments structuraux et des éléments non structuraux qui ne sont pas considérés comme faisant partie du SFRS sur la réponse du bâtiment lors d'un séisme. Bien que ces éléments contribuent souvent à la rigidité de la structure du bâtiment, ils ne sont pas réputés ajouter à la résistance sismique de la structure. Cependant, quoiqu'ils ne soient pas réputés faire partie du système de résistance aux forces sismiques, leur présence peut contribuer de façon importante au comportement général de la structure au cours d'un séisme. Au paragraphe 4.1.8.3. 7), on identifie trois situations précises dans lesquelles ces éléments doivent être pris en compte dans le calcul :

Alinéa a) : Étant donné que ces éléments augmentent la rigidité, ils diminuent donc la période de la structure; lorsque cette réduction est supérieure à 15 %, on doit utiliser la période modifiée pour déterminer les forces de calcul. Ceci est particulièrement important pour les structures des bâtiments de faible hauteur et de hauteur moyenne parce qu'une réduction de la période produit un accroissement disproportionné des forces d'inertie.

Alinéa b) : La présence de ces éléments peut avoir un effet sur le comportement de la structure; il faut donc en tenir compte lorsqu'on détermine si le bâtiment est régulier ou irrégulier (comme il est indiqué au tableau 4.1.8.6.). On ne peut toutefois pas utiliser la rigidité supplémentaire que confèrent ces éléments pour transformer une structure irrégulière en une structure régulière ou réduire les effets de torsion. Ainsi, la rigidité d'un élément mural ou d'une ossature résistant aux charges dues à la pesanteur qui ne font pas partie du SFRS ne peut pas servir à éliminer ou à réduire une excentricité imputable au seul SFRS. Par exemple, si un bâtiment comporte un noyau décentré dont le SFRS comprend une ossature ou un mur contreventé, on ne peut utiliser une ossature rigide résistant aux charges dues à la pesanteur située sur la face opposée du bâtiment pour réduire l'excentricité en torsion à moins que cet élément n'ait été incorporé au SFRS et calculé en conséquence.

Alinéa c) : L'intégration d'éléments qui ne sont pas considérés comme faisant partie du SFRS peut avoir un effet nuisible sur celui-ci, notamment en modifiant la transmission des charges et en exposant certaines parties du SFRS à des forces ou à des déformations plus importantes que prévu. Le calcul du SFRS doit tenir compte de ces effets indésirables. Ainsi, le SFRS peut être formé d'ossatures résistant aux moments situées sur le périmètre dans une direction et d'un mur central, orienté dans l'autre direction. Cependant, une ossature résistant aux charges dues à la pesanteur érigée en périphérie, parallèlement au mur central, peut comporter un poteau en commun avec l'ossature résistant aux moments du SFRS. Étant donné l'effet d'encadrement de l'ossature résistant aux charges dues à la pesanteur, ce poteau sera soumis à des forces axiales,

à des efforts de cisaillement et à des moments au cours d'une déformation latérale; ces forces supplémentaires doivent être prises en compte dans le calcul du poteau qui fait partie de l'ossature résistant aux moments du SFRS.

Paragraphe 4.1.8.3. 8)

95. Ce paragraphe exige que la modélisation structurale du SFRS comprenne une représentation réaliste de l'importance et de la répartition de la masse et de la rigidité structurale du bâtiment; il exige plus précisément que la modélisation tienne compte des effets des éléments non séparés qui ne sont pas réputés faire partie du SFRS, comme il est énoncé au paragraphe 4.1.8.3. 6). Cette modélisation est exigée pour :
- i) la détermination des flèches latérales, comme il est spécifié à l'article 4.1.8.13.;
 - ii) le calcul de la sensibilité à la torsion, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 9); et
 - iii) la détermination de la période fondamentale de la structure, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.11. 3)d).
96. La modélisation pour chacune de ces applications doit être uniforme, c'est-à-dire, utiliser les mêmes hypothèses pour ce qui est des propriétés structurales et du comportement.
97. Il est tout particulièrement important de tenir compte des aspects suivants :
- a) Il faut modéliser les effets des sections fissurées au moment de déterminer la rigidité et la résistance du béton armé et des éléments de maçonnerie armée. Dans la norme CAN/CSA-A23.3,^[50] on spécifie la réduction de rigidité due à la fissuration, qui dépend du type de charges exercées sur ces éléments et qui peut atteindre 65 %.
 - b) La modélisation doit tenir compte des dimensions finies des éléments et des joints; un modèle qui ne tiendrait pas compte de ce facteur pourrait entraîner une sous-estimation importante de la rigidité de la structure. L'ampleur de la sous-estimation dépendra du type de système d'ossature structurale et de la relation entre les dimensions des éléments et la longueur des portées. Il est particulièrement important d'inclure les dimensions finies des éléments et des joints lorsque des poutres sont encastrées dans des murs de cisaillement; en utilisant une représentation linéaire du mur de cisaillement et en aboutant les poutres le long de l'axe du mur — plutôt qu'à la surface du mur — on obtiendra un modèle structural beaucoup plus souple que la structure réelle.
 - c) Les effets de l'interaction des charges dues à la pesanteur avec la configuration déplacée de la structure accentuent les déplacements latéraux et les moments dans toute la structure; ces moments supplémentaires réduisent la résistance de la structure aux charges latérales. Ces effets, communément appelés « effets de P-delta », peuvent être particulièrement importants dans les structures ductiles, qui tendent à présenter des déplacements importants parce que les déplacements augmentent généralement à chaque incursion dans la plage non élastique.

Les effets de P-delta n'ont que peu d'influence sur la réponse des bâtiments aux forces sismiques lorsque la résistance des étages au cisaillement dépasse certaines valeurs minimales et que les pentes des courbes cisaillement-déplacement des étages, qui tiennent compte des effets de P-delta, demeurent positives pour les déplacements sismiques prévus. Lorsque les résistances au cisaillement tombent en deçà des valeurs minimales et que les pentes des courbes cisaillement-déplacement des étages deviennent négatives, les déplacements enregistrés au cours d'un tremblement de terre peuvent être inacceptables. Il est donc essentiel de modéliser les effets de P-delta et d'en tenir compte s'ils sont marqués. Bien que de nombreux travaux de recherche aient été effectués sur la façon de tenir compte des effets de P-delta (p. ex. Paulay et Priestley,^[51] MacRae et al.,^[52] Tremblay et al.,^[53] Bernal,^[54]^[55] Montgomery,^[56] et Gupta et Krawlinker^[57]), il n'existe pas de méthode consacrée pour estimer les effets de P-delta dus aux séismes qui tiennent compte de la déformation inélastique. On recommande d'employer la méthode suivante, qui rappelle celle que proposent Paulay et Priestley.^[51]

Pour tenir compte des effets de P-delta, il faut multiplier les forces, les efforts de cisaillement, les moments de renversement et les moments de torsion produits par les séismes calculés à

chaque étage par un coefficient d'amplification de $(1 + \theta_x)$, où θ_x est un coefficient de stabilité. Le coefficient de stabilité au niveau x est égal à

$$\theta_x = \frac{\sum_{i=x}^n W_i}{R_o \sum_{i=x}^n F_i} \frac{\Delta_{mx}}{h_s}$$

Dans l'expression ci-dessus,

$\sum_{i=x}^n F_i$ est la force de cisaillement sismique de calcul au niveau considéré, laquelle est égale à la somme des forces latérales de calcul agissant à l'étage considéré et au-dessus de celui-ci, comme il est déterminé au paragraphe 4.1.8.11. 6);

$\sum_{i=x}^n W_i$ est cette partie de la surcharge plus la charge permanente pondérées au-dessus de l'étage considéré;

Δ_{mx} est la déformation entre étages inélastique maximale définie au paragraphe 4.1.8.13. 2);

h_s est la hauteur entre étages;

R_o est le coefficient de modification de la force liée à la sur-résistance; et

$R_o \sum_{i=x}^n F_i$ est une mesure de la résistance au niveau considéré.

Il n'est pas nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification $(1 + \theta_x)$ aux déplacements.

La méthode recommandée pour tenir compte des effets de P-delta revient à proportionner la structure à chaque niveau x afin de résister à une force de cisaillement sismique accrue $\sum_{i=x}^n F_i^*$ calculée à partir de :

$$\begin{aligned} \sum_{i=x}^n F_i^* &= R_o \sum_{i=x}^n F_i + \sum_{i=x}^n W_i \frac{\Delta_{mx}}{h_s} \\ &= R_o \sum_{i=x}^n F_i (1 + \theta_x) \end{aligned}$$

Lors du calcul de $\sum_{i=x}^n W_i$, les coefficients de charge permanente et de charge d'action concomitante indiqués pour les conditions de charge 5 du tableau 4.1.3.2. doivent être appliqués. La surcharge peut être réduite pour les grandes surfaces tributaires, conformément à l'article 4.1.5.9. La valeur de $\sum_{i=x}^n W_i$ est une estimation de la charge due à la pesanteur réelle agissant à l'étage considéré au cours d'un séisme.

En augmentant les valeurs de résistance au cisaillement sismique à chaque étage pour tenir compte des effets de P-delta, on accroît également la capacité de la structure renforcée à absorber l'énergie inélastique au cours d'un séisme. Les déformations entre étages de la structure renforcée devraient être à peu près les mêmes que celles d'une structure non renforcée, pour laquelle les effets de P-delta seraient négligeables.

Si le coefficient de stabilité, θ_x , calculé de la manière décrite ci-dessus est inférieur à environ 0,10, il n'est généralement pas nécessaire de tenir compte des effets de P-delta. Lorsque le coefficient de stabilité est supérieur à 0,40, il faut recalculer la structure pour protéger les bâtiments potentiellement instables pendant de très forts séismes.

Bien que la méthode décrite ci-dessus soit prudente dans la plupart des cas, elle n'offre aucune protection contre le risque d'instabilité dynamique lorsque d'importantes déformations inélastiques sont prévues, en particulier lorsque les déformations ductiles sont concentrées dans un nombre restreint d'étages. On peut effectuer une analyse de type « pushover » statique pour évaluer si l'instabilité sous P-delta est probable. Cette analyse doit considérer l'impact

des effets de P-delta sur l'amplification de la réponse et le modèle utilisé dans l'analyse doit tenir compte de toute dégradation de la résistance des éléments structuraux soumis à des déformations inélastiques. La compensation des effets de P-delta n'est pas nécessaire si la pente de la courbe de type « pushover » demeure positive pour les déplacements sismiques prévus. Humar et al.^[58] ont discuté de l'impact des effets de P-delta et de l'analyse de type « pushover » utilisée pour déterminer la possibilité d'instabilité. Le rapport du projet P-695 de la FEMA^[59] fournit de l'information additionnelle sur l'analyse de type « pushover » non linéaire statique, y compris l'impact des effets de P-delta et de la dégradation de la résistance.

- d) La modélisation doit tenir compte de tous les autres effets qui pourraient influencer sur la rigidité latérale du bâtiment, p. ex. la déformation des zones planes dans les ossatures en acier résistant aux moments (Krawinkler, Bertero et Popov^[60]). La rigidité latérale est un paramètre particulièrement important pour deux raisons :
- i) la charge produite par un séisme qui s'exerce sur le bâtiment est directement proportionnelle à la période naturelle, laquelle est directement proportionnelle à la rigidité latérale; et
 - ii) la rigidité latérale est un facteur déterminant du déplacement latéral, lequel régit la performance structurale.

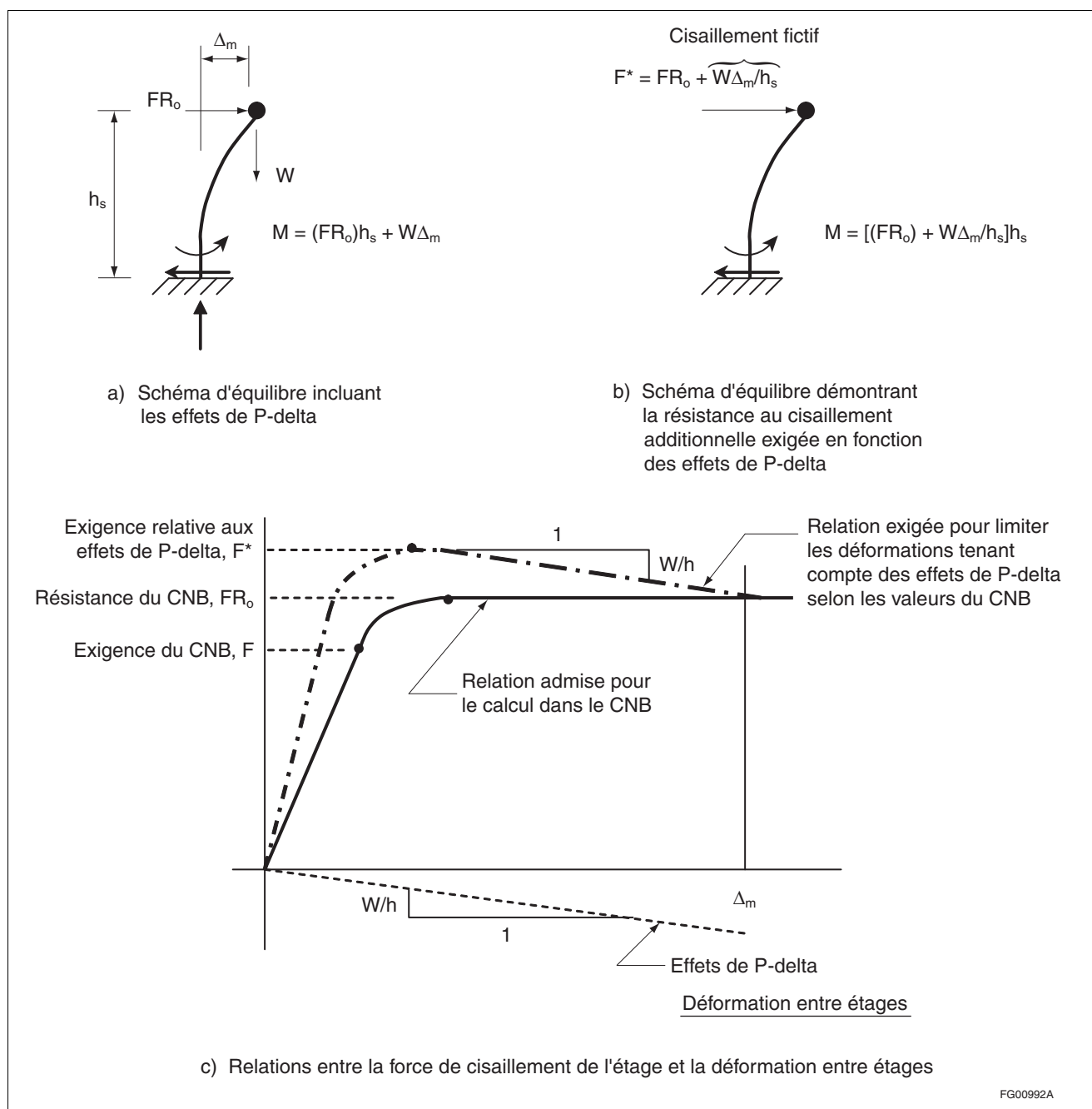


Figure J-10
Effets de P-delta dans les bâtiments d'un seul étage

Caractéristiques de l'emplacement (4.1.8.4.)

Paragraphe 4.1.8.4. 1)

98. Les valeurs d'accélération maximale du sol et les valeurs de réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, $S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$, $S_a(1,0)$ et $S_a(2,0)$ pour les conditions de référence du sol (emplacement de type C au tableau 4.1.8.4.A.) pour la plupart des villes et des municipalités canadiennes sont indiquées au tableau C-2, Données de calcul pour certaines localités canadiennes, à l'annexe C de la division B du CNB. On peut obtenir les valeurs calculées pour les localités qui ne sont pas mentionnées dans la liste des villes et des municipalités auprès de la Commission géologique du Canada (sur le site <http://seismescanada.rncan.gc.ca> ou par courrier, à l'une ou l'autre des adresses suivantes : 7 Observatory Crescent, Ottawa, Ontario K1A 0Y3 ou C.P. 6000,

Commentaire J

Sidney, C.-B. V8L 4B2) en précisant la latitude et la longitude de la localité recherchée. La méthode recommandée pour déterminer ces valeurs, qui correspondent aux résultats médians pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, a été décrite à la section de ce commentaire intitulée « Risque parasismique ». Contrairement aux valeurs zonales de mouvement maximal du sol utilisées dans les éditions précédentes du Code national du bâtiment, ces valeurs sont propres à chaque emplacement et varient dans tout le pays. Cette démarche élimine les difficultés liées aux variations brusques du niveau de force aux limites des différentes zones, ce qui posait un problème particulièrement aigu dans les régions où ces paramètres changent rapidement en fonction de la distance ou celles dont les limites traversent des zones urbaines. Il n'en demeure pas moins que les valeurs de ces paramètres de mouvement du sol peuvent présenter des gradients importants dans les régions urbaines, comme le sud-ouest de la Colombie-Britannique, Montréal et l'extrémité ouest du lac Ontario. Les figures J-11, J-12 et J-13 montrent les variations de $S_a(0,2)$ dans ces trois localités. D'autres régions qui présentent un risque relativement élevé (p. ex. sur la côte ouest de l'île de Vancouver) n'apparaissent pas au tableau C-2; on peut obtenir les valeurs établies pour ces localités auprès de la Commission géologique du Canada, comme il a été mentionné précédemment. Les concepteurs sont avisés de choisir les valeurs correspondant à un emplacement qui se trouve à proximité de la localité dans laquelle le bâtiment sera construit.

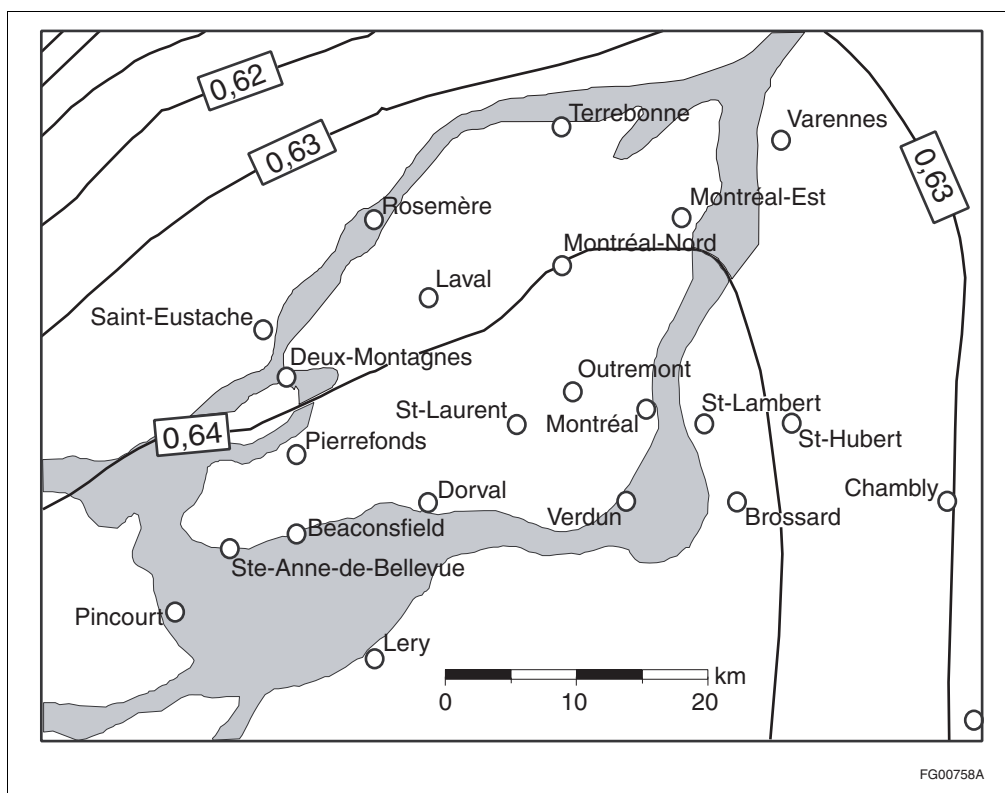


Figure J-11
 $S_a(0,2)$ – Région de Montréal

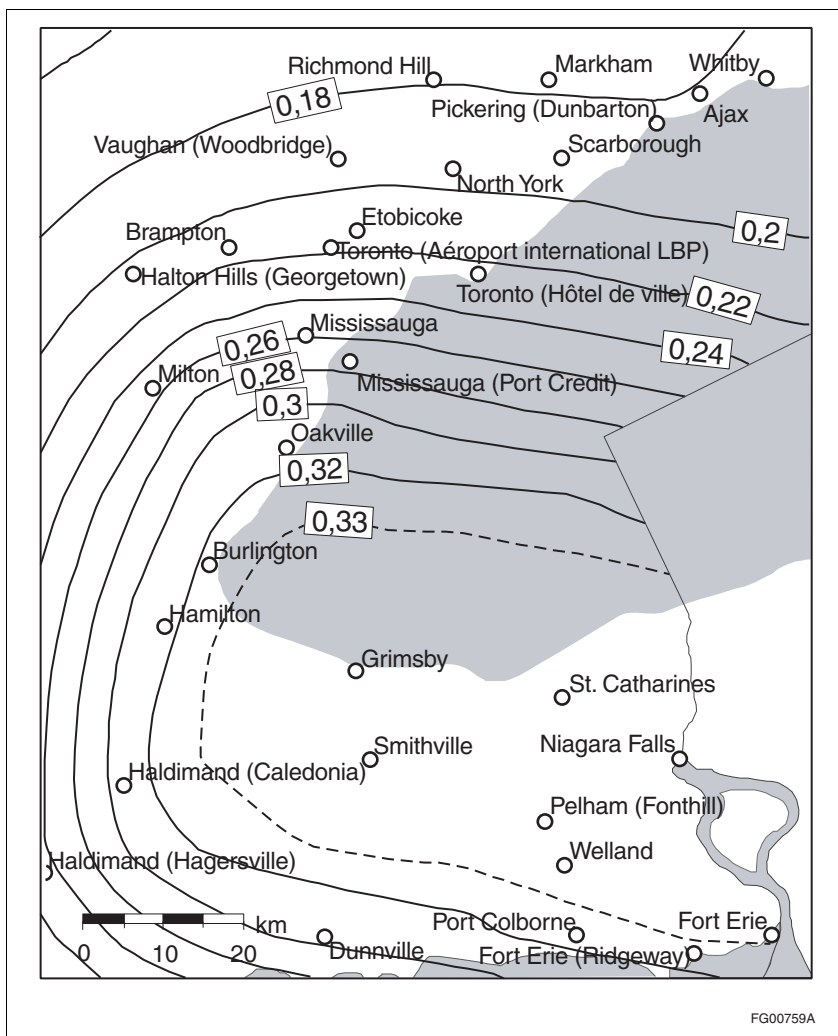


Figure J-12
 $S_a(0,2)$ – Région de Toronto-Niagara

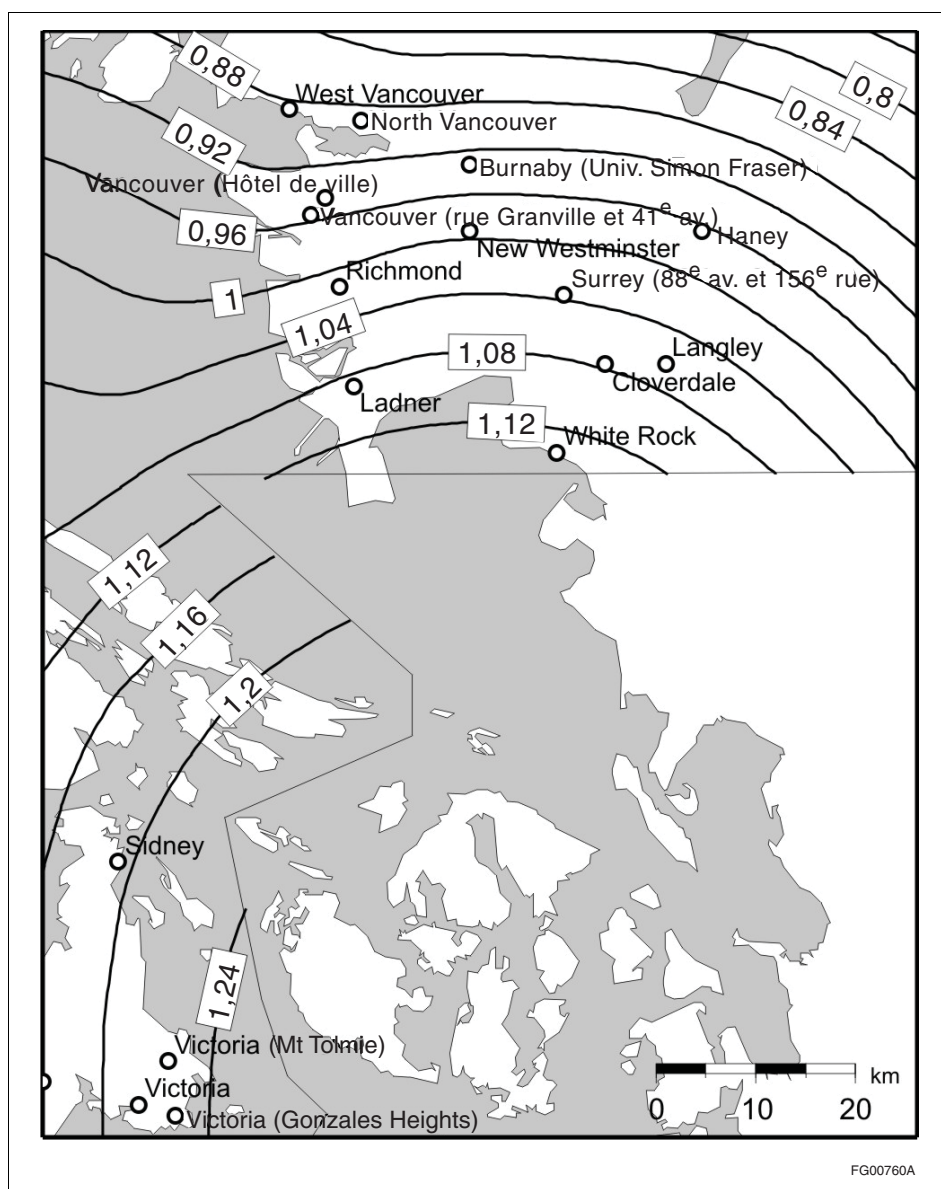


Figure J-13
 $S_a(0,2)$ – Sud-ouest de la Colombie-Britannique

Paragraphe 4.1.8.4. 2)

99. La raison pour laquelle on utilise les classifications du tableau 4.1.8.4.A a été expliquée à la section de ce commentaire intitulée « Effets de la réponse sismique des emplacements ». La vitesse moyenne des ondes de cisaillement, $\bar{V}_s$, ou la résistance moyenne à la pénétration standard dont la valeur fait l'objet d'une correction énergétique, $\bar{N}_{60}$, pour les sols sableux et la résistance au cisaillement du sol non drainé, s_u , pour les sols argileux, sont habituellement utilisées pour établir une distinction entre les emplacements de type C, D et E. Les valeurs limites de $\bar{N}_{60}$, $\bar{V}_s$ et s_u sont indiquées au tableau 4.1.8.4.A. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement, $\bar{V}_s$, est utilisée pour déterminer si un sol rocheux appartient à la catégorie A ou B. Pour chaque catégorie, il faut établir la moyenne des propriétés du sol sur une profondeur de 30 m, immédiatement sous le fond des semelles, des chapeaux ou des radiers supportant le SFRS. L'assignation d'un emplacement à la catégorie E est également fondée sur l'indice de plasticité, la teneur en eau et la résistance au cisaillement du sol non drainé. En utilisant la méthode d'évaluation décrite ci-dessus, on élimine les difficultés associées au choix d'une catégorie d'emplacement à partir d'une description qualitative, comme c'était le cas dans les éditions précédentes du CNB. Les adjectifs « très dense », « consistant » et « meuble » utilisés dans le tableau 4.1.8.4.A sont des descriptions générales et ne correspondent pas

nécessairement à l'usage géotechnique courant, tel qu'il est défini dans le « Canadian Foundation Engineering Manual », par exemple.

Les bâtiments situés sur des sols rocheux en pente ou sur des dépôts de sol meuble hautement variables à la grandeur du bâtiment et les bâtiments dotés de fondations de différentes profondeurs nécessitent une étude attentive, car le mouvement d'entrée peut varier d'une extrémité à l'autre du bâtiment (par exemple, si une portion du bâtiment est construite sur de la roche et que le reste repose sur un sol faible). Dans ces cas, il peut être nécessaire d'effectuer des études spécifiques à l'emplacement dans au moins deux directions pour évaluer les conditions de la subsurface et la réponse de l'emplacement-superstructure. Dans certains cas, l'utilisation de plus d'une catégorie d'emplacement peut être justifiée pour des portions du même bâtiment avec différents supports de fondations. En cas de différences importantes de classification d'emplacement pour un même bâtiment, une étude spéciale par des spécialistes qualifiés est justifiée.

Tous les effets du sol sur chacun des éléments structuraux du bâtiment qui sont en dessous du niveau du sol doivent être pris en considération dans le calcul de ces éléments, avec l'aide d'un ingénieur en géotechnique.

100. Lorsqu'on utilise les catégories associées à la roche ou la roche dure, c'est-à-dire les catégories A ou B, il faut mesurer la vitesse des ondes de cisaillement soit sur place soit sur des roches qui possèdent le même profil, font partie de la même formation et présentent un degré égal ou supérieur d'altération climatique et de fracturation. Lorsque la roche dure se prolonge sur une profondeur de 30 m, on peut extrapoler les mesures prises en surface. Si le sol renferme des roches plus tendres et plus fracturées et altérées que les profils de sol associés à la catégorie B, la vitesse des ondes de cisaillement doit être mesurée sur place, ou alors, l'emplacement doit être classé dans la catégorie C. Les deux catégories de sol rocheux, soit les emplacements de types A et B, ne doivent pas être utilisées s'il y a plus de 3 m de sol entre la surface de la roche et la sous-face de la semelle de répartition, du chapeau ou du radier supportant le SFRS, même si la moyenne calculée des vitesses des ondes de cisaillement (voir ci-dessous) est supérieure à 760 m/s. La catégorie d'emplacement appropriée dans ces cas est établie d'après les propriétés moyennes de la couche totale de matériaux meubles.

La note (2) du tableau 4.1.8.4.A. assouplit l'exigence pour les bâtiments reposant sur de la roche dure si $\bar{V}_s$ a été mesuré *in situ*. Les coefficients F_a et F_v sont appropriés pour les bâtiments reposant sur de la roche dure où $\bar{V}_s \approx 1500$ m/s, tandis que le risque parasismique est basé sur des lectures de sismomètre effectuées sur le roc avec une moyenne de $\bar{V}_s$ de l'ordre de 2000 à 3000 m/s. L'ajustement mentionné dans la note (2) est un simple calcul d'impédance qui ne tient pas compte des changements de densité.

101. On peut déterminer la vitesse des ondes de cisaillement à l'aide des techniques de cône sismique, de sondage transversal sismique ou de mesure en puits (Kramer^[61]). Lorsque les premiers 30 m sont composés d'un certain nombre de couches de sol nettement différentes, il faut déterminer la vitesse des ondes de cisaillement pour chaque couche et calculer la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, $\bar{V}_s$, à l'aide de l'équation suivante :

$$\bar{V}_s = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches}}{\sum \left(\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Vitesse des ondes de cisaillement pour la couche}} \right)}$$

Paragraphe 4.1.8.4. 3)

102. Bien que, pour les sols non rocheux, il soit préférable de déterminer la catégorie d'emplacement à partir de la valeur mesurée de $\bar{V}_s$, il est permis d'utiliser la résistance moyenne à la pénétration standard dont la valeur fait l'objet d'une correction énergétique, $\bar{N}_{60}$, pour les sols sableux, ou la résistance moyenne au cisaillement du sol non drainé, s_u , pour les sols argileux (valeur moyenne pour les premiers 30 m de sol) au lieu de $\bar{V}_s$.

Lorsque les catégories d'emplacement déterminées à partir de $\bar{V}_s$, $\bar{N}_{60}$ et s_u diffèrent, la catégorie déterminée à partir de $\bar{V}_s$ s'applique. Si seulement $\bar{N}_{60}$ et s_u sont disponibles, la catégorie la moins résistante déterminée à partir de $\bar{N}_{60}$ et s_u s'applique.

La classification d'un emplacement dont le sol a été amélioré est déterminée au moyen des valeurs de $\bar{V}_s$, $\bar{N}_{60}$ et s_u pour l'emplacement amélioré, dont la moyenne est calculée sur une profondeur de 30 m immédiatement sous le fond des semelles, des chapeaux ou des radiers supportant le SFRS.

La spécification d'autres définitions des catégories d'emplacement fondées sur ces paramètres géotechniques ne doit pas être utilisée pour inférer une corrélation numérique quelconque entre la vitesses des ondes de cisaillement et la résistance à la pénétration standard ou la résistance au cisaillement du sol non drainé indiquées dans le tableau. Lorsque les premiers 30 m sont composés d'un certain nombre de couches de sol nettement différentes, il faut calculer la moyenne des paramètres au moyen des critères $\bar{N}_{60}$ ou s_u comme suit :

$$\bar{N}_{60} = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches de sable}}{\sum \left(\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Résistance à la pénétration standard de la couche}} \right)}$$

$$s_u = \frac{\text{Épaisseur totale de toutes les couches d'argile}}{\sum \left(\frac{\text{Épaisseur de la couche}}{\text{Résistance au cisaillement du sol non drainé pour la couche}} \right)}$$

Dans ce cas, lorsque les catégories d'emplacement déterminées à partir de $\bar{N}_{60}$ et s_u diffèrent, la catégorie d'emplacement définie par $\bar{N}_{60}$ ou s_u qui donne les plus grands coefficients d'amplification s'applique.

103. Si l'emplacement renferme plus de 3 m de sol meuble (soit un sol dont l'indice de plasticité (PI) est supérieur à 20, la teneur en eau est de 40 % ou plus et la résistance au cisaillement du sol non drainé (s_u) est inférieure à 25 kPa sous les semelles, chapeaux et radiers supportant le SFRS), il doit être classé dans la catégorie E, même si les valeurs moyennes des paramètres permettraient de le classer dans une catégorie supérieure. Cette exigence s'explique par le fait que des couches de sol meuble d'une épaisseur d'à peine 3 m peuvent produire une amplification considérable du mouvement de la roche sous-jacente, phénomène que l'on peut comparer aux flèches importantes que peut produire un étage flexible dans la structure d'un bâtiment.
104. La catégorie F comprend les profils de sol pour lesquels il est difficile de déterminer l'amplification locale, par exemple, les sols susceptibles de se liquéfier, les argiles très sensibles, les argiles organiques, les argiles très plastiques et les argiles épaisses molles à modérément raides. Si l'emplacement répond à l'une des quatre conditions décrites dans la note (3) du tableau 4.1.8.4.A, il doit être classé dans la catégorie F, et les coefficients d'amplification locale doivent être déterminés au moyen d'analyses de la réponse de l'emplacement, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.4. 5).

Paragraphe 4.1.8.4 4)

105. La démarche de l'amplification locale décrite à la section de ce commentaire intitulée « Effets de la réponse sismique des emplacements », a été utilisée pour dériver les coefficients d'emplacement F_a et F_v spécifiés aux tableaux 4.1.8.4.B. et 4.1.8.4.C., dont on doit se servir pour modifier les mouvements du sol pour différentes catégories d'emplacement. Pour une catégorie d'emplacement donnée, on obtient les valeurs de F_a et F_v pour les valeurs intermédiaires de $S_a(0,2)$ et de $S_a(1,0)$ par interpolation linéaire des valeurs dans les deux colonnes pertinentes des tableaux 4.1.8.4.B. et 4.1.8.4.C. respectivement.

Paragraphe 4.1.8.4. 5)

106. Des études géotechniques propres à l'emplacement et des évaluations sont requises pour la catégorie d'emplacement F. Les études géotechniques propres à l'emplacement qu'on doit effectuer pour obtenir les données nécessaires aux analyses de la réponse de l'emplacement devraient comprendre, selon le cas, des travaux de forage et d'échantillonnage, des essais de pénétration standard, des essais de pénétration au cône et toute autre étude appropriée de la subsurface ainsi que des analyses de sol en laboratoire qui permettront d'établir les types de sol, leurs propriétés et l'épaisseur des couches de sol jusqu'à la roche ou aux conditions de référence du sol (catégorie d'emplacement C). Dans les analyses dynamiques de la réponse de l'emplacement, il faut modéliser le profil de sol, choisir les

mouvements d'entrée qui sont compatibles avec le spectre de réponse pour le matériau de base de référence (roche ou catégorie d'emplacement C) ou la plage des périodes considérées du spectre pertinent et effectuer une analyse dynamique non linéaire ou linéaire équivalente du profil de sol exposé aux mouvements d'entrée retenus. On doit utiliser un nombre suffisant d'enregistrements de séisme pour tenir compte de l'incertitude associée à la sélection des mouvements d'entrée en vue d'une analyse; typiquement, sept enregistrements ou plus sont nécessaires.

Pour les sols d'argile molle, des analyses des contraintes totales sont acceptables. Les sols sableux se qualifient comme emplacements de catégorie F seulement s'ils sont liquéfiables. Le cas échéant, l'analyse de la réponse de l'emplacement doit, si une telle analyse est souhaitée, être menée du point de vue de la contrainte effective. Dans de nombreux cas, il ne sera pas nécessaire d'analyser le sol naturel si l'on a amélioré celui-ci de manière à en éliminer le potentiel de liquéfaction en le modifiant de façon draconienne.

Le spectre moyen dérivé des spectres de mouvement de sol de sept analyses de réponse d'emplacement ou plus peut être utilisé comme spectre de calcul. Ce spectre peut être lissé si les ingénieurs en géotechnique et en structures estiment que cela est nécessaire après s'être consultés. Comme les spectres reflètent directement l'effet des conditions du sol, aucune dérivation de coefficients d'amplification n'est nécessaire.

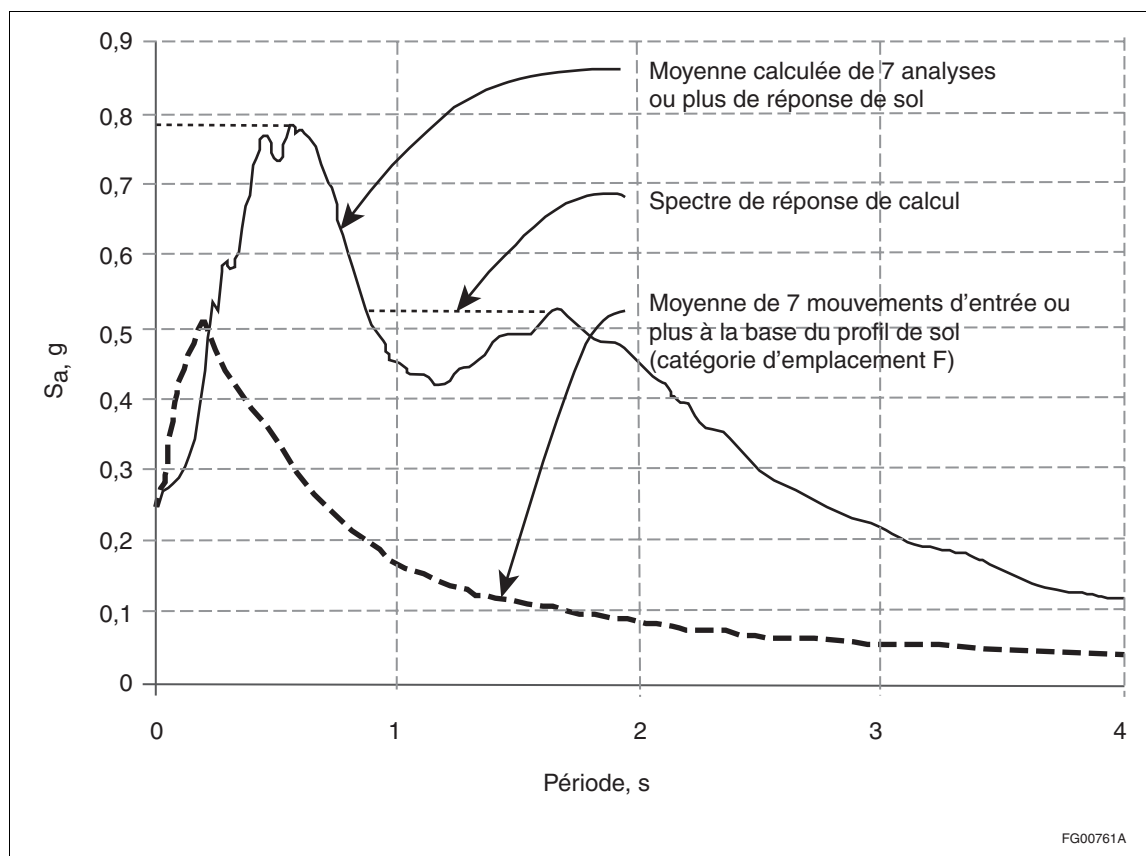


Figure J-14

Exemple des ajustements à appliquer au spectre de réponse de calcul moyen spécifique à l'emplacement pour la catégorie d'emplacement F

Le spectre de calcul peut être développé à partir des spectres d'emplacement calculés par les analyses de réponse d'emplacement au moyen de sept mouvements de sol ou plus comme suit : déterminer les valeurs spectrales moyennes à $T = 0,2$ s et $T = 1,0$ s, et utiliser ces valeurs pour développer le spectre complet conformément à la méthode décrite au paragraphe 4.1.8.4. 6); le spectre de calcul développé ainsi inclut les effets de l'emplacement, de sorte qu'il n'est pas nécessaire d'appliquer les coefficients d'emplacement, F_a et F_v .

Commentaire J

107. Pour les structures dont la période de vibration fondamentale est égale ou inférieure à 0,5 s, on peut déterminer les valeurs de F_a et F_v au moyen des définitions et des critères de catégorie d'emplacement dans l'hypothèse où la liquéfaction ne se produit pas. Cette exception est permise parce que les données de mouvement de sol obtenues dans les zones de sol liquéfié pendant les séismes indiquent que les mouvements de sol de période courte sont généralement atténués en raison de la liquéfaction tandis que les mouvements de sol de période longue peuvent être amplifiés. Cette exception vaut seulement en vue de la définition de la catégorie d'emplacement et de l'obtention des coefficients d'emplacement. Le potentiel de liquéfaction et ses effets sur les structures du point de vue du risque d'effondrement doivent néanmoins être évalués quand même.

Paragraphe 4.1.8.4. 6)

108. Ce paragraphe définit la façon dont les coefficients d'accélération de l'emplacement sont utilisés pour modifier les valeurs de réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, $S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$, $S_a(1,0)$ et $S_a(2,0)$, pour obtenir l'accélération spectrale de calcul, $S(T)$, pour $T = 0,2$ s, 0,5 s, 1,0 s, 2,0 s et 4,0 s, une interpolation linéaire étant employée pour déterminer les valeurs intermédiaires de T . Le coefficient d'accélération de l'emplacement pour les périodes courtes, F_a , est utilisé comme coefficient d'amplification pour les valeurs spectrales de 0,2 s et moins; le coefficient d'accélération de l'emplacement pour les périodes longues, F_v , s'applique aux périodes de 1,0 s et plus. Pour $T = 0,5$ s, la construction utilisée dans le NEHRP pour formuler la démarche axée sur les deux coefficients (voir la figure J-9) propose le multiplicateur F_v . Cependant, pour certaines localités et catégories d'emplacement, le produit $F_v S_a(0,5)$ dépasse le mouvement amplifié $F_a S_a(0,2)$, ce qui produirait une forme spectrale inadéquate. C'est pourquoi il faut utiliser le plus petit de ces deux produits pour définir $S(0,5)$. La figure J-15 montre un exemple de détermination des accélérations spectrales de calcul pour cette situation et indique les valeurs qui se dégageraient d'une formulation incorrecte, c'est-à-dire $F_v S_a(0,5)$ au lieu d'une valeur plus faible de $F_a S_a(0,2)$ pour $T = 0,5$ s.

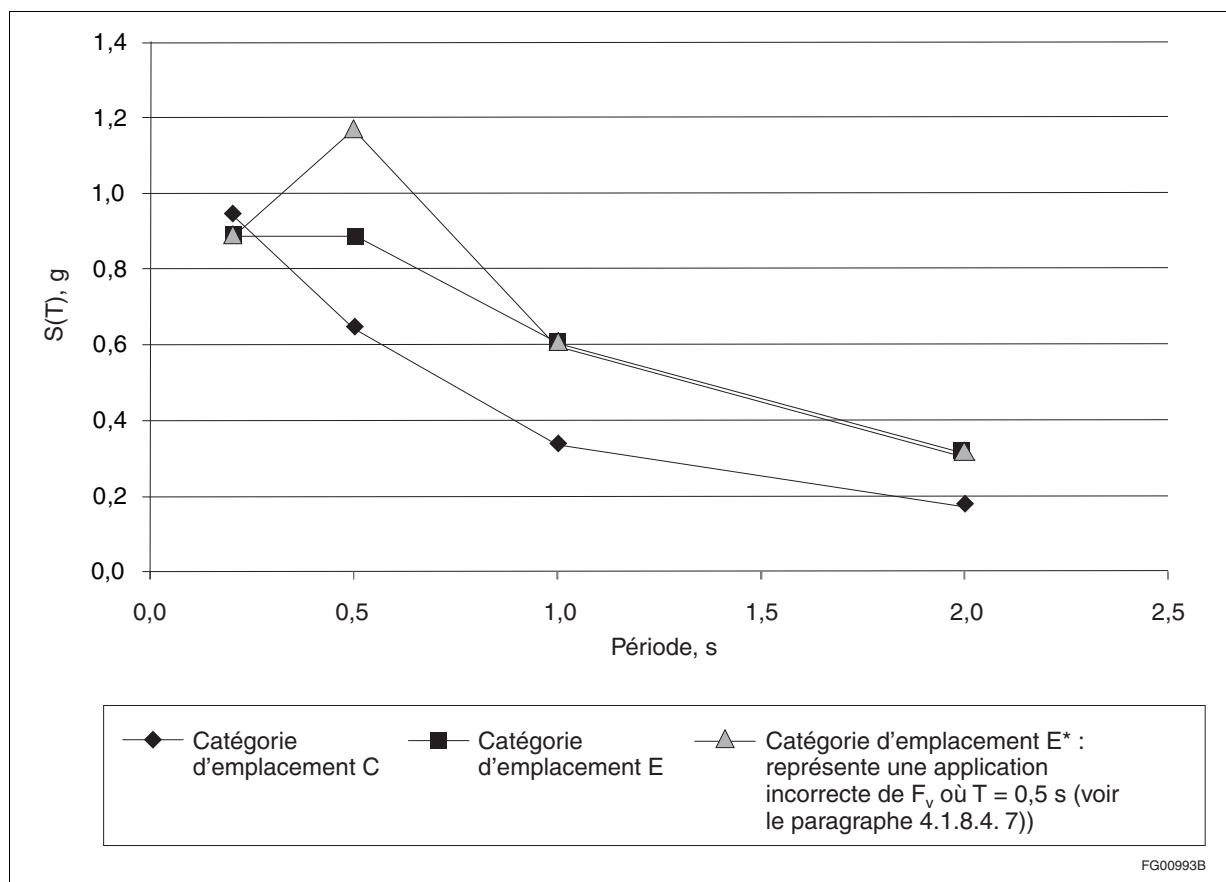


Figure J-15
Exemple de détermination des valeurs d'accélération spectrale de calcul (Vancouver)

109. Bien que les accélérations spectrales pour de très courtes périodes soit généralement égales ou légèrement inférieures à $S_a(0,2)$, les valeurs de calcul de $S(T)$ pour $T < 0,2$ s spécifiées sont identiques à $S(0,2)$. Ce niveau de prudence traduit l'imprécision associée à la détermination des périodes pour les structures très rigides parce que la période peut être un peu plus longue que la valeur calculée ou alors, être augmentée par les dommages causés à la structure et passer dans la plage supérieure de réponse.
110. Bien que l'insuffisance de données rende impossible la détermination des valeurs d'accélération spectrale pour des périodes supérieures à 2,0 s, il est nécessaire de spécifier des valeurs de calcul pour cette plage de périodes. L'accélération de calcul spécifiée, $S(T)$, pour $T \geq 4,0$ s correspond à la moitié de cette valeur pour $T = 2,0$ s, ce qui est considéré prudent compte tenu de l'information disponible sur la réduction des accélérations spectrales en proportion inverse de la période.
111. Pour illustrer l'effet combiné de l'utilisation de deux coefficients et de la non-linéarité, les figures J-16, J-17 et J-18 montrent les courbes d'accélération spectrale de calcul pour trois catégories d'emplacement (A, C et E) à Vancouver, à Montréal et à Toronto. On a choisi ces localités pour représenter les valeurs de mouvement sismique du sol élevées à faibles; on a établi à 0,94g, à 0,64g et à 0,33g respectivement les valeurs représentatives de $S_a(0,2)$ pour les régions du grand Vancouver, de Montréal et de Toronto. Pour pouvoir comparer les formes, on a normalisé toutes les courbes à $S(0,2)$ pour la catégorie d'emplacement C. Pour qu'il soit plus facile de saisir l'incidence des modifications apportées à la façon d'aborder les effets de site, les figures J-16, J-17 et J-18 présentent les formes comparables du produit $F \cdot S \cdot v$, qui représente les mouvements amplifiés du sol, pour $F = 1$ et $F = 2$ dans le CNB de 1995, chaque valeur étant normalisée à la valeur de ce produit pour $F = 1$ à $T = 0,2$ s. Pour permettre la comparaison des formes, il est à noter que $F = 1$ s'appliquerait à la fois à la catégorie d'emplacement A et à la catégorie d'emplacement C tandis que $F = 2$ s'appliquerait à la catégorie d'emplacement E.

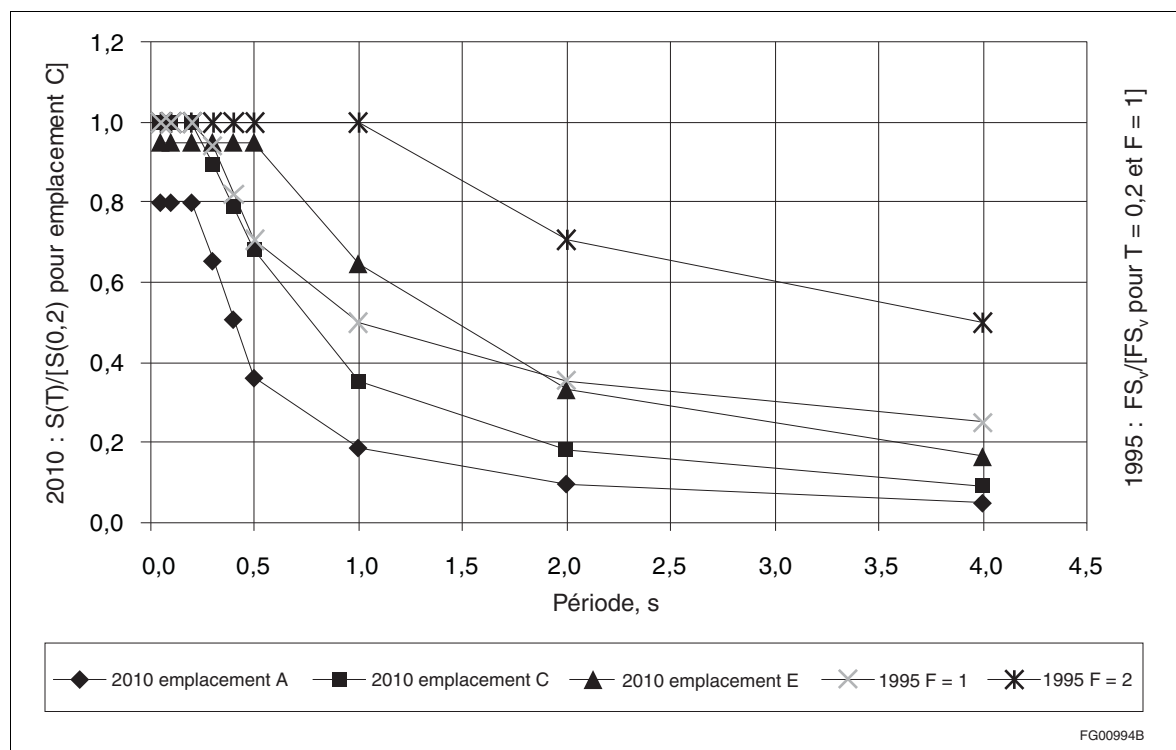


Figure J-16

Formes spectrales normalisées pour des emplacements situés à Vancouver

Commentaire J

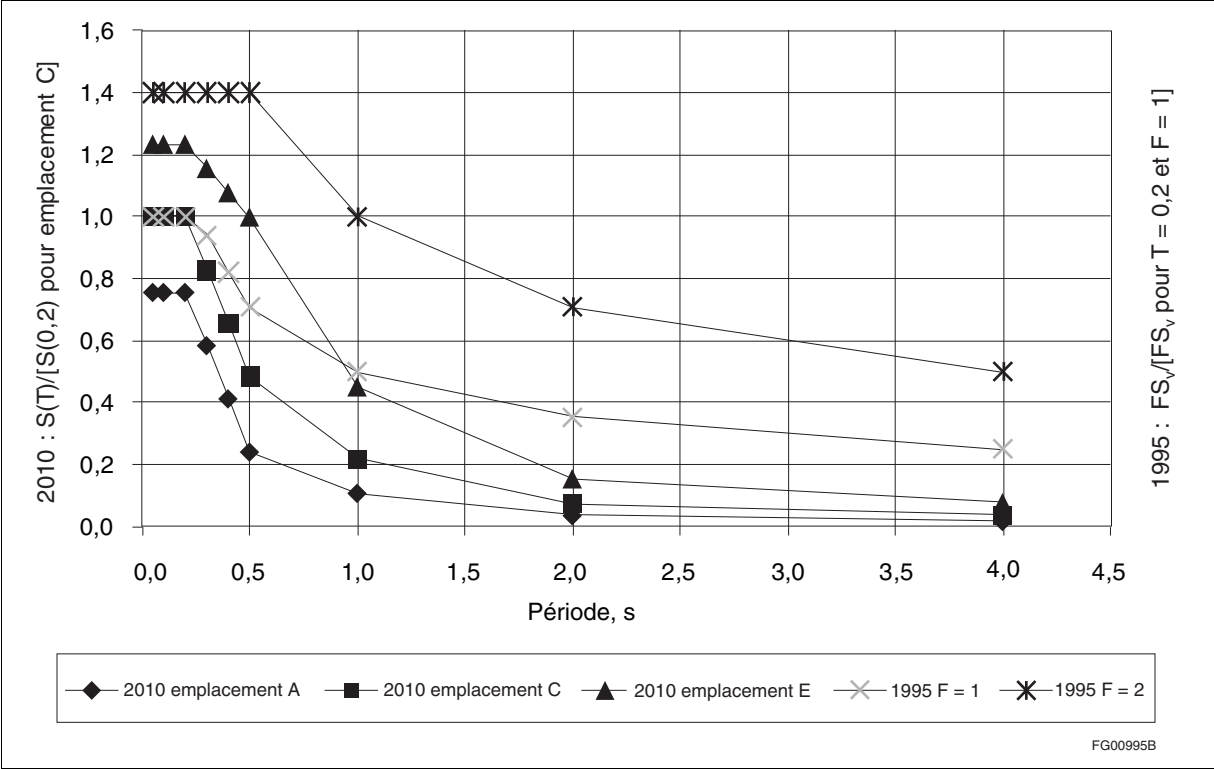


Figure J-17
Formes spectrales normalisées pour des emplacements situés à Montréal

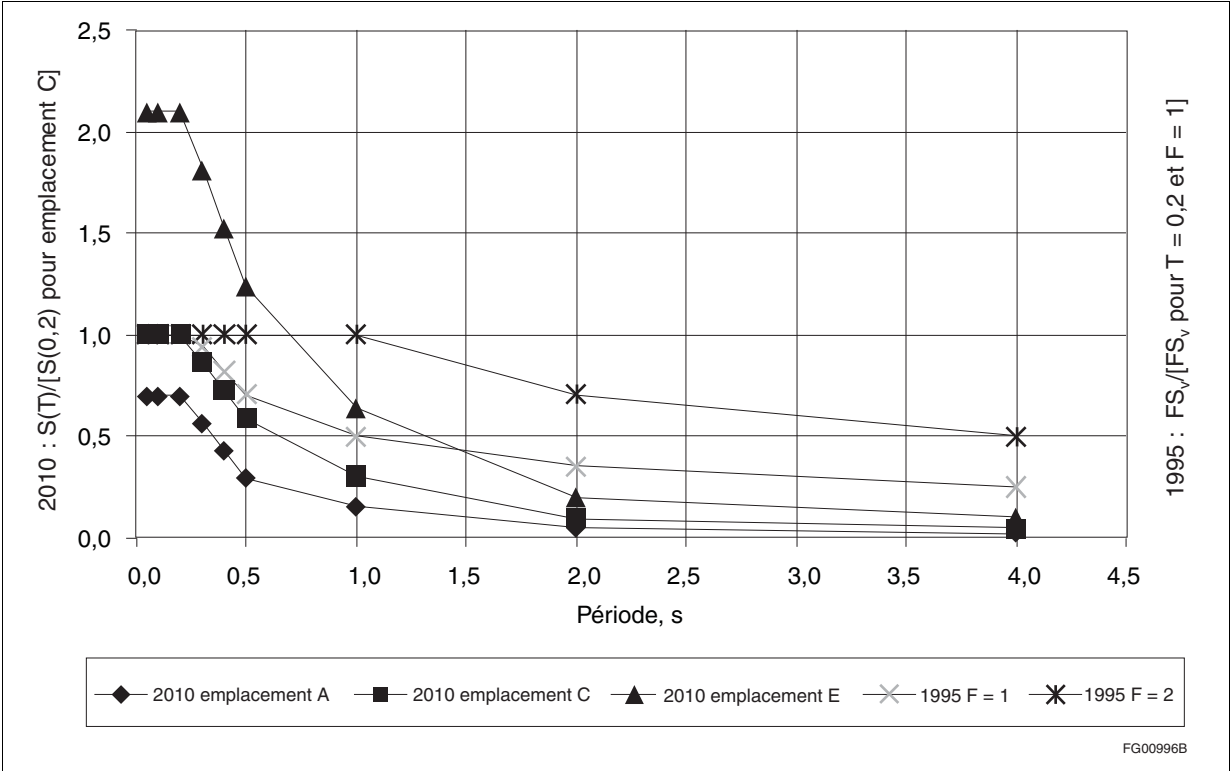


Figure J-18
Formes spectrales normalisées pour des emplacements situés à Toronto

112. Une comparaison des valeurs pour des périodes courtes de $S(T)$ pour la catégorie d'emplacement E montre l'importance du facteur de non-linéarité. À Toronto, la valeur de $S(0,2)$ pour la catégorie E est supérieure au double de la valeur pour la catégorie C, tandis qu'à Vancouver, on enregistre une désamplification réelle d'environ 10 %. À Montréal, l'amplification pour les périodes courtes est de 20 %. Le produit $F \cdot S \cdot v$ donné dans le CNB de 1995 pour un emplacement de type C à une période de 0,2 s n'indiquait pas d'amplification pour les sols rocheux parce que dans cette édition, ce produit était confiné dans la plage des périodes courtes; ce plafond n'est certainement pas raisonnable dans les localités qui présentent un faible risque parasismique, comme Toronto.

Dans les trois localités, on peut observer une désamplification de 10 à 30 % pour les emplacements de la catégorie A, ce qui tient au fait que les mouvements du sol sont plus faibles dans les sols rocheux, toutes les autres conditions étant égales par ailleurs.

113. La comparaison des effets d'amplification pour les longues périodes entre le CNB de 1995 et le CNB de 2010, qui est présentée dans les figures J-16 à J-18, est compliquée par deux aspects :
- 1) les formes spectrales pour les conditions de référence du sol ont considérablement changé en raison d'une méthode de calcul différente du risque parasismique (comme il a été mentionné à la section de ce commentaire intitulée « Risque parasismique »); et
 - 2) la forme pour les périodes longues du coefficient de réponse de l'emplacement, S , dans le CNB de 1995 tenait compte des effets des modes supérieurs tandis que dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010, $S_a(T)$ représente une réponse à un seul degré de liberté.
114. Cependant, si on compare les valeurs relatives pour les catégories C et E à $T = 1,0$ s, on constate que l'amplification de C à E dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010 est à peu près équivalente au coefficient $F = 2$ de l'édition de 1995. On peut arriver au même constat en examinant les valeurs de F_v pour la catégorie E au tableau 4.1.8.4.C., qui donne des valeurs variant entre 2,1 pour les faibles mouvements du sol à 1,7 pour les forts mouvements, soit des valeurs très peu linéaires.

Coefficient de risque (4.1.8.5.)

Paragraphe 4.1.8.5. 1)

115. Le tableau 4.1.2.1. présente quatre catégories de risque, fondées sur l'usage prévu des bâtiments : Faible, Normal, Élevé et Protection civile. Le tableau 4.1.8.5. donne pour chacune de ces quatre catégories les valeurs du coefficient de risque pour les charges sismiques, I_E , qui doivent être utilisées dans le calcul aux états limites ultimes : 0,8 pour « faible », 1,0 pour « normal », 1,3 pour « élevé » et 1,5 pour « protection civile ».
116. La fonction première de I_E est d'agir comme multiplicateur dans le calcul du cisaillement à la base, V , comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 2). Dans ce calcul, les valeurs de $I_E > 1,0$ ont pour effet d'accroître l'accélération spectrale de calcul $S(T)$ pour les bâtiments des catégories de risque « élevé » et « protection civile », c'est-à-dire de ramener le niveau de probabilité pour ces bâtiments prioritaires en deçà des valeurs spécifiées pour les bâtiments de la catégorie « normal ». Comme les forces de calcul sont plus importantes, ces bâtiments sont conçus pour offrir une plus grande résistance. Étant donné qu'on réduit le cisaillement à la base, V , pour tenir compte de la dissipation de l'énergie par action inélastique et de la sur-résistance (voir la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.9.), les bâtiments plus résistants des catégories de risque « élevé » et « protection civile » subiront une déformation inélastique moins marquée que les bâtiments de la catégorie « normal » soumis aux mêmes niveaux de mouvements sismiques du sol. Ils subiront donc moins de dommages et conserveront une résistance de réserve pour supporter les mouvements du sol, qui peuvent dépasser le niveau de calcul. Grâce à ces qualités, les bâtiments qui sont utilisés après un désastre comme refuge et pour la fourniture de services essentiels assurent aux occupants un niveau plus élevé de sécurité.
117. Les structures conçues pour abriter des services essentiels devraient demeurer fonctionnelles immédiatement après un séisme. Cependant, la seule application de $I_E = 1,5$ ne garantira pas nécessairement la capacité opérationnelle d'une installation après un tremblement de terre. Pour déterminer ce qui permettrait d'assurer la survie fonctionnelle d'un bâtiment, il faudrait mener une étude détaillée des équipements et des services qui doivent être opérationnels immédiatement après un séisme et du comportement prévu de l'équipement et des composants structuraux. Cette étude devrait permettre d'établir quels équipements doivent être reliés à l'alimentation de secours, pendant combien de temps les génératrices doivent fonctionner, si les réserves de combustibles

sont dûment protégées et s'il faut prévoir des réserves d'eau potable. Le contenu du bâtiment, comme l'équipement et les services, qui doivent demeurer fonctionnels immédiatement après un tremblement de terre doivent pouvoir résister aux déformations spécifiées à l'article 4.1.8.13. (voir aussi la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.18.).

118. Le coefficient $I_E = 1,5$ ne vise pas à résoudre tous les aspects de la conception des structures à usage spécial, comme les installations servant à la fabrication ou à l'entreposage de substances toxiques, dont la défaillance pourrait mettre en danger la vie de nombreuses personnes ou avoir des effets environnementaux bien au-delà des limites physiques du bâtiment. Ces types de structures peuvent nécessiter une analyse plus complexe.
119. Comme les charges dues aux séismes sont considérées comme des événements rares (voir la définition d'une charge sismique, E , au paragraphe 4.1.2.1. 1)), il n'y a pas d'exigence générale pour le calcul aux états limites de tenue en service, et aucun coefficient de risque connexe n'est indiqué au tableau 4.1.8.5. Cependant, les bâtiments de protection civile doivent conserver leur capacité de fonctionnement après un important tremblement de terre. Donc, plutôt que d'exiger un calcul aux états limites de tenue en service pour ces bâtiments, on s'assure qu'ils pourront continuer à fonctionner en spécifiant une déformation latérale maximale entre étages, fondée sur la capacité de fonctionnement (comme il est expliqué dans la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.13. 3)), qui représente à peine 40 % de la limite imposée aux bâtiments de la catégorie « normal ».

Configuration structurale (4.1.8.6.)

120. Lorsqu'on parle de configuration structurale, la première question qui se pose est celle de la régularité de la structure. L'observation des dommages causés aux bâtiments par les séismes indiquent que, tous les autres aspects étant plus ou moins égaux par ailleurs, les structures qui comportent un système de résistance aux forces sismiques régulier donnent une performance de beaucoup supérieure à celle des structures qui présentent des irrégularités. Cette observation demeure vraie même pour les structures bien conçues et construites à l'aide de bonnes méthodes de construction. Les irrégularités de la rigidité ou de la masse influent également sur le comportement dynamique de la structure. Une analyse dynamique procurerait habituellement une répartition plus réaliste des forces sismiques pour les structures présentant des irrégularités de masse ou de rigidité que ne le ferait une analyse statique, car cette dernière approche est basée sur des structures régulières.
121. Plusieurs raisons expliquent le comportement médiocre des structures irrégulières soumises à de forts mouvements sismiques du sol. Dans une structure régulière, les fortes secousses entraînent un comportement inélastique passablement prévisible du SFRS. Cependant, dans une structure irrégulière, le comportement inélastique tend généralement à être moins prévisible et peut être concentré dans les zones irrégulières, et les éléments structuraux qui se trouvent dans ces zones subissent une déformation excessive et, par conséquent, une défaillance rapide. Cet effet est amplifié par le fait que les concepteurs souvent ne tiennent pas compte des concentrations potentielles de contraintes dans les zones irrégulières au moment de concevoir les détails du système structural. Les structures irrégulières affichent également un comportement médiocre parce qu'on procède par analyse élastique pour répartir les demandes imposées par les mouvements sismiques du sol dans tout le système structural; or, une analyse élastique — notamment une analyse statique — peut ne pas prédire correctement la répartition de la demande dans des structures irrégulières, ce qui donne lieu à un calcul erroné dans les zones irrégulières. Pour toutes ces raisons, il est préférable que les concepteurs utilisent des configurations régulières et que les irrégularités flagrantes soient interdites dans les localités de sismicité élevée si les forts mouvements du sol risquent d'imposer une demande inélastique importante au système structural; on obtiendra ainsi une protection adéquate si les mouvements du sol sont plus importants que les valeurs de calcul.
122. Le CNB de 2010 renferme des définitions détaillées d'un certain nombre d'irrégularités et des exigences pour le traitement des bâtiments qui présentent ces types d'irrégularités. Règle générale, la présence d'irrégularités entraîne des restrictions et des exigences spéciales fondées sur :
1. la période naturelle ou la hauteur du bâtiment;
 2. le niveau de risque parasismique, c'est-à-dire les valeurs d'accélération spectrale de calcul; et
 3. la catégorie de risque du bâtiment.
123. Les restrictions et les exigences spéciales peuvent être divisées comme suit :
1. un type précis d'irrégularité est interdit;

2. les forces de calcul doivent être augmentées;
3. le calcul doit être fondé sur une analyse dynamique; et
4. des méthodes spéciales de calcul de la résistance sont exigées pour certains éléments.

Paragraphe 4.1.8.6. 1)

124. Les divers types d'irrégularités structurales sont définis au tableau 4.1.8.6. Les numéros de note de la colonne de droite renvoient à des dispositions plus précises qui énoncent les restrictions et les exigences spéciales applicables. Cette démarche permet au concepteur de consulter uniquement les exigences qui s'appliquent à l'irrégularité sur laquelle il travaille.
125. Les types d'irrégularités indiqués au tableau 4.1.8.6. peuvent être regroupés en deux grandes catégories, soit les irrégularités verticales (élévation) et horizontales (plan). Les irrégularités des types 1 à 6 sont des irrégularités verticales, et celles des types 7 et 8 sont des irrégularités horizontales. Il faut toutefois souligner que certaines configurations structurales peuvent comporter plusieurs types d'irrégularités. Ainsi, une ossature dans laquelle les étages supérieurs comprennent une tour qui est asymétrique par rapport aux étages inférieurs présenterait à la fois une irrégularité géométrique verticale (type 3) et une sensibilité à la torsion (type 7). Ces irrégularités s'appliquent à toutes les structures au-dessus du niveau du sol. Les structures en dessous du niveau du sol, qui incluent les dalles entourées par des murs de fondation périmétriques et reliées à ces derniers, lesquels sont à leur tour entourés par le sol, ont tendance à se comporter comme une base rigide reliée au sol et n'ont typiquement pas à être prises en considération dans la définition de l'irrégularité. Une structure située sur un emplacement en pente où des portions du périmètre de la structure inférieure sont ouvertes est un exemple d'une exception à ce principe. En pareil cas, il appartient au concepteur de décider s'il est nécessaire de tenir compte des niveaux inférieurs de la structure dans la définition de l'irrégularité. Il est toujours important de faire preuve d'un bon jugement technique lorsqu'on évalue une irrégularité et son influence sur la réponse de la structure.
126. Voici une description des irrégularités verticales :

Type 1 – Irrégularité de la rigidité verticale : Ce type d'irrégularité est observé lorsque la rigidité latérale d'un étage quelconque d'un SFRS est inférieure à 70 % de la rigidité d'un étage adjacent ou inférieure à 80 % de la rigidité moyenne de 3 étages adjacents, au dessus ou en dessous. Étant donné que les rapports de rigidité des étages sont pris en considération, on peut utiliser la rigidité des éléments en béton non fissurés pour qualifier une irrégularité comme étant de type 1. Il convient également de noter qu'un SFRS inchangé sur la pleine hauteur est régulier. Aux fins de la présente section, la rigidité latérale à un étage est constituée tant de la rigidité au cisaillement que de la rigidité à la flexion, qui doivent être considérées séparément; la structure est considérée comme irrégulière si la rigidité au cisaillement ou la rigidité à la flexion (ou les deux) ne satisfont pas aux critères susmentionnés.

On trouvera ci-dessous les lignes directrices relatives au calcul de la rigidité.

Pour les murs en béton ou en maçonnerie travaillant en cisaillement :

- Pour les murs non couplés, la rigidité à la flexion à un étage peut être considérée comme proportionnelle à la somme des moments d'inertie multipliée par les valeurs de module d'élasticité des murs à cet étage pour la direction considérée.
- Pour les murs couplés, la rigidité à la flexion à un étage est fonction des moments d'inertie du mur considéré, le moment d'inertie du système couplé étant calculé au moyen de la surface des murs et de la distance par rapport au centroïde des murs couplés, ainsi que du module d'élasticité. Pour les systèmes de murs couplés où les dimensions globales (à l'exception de l'épaisseur) ne changent pas, le changement de rigidité peut être considéré comme proportionnel au changement dans l'épaisseur du mur et le module d'élasticité à cet étage pour la direction considérée. Les murs partiellement couplés peuvent être traités comme des ossatures.
- La rigidité au cisaillement à un étage peut être considérée comme proportionnelle à la surface de l'âme des murs multipliée par le module de cisaillement à cet étage pour la direction considérée.

La rigidité de murs en panneaux dérivés du bois travaillant en cisaillement peut être déterminée au moyen de l'approche définie dans la norme CSA-O86.^[48]

Pour les ossatures contreventées (y compris les ossatures renforcées à l'aide d'acier de faible épaisseur) :

- la rigidité à la flexion à un étage peut être considérée comme proportionnelle au module d'élasticité multiplié par la somme des moments d'inertie calculés pour chaque ossature à partir de la longueur de chaque ossature et de la surface de chaque poteau d'extrémité à l'étage pour la direction considérée;
- la rigidité au cisaillement à tout étage peut être considérée comme proportionnelle au rapport de glissement du plancher que l'on calcule en appliquant une charge unitaire, pour la direction considérée, aux contreventements isolés de la hauteur de l'étage à cet étage et en restreignant tant la déformation verticale des poteaux que la rotation du plancher autour d'un axe vertical.

Une approche générale que l'on peut utiliser pour les ossatures contreventées, les ossatures résistant aux moments et les murs en plaque d'acier consiste à séparer les calculs de rigidité au cisaillement et de rigidité à la flexion pour chaque étage comme suit.

- Pour calculer la rigidité au cisaillement :
 - 1) construire un modèle informatique de la structure;
 - 2) restreindre la déformation verticale des poteaux à chaque plancher et toit et restreindre la rotation des planchers et du toit autour de l'axe vertical;
 - 3) appliquer une charge latérale au haut de la structure dans la direction d'intérêt;
 - 4) utiliser le rapport de glissement — le déplacement horizontal différentiel entre les planchers divisé par la hauteur du plancher — comme mesure de la rigidité au cisaillement à chaque étage.
- Pour calculer la rigidité à la flexion :
 - 1) la rigidité à la flexion à chaque étage peut être considérée comme étant la somme des moments d'inertie des ossatures multipliée par le module d'élasticité, où le moment d'inertie de chaque ossature est calculé pour l'étage au moyen de la longueur de l'ossature et de la surface de chaque poteau d'extrémité dans l'ossature.

Les conditions limites à la base peuvent influencer sur la détermination de la régularité, en particulier pour les ossatures résistant aux moments si l'on suppose que les poteaux sont fixes. Si l'ossature est uniforme pour les premiers étages au-dessus de la base, elle peut être considérée comme étant régulière à la base. Si l'ossature n'est pas uniforme pour les premiers étages, on doit la définir comme étant irrégulière ou améliorer l'approche d'évaluation en considérant des conditions limites plus réalistes à la base des poteaux.

Type 2 – Irrégularité du poids (masse) : Ce type d'irrégularité est observé lorsque le poids d'un étage est supérieur à 150 % du poids d'un étage adjacent; un toit dont la masse est sensiblement plus faible que celle de l'étage sous-jacent n'est toutefois pas considéré comme une irrégularité. Une dalle de plancher plus épaisse supportant un étage technique est un exemple d'irrégularité de type 2. La transition entre une superstructure légère abritant une habitation et un garage de stationnement plus massif en sous-sol en est un autre exemple.

Type 3 – Irrégularité géométrique verticale : Ce type d'irrégularité est observé lorsque la dimension horizontale du SFRS (mais non pas nécessairement celle de l'enveloppe du bâtiment) à un étage quelconque est supérieure à 130 % de celle d'un étage adjacent. Une réduction des dimensions totales du noyau renfermant les ascenseurs et les escaliers (et qui comprend le SFRS du bâtiment) au-dessus d'un étage donné est un exemple d'irrégularité de type 3. Une réduction des dimensions d'une ossature résistant aux moments en deçà d'un étage donné en est un autre exemple. Souvent, comme dans ces exemples, des irrégularités des types 1 et 3 coexistent dans le même SFRS.

Type 4 – Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales : Ce type d'irrégularité est observé chaque fois qu'un élément résistant aux charges latérales du SFRS comporte un décalage ou présente une rigidité latérale inférieure à celle de l'élément sus-jacent. Un système de contreventements, de murs ou d'ossatures résistant aux moments disposé entre des rangées de poteaux qui, à un étage donné, est décalé entre d'autres rangées de poteaux parallèles et colinéaires avec les premières rangées, est un exemple de décalage en plan. Un système de contreventements, de murs ou d'ossatures résistant aux moments se terminant à un étage donné constitue un exemple de réduction de la rigidité latérale en deçà de ce niveau. La présence d'ouvertures à un étage d'un mur ne comportant pas d'autres ouvertures ou dont les autres ouvertures sont plus petites est un autre exemple de ce type d'irrégularité.

Type 5 – Décalages latéraux : Ce type d'irrégularité est observé lorsqu'il existe une discontinuité dans un trajet de forces latérales, lequel devrait demeurer dans le plan d'application de la charge; un

décalage latéral des éléments verticaux d'un SFRS produit ce type de discontinuité. Un espacement différent entre les rangées de poteaux de l'ossature résistant aux moments de l'infrastructure d'un bâtiment et celles de l'ossature du garage de stationnement en sous-sol constitue un exemple d'irrégularité de type 5. Le déplacement du contreventement d'une ossature en acier d'une travée extérieure aux étages inférieurs à une travée intérieure aux étages supérieurs en est un autre exemple. Ce type d'irrégularité pose un réel problème parce que des forces de cisaillement importantes doivent être transmises par le diaphragme de plancher au niveau de la discontinuité; ces forces ne peuvent être calculées à l'aide d'une analyse bidimensionnelle, et même une analyse élastique tridimensionnelle (statique ou dynamique) ne permet pas d'estimer avec précision l'ampleur de ces forces de cisaillement.

Type 6 – Discontinuité de la résistance – étage faible : Ce type d'irrégularité est observé lorsque la résistance au cisaillement d'un étage est inférieure à celle de l'étage au-dessus, ce qui permet la formation d'un mécanisme d'oscillation dans l'étage faible (un étage faible est différent d'un étage flexible, qui est un problème de rigidité de type 1 ou de type 3). Il est à noter que l'alinéa 4.1.8.3. 7)c) exige que les éléments qui ne font pas partie du SFRS, mais qui ont un effet préjudiciable sur le calcul de ce dernier, soient pris en considération. On a enregistré de nombreux effondrements attribuables à la formation d'un mécanisme d'oscillation d'un étage faible qui concentre le déplacement, la demande non linéaire et les dommages à cet étage. Les murs sur-résistants reposant sur un étage faible à ossature résistant aux moments ou contreventée sont un exemple d'une irrégularité de type 6. Il est possible d'éviter les irrégularités de type 6 dans les ossatures résistant aux moments et contreventées en prenant des mesures pour s'assurer que la résistance au cisaillement et la demande de cisaillement sont bien assorties à la grandeur du bâtiment, et que la résistance à l'oscillation de cisaillement à tout étage n'est pas inférieure à cette résistance à l'étage au-dessus. Comme il est exigé par les normes CSA-S16^[64] et CAN/CSA-A23.3^[50], des poteaux continus forts aident également à prévenir un mécanisme d'oscillation d'étage faible dans les ossatures résistant aux moments et les ossatures contreventées en forçant la déformation non linéaire à se produire sur plusieurs étages. Pour les murs de cisaillement travaillant en flexion, on prévient un mécanisme d'oscillation de cisaillement en fournissant une résistance au cisaillement suffisante pour forcer une charnière de flexion. Les murs cédant en flexion et formant une charnière de flexion ne sont pas considérés comme étant des mécanismes d'oscillation et ne sont donc pas des irrégularités de type 6. Comme il est énoncé au paragraphe 4.1.8.10. 1), le CNB interdit ce type d'irrégularité, sauf dans les localités de faible sismicité; les forces de calcul doivent néanmoins être considérablement augmentées pour tenir compte de la concentration prévue des sollicitations.

127. Les irrégularités verticales ont toutes la caractéristique de produire des répartitions verticales non uniformes de la rigidité ou de la masse qui, à l'exception des irrégularités de type 5, sont observées dans le plan dans lequel les charges de calcul sont appliquées. Au chapitre du calcul structural, la répartition des forces sismiques sur la hauteur du bâtiment sera donc vraisemblablement très différente de la répartition théorique utilisée dans la méthode de la force statique équivalente, qui repose sur l'hypothèse que le SFRS et la masse sont uniformes sur toute la hauteur du bâtiment. Pour obtenir une répartition verticale acceptable des forces sismiques, il faut alors procéder à une analyse élastique dynamique (voir l'article 4.1.8.7.). D'autres restrictions sont imposées aux structures qui présentent des irrégularités verticales, en particulier celles des bâtiments de protection civile; ces restrictions sont présentées à l'article 4.1.8.10.

128. Les deux types d'irrégularités horizontales sont définis au tableau 4.1.8.6. :

Type 7 – Sensibilité à la torsion : Ce type d'irrégularité est observé lorsque les structures qui comportent des diaphragmes rigides sont flexibles en torsion; les efforts de torsions entraînent alors des déplacements importants. La méthode recommandée pour déterminer si un système est sensible à la torsion est décrite au paragraphe 4.1.8.11. 9). La méthode de la force statique équivalente ne tient pas compte de tout le potentiel de déplacement dans les structures sensibles à la torsion; dans ces cas, il faut procéder à une analyse dynamique, comme il est indiqué à l'alinéa 4.1.8.11. 10)b). Comme pour les irrégularités verticales, l'article 4.1.8.7. décrit les cas d'exception dans lesquels il est permis d'utiliser la méthode de la force statique équivalente.

Type 8 – Systèmes non orthogonaux : Ce type d'irrégularité est observé lorsque le SFRS n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux, alors que les charges sont théoriquement réputées agir indépendamment le long des deux axes principaux de la structure. Les exigences applicables à la direction des charges pour ce type d'irrégularité sont énoncées au paragraphe 4.1.8.8. 1).

Commentaire J

Paragraphe 4.1.8.6 2)

129. Si aucune des diverses mesures d'irrégularité décrites au tableau 4.1.8.6. n'est observée dans une structure, cette structure est considérée régulière, ce qui signifie que l'analyse peut être effectuée à l'aide de la méthode de la force statique équivalente, sauf s'il s'agit d'un bâtiment de grande hauteur présentant des périodes longues pour lesquelles les modes supérieurs dominent la réponse, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.7. 1)b).

Paragraphe 4.1.8.6. 3)

130. Sauf dans le cas des structures qui présentent une irrégularité de type 6, les bâtiments de protection civile et les bâtiments pour lesquels les périodes latérales du mode fondamental, $T_a \geq 1,0$ s et $I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0) > 0,25$, lorsque le produit $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) < 0,35$, il n'est pas nécessaire que les structures qui présentent l'une ou l'autre des irrégularités décrites au tableau 4.1.8.6. satisfassent aux dispositions mentionnées ici. Ce produit représente la valeur d'accélération spectrale de calcul pour les périodes courtes, $S(0,2)$, multipliée par le coefficient de risque, I_E ; une valeur inférieure à 0,35 indique que les mouvements sismiques du sol prévus sont relativement restreints. Par conséquent, les restrictions spécifiées pour les structures irrégulières, comme le recours à une analyse dynamique, sont considérées inutiles. Dans ces cas, les exigences sont assouplies parce que les approximations inhérentes à la méthode de la force statique équivalente sont peu susceptibles d'avoir des conséquences fâcheuses lorsque les mouvements du sol sont relativement faibles.

Indicateurs d'exigences spéciales

131. Le paragraphe 4.1.8.6. 3) renferme la première occurrence d'utilisation du produit $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ comme indicateur d'exigences spéciales de calcul ou d'analyse. La valeur la plus courante pour cet indicateur de période courte est de 0,35, bien que des valeurs de 0,20 (paragraphe 4.1.8.10. 1)) et de 0,75 (paragraphe 4.1.8.16. 5)) soient également utilisées. Le CNB de 2005 et le CNB de 2010 utilisent également le produit $I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0)$, qui a une valeur d'indication de 0,25 (paragraphe 4.1.8.10. 3)). Le tableau 4.1.8.9. spécifie les valeurs de ces indicateurs qui annoncent les restrictions d'utilisation de différents types de SFRS.
132. Pour illustrer les situations dans lesquelles ces indicateurs pourraient s'appliquer, le tableau J-3 indique les deux produits pour certaines combinaisons de localités (Vancouver, Montréal et Toronto), catégories d'emplacement (A, C et E) et coefficients de risque sismique, I_E (1,0 et 1,5). Le tableau montre que toutes les combinaisons de I_E et de catégories d'emplacement à Montréal et à Vancouver ont des valeurs de $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ supérieures à la valeur d'indication de période courte la plus courante (0,35). Pour Toronto, ces valeurs sont supérieures ou inférieures à la valeur d'indication, selon la combinaison utilisée de I_E et de catégorie d'emplacement. Pour ce qui est des mouvements du sol pour des périodes longues, la valeur d'indication de $I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0) = 0,25$ n'est pas dépassée à Toronto; à Montréal, cette valeur n'est dépassée que pour les bâtiments de protection civile construits sur des sols consistants ou plus ou moins meubles et les bâtiments construits sur des sols meubles.

Tableau J-3
Produits $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ et $I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0)$ pour Vancouver, Montréal et Toronto

Catégorie d'emplacement	I_E	$I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$			$I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0)$		
		Vancouver	Montréal	Toronto	Vancouver	Montréal	Toronto
A	1,0	0,75	0,48	0,15	0,17	0,07	0,034
	1,5	1,13	0,73	0,23	0,26	0,11	0,050
C	1,0	0,94	0,64	0,22	0,33	0,14	0,067
	1,5	1,41	0,96	0,33	0,50	0,21	0,10
E	1,0	0,89	0,79	0,46	0,61	0,29	0,14
	1,5	1,34	1,18	0,69	0,91	0,43	0,21

Méthodes d'analyse (4.1.8.7.)

Paragraphe 4.1.8.7. 1)

133. Contrairement aux éditions antérieures, les éditions de 2005 et de 2010 du CNB précisent que la méthode d'analyse dynamique est la méthode d'analyse implicite et que la méthode de la force statique équivalente ne peut être utilisée que si certains critères sont satisfaits. On privilégie la méthode dynamique parce que la réponse des structures aux séismes est dynamique et non statique; les paramètres de réponse globale (p. ex. le cisaillement maximal à la base) et leur répartition à l'intérieur de la structure sont influencés par les propriétés dynamiques de la structure et le mouvement d'entrée du sol. À cet égard, la méthode de la force statique équivalente n'est qu'une simulation statique approximative de cette réponse dynamique et n'est raisonnablement précise que dans certaines conditions bien définies. Ainsi, lorsque la structure est uniforme sur toute sa hauteur et présente une période fondamentale, T_a , relativement courte, les approximations de la période naturelle et de la répartition des forces sur la hauteur de la structure sont assez réalistes. La méthode de la force statique équivalente peut être utilisée dans une analyse si n'importe lequel des critères définis aux alinéas a), b) ou c) sont satisfaits :

Alinéa a) : Des valeurs de $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ inférieures à 0,35 représentent des mouvements du sol relativement faibles, et les approximations inhérentes à la méthode statique sont donc peu susceptibles d'avoir des conséquences graves. On peut consulter le tableau J-3, qui montre les valeurs de ce produit pour certaines combinaisons de localités, de catégories d'emplacement et de coefficients de risque. Même si la répartition des forces internes dans les structures à périodes longues (p. ex. $T_a > 2,0$ s) déterminée à l'aide de la méthode statique est erronée, dans la plupart des cas, le calcul qui en résulte sera satisfaisant dans les régions où le risque parasismique est faible.

Alinéa b) : Les structures considérées régulières (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.6. 2)) qui font moins de 60 m de hauteur et qui ont une période fondamentale de moins de 2 s peuvent être analysées à l'aide de la méthode statique. Comme il a été mentionné précédemment, les structures régulières se prêtent généralement à une analyse statique. Les critères de modification liés à la hauteur et à la période fondamentale tiennent compte du fait que les structures élancées qui présentent des périodes longues répondent aux mouvements sismiques du sol dans le deuxième mode dynamique ou dans un mode supérieur plutôt que dans le mode fondamental, qui est utilisé comme mode de calcul dans la méthode statique. C'est pourquoi une analyse dynamique doit être utilisée pour ces structures élancées à périodes longues, même si leur configuration est régulière.

Alinéa c) : Si la structure fait moins de 20 m de hauteur et a une période fondamentale de moins de 0,5 s, il est permis d'utiliser la méthode statique même si cette structure présente une irrégularité, sauf si cette irrégularité est de type 7 (sensibilité à la torsion). L'analyse statique est permise dans ces cas parce que dans les structures à périodes courtes, les irrégularités ont un effet négligeable sur la réponse dynamique et que la méthode statique spécifiée à l'article 4.1.8.11. est, par nature, assez prudente. L'exclusion des structures sensibles à la torsion (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.6. 1)) tient compte du fait que les déplacements importants imputables à la flexibilité en torsion du système structural ne sont pas régis par la période fondamentale de la structure.

Direction de la charge (4.1.8.8.)

Paragraphe 4.1.8.8. 1)

134. La source des mouvements sismiques du sol peut se trouver dans n'importe quelle direction par rapport au bâtiment. Pour que le calcul garantisse la bonne performance des éléments structuraux lorsque ceux-ci sont soumis à ces mouvements du sol, il faut donc poser comme hypothèse que les charges qui s'exercent sur le bâtiment peuvent agir dans n'importe quelle direction horizontale. Ces mouvements du sol affichent souvent des effets de directivité (c'est-à-dire des amplitudes et des fréquences différentes dans les sens parallèle et orthogonal à la rupture); en général, les directions des charges exercées sur une structure devraient être celles qui produisent l'effet le plus défavorable sur un élément structural quelconque. Dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010, on considère que, pour la plupart des configurations de bâtiment, l'application indépendante des charges spécifiées le long des deux directions orthogonales suffit à produire cet effet; l'alinéa 4.1.8.8. 1)c) énonce les exigences qui doivent être respectées lorsque cette hypothèse ne peut être appliquée.

Alinéa a) : Lorsque les composants du SFRS sont orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il faut procéder à une analyse indépendante pour chacun des deux axes principaux de la structure. Bien que cette exigence ait été énoncée dans le CNB de 1995, le Commentaire de 1995 sur les effets des séismes ne faisait référence qu'aux deux axes horizontaux, laissant ainsi entendre que ces axes étaient les axes principaux. Les concepteurs peuvent estimer qu'il suffit d'exercer leur jugement pour choisir un ensemble d'axes orthogonaux représentatifs de l'orientation prédominante des éléments du SFRS et qu'il n'est pas nécessaire de déterminer les axes principaux à l'aide des méthodes de génie mécanique (Beer et Johnston^[62]). Cependant, comme le montre DeVall,^[15] le choix des axes peut avoir un effet non négligeable sur les forces exercées dans les éléments; en choisissant un ensemble plus ou moins arbitraire d'axes orthogonaux, on risque d'obtenir des forces beaucoup moins importantes qu'en utilisant les axes principaux.

Alinéa b) : Lorsque les composants du SFRS ne sont pas orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il est permis de procéder à une analyse indépendante pour deux axes orthogonaux, quels qu'ils soient, à condition que $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ soit inférieur à 0,35. Ici encore, pour des mouvements du sol relativement faibles, l'utilisation d'un ensemble arbitraire d'axes orthogonaux est peu susceptible d'avoir un effet important sur la capacité de la structure à donner une performance satisfaisante au cours d'un séisme.

Alinéa c) : Lorsque les composants du SFRS ne sont pas orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il n'est pas permis de procéder à une analyse indépendante pour deux axes orthogonaux, quels qu'ils soient, lorsque $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ est égal ou supérieur à 0,35. Comme il a été mentionné précédemment, une analyse indépendante pour deux axes orthogonaux arbitraires peut ne pas être prudente. La méthode exigée est décrite ci-après.

Appelons les deux axes orthogonaux les axes « x » et « y ». Appelons tous les effets (p. ex. la force exercée dans un élément ou un moment) dus à l'application indépendante des charges spécifiées dans les deux directions Effet_x et Effet_y respectivement. Le calcul doit être fondé sur celle des combinaisons suivantes qui est la plus rigoureuse (soit celle qui produira la plus grande résistance des éléments) :

$$\begin{aligned} &\pm 1,00 \text{ Effet}_x \pm 0,30 \text{ Effet}_y \text{ ou} \\ &\pm 0,30 \text{ Effet}_x \pm 1,00 \text{ Effet}_y \end{aligned}$$

Bien entendu, ces effets sismiques doivent être combinés aux autres charges, conformément au paragraphe 4.1.3.2. 2).

135. Les effets directionnels combinés sont généralement faibles pour les poutres, les poutres-maîtresses, les dalles et les autres éléments horizontaux qui résistent surtout aux charges dans une seule direction, mais ils peuvent être importants pour les poteaux et les autres éléments verticaux qui résistent à des charges appliquées dans plusieurs directions (Building Seismic Safety Council^[26]).
136. Les mouvements sismiques du sol peuvent aussi présenter une composante verticale importante. L'amplitude du mouvement vertical représente ordinairement de 60 à 75 % de l'amplitude horizontale, mais on a déjà observé des cas où l'amplitude verticale était à peu près égale à l'amplitude horizontale. L'énergie est ordinairement davantage concentrée dans les hautes fréquences (périodes courtes) dans les mouvements du sol verticaux que dans les mouvements horizontaux. Étant donnée la grande rigidité des bâtiments dans le sens vertical, les périodes verticales sont très courtes et ne produisent ordinairement que peu ou pas d'amplification des mouvements verticaux du sol. Les bâtiments sont également assez résistants dans le sens vertical, et on a enregistré peu de dommages dus aux accélérations verticales. C'est pourquoi le CNB n'exige pas que les bâtiments soient conçus en fonction des mouvements verticaux du sol. Cependant, les éléments en porte-à-faux peuvent être sensibles aux accélérations verticales; l'application de charges sur les planchers et les poutres en porte-à-faux et les balcons est abordée à l'article 4.1.8.18.

Coefficients de modification de force liée à la ductilité et de sur-résistance du SFRS et restrictions générales (4.1.8.9.)

137. L'édition de 1995 du CNB spécifiait l'application d'un coefficient de modification de force, R, dans le dénominateur de la formule servant à calculer la force sismique latérale, V. Ce coefficient représentait la capacité de la structure à dissiper l'énergie par une réponse hystérétique inélastique au cours de forts mouvements sismiques du sol. Le coefficient R a souvent été assimilé à un coefficient de ductilité parce que, dans la plupart des cas, il correspond à la réponse ductile aux déplacements et à la capacité de la structure à dissiper l'énergie sous l'effet d'inversions cycliques de charges sans

perte notable de résistance ou de rigidité. Les valeurs de R variaient de 1,0, pour les systèmes très fragiles (p. ex. la maçonnerie non armée), à 4,0, pour les systèmes les plus ductiles (p. ex. les ossatures ductiles résistant aux moments en acier ou en béton armé).

138. Le CNB de 2005 et le CNB de 2010 spécifient deux coefficients de modification de force : le coefficient lié à la ductilité, R_d , et le coefficient de sur-résistance, R_o . R_d correspond au coefficient R spécifié dans l'édition de 1995 et varie de 1,0, pour les systèmes les plus fragiles, à 5,0, pour les systèmes les plus ductiles. Mitchell et al.^[11] expliquent pourquoi la valeur maximale de ce coefficient a été augmentée et décrivent les coefficients utilisés dans d'autres codes, notamment l'Eurocode 8 (CEN^[63]) et le NEHRP (Building Seismic Safety Council^[26]).

Le CNB de 2010 inclut les charpentes d'acier profilé à froid dans les SFRS, au tableau 4.1.8.9. Les coefficients de modification R_d et R_o ont été en partie déterminés à partir d'essais de charge cyclique inversée sur un mur travaillant en cisaillement et des panneaux muraux à écharpes en acier profilé à froid (Branston et al.,^[98] Al-Kharat et Rogers,^[99] Comeau et Rogers,^[100] Velchev et Rogers^[101]) et les limitations de hauteur ont été déterminées à partir d'analyses dynamiques non linéaires de différents systèmes structuraux en acier formé à froid (Boudreault et al.,^[102] Comeau et al.^[103]). Le tableau 4.1.8.9. exige que la conception parasismique et la conception des détails des structures en acier formé à froid soient effectuées conformément à la norme CAN/CSA-S136,^[104] qui renvoie à son tour à la norme AISI S213.^[104]

139. Comme l'expliquent Mitchell et al.,^[11] les structures ont de tout temps été conçues de manière que leurs éléments présentent des résistances pondérées qui sont égales ou supérieures aux effets correspondants dus aux charges pondérées. C'est pourquoi de nombreuses structures, en particulier celles qui peuvent avoir un comportement ductile, possèdent parfois une réserve considérable de résistance, ce dont on ne tient pas expressément compte dans le processus de calcul. Étant donné que dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010, les mouvements du sol sont déterminés pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, on prévoit que la capacité réelle des structures serait plus ou moins entièrement utilisée au cours d'un événement aussi rare. Par conséquent, pour ce niveau élevé de secousse, on peut raisonnablement tenir compte de la résistance de réserve dans le calcul, dans la mesure où l'existence de cette réserve peut être démontrée. Le coefficient de modification de force de sur-résistance, R_o , représente la sur-résistance assurée ou minimale qui découle de l'application des exigences de calcul et de détail prescrites dans la norme CSA pertinente, incorporée par renvoi au tableau 4.1.8.9.
140. Mitchell et al.^[11] décrivent les composants utilisés pour déterminer le coefficient R_o et montrent les calculs détaillés des valeurs assignées aux divers SFRS. Les composants qui contribuent à R_o sont : les tailles (choix restreints de tailles pour les éléments, notamment l'arrondissement des tailles et des dimensions), la différence entre les résistances nominales et les résistances pondérées, le rapport entre la résistance effective à la rupture et la résistance minimale spécifiée à la rupture, l'effet d'écroutissage et l'effet de mobilisation de toute la capacité du système structural par l'établissement d'un mécanisme d'effondrement.

Paragraphe 4.1.8.9. 1)

141. Ce paragraphe spécifie que les valeurs de R_d et de R_o devant être utilisées dans le calcul doivent être conformes aux valeurs indiquées pour divers SFRS au tableau 4.1.8.9. et que les restrictions présentées dans le tableau et toutes les exigences de la sous-section 4.1.8. doivent aussi être respectées. Pour chaque matériau structural (soit l'acier, le béton armé, le bois de construction et la maçonnerie), les descriptions des différents types de SFRS s'appliquent aux systèmes décrits dans les normes CSA correspondantes; le calcul et les détails de la structure doivent être conformes à la norme pertinente pour que les valeurs spécifiées de R_d et de R_o puissent s'appliquer.
142. Les valeurs de R_d indiquées au tableau 4.1.8.9. sont représentatives du niveau de continuité et de ductilité offert par chaque SFRS. Une valeur de R_d égale à 1,0 indique que le SFRS ne présente que peu ou pas de ductilité (des valeurs de 1,0 ont été assignées aux systèmes qui ne sont pas définis au tableau 4.1.8.9. parce que leur ductilité n'a pas encore été démontrée). Des valeurs de R_d supérieures à 1,0 signifient que le SFRS peut, dans une certaine mesure, être calculé et détaillé en fonction des déformations cycliques inélastiques spécifiées.
143. Le tableau 4.1.8.9. présente des restrictions qui sont tributaires des indicateurs d'accélération spectrale de calcul modifiée pour les périodes courtes et les périodes longues, $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ et

$I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0)$ (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.6. 3)). Comme il est mentionné dans les notes de ce tableau, les restrictions sont désignées par NP — non permis — ou par un chiffre représentant la hauteur maximale des bâtiments au-dessus du niveau du sol, en m.

144. Aucune restriction ne s'applique dans les régions de faible sismicité ($I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) < 0,2$), mais une limite de hauteur de 15 m s'applique aux SFRS qui ne sont pas définis dans les normes de la CSA mentionnées au tableau 4.1.8.9. On adopte cette démarche prudente pour limiter le risque dans le cas des systèmes structuraux inhabituels et non éprouvés. Le paragraphe 4.1.8.9. 5) indique qu'une autre démarche peut être utilisée pour ces systèmes inhabituels. Règle générale, les restrictions sont d'autant plus rigoureuses que le niveau d'accélération spectrale de calcul modifiée est élevé dans les cas des SFRS fragiles, peu ductiles ou modérément ductiles. Mitchell et al.^[11] expliquent pourquoi les diverses restrictions sont imposées à ces systèmes (aucune restriction ne s'applique aux systèmes les plus ductiles, c'est-à-dire ceux pour lesquels $R_d \geq 3,5$).
145. Lorsqu'on choisit un système structural pour un bâtiment, il faut éviter les SFRS qui présentent des écarts importants de rigidité et de ductilité dans les directions orthogonales. Ainsi, une ossature résistant aux moments qui est flexible et ductile dans une direction et des murs travaillant en cisaillement en maçonnerie peu ductiles dans l'autre direction constitueraient un mauvais choix tandis que des murs travaillant en cisaillement ductiles en béton armé et des murs travaillant en cisaillement modérément ductiles dans des directions orthogonales constitueraient un choix acceptable. Cette recommandation repose sur le fait que les déplacements sismiques produits dans les systèmes d'ossature flexibles et ductiles pourraient entraîner une défaillance dans les directions faibles des éléments relativement fragiles qui résistent aux charges dans le sens orthogonal.

Paragraphe 4.1.8.9. 2)

146. Pour chaque SFRS, la détermination de R_o et de R_d est interdépendante en ce que le produit résultant $R_d R_o$ devient une propriété inhérente d'un SFRS, et les deux paramètres ne sont plus totalement indépendants. Par conséquent, et comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.9. 2), lorsqu'une valeur précise de R_d est exigée, la valeur associée de R_o indiquée au tableau 4.1.8.9. doit être utilisée. Ainsi, il n'est pas permis d'utiliser une valeur spécifiée de R_d au tableau 4.1.8.9. et de mener ensuite une analyse indépendante pour déterminer une valeur de R_o qui serait différente de la valeur spécifiée au tableau.

Paragraphe 4.1.8.9. 3)

147. Un bâtiment peut renfermer différents types de SFRS qui sont combinés pour résister aux charges latérales, par exemple, un système structural double comportant une ossature résistant aux moments et un mur travaillant en cisaillement ou une ossature contreventée. En réalité, les éditions antérieures du CNB (p. ex. le CNB de 1985) définissaient et assignaient des paramètres à ce type de système double. Le paragraphe 4.1.8.9. 3) exige que la valeur la plus faible du produit $R_d R_o$ soit utilisée lorsque différents types de SFRS combinés agissent dans la même direction au même étage. Ainsi, la combinaison d'une ossature résistant aux moments en acier ductile dont la valeur de $R_d R_o$ est égale à 7,5 et d'une ossature contreventée concentrique modérément ductile dont la valeur de $R_d R_o$ est égale à 3,9 exigerait l'utilisation d'une valeur de $R_d R_o$ de 3,95 pour l'ensemble du SFRS. De même, la combinaison d'une ossature résistant aux moments en béton armé modérément ductile et d'un mur travaillant en cisaillement exigerait l'utilisation de la valeur la plus faible de $R_d R_o$ ($2,0 \times 1,4 = 2,8$) pour l'ensemble du SFRS. Le paragraphe 3) vise à garantir que la force sismique de calcul, V , est fondée sur le SFRS qui présente le coefficient de modification combiné le plus faible, ce qui produira la force de calcul la plus élevée. De cette façon, la réponse du système sera régie par sa partie la plus vulnérable, soit celle qui présente la combinaison la plus faible de ductilité et de sur-résistance. Les forces sismiques qui s'exercent sur les deux types de SFRS d'un système double doivent être proportionnées à la rigidité relative des systèmes à l'aide des principes de mécanique structurale. Dans le cas des systèmes doubles où les composants des SFRS ont des coefficients de modification de force liée à la ductilité, R_d , différents, il est important de s'assurer que le système le moins ductile peut résister aux déplacements du système plus ductile sans perdre de sa résistance. Par ailleurs, si des éléments structuraux sont communs aux deux types de SFRS, le détail de ces éléments doit répondre aux exigences applicables au système le plus ductile.
148. Pour les systèmes doubles décrits ci-dessus, il est permis de calculer la structure de manière que 100 % de la charge sismique soit supportée par le système qui présente la valeur la plus élevée de $R_d R_o$. Lorsque cette démarche de calcul est utilisée, le paragraphe 4.1.8.3. 5) spécifie que

l'autre système, qui ne fait désormais pas partie du SFRS, doit être conçu de manière à conserver sa fonctionnalité, c'est-à-dire à supporter les charges dues à la pesanteur, tout en subissant les déformations produites par le séisme.

Paragraphe 4.1.8.9. 4)

149. La conception d'un bâtiment peut aussi incorporer différents types de SFRS sur toute la hauteur. On peut ainsi utiliser une ossature résistante aux moments ductile en acier ou en béton ayant une valeur de $R_d R_o$ élevée pour la tour supérieure d'un bâtiment et un mur ou une ossature contreventée nominale ductile ayant une valeur de $R_d R_o$ faible pour la base.
150. Les variations verticales des valeurs de $R_d R_o$ le long de la hauteur du bâtiment ont été introduites pour permettre une approche de conception pratique pour de nombreux cas courants où le maintien de la valeur de $R_d R_o$ sur toute la hauteur du bâtiment est peu faisable et n'est pas nécessaire à un bon comportement structural au cours d'un séisme. Des exemples de ces cas sont fournis ci-dessous :
- a) un système latéral ductile sur des fondations non ductiles, un cas qui a été reconnu dans les éditions antérieures du CNB et dont l'exigence de conception est simplement que la résistance pondérée des fondations doit être supérieure à la résistance aux charges latérales du système résistant aux charges latérales supportées;
 - b) une structure au-dessus du niveau du sol et ductile résistante aux charges latérales avec une structure en dessous du niveau du sol forte et rigide entourée de murs;
 - c) une haute structure ductile sur une base au-dessus du niveau du sol basse, en particulier une base qui contient des murs et des éléments latéraux additionnels;
 - d) une structure ductile de murs travaillant en cisaillement à ossature de bois au-dessus d'une structure en béton rigide et nominale ductile de 1 ou 2 étages.
151. Il n'est pas approprié de simplement prendre une répartition linéaire des charges statiques ou dynamiques basée sur $R_d R_o = 1,0$ et de diviser les charges des étages supérieurs par les valeurs de $R_d R_o$ élevées et les charges des étages inférieurs par les valeurs de $R_d R_o$ faibles.

De manière générale, une analyse non linéaire est requise. Une approche linéaire simple, approximative et prudente est toutefois décrite ci-dessous pour deux cas spéciaux.

- 1) Pour les structures régulières où le changement de $R_d R_o$ est près du niveau moyen du sol, analyser la structure entière au moyen de la méthode de la réponse modale ou statique équivalente pour les deux valeurs de $R_d R_o$, et concevoir la partie supérieure de la structure en fonction des forces calculées au moyen des valeurs de $R_d R_o$ élevées et la partie inférieure en fonction des plus élevées des forces suivantes :
 - a) les forces de la structure entière calculées au moyen de la valeur de $R_d R_o$ faible; et
 - b) les forces liées à la résistance aux charges latérales de la structure au-dessus.
 Il n'est pas nécessaire que les forces de calcul dépassent les forces calculées pour $R_d R_o$ égal à 1,3, sauf qu'un étage faible n'est pas permis.
- 2) Pour les structures ayant les caractéristiques précisées à l'alinéa 150 d) et pour lesquelles la rigidité du ou des étages inférieurs est supérieure à trois fois celle de chacun des étages supérieurs :
 - a) utiliser la méthode d'analyse dynamique du spectre de réponse et suivre ensuite les étapes décrites à l'alinéa 151 a); ou
 - b) utiliser la méthode des forces statiques équivalentes lorsqu'elle est permise et traiter la structure supérieure comme un bâtiment séparé avec une base fixe commençant au haut de la structure inférieure; analyser cette structure du point de vue des forces calculées au moyen des valeurs de $R_d R_o$ élevées et de la période appropriée à la hauteur; traiter la structure inférieure comme un bâtiment séparé de faible hauteur avec une période appropriée à sa hauteur; analyser ce bâtiment de faible hauteur du point de vue des forces de période courte divisées par les valeurs de $R_d R_o$ faibles et ajouter à ces forces les forces générées en prenant la résistance aux charges latérales calculée à la base à la portion supérieure et en l'appliquant comme une charge au haut de la portion inférieure.

Il n'est pas nécessaire que les forces de calcul dépassent les forces calculées pour $R_d R_o$ égal à 1,3, sauf qu'un étage faible n'est pas permis.

Pour tous les cas de structures avec des variations verticales de $R_d R_o$, la hauteur totale du bâtiment ne doit pas dépasser la limite établie pour les valeurs de $R_d R_o$ élevées et la portion inférieure du bâtiment ne doit pas dépasser la limite de hauteur établie pour les valeurs de $R_d R_o$ faibles.

Paragraphe 4.1.8.9. 5)

152. Au tableau 4.1.8.9, on identifie uniquement les systèmes structuraux les plus courants et les valeurs de R_d et de R_o qui leur sont assignées. Si un SFRS qui n'est pas expressément défini dans ce tableau est utilisé, alors une valeur de $R_d = R_o = 1,0$ doit être utilisée aux fins du calcul; cette exigence est fondée sur l'hypothèse que les systèmes qui n'ont pas été décrits doivent être calculés avec prudence. S'il peut être démontré par des essais, des recherches et des analyses que la performance d'un système structural donné est au moins équivalente à celle d'un SFRS mentionné au tableau 4.1.8.9., le paragraphe 4.1.8.9. 5) permet alors l'utilisation des valeurs assignées à ce SFRS équivalent.
153. La démarche la plus courante pour l'établissement de la valeur appropriée de R_d consiste à effectuer des essais cycliques sur les éléments et les sous-assemblages du système structural, c'est-à-dire à leur faire subir un certain nombre de cycles d'inversion de déformations qui augmentent jusqu'à ce que toute la résistance soit mobilisée. L'évaluation subséquente des résultats d'essai et l'analyse des configurations types de bâtiments qui comprennent ces éléments ou sous-assemblages sont ensuite utilisées pour déterminer la performance prévue du bâtiment, en particulier sa réponse ductile aux déplacements. Des exemples de ces démarches sont donnés dans Mitchell et Paultre^[65] et Rahgozar et Humar.^[66] Le paragraphe 4.1.8.9. 5) précise que la performance de ce système doit être au moins équivalente à celle des systèmes décrits au tableau 4.1.8.9. pour qu'il lui soit assigné une valeur de R_d qui correspond à celle de ce système équivalent.
154. Le coefficient de sur-résistance, R_o , peut être déterminé à l'aide de la méthode décrite par Mitchell et al.^[11] Il faut prendre des précautions pour s'assurer que les valeurs minimales assurées des divers coefficients sont utilisées. Certains de ces coefficients peuvent être déterminés par une évaluation plus poussée des résultats des essais menés aux fins de la détermination de la valeur de R_d et doivent, dans tous les cas, être fondés sur des hypothèses qui sont compatibles avec les résultats de ces essais. Ici encore, la valeur de R_o déterminée de cette façon doit correspondre à celle du système équivalent décrit au tableau 4.1.8.9.

Restrictions additionnelles (4.1.8.10.)

Paragraphe 4.1.8.10. 1)

155. Comme il a été mentionné précédemment (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.6. 1)), les structures qui présentent une « discontinuité de la résistance – étage faible » (irrégularité de type 6 au tableau 4.1.8.6.) sont particulièrement vulnérables aux dommages et à l'effondrement au cours des mouvements sismiques du sol. Le paragraphe 4.1.8.10. 1) interdit ce type de structure sauf dans les régions de faible sismicité, où l'accélération spectrale de calcul pour les périodes courtes modifiée par le coefficient de risque $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ est inférieure à 0,2. Lorsque ces structures sont utilisées dans ces régions de faible sismicité, il faut multiplier les forces utilisées dans le calcul du SFRS par $R_d R_o$ pour s'assurer que le système structural demeure élastique lorsqu'il est soumis aux mouvements de calcul du sol. L'alinéa 4.1.8.10. 2)b) interdit les irrégularités de type 6 dans les bâtiments de protection civile, même dans les régions de faible sismicité.

Paragraphe 4.1.8.10. 2)

156. Comme il est indiqué à l'article 4.1.8.5., on accorde une attention particulière aux bâtiments de protection civile en spécifiant un coefficient de risque I_E de 1,5. Le paragraphe 4.1.8.10. 2) impose par ailleurs d'autres restrictions au calcul du SFRS de ces bâtiments. Ces restrictions ont pour but d'améliorer la probabilité que ces bâtiments demeureront opérationnels immédiatement après un séisme en éliminant les formes ou les types de structures les plus vulnérables.

Alinéa a) : Cet alinéa interdit la plupart des irrégularités dans les bâtiments de protection civile dans les régions de sismicité modérée à élevée, c'est-à-dire lorsque l'accélération spectrale de calcul pour les périodes courtes modifiée par le coefficient de risque $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ est égale ou supérieure à 0,35. Les irrégularités interdites — des types 1, 3, 4, 5 et 7 au tableau 4.1.8.6. — sont celles qui sont caractérisées par des discontinuités géométriques ou des irrégularités

de la rigidités susceptibles de donner lieu à des concentrations localisées de déformations non élastiques.

Alinéa b) : Cet alinéa interdit les irrégularités de type 6, « discontinuité de la résistance — étage faible », dans les bâtiments de protection civile.

Alinéa c) : Cet alinéa exige que les bâtiments de protection civile comportent un SFRS dont la valeur de R_d est égale ou supérieure à 2,0. Ces systèmes ont au moins une certaine ductilité, qui leur confère une capacité minimale de dissipation de l'énergie par déformation non élastique, ce qui offre une certaine protection contre les mouvements du sol qui dépassent le niveau de calcul.

Alinéa d) : Cet alinéa empêche la construction d'un étage flexible dans un bâtiment de protection civile en exigeant que la rigidité de tout étage d'appui ne soit pas inférieure à celle de l'étage situé au-dessus.

Paragraphe 4.1.8.10. 3)

157. Ce paragraphe exige que, pour $I_E \cdot F_v \cdot S_a(1,0) > 0,25$ lorsque les périodes latérales du mode fondamental, $T_{a1} \geq 1,0$ s, les murs qui font partie du SFRS soient continus de leur sommet jusqu'aux fondations et qu'ils ne comportent pas de discontinuités en plan ou de décalages latéraux (irrégularités de types 4 et 5 au tableau 4.1.8.6.). On interdit ces discontinuités afin de permettre à ces murs, qui sont ordinairement réputés faire partie du SFRS dans les bâtiments de hauteur moyenne et de grande hauteur, de fonctionner efficacement pendant les fortes secousses sismiques.

Méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.7. (4.1.8.11.)

Paragraphe 4.1.8.11. 1)

158. Comme il est décrit dans la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.7., la méthode de la force statique équivalente peut être utilisée dans certaines conditions au lieu d'une analyse dynamique pour déterminer les effets des séismes sur les calculs, c'est-à-dire les forces qui s'exercent dans les éléments et les déformations structurales. Le paragraphe 4.1.8.11. 1) spécifie que les charges sismiques statiques doivent être déterminées conformément à l'article 4.1.8.11. Les charges latérales doivent être appliquées à un modèle mathématique linéaire du SFRS dans les directions spécifiées à l'article 4.1.8.8. Le modèle doit répondre aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8), notamment en ce qui a trait à la modélisation de l'interface entre le SFRS et la fondation. Une description détaillée de la méthode statique spécifiée à l'article 4.1.8.11. est présentée dans l'ouvrage de Humar et Mahgoub.^[14]
159. L'application des charges statiques spécifiée à l'article 4.1.8.11. vise à fournir une approximation rationnelle des effets dynamiques. Comme il est mentionné dans d'autres articles de la sous-section 4.1.8., cette approximation peut ne pas être valable dans certaines circonstances, et il faut alors procéder à une analyse dynamique. Plus précisément, l'application des charges dans la méthode statique suppose que la réponse de la structure se situe surtout dans le mode fondamental; on intègre ensuite les effets de l'apport des modes supérieurs en modifiant le comportement dans le mode fondamental. Si la réponse ne se situe pas principalement dans le mode fondamental, comme dans le cas des structures allongées et flexibles à périodes longues, la méthode statique n'est pas valable, et une analyse dynamique doit être effectuée, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.7. 1)b).

Paragraphe 4.1.8.11. 2)

160. Pour une structure présentant des périodes latérales du mode fondamental, T_{a1} , la force sismique latérale minimale, V — souvent appelée « cisaillement à la base de calcul » — doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$V = S(T_{a1}) M_v I_E W / (R_d R_o)$$

où

$I_E S(T_{a1})$ est la réponse spectrale de l'accélération modifiée par le coefficient de risque, qui est ensuite multipliée par le poids, W , et représente la force maximale exercée dans un système élastique à un seul degré de liberté présentant une période T_{a1} ;

M_v est un multiplicateur qui tient compte de l'apport des modes supérieurs à la réponse dynamique effective de la structure (le produit $S(T_a)M_vI_EW$ représente la force maximale exercée dans un système élastique présentant une période fondamentale T_a); et R_dR_o est le coefficient de modification de force, qui tient compte à la fois de la ductilité et de la sur-résistance, comme il est expliqué dans la section du commentaire qui porte sur l'article 4.1.8.9. (la raison pour laquelle on réduit la force maximale en ajoutant ce produit au dénominateur de l'expression de V est expliquée dans Mitchell et al.^[11]).

Alinéa a) : Bien qu'il soit prévu que l'accélération spectrale de calcul, $S(T)$, pour les périodes de plus de 4,0 s continuera de diminuer à mesure que la période augmente, une incertitude importante est associée à sa valeur pour des périodes aussi longues. Le paragraphe 4.1.8.4. 7) spécifie donc que l'accélération spectrale pour des périodes supérieures à 4,0 s doit égaler sa valeur à 4,0 s. Par conséquent, le paragraphe 4.1.8.11. 2) spécifie une valeur minimale de V , qui correspond à sa valeur lorsque $T = 4,0$ s.

Alinéa b) : Pour les structures à période longue dans lesquelles le SFRS est constitué d'ossatures résistant aux moments, d'ossatures contreventées ou d'autres systèmes, on peut craindre que la demande de ductilité puisse ne pas être répartie uniformément le long de la hauteur du SFRS et que la concentration de cette demande dans un étage unique puisse mener à un effondrement précoce. Pour minimiser la possibilité d'une telle concentration, l'alinéa b) spécifie pour ces systèmes une valeur minimale de V qui est égale à sa valeur à $T = 2,0$ s.

Alinéa c) : L'application de la formule au calcul de V produit des valeurs très élevées de V pour de courtes périodes (comparativement aux valeurs calculées à l'aide de la formule indiquée dans le CNB de 1995) pour les raisons suivantes :

- i) le risque est désormais calculé pour une probabilité de dépassement plus faible, soit de 2 % en 50 ans plutôt que de 10 % en 50 ans
- ii) l'utilisation des réponses spectrales de l'accélération plutôt que des accélérations maximales amplifiées du sol produit une courbe de réponse qui présente un rapport plus élevé entre les valeurs pour les périodes courtes et longues, principalement parce que le coefficient d'amplification appliqué aux accélérations maximales du sol dans le CNB de 1995 était trop faible. Ce problème était encore plus marqué dans les régions où le rapport de vitesse de la zone, Z_a , est supérieur à Z_v parce que les valeurs pour les périodes courtes du coefficient de réponse sismique, S , reposaient sur une différence théorique d'une seule zone entre Z_a et Z_v même s'il y a de nombreuses localités où la différence est de deux zones (p. ex. à Ottawa et à Montréal où $Z_a = 4$ et $Z_v = 2$); et
- iii) pour les catégories d'emplacement caractérisées par un sol plus meuble que la catégorie de référence C, le coefficient d'emplacement en fonction de l'accélération pour des périodes courtes $F_a > 1$ pour les localités de sismicité faible à modérée a une valeur maximale de 2,1 pour la catégorie d'emplacement E dans les localités où $S_a(0,2) \leq 0,25$. Le CNB de 1995 imposait un plafond pour les périodes courtes, qui limitait le cisaillement à la base à la valeur calculée pour le coefficient de fondation $\bar{F} = 1$, même lorsque le coefficient effectif spécifié était plus élevé.

L'expérience a montré qu'il est rare que des structures à courtes périodes bien conçues, même si elles présentent une ductilité limitée, subissent des dommages au cours d'un séisme. Une des raisons qui expliquent cette performance est que les dommages sont surtout dus à la déformation et non à des niveaux élevés de force; les déformations sont peu importantes parce que, pour des périodes courtes, les déplacements spectraux sont infimes. Par ailleurs, l'excitation effective de ces structures est susceptible d'être inférieure aux accélérations spectrales spécifiées en raison de certains facteurs, comme les dimensions des fondations finies et la dissipation d'énergie à l'interface de la fondation et de la structure, par exemple, par glissement.

Les structures à périodes courtes tendent à avoir des sources de résistance et de déformabilité, qui ne sont pas facilement quantifiables dans une analyse simplifiée et qui augmentent leur capacité à traverser des tremblements de terre majeurs (Standards New Zealand^[67]). Par nature, ces structures sont rigides et n'atteignent donc jamais des niveaux de déformation qui causent des dommages importants, en particulier si le système structural présente une certaine ductilité. Bien entendu, les structures à périodes courtes très fragiles n'auraient pas un comportement aussi satisfaisant parce qu'une fissuration pourrait entraîner une défaillance sans déformation notable.

Compte tenu de ce qui précède, le CNB de 2005 et le CNB de 2010 renferment un coefficient fondé sur l'expérience de 2/3, dont l'application permet de limiter les forces dans tous les systèmes

structuraux, sauf les plus fragiles. Il n'est pas nécessaire que le cisaillement à la base dépasse la valeur suivante pour un SFRS dont la valeur de R_d est égale ou supérieure à 1,5 :

$$V_{\max} = (2/3) S(0,2) I_E W / (R_d R_o)$$

Le coefficient de mode supérieur, M_v , est absent de l'expression ci-dessus parce que sa valeur est de 1,0 pour toutes les périodes inférieures à 1,0 s (voir le tableau 4.1.8.11.).

D'autres codes du bâtiment réduisent également les charges sismiques calculées sur la base de l'expérience. Le NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]), qui utilise aussi un risque calculé pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, applique un coefficient de 2/3 à toutes les structures pour toutes les périodes, sur la base d'une marge de limite inférieure empirique contre l'effondrement d'environ 1,5, qui est inhérent aux structures calculées conformément aux dispositions du NEHRP. Le New Zealand Code of Practice de 1992 (Standards New Zealand^[67]) spécifie un multiplicateur de 0,67 dans l'expression du cisaillement statique à la base; on a décidé d'utiliser ce coefficient, entre autres, parce que l'expérience a montré au cours des séismes passés qu'en moyenne, les bâtiments subissent moins de dommages que ne le prédisent les calculs simplifiés.

Paragraphe 4.1.8.11. 3)

161. L'expression pour le cisaillement à la base tient compte de la réponse spectrale de l'accélération de calcul pour la période latérale du mode fondamental, T_a , appliquée dans la même direction que la charge. La détermination de T_a est particulièrement importante dans la plage des périodes courtes à moyennes ($0,2 \text{ s} \leq T \leq 1,0 \text{ s}$) où le gradient de $S_a(T)$ en fonction de T fléchit brusquement. Dans la plupart des cas, il est permis d'utiliser une formule empirique approximative de calcul de T_a fondée sur la géométrie du bâtiment (hauteur ou nombre d'étages). Ces formules empiriques sont spécifiées aux alinéas 4.1.8.11. 3)a) et b) (Saatcioglu et Humar^[12] expliquent la raison de ces approximations) tandis que l'alinéa c) propose une autre démarche pour les utiliser. La période déterminée au moyen des formules empiriques doit être utilisée seulement pour estimer les charges sismiques de calcul et ne devrait pas servir à déterminer les forces dues au vent.

Alinéa a) : Les formules applicables aux ossatures résistant aux moments sont à peu près identiques à celles qui sont présentées dans le CNB de 1995, mais la formule axée sur la hauteur doit être utilisée pour les ossatures résistant aux moments en acier et en béton; la formule fondée sur le nombre d'étages ne peut être utilisée que pour les autres ossatures résistant aux moments tandis que le CNB de 1995 en permet l'utilisation pour tous les types d'ossatures résistant aux moments.

Alinéa b) : On a élaboré une nouvelle formule pour les ossatures contreventées parce que la formule spécifiée à l'alinéa c) s'est révélée indûment prudente.

Alinéa c) : La formule applicable aux murs et autres structures est désormais fondée sur la hauteur, comme celle qui s'applique aux ossatures résistant aux moments en acier et en béton et ne tient plus compte de la longueur du mur ou de l'ossature contreventée, D_s , comme c'était le cas dans le CNB de 1995 (la détermination de la valeur appropriée de D_s posait des problèmes pour de nombreux systèmes structuraux).

Alinéa d) : On peut aussi utiliser des méthodes de génie mécanique établies pour déterminer T_a . Désormais, il est toutefois exigé que ces méthodes reposent sur un modèle de structure approprié, dont les principales caractéristiques sont indiquées au paragraphe 4.1.8.3. 8) (voir la section du commentaire qui porte sur ce paragraphe). Même si ces exigences de modélisation sont respectées, les périodes calculées tendent encore à être plus longues que les périodes mesurées dans les structures réelles parce que la modélisation ne tient généralement pas compte des éléments non structuraux qui peuvent raidir la structure. L'utilisation de périodes calculées qui sont plus longues que les périodes réelles produit des forces sismiques de calcul peu prudentes parce que l'accélération spectrale de calcul diminue en proportion inverse de la période, ce qui entraîne une réduction du cisaillement à la base de calcul. Pour prévenir le calcul de périodes trop longues, l'alinéa d) exige que les périodes calculées pour des ossatures résistant aux moments ne soient pas supérieures à 1,5 fois la valeur déterminée à l'aide de la formule empirique indiquée à l'alinéa a), à 2,0 fois la valeur déterminée à l'alinéa b) pour les ossatures contreventées et à 2,0 fois la valeur établie à l'alinéa c) pour les murs travaillant en cisaillement (cette limite plus élevée est permise pour les murs travaillant en cisaillement parce

que les études ont montré que les périodes calculées pour ces murs à l'aide des méthodes de génie mécanique sont comparables aux valeurs mesurées (Saatcioglu et Humar^[12])).

Bien qu'il puisse être prudent d'utiliser des périodes plus courtes au moment de déterminer les forces de calcul, on peut obtenir l'effet inverse lorsqu'on calcule les flèches. L'utilisation de périodes irréalistes peut entraîner une sous-estimation importante des flèches latérales et des glissements entre étages, ce qui pourrait poser un problème dans le cas des systèmes structuraux flexibles, dans lesquels les déformations sont susceptibles de régir la performance, notamment les ossatures résistant aux moments.

Les limites supérieures spécifiées pour les périodes calculées à l'alinéa d) tiennent compte de la possibilité que la structure réelle soit plus rigide que le modèle utilisé pour calculer la période et puisse être soumise à des forces sismiques plus élevées. Les flèches calculées en appliquant ces forces plus élevées sur le modèle flexible sont plutôt prudentes. Pour des raisons d'uniformité, on devrait utiliser le même modèle pour le calcul des flèches et de la période et donc, des forces sismiques. Par conséquent, pour le calcul des flèches, il est permis d'utiliser la période déterminée à l'alinéa d) sans tenir compte de la limite supérieure spécifiée. Toutefois, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 2), la force minimale en fonction de laquelle les flèches sont calculées devrait être celle qui correspond à une période de 4 s pour les murs, les murs couplés et les systèmes mur-ossature et à 2 s pour les ossatures résistant aux moments, les ossatures contreventées et autres systèmes. Par conséquent, l'alinéa 4.1.8.11. 3)d) spécifie des limites supérieures pour les périodes calculées de 4 s et de 2 s.

Paragraphe 4.1.8.11. 4)

162. Le poids, W , utilisé dans la formule servant à calculer le cisaillement à la base correspond à la somme des poids de tous les étages. Comme le poids représente la masse dans ce calcul, il est défini à l'article 4.1.8.2. comme la charge permanente (voir la définition à l'article 4.1.4.1.), plus 25 % de la charge due à la neige, plus 60 % du poids de stockage pour les aires d'entreposage (il n'est pas nécessaire de considérer les garages de stationnement comme des aires d'entreposage), plus le contenu total de tous les réservoirs. Si le calcul d'un bâtiment tient compte des masses permanentes qui sont ordinairement comprises dans la définition des surcharges, le poids de ces masses doit alors être pris en compte dans le calcul de W .

Paragraphe 4.1.8.11. 5)

163. Comme il a été mentionné précédemment (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.11. 2)), dans le calcul du cisaillement statique à la base, le cisaillement dans un système à un seul degré de liberté est transformé en cisaillement dans un système à plusieurs degrés de liberté par l'application du coefficient M_v , qui tient compte de l'apport des modes supérieurs à la réponse dynamique de la structure. La mesure dans laquelle les modes supérieurs participent à cette réponse est fonction du type de système structural, de la période fondamentale de la structure et de la forme de la réponse spectrale de l'accélération, $S_a(T)$, qui varie en fonction de la période. Le tableau 4.1.8.11. spécifie les valeurs de M_v pour différentes combinaisons de ces paramètres; la forme spectrale est représentée par le rapport $S_a(0,2)/S_a(2,0)$. La méthode employée pour calculer M_v et l'analyse qui produit les valeurs spécifiées dans ce tableau sont décrites dans Humar et Mahgoub.^[14] Pour ce qui est du rapport $S_a(0,2)/S_a(2,0)$, les valeurs inférieures à 8,0 et égales ou supérieures à 8,0 sont surtout associées au risque parasismique des régions actives de l'ouest et de l'est du Canada, respectivement.
164. Le tableau 4.1.8.11. montre que les effets des modes supérieurs sont plus marqués pour les structures à périodes longues, comme les murs, pour lesquelles M_v a une valeur maximale de 3,0 lorsque $S_a(0,2)/S_a(2,0) > 8,0$. $M_v = 1,0$ pour toutes les structures présentant des périodes inférieures ou égales à 1,0 s; il n'y a pas d'effet des modes supérieurs pour ces structures. En fait, pour les structures à périodes courtes (soit des périodes de 0,5 s ou moins), Humar et Mahgoub^[14] montrent que la valeur calculée de M_v est généralement de 0,8 ou moins. On bénéficie d'une réduction du cisaillement à la base en procédant par analyse dynamique; le paragraphe 4.1.8.12. 6) permet en effet que le cisaillement à la base déterminé par une analyse dynamique soit ramené à 80 % de la valeur déterminée par une analyse statique pour les structures régulières.
165. Les effets des modes supérieurs tendent à augmenter le cisaillement à la base (par rapport à la valeur calculée pour une structure à un seul degré de liberté) dans les structures à périodes longues. Si on utilise le coefficient M_v pour tenir compte de ces effets dans le calcul du cisaillement à la base,

on risque également de surévaluer les moments de renversement dans la structure. Bien que l'apport des modes supérieurs au cisaillement à la base puisse être important, l'apport correspondant des modes supérieurs au moment de renversement est relativement faible. Il faut donc, pour compenser, réduire les moments de renversement. Le coefficient de réduction du moment de renversement à la base, J , est indiqué au tableau 4.1.8.11. Humar et Mahgoub^[14] décrivent l'analyse et montrent les résultats qui produisent ces valeurs.

Paragraphe 4.1.8.11. 6)

166. Dans la méthode statique, il faut calculer la valeur de la force latérale équivalente, V , conformément au paragraphe 4.1.8.11. 2), et la répartition de cette charge sur la hauteur du bâtiment. Lorsque la réponse dynamique est surtout dans le premier mode, comme dans le cas des structures à périodes courtes, la forme de cette réponse dans le mode fondamental pour les structures régulières (c'est-à-dire celles dont la masse et la hauteur d'étage sont uniformes) est très proche d'une ligne droite, ce qui signifie que la réponse est proportionnelle à la hauteur au-dessus de la base de la structure. Étant donné qu'il existe ordinairement une certaine variation dans la hauteur d'étage et le poids d'étage, le paragraphe 4.1.8.11. 6) exige que les forces qui agissent à chaque étage soient proportionnelles au poids de l'étage multiplié par la hauteur, mesurée à partir de la base :

$$V_x \propto w_x h_x / \sum w_i h_i$$

167. Cependant, pour des périodes fondamentales, T_a , modérées à longues, cette répartition en triangle inversé des charges ne tient pas compte de l'effet des modes supérieurs, même si la valeur de V tenait compte de ces effets. On tient compte de l'effet de la réponse dans un mode supérieur sur la répartition de la charge, qui tend à augmenter le cisaillement dans les étages supérieurs, en exigeant qu'une partie du cisaillement à la base, F_t , soit appliqué sous forme de charge concentrée au sommet de la structure, le reste du cisaillement étant réparti de la manière indiquée ci-dessus. L'expression qui en résulte pour la force exercée à un niveau quelconque « i » doit être calculée comme suit :

$$F_x = (V - F_t) W_x h_x / \left(\sum_{i=1}^n W_i h_i \right)$$

La valeur de la force concentrée, F_t , dépend de la période fondamentale, T_a :

$$\begin{aligned} F_t &= 0 && ; T_a \leq 0,7 \text{ s} \\ F_t &= 0,07 T_a V && ; 0,7 \text{ s} < T_a < 3,6 \text{ s} \\ F_t &= 0,25 V && ; 3,6 \text{ s} \leq T_a \end{aligned}$$

Humar et Mahgoub^[14] expliquent pourquoi cette répartition est acceptable aux fins des calculs.

Paragraphe 4.1.8.11. 7)

168. Comme il a été mentionné précédemment, le tableau 4.1.8.11. indique le coefficient de réduction du moment de renversement, J , qui doit être appliqué à la base de la structure pour compenser la surestimation des effets des modes supérieurs sur les moments de renversement. Un coefficient de réduction doit non seulement être appliqué au moment de renversement à la base mais aussi aux

moments de renversement à d'autres niveaux de la structure. Le paragraphe 4.1.8.11. 7) exige que le coefficient J_x appliqué au niveau x soit calculé comme suit :

$$J_x = 1,0 \quad \text{pour } h_x \geq 0,6h_n$$
$$J_x = J + (1 - J) (h_x/0,6h_n) \quad \text{pour } h_x < 0,6h_n$$

Comme il est indiqué dans les expressions ci-dessus, aucune réduction n'est appliquée aux 40 % supérieurs de la hauteur du bâtiment, et, en deçà de cette hauteur, le coefficient de réduction, J , subit une variation linéaire à la base. Le coefficient J_x doit être appliqué en tant que multiplicateur au moment de renversement normalement calculé au niveau x .

Paragraphe 4.1.8.11. 8)

169. Bien que les charges statiques F_x définies à l'article 4.1.8.11. doivent être appliquées horizontalement à un modèle mathématique bidimensionnel de la structure, la structure réelle est tridimensionnelle et répond à la fois latéralement et en torsion aux mouvements sismiques du sol. Les observations faites au cours de tremblements de terre ont révélé que les vibrations en torsion sont souvent une source de dommages importants (Esteve^[68] et Mitchell et al.^[69]). Le paragraphe 4.1.8.11. 8) exige que le calcul de la structure tienne compte des effets de torsion parallèlement aux effets dus aux charges latérales statiques. Comme il est indiqué à l'article 4.1.8.3., les effets sismiques sont pris en compte dans une analyse indépendante dans deux directions orthogonales; les deux sources de torsion décrites aux alinéas 8)a) et b) doivent être prises en compte dans ces deux analyses indépendantes.

170. Étant donné que la méthode statique est, par définition, une méthode d'analyse élastique, les effets de torsion décrits au paragraphe 4.1.8.11. 8) sont fondés sur un comportement élastique. Cependant, comme il a été souligné précédemment dans ce commentaire, les structures soumises à des mouvements du sol dont la probabilité de dépassement est de 2 % en 50 ans devraient avoir un comportement inélastique. L'application du coefficient de modification R_d est une façon simplifiée de tenir compte de l'effet d'une réponse inélastique sur la réponse latérale; il n'existe pas de méthode comparable pour simplifier les effets d'un comportement inélastique sur la réponse en torsion. Ces effets sont examinés par Humar, Yavari et Saatcioglu^[16] qui montrent que, dans la plupart des cas, la sollicitation ductile aux extrémités des bâtiments asymétriques — soit les endroits où les déformations sont les plus importantes — n'est pas plus marquée que dans des bâtiments symétriques comparables ou des bâtiments équilibrés en torsion.

Alinéa a) : Les mouvements de torsion sont observés dans les structures asymétriques, soit celles dont le centre de rigidité à chaque niveau du système structural ne coïncide pas avec le centre de gravité à ces niveaux. Les centres de rigidité sont définis comme l'ensemble des positions pour chaque étage auxquelles l'application de toutes les forces latérales ne produit qu'une flèche latérale à tous les étages. Lorsqu'une structure asymétrique répond à une excitation dynamique, comme un mouvement sismique du sol, il peut également y avoir une amplification dynamique du mouvement de torsion.

Alinéa b) : Les mouvements de torsion peuvent aussi se produire dans les structures nominalelement symétriques en raison de l'incertitude liée à la détermination des centres de gravité et de rigidité, de l'imprécision des dimensions mesurées des éléments structuraux ou des variations dans les propriétés des matériaux, par exemple, le module d'élasticité. Une autre source de vibration en torsion dans les structures nominalelement symétriques est le mouvement de rotation du sol (Rutenberg et Heidebrecht^[70]). Collectivement, ces sources sont appelées « torsion accidentelle ».

Paragraphe 4.1.8.11. 9)

171. On peut tenir compte des effets de torsion dans une analyse statique si la structure ne présente pas de sensibilité à la torsion, ce qui peut être établi à l'aide de la démarche décrite au paragraphe 4.1.8.11. 9). La détermination de la sensibilité à la torsion exige une analyse statique utilisant un modèle élastique tridimensionnel du SFRS, dans lequel les charges latérales statiques exercées à chaque niveau sont appliquées à des distances de $\pm 0,10 D_{nx}$ des centres de gravité, où D_{nx} est la dimension plane du bâtiment à l'étage x perpendiculairement à la direction de la charge sismique considérée. Un paramètre B_x est calculé à chaque étage; ce paramètre représente le rapport du déplacement latéral maximal à l'une des deux extrémités à la moyenne des déplacements à ces deux

extrémités. Le paramètre de sensibilité à la torsion, B , pour l'ensemble du bâtiment correspond à la valeur maximale de toutes les valeurs de B_x pour les deux directions orthogonales d'application des charges. Il n'est pas nécessaire de tenir compte de la valeur de B_x pour les constructions hors toit à un étage dont le poids est inférieur à 10 % du poids du niveau sous-jacent parce que les constructions de masse faible ont un effet négligeable sur les caractéristiques générales de torsion d'une structure.

172. La détermination de la sensibilité à la torsion ne s'applique qu'aux structures qui comportent des diaphragmes rigides, comme il est indiqué au tableau 4.1.8.6. Les structures qui sont dotées de diaphragmes flexibles sont conçues de manière que les charges, y compris les effets de torsion accidentelle, soient réparties entre les éléments verticaux, suivant le concept de surface tributaire. On doit tenir compte de la torsion accidentelle en déplaçant le centre de gravité de $\pm 0,05 D_{nx}$ et en utilisant la plus élevée des charges sismiques pour le calcul de chaque élément vertical.

Paragraphe 4.1.8.11. 10)

173. Dans les structures rigides en torsion, les valeurs de B sont faibles, et dans les structures flexibles en torsion, ces valeurs sont élevées. Comme le montrent Humar, Yavari et Saatcioglu,^[16] la méthode statique décrite à l'alinéa 4.1.8.11. 10)a) pour la détermination des effets de torsion n'est valable que pour les bâtiments qui sont relativement rigides en torsion, c'est-à-dire ceux pour lesquels $B \leq 1,7$. Lorsqu'un bâtiment est flexible en torsion, c'est-à-dire lorsque $B > 1,7$, on ne peut prédire de façon fiable les déplacements dynamiques produits par la torsion à l'aide de mesures statiques de l'excentricité. Comme les déplacements produits dans les structures flexibles en torsion sont importants et sont donc susceptibles de causer des désordres considérables, il faut déterminer ces déplacements au moyen d'une analyse dynamique, tenant compte des effets des excentricités accidentelles, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.11. 10)b).

Alinéa a) : La formule statique pour la détermination des effets de torsion, qui doit être utilisée lorsque $B \leq 1,7$ ou $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) < 0,35$, nécessite la détermination des moments de torsion, T_x , qui doivent être appliqués à l'axe vertical à chaque niveau du bâtiment. Pour chaque direction d'application des charges, les effets de ces moments de torsion doivent être appliqués conjointement avec les effets des charges latérales.

Cet alinéa spécifie que les moments de torsion, T_x , doivent être calculés séparément pour deux excentricités de calcul différentes et que les éléments du bâtiment doivent être calculés en fonction de l'effet le plus marqué; comme ces effets doivent être appliqués conjointement avec les charges latérales dans deux directions orthogonales, ceci représente quatre scénarios distincts d'application des charges.

Les deux excentricités de calcul à chaque niveau peuvent être exprimées comme suit :

$$e_{d1}, e_{d2} = e_x \pm 0,10 D_{nx}$$

où e_x est l'excentricité naturelle, soit celle qui est due à une différence de position entre les centres de rigidité et de gravité. DeLaLlera et Chopra^[71] montrent que la portion $\pm 0,05 D_{nx}$ représente la distance nécessaire pour tenir compte de la torsion accidentelle; le reste tient compte de la torsion naturelle, y compris l'amplification dynamique.

Dans les moments de torsion calculés conformément aux dispositions du CNB de 1995, des multiplicateurs de 0,5 et de 1,5 étaient appliqués à l'excentricité naturelle, ce qui signifie qu'il fallait déterminer la valeur réelle de e_x et donc, déterminer les centres de résistance à chaque étage, processus qui se révélait souvent complexe. Il existe des méthodes qui permettent de respecter les dispositions du CNB de 1995 sans qu'il soit nécessaire d'effectuer un calcul explicite des centres de résistance (p. ex. Goel et Chopra^[72]), mais ces méthodes sont alambiquées et comportent de nombreuses étapes.

Dans les dispositions du CNB de 2005 et du CNB de 2010, il n'est pas nécessaire de déterminer les positions des centres de résistance à chaque étage. Comme aucun multiplicateur n'est appliqué à e_x , la combinaison des effets latéraux et de torsion dans chaque direction d'application des charges peut être obtenue directement à partir de deux ensembles de charges latérales, un ensemble de charges étant appliqué à $+ 0,10 D_{nx}$ des centres de gravité et l'autre, à $- 0,10 D_{nx}$ des centres de gravité. Comme il s'agit des mêmes ensembles de charges qui sont exigés pour la détermination du paramètre de sensibilité à la torsion, B (voir le paragraphe 4.1.8.11. 9)), le calcul en est facilité.

Alinéa b) : Cet alinéa exige que la méthode d'analyse dynamique soit employée lorsque $B > 1,7$ et que $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) \geq 0,35$, comme il est indiqué à l'article 4.1.8.12. Les raisons pour lesquelles une analyse dynamique est exigée ont été expliquées précédemment dans ce commentaire (voir aussi Humar, Yavari et Saatcioglu^[16]). Cependant, comme il est précisé à l'alinéa 4.1.8.7. 1)a), la méthode de la force statique équivalente peut être utilisée dans les régions où le risque parasismique est faible, que la structure soit ou non sensible à la torsion et qu'elle présente ou non une irrégularité permise; les approximations inhérentes à la méthode statique sont peu susceptibles d'avoir des conséquences graves lorsque les mouvements du sol sont relativement faibles.

Méthodes d'analyse dynamique (4.1.8.12.)

174. Comme il est indiqué à l'article 4.1.8.7., une analyse dynamique est obligatoire pour la détermination des effets sismiques sur le calcul, sauf dans les situations où la méthode simplifiée de la force statique équivalente est acceptable, comme il est précisé dans ce même article. L'analyse dynamique doit être effectuée conformément aux dispositions de l'article 4.1.8.12. au moyen de deux modèles différents, un dans lequel tous les déplacements latéraux autres que ceux dans la direction des forces sismiques sont restreints, et les rotations des planchers et du ou des toits autour d'un axe vertical sont restreintes, et l'autre dans lequel les planchers et le ou les toits sont non restreints. La première analyse sert à déterminer le facteur d'échelle qui doit être appliqué aux résultats de la seconde analyse. La méthode d'analyse dynamique linéaire est constituée des étapes suivantes.

Étape 1 : Construire un modèle structural du bâtiment tenant compte des exigences précisées au paragraphe 4.1.8.3. 8).

Étape 2 : Au moyen du modèle élaboré à l'étape 1, tous les déplacements autres que ceux dans la direction des forces sismiques étant restreints, effectuer une analyse dynamique linéaire en vue de déterminer la période latérale fondamentale, T_a , et le cisaillement à la base, V_e .

Étape 3 : Si le paragraphe 4.1.8.12. 6) s'applique, déterminer le facteur décrit à cet alinéa au moyen de la valeur de T_a établie à l'étape 2 à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{2 S(0,2)}{3 S(T_a)} \leq 1,0$$

Multiplier la valeur de V_e établie à l'étape 2 par ce facteur afin de déterminer le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} .

Étape 4 : Déterminer le cisaillement à la base de calcul statique équivalent, V , conformément à l'article 4.1.8.11. La période fondamentale utilisée peut être la plus petite des deux valeurs suivantes, soit la valeur obtenue à l'étape 2 ou la limite supérieure applicable spécifiée aux sous-alinéas 4.1.8.11. 3)d)i) à iv). Aux fins du calcul du facteur d'échelle à appliquer aux flèches à l'étape 5, V peut être égal à la plus petite des valeurs suivantes, soit la valeur obtenue à l'étape 2 ou la limite supérieure applicable spécifiée au sous-alinéa 4.1.8.11. 3)d)v).

Si elles sont nécessaires pour le calcul des effets de la torsion accidentelle conformément au paragraphe 4.1.8.12. 4), déterminer les forces au niveau du plancher, F_x , en répartissant V sur la hauteur de la structure. Si le coefficient de sensibilité à la torsion, B , n'a pas été déterminé antérieurement, le calculer au moyen de ces valeurs de F_x .

Étape 5 : Au moyen de la valeur de V_{ed} établie à l'étape 3, obtenir le cisaillement à la base, V_d , conformément aux paragraphes 4.1.8.12. 7) et 8). Il est à noter que V_d ne peut pas être inférieur à $0,8 V$ pour les structures régulières et irrégulières qui peuvent être conçues au moyen de la méthode des forces statiques équivalentes, et ne peut pas être inférieur à V pour les structures irrégulières exigeant une analyse dynamique où V est le cisaillement à la base calculé à l'étape 4. Déterminer le facteur d'échelle, V_d/V_e , au moyen de la valeur de V_e obtenue à l'étape 2. Ce facteur d'échelle sera appliqué aux cisaillements élastiques des étages, aux forces dues aux étages, aux forces dues aux éléments et aux déformations obtenus au moyen d'une analyse dynamique du modèle dans lequel les planchers sont non restreints.

Étape 6 : S'il faut tenir compte de la torsion accidentelle au moyen de la méthode spécifiée à l'alinéa 4.1.8.12. 4)a), effectuer une analyse dynamique linéaire tridimensionnelle sur le modèle construit à l'étape 1 afin d'obtenir les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations; autrement, passer à l'étape 8.

Étape 7 : Calculer les effets de la torsion accidentelle conformément à l'alinéa 4.1.8.12. 4)a) et ajouter ces effets aux effets déterminés à l'étape 6 en vue d'obtenir les cisaillements élastiques

des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations, lesquels incluent maintenant l'effet de la torsion accidentelle. Les forces au niveau des planchers requises pour le calcul des effets de la torsion accidentelle peuvent être les forces déterminées à l'étape 4 multipliées par $R_d R_o / I_E$ ou encore les forces obtenues des cisaillements des étages calculés à l'étape 6, la force au niveau x étant la différence entre le cisaillement dynamique maximal à l'étage sous le niveau x et la force à l'étage au-dessus du niveau x .

Étape 8 : S'il faut tenir compte de la torsion accidentelle au moyen de la méthode spécifiée à l'alinéa 4.1.8.12. 4)b), effectuer deux analyses dynamiques linéaires élastiques séparées, une sur le modèle construit à l'étape 1 avec les centres de masse décalés de $-0,05D_{nx}$, et une autre sur le même modèle avec les centres de masse décalés de $+0,05D_{nx}$ (les centres de masse doivent être décalés dans la même direction pour tous les étages). La plus grande des valeurs tirées des deux analyses fournit les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations, y compris l'effet de la torsion accidentelle.

Étape 9 : Mettre à l'échelle les cisaillements élastiques des étages, les forces dues aux étages, les forces dues aux éléments et les déformations obtenus à l'étape 7 ou 8 au moyen des facteurs d'échelle obtenus à l'étape 5. Il est à noter que ces déformations sont élastiques et doivent être multipliées par $R_d R_o$.

Paragraphe 4.1.8.12. 1)

175. Ce paragraphe indique qu'il est permis d'utiliser une analyse dynamique linéaire ou non linéaire.

Alinéa a) : L'analyse dynamique linéaire, fondée soit sur la méthode modale du spectre de réponse ou la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, constitue la méthode la plus courante parce qu'elle est directe et décrite dans les documents sur la dynamique structurale (Chopra,^[73] Humar^[74]). Par ailleurs, le logiciel couramment utilisé pour les analyses structurales offre généralement l'analyse dynamique linéaire comme option; la méthode modale du spectre de réponse est la plus souvent proposée dans ce type de logiciel. Le modèle structural utilisé dans l'analyse dynamique linéaire doit être conforme aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) de manière à offrir une représentation réaliste de la structure. Les autres paragraphes de l'article 4.1.8.3. prescrivent la façon dont l'excitation dynamique doit être déterminée et comment les résultats doivent être utilisés dans le calcul et notamment, comment la torsion accidentelle doit être prise en compte. Saatcioglu et Humar^[12] examinent certaines de ces exigences ainsi que certains autres aspects, dont le nombre de modes nécessaires pour représenter correctement la réponse dynamique de la structure.

La méthode modale du spectre de réponse s'appuie sur le fait que la réponse d'un système élastique linéaire est une superposition des réponses de tous les modes naturels de vibration, chaque mode répondant à sa fréquence naturelle avec son propre mode de déformation, ou forme de mode. Dans la forme la plus courante de cette méthode, il faut combiner les paramètres de réponse maximaux dans chaque mode pour déterminer les valeurs maximales des paramètres de réponse pour l'ensemble de la structure. Il suffit d'un petit nombre de modes (p. ex. 3 à 5) pour fournir une bonne approximation de la réponse totale; Chopra^[73] examine les facteurs dont il faut tenir compte lorsqu'on choisit le nombre de modes, lequel a un effet sur le niveau de précision et la grandeur de la réponse. Le NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]) propose une règle simple pour déterminer le nombre de modes nécessaires : suivant l'exigence courante, la masse combinée contributive de tous les modes compris dans l'analyse doit être égale à au moins 90 % de la masse totale. Les principales sources d'incertitude de cette méthode sont la validité du modèle structural, la validité de la règle de combinaison modale et la valeur de l'amortissement dans chaque mode.

Dans la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, il faut déterminer la réponse d'un modèle structural à un accélérogramme de mouvements sismiques précis du sol par intégration numérique des équations de mouvement. Le principal avantage que présente cette méthode sur la méthode modale du spectre de réponse est que les divers paramètres de réponse sont exprimés sous forme de diagrammes d'évolution, ce qui fournit de l'information sur la fluctuation dans le temps de l'état de déformation de la structure. Elle présente toutefois plusieurs inconvénients, notamment : i) ces analyses produisent une très grande quantité de données qui doivent être interprétées et ii) les résultats sont largement tributaires des caractéristiques de chaque accélérogramme des secousses, de sorte que les analyses doivent reposer sur un certain nombre de diagrammes d'évolution (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.12. 3)). En raison de ces inconvénients et du coût élevé des analyses, cette méthode est rarement utilisée pour le calcul des structures ordinaires.

Alinéa b) : Une analyse dynamique non linéaire est une méthode de rechange acceptable dans la mesure où une étude spéciale est effectuée. Comme ces études sont surtout menées dans un contexte de recherche, il est essentiel que l'étude spéciale soit confiée à des personnes compétentes et expérimentées qui pourront prendre les décisions appropriées. Par ailleurs, le calcul qui en résulte doit être revu par une équipe d'ingénieurs indépendants qualifiés. Bien qu'une analyse non linéaire puisse être utilisée pour déterminer la réponse de la structure aux fins des calculs, il faut souligner que toutes les exigences générales et particulières de la sous-section 4.1.8. continuent de s'appliquer. Il faut accorder une attention particulière aux exigences applicables aux éléments rigides (paragraphe 4.1.8.3. 6) et 7)), aux effets de la catégorie d'emplacement sur le mouvement du sol (article 4.1.8.4.), à l'utilisation d'un coefficient de risque approprié (article 4.1.8.5.) et aux restrictions applicables à la configuration structurale (article 4.1.8.6. et paragraphes auxquels renvoie cet article). Le calcul qui en résulte devra, dans la plupart des cas, présenter des caractéristiques (p. ex. dimensions et rigidité des éléments) semblables à celles d'un calcul fondé sur une analyse dynamique linéaire ou la méthode de la force statique équivalente.

Dans le cadre de l'étude spéciale, il faut accorder une attention particulière aux aspects suivants :

- i) Les diagrammes d'évolution des mouvements du sol utilisés doivent être représentatifs de l'environnement sismotectonique de l'emplacement, c'est-à-dire correspondre aux mouvements sismiques du sol qui ont été enregistrés pour des magnitudes et des distances épicentrales comparables à celles qui dominent le risque parasismique dans la localité considérée. En plus d'être compatibles avec un spectre de réponse construit à partir des accélérations spectrales de calcul, $S(T)$ (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.12. 3)), ces diagrammes d'évolution doivent présenter des durées et des formes d'onde qui permettront au modèle structural de répondre de façon inélastique avec un nombre suffisant d'inversion de charges. Il faut en outre utiliser un nombre suffisant de diagrammes d'évolution pour que les incertitudes liées aux paramètres de mouvement du sol (p. ex. les durées) soient prises en compte dans la dispersion des paramètres de réponse résultants (voir la section du commentaire sur le paragraphe 4.1.8.12. 3)).
- ii) Les propriétés inélastiques des éléments structuraux du modèle (p. ex. résistance, rigidité, ductilité et comportement hystérétique) doivent être représentatives du comportement des éléments réels qui ont été soumis aux essais d'inversion de charges. Alors qu'il est relativement facile de modéliser les éléments qui travaillent en flexion, subissent une déformation et affichent un comportement hystérétique bien définis, il est plus compliqué de modéliser d'autres types d'éléments (p. ex. les panneaux muraux) et leur interaction avec les éléments qui travaillent en flexion, en particulier si ces éléments sont fragiles ou présentent une ductilité limitée. Saatcioglu et Humar^[12] présentent de l'information sur des modèles hystérétiques couramment utilisés pour représenter des éléments structuraux.
- iii) L'interprétation des résultats devant être utilisés dans le calcul des éléments doit tenir compte des paramètres de réponse globaux (p. ex. déplacements latéraux et glissements entre étages) et locaux (p. ex. courbure ou rotation des extrémités des éléments) et de leur dispersion. Contrairement à l'analyse linéaire, il n'est pas possible d'adopter simplement les valeurs maximales des résistances calculées des éléments pour le calcul; dans un régime inélastique, le comportement des éléments est décrit principalement en termes de modes de déformation, qui tiennent compte à la fois des valeurs maximales et du nombre d'inversions de déformations importantes.

Paragraphe 4.1.8.12. 2)

176. Dans la méthode modale du spectre de réponse, il faut représenter l'excitation dynamique sous forme de spectre de réponse des accélérations, soit la réponse maximale des accélérations d'un système à un seul degré de liberté présentant une période variable lorsqu'il est soumis à un diagramme d'évolution précis des mouvements du sol. Le paragraphe 4.1.8.12. 2) spécifie que les valeurs d'accélération spectrale, soit les ordonnées du spectre de réponse des accélérations, correspondent aux valeurs d'accélération spectrale de calcul, $S(T)$, définies au paragraphe 4.1.8.4. 6), dans lesquelles les effets de site sont pris en compte par l'application des coefficients d'emplacement F_a et F_v . Comme il a été mentionné précédemment à la section du commentaire intitulée « Risque parasismique », $S(T)$ correspond essentiellement à un spectre de risque uniforme (UHS), c'est-à-dire

un schéma des ordonnées d'accélération spectrale pour différentes périodes, où toutes les ordonnées ont la même probabilité de dépassement. Bien que $S(T)$ ne constitue pas un spectre de réponse des accélérations, Humar et Mahgoub^[14] montrent que le UHS constitue une représentation légèrement prudente d'un spectre de réponse mais que ce niveau de prudence n'a que peu d'effet du point de vue pratique, c'est-à-dire qu'il peut produire une surestimation d'au plus 10 % de la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté.

Paragraphe 4.1.8.12. 3)

177. Dans la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, on utilise des excitations dynamiques qui sont représentées sous forme de diagrammes d'évolution de l'accélération. Le paragraphe 4.1.8.12. 3) exige que ces diagrammes d'évolution soient compatibles avec un spectre de réponse construit à partir des valeurs d'accélération spectrale de calcul, $S(T)$ (voir la section du commentaire qui porte sur le paragraphe 4.1.8.12. 2)). Un diagramme d'évolution est réputé compatible si son spectre de réponse est égal ou supérieur au spectre cible dans toute la plage des périodes considérées, soit les périodes des modes qui contribuent à la réponse de la structure considérée (Naeim et Lew^[75]). On peut obtenir des diagrammes d'évolution compatibles avec le spectre cible en cadrant ou en modifiant les accélérogrammes des séismes enregistrés (obtenus à partir de séismes de magnitude semblable et situés à des distances comparables à celles qui contribuent le plus au risque parasismique à l'emplacement considéré) ou en créant des diagrammes d'évolution artificiels ou synthétiques. Ces derniers sont souvent utilisés en raison du nombre limité d'enregistrements disponibles, en particulier dans le cas des paires magnitude-distance sismique qui dominent le risque parasismique dans l'est du Canada. Une démarche stochastique pour la création de diagrammes d'évolution synthétiques est proposée par Atkinson.^[76]
178. Si des accélérogrammes de séismes réels sont utilisés, ils doivent être cadrés de manière que l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure corresponde à la réponse spectrale de l'accélération de calcul pour l'emplacement considéré. Les ordonnées d'accélération spectrale aux périodes inférieures à la période fondamentale doivent aussi être égales ou supérieures à celles de la réponse spectrale l'accélération de calcul, $S(T)$, pour ces périodes. Si les accélérogrammes choisis ne répondent pas à ces critères, ils peuvent être modifiés (Naumoski^[77] décrit une technique simple pour effectuer cette modification).
179. En raison de l'incertitude aléatoire naturelle qui découle de la variabilité physique des mouvements sismiques du sol (voir la section du commentaire intitulée « Risque parasismique »), il n'est pas possible de représenter toute la plage des réponses possibles dans un seul diagramme d'évolution. Pour cette raison, et compte tenu de la sensibilité du calcul de la réponse fondé sur des diagrammes d'évolution aux petits écarts dans les caractéristiques des différents enregistrements, il faut utiliser plusieurs enregistrements pour obtenir une dispersion réaliste des paramètres de réponse. Le NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]) exige que les ensembles de mouvements du sol utilisés dans ce genre d'analyse soient constitués d'au moins trois enregistrements, mais on recommande, dans le commentaire du NEHRP, d'en utiliser sept ou plus.

Paragraphe 4.1.8.12. 4)

180. L'analyse dynamique tridimensionnelle fournit une bonne représentation du comportement des structures qui présentent une excentricité en torsion et est exigée à l'alinéa 4.1.8.11. 10)b) pour les structures sensibles à la torsion, c'est-à-dire lorsque le paramètre de sensibilité $B > 1,7$. Cependant, la modélisation structurale nécessaire pour cette analyse ne tient généralement pas compte des effets des excentricités accidentelles, qui sont réputées agir simultanément avec les effets des mouvements latéraux, y compris les excentricités réelles. Les alinéas 4.1.8.12. 4)a) et b) proposent d'autres démarches pour la détermination des effets des excentricités accidentelles, la seconde n'étant permise que si le paramètre de sensibilité $B < 1,7$.
- Alinéa a) :** Dans la première démarche, qui peut être utilisée pour toutes les valeurs de B mais qui vise principalement les structures sensibles à la torsion, les effets des moments de torsion statique, $(\pm 0,10 D_{nx})F_x$, à chaque niveau x sont calculés puis combinés aux effets déterminés à partir d'une analyse dynamique qui tient compte des excentricités réelles. Les forces F_x peuvent être déterminées par une analyse statique (comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.11. 6)) multipliées par $R_d R_o / I_E$ ou celles obtenues à l'aide d'une analyse dynamique dans laquelle les planchers et les toits peuvent effectuer des translations aussi bien que des rotations. Lorsqu'on utilise une analyse dynamique pour déterminer F_x , la force au niveau x peut être la différence

entre le cisaillement dynamique maximal à l'étage sous le niveau x et le cisaillement à l'étage au-dessus du niveau x . Comme il a été abordé précédemment (voir la section du commentaire qui porte sur la paragraphe 4.1.8.11. 10)), l'excentricité accidentelle correspond à $0,05 D_{nx}$; la valeur exigée de $0,10 D_{nx}$ indiquée à l'alinéa a) tient compte d'une amplification dynamique de l'effet statique de l'excentricité accidentelle.

Alinéa b) : La deuxième démarche n'est permise que pour les structures qui ne sont pas sensibles à la torsion, soit lorsque $B < 1,7$. Cette démarche permet de tenir compte des effets de l'excentricité accidentelle en déplaçant les centres de gravité de $\pm 0,05 D_{nx}$. Il faut donc effectuer deux analyses dynamiques tridimensionnelles — soit une pour chacun des deux emplacements correspondant à un déplacement du centre de gravité. Il faut utiliser la plus élevée des deux valeurs de V_d pour déterminer le cisaillement à la base de calcul, conformément aux dispositions du paragraphe 4.1.8.12. 6). Pour tout effet, la plus élevée des valeurs obtenues à l'aide des deux analyses dynamiques doit être utilisée pour la détermination de la valeur de calcul, conformément aux dispositions du paragraphe 4.1.8.12. 8).

Paragraphe 4.1.8.12. 5)

181. Pour les structures à période courte qui ont une certaine capacité de ductilité et ne sont pas situées sur un sol très médiocre, la méthode des forces statiques équivalentes impose une limite supérieure au cisaillement à la base de calcul. Pour des raisons de cohérence, une exigence similaire existe lorsqu'on utilise une analyse dynamique pour trouver les forces de calcul. Le paragraphe 4.1.8.12. 6) précise une marche à suivre pour l'ajustement du cisaillement élastique à la base, V_e , tiré de l'analyse dynamique linéaire et qui sert à obtenir le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} , pour les structures de période courte. Pour les cas non visés par ce paragraphe, V_{ed} est égal à V_e . Pour la raison donnée à la section du Commentaire sur le paragraphe 4.1.8.12. 9), la valeur de V_e est déterminée à partir d'un modèle dans lequel les planchers et les toits sont restreints, de sorte qu'il y a du mouvement seulement dans la direction des forces sismiques. De la même façon, les valeurs de V_{ed} et V_d mentionnées aux paragraphes 4.1.8.12. 5) à 4.1.8.12. 11) sont tirées d'une analyse dynamique d'un modèle dans lequel les rotations de plancher et de toit sont restreintes. On utilise ces valeurs de V_e et V_d seulement pour déterminer le facteur d'échelle à appliquer aux cisaillements élastiques des étages, aux forces dues aux étages, aux forces dues aux éléments et aux déplacements obtenus à partir d'une analyse d'un modèle dans lequel les planchers et les toits peuvent effectuer des rotations.

Paragraphe 4.1.8.12. 6)

182. Pour les raisons décrites à la section du Commentaire sur le paragraphe 4.1.8.11. 2), on applique un facteur de réduction au cisaillement élastique à la base pour les structures à période courte ayant une valeur de R_d égale ou supérieure à 1,5 et situées sur des emplacements autres que les emplacements de catégorie F afin de limiter les forces de calcul pour ces structures. On multiplie le cisaillement élastique à la base, V_e , par le facteur ci-dessous pour obtenir le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} :

$$\frac{2}{3} \frac{S(0,2)}{S(T_a)} \leq 1,0$$

L'application du facteur de réduction V_e limite l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période du premier mode à une valeur égale à $2/3 S(0,2)$; les accélérations spectrales pour les modes supérieurs sont réduites automatiquement au moyen du même facteur afin que les contributions relatives des divers modes demeurent inchangées.

Paragraphe 4.1.8.12. 7)

183. Le cisaillement élastique à la base de calcul, V_{ed} , ne tient compte ni de la réponse inélastique ni de la catégorie de risque de la structure. Par conséquent, pour déterminer le cisaillement à la base de calcul, V_d , il faut diviser la valeur du cisaillement élastique à la base de calcul par le produit $R_d R_o$ et multiplier le résultat par le coefficient de risque, I_E . Grâce à ces ajustements, on peut déterminer le cisaillement à la base de calcul, V_d , sur la même base que le cisaillement statique à la base, V , décrit au paragraphe 4.1.8.11. 2). Il est à noter que la limite supérieure de V spécifiée à l'alinéa 4.1.8.11. 2)c)

est appliquée à V_d par l'entremise de l'exigence contenue au paragraphe 4.1.8.12. 6), tandis que l'on applique directement les limites inférieures des alinéas 4.1.8.11. 2)a) et b) par l'entremise de la forme du spectre spécifiée au paragraphe 4.1.8.4. 7) et indirectement en appliquant la limite inférieure de la valeur de cisaillement de calcul dynamique au cisaillement à la base déterminé au paragraphe 4.1.8.11. 2) conformément au paragraphe 4.1.8.12. 8) ou 9), selon le cas.

Paragraphe 4.1.8.12. 8)

- 184.** Si la modélisation de la structure est bien faite, le cisaillement à la base, V_d , déterminé par une analyse dynamique linéaire constituera une représentation plus précise du comportement du système structural que le cisaillement à la base, V , obtenu par une analyse statique. Toutefois, les modèles structuraux tendent à être plus flexibles que les structures réelles, en partie parce qu'ils ne tiennent pas compte des éléments non structuraux rigides. Étant donné que l'accélération spectrale de calcul diminue en fonction inverse de la flexibilité (et donc de la période), on peut craindre que cette tendance ne donne lieu à une sous-estimation de la valeur de V_d . Le paragraphe 4.1.8.12. 6) résout ce problème en exigeant que V_d prenne une valeur de $0,8 V$ lorsque la valeur calculée de V_d est inférieure à 80% du cisaillement statique à la base, V (comme il est déterminé à l'article 4.1.8.11.). Une réduction d'au plus 20% de V est jugée raisonnable parce que l'analyse dynamique produit une meilleure répartition des forces à l'intérieur de la structure. Bien entendu, si $V_d > V$, la valeur calculée de V_d doit alors être utilisée comme cisaillement à la base de calcul; on exige que cette valeur soit utilisée parce qu'une analyse dynamique devrait en principe donner des résultats plus précis qu'une analyse statique. Ainsi, V_d devrait être supérieur à V si le modèle dynamique est plus rigide que le modèle statique (ce qui produit une valeur plus faible de la période fondamentale) ou si les modes supérieurs dominent la réponse dynamique, comme c'est généralement le cas dans les structures élancées et flexibles qui présentent des périodes longues.
- 185.** La valeur du cisaillement élastique à la base, V_e , utilisée pour déterminer la valeur minimale de V_d peut être calculée à partir d'une période fondamentale obtenue à l'aide des méthodes établies de génie mécanique plutôt qu'à partir d'une formule empirique, comme il est permis à l'alinéa 4.1.8.11. 3)d), dans la mesure où cette période ne dépasse pas $1,5$ fois la valeur empirique, pour les ossatures résistant aux moments, et $2,0$ fois la valeur empirique, pour les ossatures contreventées et les murs travaillant en cisaillement. Il est acceptable de déterminer V_e à l'aide de la période fondamentale calculée à partir du modèle structural qui a servi à l'analyse dynamique, à condition que les limites indiquées pour les ossatures résistant aux moments et les ossatures contreventées soient respectées. Dans ce cas, le seul écart notable entre les deux démarches serait l'apport des modes supérieurs et leurs effets sur la répartition des forces et des déformations sur la hauteur de la structure.

Paragraphe 4.1.8.12. 9)

- 186.** Il n'est pas permis de ramener le cisaillement à la base à $0,8 V$ dans les situations où une analyse dynamique est exigée en raison de l'irrégularité de la structure, comme il est spécifié à l'article 4.1.8.7. Dans ces cas, la modélisation de la structure aux fins de l'analyse dynamique peut ne pas saisir toute l'influence des irrégularités sur le comportement de la structure au cours d'un séisme et ce, principalement parce que la structure réelle aura un comportement inélastique et que les sollicitations inélastiques seront vraisemblablement concentrées à l'emplacement des points de rigidité ou des discontinuités de masse. C'est pourquoi, lorsque la présence d'irrégularités dicte l'utilisation d'une analyse dynamique, la valeur minimale de V_d utilisée pour le calcul doit être V ou la valeur réelle calculée de V_d , selon la valeur la plus élevée.
- 187.** Les paragraphes 4.1.8.12. 8) et 9) exigent que le cisaillement à la base, V_d , ne soit pas inférieur à $0,8 V$ ou V , respectivement. Lorsqu'on détermine la valeur de V_e à partir d'une analyse tridimensionnelle d'une structure à torsion excentrique, le couplage des réponses de torsion et latérales produit un cisaillement à la base élastique qui peut être considérablement inférieur au cisaillement à la base élastique dans une structure équilibrée en torsion comparable, c.-à-d. une structure ayant les mêmes caractéristiques, mais avec des centres de masse et de résistance qui coïncident. L'exigence que V_d ne soit pas inférieur à $0,8 V$ ou V serait donc beaucoup trop prudente et nécessiterait l'application d'un facteur d'échelle important aux résultats. Une méthode de détermination du facteur d'échelle qui est davantage en accord avec l'intention des paragraphes 4.1.8.12. 8) et 9) consiste à effectuer une analyse sur un modèle dans lequel les rotations des planchers et des toits sont restreintes, de sorte qu'il y a mouvement dans une seule direction, et à utiliser la valeur résultante de V_d pour calculer le

facteur d'échelle requis. On peut ensuite appliquer celui-ci au cisaillement à la base de calcul, V_d , aux forces dues aux éléments et aux déplacements déterminés à partir de l'analyse dynamique sur un modèle dans lequel les planchers et les toits peuvent effectuer des rotations.

Paragraphe 4.1.8.12. 10)

188. Les paragraphes 4.1.8.12. 5) à 9) spécifient comment la valeur de calcul de V_d doit être déterminée à partir du cisaillement élastique dynamique à la base, V_e . Bien que ces paragraphes portent sur la détermination du cisaillement à la base de calcul, il est important que tous les autres effets sur le calcul, notamment les forces qui agissent dans les éléments, les forces de cisaillement dans les étages et les glissements entre étages, y compris les effets des moments de torsion accidentels déterminés au paragraphe 4.1.8.12. 4), soient proportionnés en conséquence. Comme la détermination initiale de ces effets est associée à V_e , le paragraphe 4.1.8.12. 8) exige qu'on calcule les effets sur le calcul en multipliant les effets initiaux par le rapport V_d/V_e . Il faut souligner que les flèches de calcul et les glissements entre étages ainsi obtenus sont élastiques et doivent être multipliés par le produit $R_d R_o / I_E$ pour produire des valeurs réalistes pour les flèches et les glissements prévus, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.13. 2).

Déformations et limites de glissement (4.1.8.13.)

189. Les dommages causés aux bâtiments par les mouvements sismiques du sol sont une conséquence directe de la flèche latérale du système structural. La capacité d'un bâtiment à résister à ces mouvements du sol découle dans une large mesure de la capacité de son système structural à se déformer sans subir une perte importante de sa capacité portante. L'article 4.1.8.13. traite à la fois de la détermination des flèches latérales et des limites qui doivent être imposées à ces flèches pour assurer une performance satisfaisante. Dans ce contexte, les flèches latérales sont calculées par rapport au sol, c'est-à-dire du sommet de la fondation à la base de la structure.

Paragraphe 4.1.8.13. 1)

190. Ce paragraphe exige que les charges et les autres exigences de la sous-section 4.1.8. soient utilisées dans le calcul des flèches latérales. Les charges statiques sont prescrites à l'article 4.1.8.11., et les charges dynamiques correspondantes utilisées dans l'analyse dynamique sont indiquées à l'article 4.1.8.12. La plus importante des autres exigences précise que la modélisation structurale soit représentative de la structure réelle du bâtiment et tienne compte des caractéristiques mentionnées au paragraphe 4.1.8.3. 8). Bien que la rigidité des éléments qui ne font pas partie du SFRS doive être prise en compte dans la détermination de la période naturelle, comme il est exigé au paragraphe 4.1.8.3. 7), ces éléments ne doivent pas être incorporés dans la modélisation de la structure aux fins du calcul des flèches latérales. Les éléments rigides qui ne font pas partie du SFRS sont susceptibles de se fissurer et de perdre de leur rigidité lorsque la structure répond à de forts mouvements sismiques du sol; ils sont donc peu susceptibles de contribuer à limiter le fléchissement du bâtiment. Seuls les éléments structuraux qui font partie du SFRS doivent être utilisés dans la détermination des flèches latérales.

Paragraphe 4.1.8.13. 2)

191. Comme le décrivent Mitchell et al.,^[11] on réduit les forces de calcul pour tenir compte du comportement inélastique et de la sur-résistance. Les flèches calculées à partir des forces de calcul réduites sont uniquement des flèches élastiques et ne représentent pas les flèches maximales, qui tiennent compte des incursions dans la plage inélastique. Comme le montre la figure 2 dans Mitchell et al.,^[11] la flèche maximale correspond à $R_d R_o$ fois la flèche déterminée à partir de la force de calcul V spécifiée au paragraphe 4.1.8.11. 2). Le paragraphe 4.1.8.13. 2) exige qu'on multiplie les flèches déterminées à partir de la force V par le même produit $R_d R_o$ pour obtenir des valeurs réalistes des flèches maximales prévues. Si la structure du bâtiment est constituée de SFRS qui présentent des valeurs différentes du produit $R_d R_o$, alors la valeur de ce produit utilisée pour la détermination des forces de calcul doit être utilisée comme multiplicateur. Comme l'explique De Vall,^[15] l'application du coefficient de risque, I_E , aux bâtiments des catégories de risque « élevé » et « protection civile » pour augmenter les charges de calcul a pour effet de réduire la demande inélastique dans les structures prioritaires. En raison de cette réduction de la demande inélastique, les flèches déterminées à l'aide de V doivent être divisées par I_E pour produire des valeurs réalistes des flèches maximales prévues. Par ailleurs, dans tous les cas, les effets de torsion, y compris ceux qui sont dus aux excentricités

accidentelles, doivent être pris en compte dans le calcul des flèches latérales. Lorsque les effets de torsion sont pris en compte, la flèche la plus importante est celle qui se produit à une ou aux deux bords extrêmes du bâtiment et non à l'emplacement du centre de gravité.

Paragraphe 4.1.8.13. 3)

192. Le paramètre de fléchissement qui représente le mieux le potentiel de dommage aux éléments structuraux et non structuraux est la déformation entre étages, aussi appelée « glissement entre étages ». La flèche latérale au sommet de la structure n'est pas un bon indicateur du potentiel de dommage parce que les divers types de SFRS présentent des profils différents de fléchissement dans le sens de la hauteur. Le paragraphe 4.1.8.13. 3) impose des limites de déformation entre étages à un niveau quelconque de la structure. Ordinairement, la limite est de $0,025 h_s$ (où h_s = hauteur entre étages) sauf pour les bâtiments de protection civile et les écoles, pour lesquels cette limite est de $0,01 h_s$ et de $0,02 h_s$ respectivement. Comme le souligne DeVall,^[15] la limite de $0,025 h_s$ représente l'état de « quasi-effondrement » (équivalent à des « dommages importants »), mais non l'effondrement. L'état correspondant à des « dommages importants » est associé à des déformations inélastiques qui mobilisent toute ou presque toute la résistance du système structural, ce qui représente le niveau auquel les flèches sont calculées, c'est-à-dire celui auquel toute la ductilité inélastique du système structural considéré est utilisée.
193. Une limite plus rigoureuse de glissement de $0,01 h_s$ est imposée aux bâtiments de protection civile parce que certains établissements, comme les hôpitaux, les centrales énergétiques et les postes d'incendie, doivent demeurer opérationnels après un séisme. SEAOC Vision 2000 (Vision 2000 Committee^[78]) spécifie un niveau de performance « opérationnelle » qui limite le glissement d'un étage à $0,005 h_s$ pour ces bâtiments, mais cette limite est liée aux mouvements du sol calculés en fonction d'une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans. Étant donné que le CNB de 2005 et le CNB de 2010 spécifient des mouvements de calcul du sol pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, la limite de glissement de $0,01 h_s$ est donc comparable au niveau de performance opérationnelle prescrit par SEAOC Vision 2000.
194. Bien que les limites de glissement entre étages spécifiées dans le CNB de 2005 et le CNB de 2010 puissent sembler équivalentes à celles qui étaient prescrites dans le CNB de 1995, voire plus souples, elles sont en fait plus restrictives parce que les flèches calculées sont fondées sur les charges produites par des mouvements du sol calculés pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans plutôt que pour une probabilité de 10 % en 50 ans et déterminées à l'aide du multiplicateur $R_d R_o / I_E$ (appliqué aux flèches élastiques) plutôt que du coefficient R (qui est équivalent à R_d).

Paragraphe 4.1.8.13. 4)

195. Ce paragraphe exige que les flèches calculées au paragraphe 4.1.8.13. 2) soient utilisées pour tenir compte des effets d'oscillation (effets de P-delta), comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.3. 8)c), soit les flèches associées à une déformation inélastique importante. Par conséquent, comme il a été mentionné à la section du commentaire qui porte sur l'alinéa 4.1.8.3. 8)c), la méthode employée pour tenir compte des effets de P-delta doit admettre que la structure a presque atteint sa résistance inélastique maximale.

Séparation des structures (4.1.8.14.)

Paragraphe 4.1.8.14. 1)

196. Les dispositions de la sous-section 4.1.8. sont fondées sur l'hypothèse que le bâtiment calculé est un bâtiment autonome dont la réponse sismique n'interagira pas avec d'autres bâtiments. Les observations faites du comportement des bâtiments au cours de séismes réels ont révélé qu'une collision entre les bâtiments pouvait causer des dommages importants, en particulier si les bâtiments adjacents ont des hauteurs et des hauteurs d'étages différentes. Filiatrault et al.^[79] examinent les effets que peuvent avoir les chocs des bâtiments au cours d'un séisme. Pour prévenir ces chocs, on doit prévoir entre le bâtiment calculé et tout autre bâtiment une séparation suffisante à la fois pour permettre les déplacements produits par le séisme et pour interdire tout contact entre les bâtiments. Le paragraphe 4.1.8.14. 1) exige une séparation au moins égale à la racine carrée de la somme des carrés des déplacements calculés des deux bâtiments, comme il est recommandé par Filiatrault et al.^[79] et Filiatrault et Cervantes.^[80] Cette exigence est moins sévère que celle du CNB de 1995, qui

exigeait une séparation égale à la somme absolue des deux déplacements. Les bâtiments adjacents sont susceptibles de présenter des périodes différentes et de vibrer en opposition de phase plutôt qu'en phase à la même période.

197. Ordinairement, les bâtiments adjacents au bâtiment calculé sont des structures existantes. Dans ce cas, le calcul des flèches du bâtiment adjacent doit se faire sur la même base que pour le bâtiment calculé plutôt qu'à partir de flèches qui peuvent avoir été déterminées à partir d'une édition précédente du CNB.
198. S'il est impossible de maintenir une distance suffisante entre deux bâtiments, il faut alors relier ces bâtiments. Les exigences relatives à la solidarisation des bâtiments sont indiquées aux paragraphes 4.1.8.14. 2) à 4); elles s'appliquent également aux joints de dilatation à l'intérieur des bâtiments, qui doivent être calculés en fonction des forces sismiques appropriées ou détaillés de manière que les dommages sismiques soient confinés au joint et ne touchent pas les principaux éléments structuraux.

Paragraphe 4.1.8.14. 2)

199. Lorsque deux bâtiments sont reliés, leurs réponses aux mouvements sismiques du sol seront interactives, c'est-à-dire qu'ils répondront comme un seul système structural plutôt que comme deux systèmes indépendants. Bien que le CNB ne précise pas comment un tel système interactif doit être analysé, il exige que la méthode de solidarisation tienne compte des propriétés de chaque bâtiment (masse, rigidité, résistance et ductilité), des propriétés des assemblages et de la réponse prévue des bâtiments reliés. La modélisation des éléments de chaque bâtiment ainsi que des assemblages doit répondre aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8). Si le bâtiment adjacent est une structure existante, la modélisation de ses éléments doit alors être fondée sur les caractéristiques réelles de l'ouvrage construit. En plus d'utiliser les résultats de l'analyse pour le calcul des assemblages entre les bâtiments, il est recommandé d'évaluer la capacité de la structure existante à donner une performance acceptable lorsqu'elle sera reliée au nouveau bâtiment. Aux fins de cette évaluation, les normes de performance utilisées pour le bâtiment existant, par exemple les limites des glissements entre étages, doivent être fondées sur les exigences du CNB de 2005 et du CNB de 2010 plutôt que sur l'édition du CNB qui était en vigueur au moment de la construction du bâtiment existant.

Paragraphe 4.1.8.14. 3)

200. Lorsque les bâtiments sont reliés par des assemblages rigides, l'application des charges et le calcul doivent être fondés sur la valeur la plus faible du produit $R_d R_o$ pour chaque bâtiment relié. On s'assure ainsi que les dispositions relatives à l'application des charges et au calcul pour le composant du bâtiment le moins ductile et qui possède le moins de sur-résistance régiront le calcul, si l'on pose comme hypothèse que la capacité de performance des deux bâtiments combinés sera limitée par la résistance du bâtiment qui présente la valeur la plus faible de $R_d R_o$. Les bâtiments sont réputés reliés par des assemblages rigides si l'assemblage permet aux deux bâtiments de subir la même flèche latérale à chaque étage.

Paragraphe 4.1.8.14. 4)

201. Comme il a été mentionné précédemment, les bâtiments reliés à l'aide d'éléments non rigides ou d'éléments qui dissipent l'énergie, comme des amortisseurs à frottement ou des amortisseurs viscoélastiques, se comporteront comme un système structural interactif. En raison de la complexité d'un tel système — en particulier si un des composants est un bâtiment existant — il faut effectuer une étude spéciale plutôt que de se conformer simplement aux exigences d'application des charges et de calcul de la sous-section 4.1.8.

Critère de calcul (4.1.8.15.)

202. Cet article renferme un certain nombre d'exigences de calcul qui sont essentielles à la bonne performance des SFRS et de leurs éléments au cours de fortes secousses sismiques. Le calcul parasismique a en entre autres pour objectif (voir l'exposé à ce sujet au début du commentaire) de prévenir l'effondrement structural en garantissant que le comportement inélastique est confiné aux éléments qui peuvent dissiper l'énergie par action inélastique au cours d'inversions des déformations sans perdre de leur résistance. Une des principales façons d'atteindre cet objectif est de s'assurer que la résistance de calcul des éléments qui ne possèdent pas de bonnes caractéristiques de dissipation

de l'énergie suffit à en prévenir la déformation. Cette démarche est l'une des caractéristiques clés de ce qu'on appelle le principe du calcul en fonction de la résistance (Paulay et Priestley^[51]) et est exigée pour toutes les structures ductiles dans le code parasismique de Nouvelle-Zélande (Standards New Zealand^[67]). Bien que le CNB de 2005 et le CNB de 2010 ne précisent pas que le principe du calcul en fonction de la résistance doit être utilisé pour toutes les structures, l'application de ces principes aux structures ductiles est spécifiée dans la norme CSA sur le béton (CAN/CSA-A23.3^[50]), l'acier (CSA-S16^[64]) et la maçonnerie (CSA-S304.1^[81]); l'article 4.1.8.15. renferme en outre plusieurs dispositions précises qui sont fondées sur ce principe.

Paragraphe 4.1.8.15. 1)

203. Les diaphragmes sont des éléments dont le but premier est de transmettre les charges latérales de leur point d'origine (soit les forces d'inertie qui agissent sur l'ensemble du bâtiment) aux éléments conçus pour résister à ces charges (p. ex. les murs ou les ossatures). Généralement, les diaphragmes sont formés d'une combinaison de dalles, de platelages en acier, de parois fléchies et de fermes. Bien que ces éléments soient soumis à des efforts axiaux, de cisaillement et de flexion, en tant que composants du SFRS, ils résistent surtout aux charges sismiques qui agissent en cisaillement. Comme la plupart de ces types d'éléments possèdent des caractéristiques médiocres de dissipation de l'énergie en cisaillement, ils devraient être conçus de manière à ne pas se déformer, sous réserve du paragraphe 4.1.8.15. 2). Pour prévenir ces déformations, il faut absolument s'assurer que les composants du diaphragme sont bien rattachés de manière à agir solidairement. Étant donné que les contraintes sont susceptibles de se concentrer autour des ouvertures, le calcul du diaphragme doit tenir compte de ces ouvertures. Par ailleurs, comme les assemblages entre les diaphragmes et les éléments qui résistent aux charges latérales (p. ex. les ancrages muraux) jouent un rôle extrêmement important dans le maintien de l'intégrité de la structure, ils devraient également être conçus pour ne pas se déformer.

Alinéa a) : Pour que le diaphragme ne se déforme pas, il doit être calculé de manière que les forces appliquées soient proportionnées à la résistance du SFRS et des éléments du SFRS auxquels le diaphragme est relié plutôt qu'aux simples charges sismiques latérales calculées. Il faut augmenter les forces exercées sur le diaphragme sous l'effet des charges sismiques (déterminées à l'article 4.1.8.11. ou 4.1.8.12.) pour tenir compte de la résistance réelle du SFRS lorsqu'il est soumis à des charges latérales. Ainsi, si la résistance réelle au cisaillement à la base du SFRS est de 20 % supérieure au cisaillement à la base spécifié, V , les forces de cisaillement exercées sur le diaphragme par les charges latérales doivent alors aussi être augmentées de 20 %. Par ailleurs, il faut appliquer des forces sur le diaphragme pour tenir compte du transfert des charges entre les éléments résistant aux charges latérales du SFRS. Les murs décalés (dans le plan ou hors plan) et les murs discontinus qui prennent appui sur des poteaux constituent des exemples de ce type de transfert de charge; ces discontinuités peuvent exercer sur le diaphragme des forces importantes dans le plan. Les forces de calcul agissant sur le diaphragme doivent être associées aux résistances réelles de ses éléments et tenir compte également des discontinuités et des variations de rigidité. Si le calcul est effectué en fonction de ces charges déterminées à partir des résistances, on prévient la déformation du diaphragme parce que les éléments d'assemblage se déformeront en premier et que la quantité de la charge qu'ils pourront transmettre sera limitée par leur résistance. La norme CAN/CSA-A23.3^[50] renferme des exigences détaillées de calcul pour les diaphragmes structuraux soumis aux forces produites par les séismes.

Alinéa b) : Quelle que soit la valeur de la force de calcul exercée sur le diaphragme, calculée conformément à l'alinéa a), le diaphragme doit, à un n'importe quel niveau x , être conçu en fonction de la force de cisaillement minimale correspondant au cisaillement à la base de calcul, V , divisé par le nombre total d'étages, N . Cette force minimale de cisaillement correspond à la force moyenne exercée sur toute la hauteur du bâtiment et offre une protection suffisante aux diaphragmes situés dans la partie inférieure du bâtiment, pour lesquels la force de cisaillement calculée exercée sur le diaphragme (fondée sur la répartition des charges indiquée au paragraphe 4.1.8.11. 6)) est plutôt faible.

Paragraphe 4.1.8.15. 2) et 3)

204. Les diaphragmes doivent être calculés au moyen des forces qui satisfont aux exigences de calcul de la résistance du paragraphe 4.1.8.15. 1) lorsque le diaphragme et ses assemblages demeurent élastiques. Si les diaphragmes des platelages de toit en acier ou les diaphragmes de toit ou de plancher en bois ont été calculés et exécutés conformément aux normes applicables et incorporées par renvoi (c.-à-d. CSA-S16^[64] et CSA-O86^[48]) afin de fournir les caractéristiques de ductilité et de

dissipation de l'énergie, les forces de calcul peuvent alors être réduites. L'aptitude des diaphragmes des platelages en acier à fournir une réponse inélastique ductile est fondée sur des essais d'inversion de charges effectués sur des diaphragmes de platelages en acier (Essa et al.,^[106] et Tremblay et al.^[107]) et sur des analyses dynamiques non linéaires des systèmes de diaphragmes (Tremblay et Rogers.^[108])

Paragraphe 4.1.8.15. 4)

205. Un SFRS dont un élément résistant aux forces latérales comporte une discontinuité dans le plan est considéré irrégulier (irrégularité de type 4 au tableau 4.1.8.6.). Lorsque $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) \geq 0,35$, le paragraphe 4.1.8.6. 3) spécifie que les exigences applicables aux structures irrégulières du tableau 4.1.8.6. doivent être satisfaites. Pour une irrégularité de type 4, le paragraphe 4.1.8.15. 2) exige que les éléments qui supportent un mur, un poteau ou une ossature contreventée discontinus, soient calculés en fonction des forces transmises depuis le niveau situé au-dessus de la discontinuité et associés à la résistance aux charges latérales de la structure. Ceci signifie que le calcul de ces éléments d'appui doit être fondé sur la résistance réelle des éléments discontinus supportés plutôt qu'uniquement sur les forces produites par les charges spécifiées à l'article 4.1.8.11. ou 4.1.8.12. Lorsqu'on calcule ces éléments en fonction de la résistance, on s'assure que la déformation ne se produira pas à l'emplacement de la discontinuité.

Paragraphe 4.1.8.15. 5)

206. Le paragraphe 4.1.8.9. 4) spécifie la valeur du produit $R_d R_o$ devant être utilisée lorsqu'il existe une variation verticale de $R_d R_o$, c'est-à-dire lorsque le type de SFRS change à un ou à plusieurs niveaux de la structure. Le paragraphe 4.1.8.15. 3) spécifie que les éléments du SFRS qui se trouvent en dessous du niveau où se produit le changement soient calculés en fonction des forces associées à la résistance aux charges latérales du SFRS au-dessus de ce niveau. Généralement, le système supérieur est plus ductile et possède donc moins de résistance que le système inférieur. Dans ces cas — lorsque le système supérieur est calculé pour des valeurs de $R_d R_o$ plus élevées que le système inférieur — les forces agissant sur le système supérieur seraient plus faibles que si la même valeur de $R_d R_o$ était utilisée pour tout le bâtiment. Le paragraphe 4.1.8.15. 3) exige que les forces de calcul utilisées pour le système inférieur ne soient pas inférieures à la résistance du système supérieur de manière à prévenir la présence d'un étage inférieur faible, ce qui aurait pour effet de concentrer toutes les déformations à cet étage inférieur moins ductile.

Paragraphe 4.1.8.15. 6)

207. Selon l'article 4.1.8.8., les forces sismiques sont réputées agir dans n'importe quelle direction horizontale; on peut satisfaire à cette exigence par une analyse indépendante et un calcul pour deux directions orthogonales. Dans de nombreux cas, certains des éléments du SFRS (p. ex. les poteaux communs à deux ossatures orthogonales résistant aux moments ou à deux murs orthogonaux qui font partie du noyau central) seront soumis à des forces provenant de deux directions. Étant donné qu'on a réduit les charges de calcul pour tenir compte de la réponse inélastique, il est probable qu'il y ait défaillance simultanée dans les deux directions. Conformément au principe du calcul en fonction de la résistance décrit précédemment, le paragraphe 4.1.8.15. 6) exige que, dans ces situations, on tienne compte du potentiel de défaillance simultanée des autres éléments s'imbriquent dans le poteau ou le mur depuis toutes les directions, tant au niveau considéré qu'à d'autres niveaux, le cas échéant.

Paragraphe 4.1.8.15. 7)

208. Des principes de calcul de la capacité ont été adoptés au Canada pour la conception parasismique. Le SFRS inclut toutefois des composants qui sont spécifiquement conçus et exécutés pour résister aux déformations inélastiques cycliques tandis que les composants indéformables du SFRS sont conçus pour demeurer essentiellement élastiques. Les composants ductiles du SFRS sont dimensionnés en fonction des effets des charges dues à la pesanteur combinées aux charges sismiques, puis réduits au moyen des facteurs R_d et R_o . Les composants à capacité protégée sont conçus pour supporter les charges dues à la pesanteur et les effets des forces sismiques générées lorsque les composants ductiles se déforment. Dans les cas où des composants ductiles sur-résistants du SFRS — p. ex. les limites de glissement, les exigences minimales de renforcement, les charges dues à la pesanteur, etc. — régissent la conception, les effets des forces sismiques sur les composants indéformables du SFRS peuvent être très importants; le CNB de 2005 imposait en conséquence à ces effets une limite supérieure égale aux forces sismiques déterminées pour $R_d R_o = 1,0$, c.-à-d. le niveau de force

élastique. En reconnaissance du fait que les composants indéformables du SFRS peuvent posséder une sur-résistance, cette limite sur les forces sismiques a été réduite dans le CNB de 2010 et est maintenant déterminée pour $R_d R_o = 1,3$, lorsque les normes applicables relatives aux matériaux de la CSA le permettent.

Paragraphe 4.1.8.15. 8)

209. Le paragraphe 4.1.8.16. 1) permet que les fondations basculent (et se soulèvent) et spécifie les forces maximales de calcul exercées sur les fondations lorsque celles-ci basculent. Les fondations qui sont conçues pour basculer ne sont pas en équilibre statique et limitent le cisaillement à la base au niveau en jeu lorsque la fondation commence à basculer, moment auquel la réponse commence à diminuer parce que la période de l'ensemble du système structure-fondations s'allonge à cause du ramollissement produit par le basculement. En effet, lorsque les fondations basculent, elles limitent les forces transmises à la superstructure à celles qui sont associées au basculement. Le paragraphe 4.1.8.15. 8) permet que les éléments du SFRS soient calculés en fonction des valeurs maximales correspondant à la force maximale associée à la résistance de la semelle conçue pour basculer.

Fondations (4.1.8.16.)

210. Bien que la sous-section 4.1.8. porte essentiellement sur les charges sismiques et leurs effets sur la structure du bâtiment — généralement définie comme la partie du bâtiment qui se trouve au-dessus des fondations — il est nécessaire que la structure et les fondations sur lesquelles elle repose soient solidaires dans leur réponse aux mouvements sismiques du sol. Cet aspect est particulièrement important parce que ces mouvements du sol secouent les fondations, qui transmettent ensuite les effets de ces secousses au système structural. Les dispositions de l'article 4.1.8.16. visent à assurer que le calcul des fondations est compatible avec celui du système structural qu'elles supportent.

Paragraphe 4.1.8.16. 1)

211. Comme le souligne DeVall,^[15] il faut calculer les fondations de manière qu'elles ne soient pas endommagées par les mouvements sismiques de calcul du sol, entre autres parce que les dommages causés aux fondations sont difficiles à localiser et à réparer. Il est particulièrement important de souligner que les fondations sont le mécanisme de transmission des charges sismiques à la structure : des dommages aux fondations mettraient le bâtiment en danger même s'ils ne touchent pas la structure proprement dite. Pour réduire au minimum le risque de dommages, le paragraphe 4.1.8.16. 1) exige que les fondations soient calculées en fonction de la résistance aux charges latérales du SFRS, quelles que soient les charges sismiques utilisées pour le calcul du SFRS. C'est là une application particulièrement importante du principe du calcul en fonction de la résistance, qui permet à la structure de dissiper l'énergie par action inélastique pendant que les fondations continuent à se comporter de façon élastique. Pour des conseils sur le calcul des structures comportant des fondations en béton conçues pour basculer, voir la norme CAN/CSA-A23.3.^[50]
212. Ordinairement, les fondations devraient demeurer entièrement noyées ou fixées dans le sol d'assise pendant les secousses sismiques. Cependant, si on applique cette exigence, il pourra être nécessaire de prévoir des semelles de très grandes dimensions ou des radiers très rigides pour supporter les murs travaillant en cisaillement ou les murs qui font partie d'un noyau central sans basculement des fondations, en particulier lorsqu'on sait que la résistance aux moments de renversement des murs travaillant en cisaillement ou des murs qui font partie du noyau central est souvent supérieure à la résistance exigée aux séismes, par exemple, en raison des exigences architecturales ou des exigences minimales applicables à l'acier. C'est pourquoi on permet le basculement des fondations dans certaines conditions, dans la mesure où les déplacements latéraux de la structure causés par ce basculement peuvent être contrôlés. Comme il est expliqué dans le commentaire sur le Code de Nouvelle-Zélande de 1992 (Standards New Zealand^[67]), on a longtemps cru que le basculement ne devait être permis que si la superstructure était rigide et demeurerait essentiellement élastique au cours des secousses sismiques. Cependant, Anderson^[82] a démontré qu'en permettant aux fondations de basculer en ramenant les semelles qui supportent les murs travaillant en cisaillement à des dimensions compatibles avec un coefficient de modification de la force liée à la ductilité de 2, le déplacement latéral est moins important qu'avec une base fixe et un comportement élastique. À la lumière des travaux d'Anderson, on indique au paragraphe 4.1.8.16. 1) que, lorsque les fondations sont conçues pour basculer, les forces de calcul des fondations sont déterminées conformément au paragraphe 4.1.8.7. 1) pour une valeur de $R_d R_o \leq 2,0$.

Paragraphe 4.1.8.16. 2)

213. Ce paragraphe spécifie que les résistances du sol et de la roche sur lesquels reposent les fondations ne doivent pas être dépassées au cours des mouvements de calcul du sol. L'évaluation de ces résistances doit tenir compte du potentiel de dégradation due à d'importantes inversions de contraintes. Une perte de résistance du sol ne devrait pas non plus entraîner des déplacements latéraux importants dans les fondations pendant un séisme.

Paragraphe 4.1.8.16. 3)

214. Outre les dispositions des paragraphes 4.1.8.16. 1) et 2), deux autres exigences doivent également être satisfaites pour que les fondations donnent une performance satisfaisante : les fondations doivent agir solidairement et permettre la transmission ininterrompue des charges de la structure au sol. À cette fin, il faut accorder une attention aux fondations composées d'éléments indépendants comme des pieux. Le paragraphe 4.1.8.16. 3) renferme des exigences précises pour ce qui est du fonctionnement solidaire des éléments de fondation dans des conditions de calcul autres que des conditions de faibles mouvements de calcul du sol, soit $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) < 0,35$.

Alinéa a) : Pour empêcher les poteaux ou les murs de se déplacer les uns par rapport aux autres, les pieux ou leurs chapeaux doivent être entretoisés de façon continue dans au moins deux directions; ces entretoises peuvent être formées de poutres sous mur porteur ou de dalles ou d'une combinaison de ces éléments. Ces éléments de fondation sont souvent utilisés dans les sols meubles ou peu consistants, qui n'ont pas la résistance nécessaire pour exercer des forces de retenue latérales près de la surface du sol. On exige des entretoises qu'elles exercent des forces de retenue latérales pour prévenir à la fois les dommages aux éléments structuraux qui se trouvent immédiatement au-dessus des fondations et l'écartement des pieux et les dommages qui en résulteraient. Les forces de calcul exigées pour ces entretoises sont spécifiées au paragraphe 4.1.8.16. 6).

Alinéa b) : Outre les éléments de fondation qui doivent être entretoisés conformément aux exigences de l'alinéa a), il faut prévenir les déplacements dus au glissement entre ces éléments et la structure du bâtiment. L'alinéa b) exige que ces éléments soient encastrés dans la structure ou le chapeau (qui fait partie intégrante de la structure) sur au moins 100 mm, distance considérée suffisante pour assurer une continuité latérale entre la structure et les éléments de fondation.

Alinéa c) : Lorsque la structure subit un déplacement latéral, le moment de renversement engendré à sa base par les charges sismiques de calcul peut produire une tension nette dans les pieux à l'emplacement ou à proximité des bords extérieurs des fondations; conformément au paragraphe 4.1.8.16. 2), il faut calculer les dispositifs d'assemblage de la structure aux éléments de fondation en fonction de cette tension pour prévenir la séparation de la structure et des éléments de fondation. Lorsque les effets des charges sismiques de calcul n'engendrent pas de tension (en raison des effets contraires des charges dues à la pesanteur), l'alinéa c) exige que les dispositifs d'assemblage qui relient la structure et les éléments de fondation soient calculés en fonction d'une force de traction égale à au moins 15 % de leur résistance pondérée à la compression. Cette résistance nominale à la traction, qui est relativement faible, est considérée nécessaire pour prévenir la séparation si les effets de renversement produisaient accidentellement une certaine tension, protéger l'intégrité des joints et favoriser ainsi la transmission des forces de cisaillement entre le pieu et le chapeau. Les dispositifs d'assemblage des pieux en bois sont exemptés de cette exigence parce que la faible résistance des pieux aux charges latérales devrait être compensée par un encastrement minimal.

Paragraphe 4.1.8.16. 4)

215. Dans les régions de sismicité modérée à élevée, c'est-à-dire où $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) \geq 0,35$, les murs des sous-sols doivent être calculés pour résister aux pressions latérales accrues dues au mouvement du remblai ou du sol naturel associé aux mouvements sismiques du sol (voir Mononobe et Matsuo^[84] et Seed et Whitman^[85]). Ces murs de sous-sol sont ordinairement considérés « indéformables » parce que les forces de retenue exercées au sommet et à la base de ces murs interdisent la petite quantité de mouvement nécessaire pour développer une poussée latérale des terres minimale. Le commentaire sur le NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]) fournit de l'information sur les forces dynamiques qui agissent sur les murs indéformables érigés sur une base rigide.

Paragraphe 4.1.8.16. 5)

216. On trouve au paragraphe 4.1.8.16. 5) d'autres exigences de calcul applicables aux fondations des bâtiments situés dans des régions de forte sismicité, c'est-à-dire où $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) > 0,75$, qui tiennent compte des forts mouvements du sol prévus et de la nature cyclique de ces mouvements.

Alinéa a) : Dans les régions de forte sismicité, les forces sismiques qui agissent sur la structure devraient engendrer des moments relativement importants dans les pieux. Il faut donc calculer et détailler ces éléments en tenant compte du comportement inélastique cyclique; l'alinéa a) exige ces détails lorsque le moment de calcul de l'élément dépasse 75 % de sa résistance aux moments, calculée pour la quantité de la charge axiale qui est présente.

Alinéa b) : Les catégories d'emplacement E et F, définies au tableau 4.1.8.4.A., comprennent les sols meubles et très meubles. Lorsque, dans les régions de forte sismicité, les semelles de répartition reposent sur ces types de sol, elles doivent être entretoisées de manière à offrir une force de retenue latérale et prévenir les dommages au système structural qui se trouve immédiatement au-dessus. Les exigences relatives à la force de calcul de ces entretoises sont énoncées au paragraphe 4.1.8.16. 6).

Paragraphe 4.1.8.16. 6)

217. Bien qu'aucune analyse rationnelle ne soit disponible pour la détermination des forces de calcul pour les entretoises spécifiées aux alinéas 4.1.8.16. 3)a) et 4.1.8.16. 5)b), la pratique courante veut que ces forces soient proportionnelles à la charge verticale exercée dans les éléments reliés par ces entretoises. Le NEHRP 1997 (Building Seismic Safety Council^[7]) spécifie que la force reprise par l'entretoise doit être égale à 0,25 fois l'accélération spectrale de calcul pour les périodes courtes multipliée par la charge verticale maximale, tandis que l'édition plus récente du NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]) ramène ce multiplicateur de 0,25 à 0,10. Le paragraphe 4.1.8.16. 6) exige que le multiplicateur de charge verticale de la plus grande charge verticale pondérée soit de $0,10 I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$, ce qui est comparable à la valeur spécifiée dans le CNB de 1995, compte tenu des modifications apportées à la spécification du risque parasismique. Les entretoises doivent être calculées de manière à reprendre la force exercée par compression ou traction.

218. Le paragraphe 4.1.8.16. 6) permet également que la force de calcul de l'entretoise soit réduite ou que des segments d'entretoise soient omis s'il peut être démontré qu'une force de retenue équivalente peut être obtenue par d'autres moyens, notamment ceux qui sont indiqués dans le NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]). Des poutres en béton armé dans des dalles sur terre-plein ou des dalles en béton armé sur terre-plein constituent des moyens équivalents acceptables de retenue; le confinement assuré par la poussée passive des terres sur les chapeaux enfouis n'est pas considéré comme une méthode de retenue acceptable.

Stabilité de l'emplacement (4.1.8.17.)

219. Les secousses sismiques, décrites comme la réponse spectrale des accélérations pour une plage donnée de périodes, sont le risque sismique qui régit ordinairement le calcul des bâtiments et de leurs fondations, mais les séismes peuvent entraîner d'autres risques locaux, comme la rupture de faille, la liquéfaction, la déformation du sol et l'instabilité des pentes. De ces risques locaux, la liquéfaction et ses conséquences, soit le déplacement du sol et la perte de résistance et de rigidité du sol, ont été à l'origine d'importants dommages causés aux bâtiments au cours de séismes passés. Le paragraphe 4.1.8.17. 1) exige que le potentiel de liquéfaction et ses conséquences soient évalués et pris en compte dans le calcul de la structure et de ses fondations. Les conséquences de la liquéfaction à prendre en considération doivent inclure une évaluation des tassements de reconsolidation globaux et différentiels post-séisme. CFEM,^[109] Ishihara et Yoshimine^[110] ainsi que Tokimatsu et Seed^[111] décrivent des méthodes d'évaluation du tassement post-liquéfaction. Dans la méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction proposée par Youd et al.,^[86] ainsi que Idriss et Boulanger^[112], il faut utiliser les valeurs d'accélération maximale du sol indiquées au tableau C-2 de l'annexe C de la division B. La méthode d'évaluation sismique de la stabilité des pentes et des déplacements est décrite à l'annexe E du manuel de l'APEGBC.^[113]

Éléments de structure, composants non structuraux et équipement (4.1.8.18.)

220. Il faut calculer les éléments fixés au bâtiment, c'est-à-dire les éléments structuraux non porteurs, les composants architecturaux et les installations mécaniques et électriques, de manière qu'ils ne

subissent pas de défaillance ni ne se détachent du bâtiment au cours des mouvements de calcul du sol. Le tableau 4.1.8.17. indique les différentes catégories d'éléments fixés au bâtiment, lesquelles comprennent les réservoirs et leur contenu, lorsque ceux-ci sont situés à l'intérieur d'un bâtiment.

221. L'expérience acquise au cours de séismes antérieurs a révélé que la défaillance ou le détachement de ces éléments (appelés ici « composants ») peuvent présenter une menace importante pour la sécurité des personnes. Les exigences de calcul de l'article 4.1.8.18. visent à garantir que ces composants et leurs assemblages au bâtiment conserveront leur intégrité pendant de fortes secousses sismiques. Les équations qui expriment les forces de calcul et les valeurs des paramètres de ces équations sont fondées sur celles qui sont utilisées dans les dispositions du NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]) et qui sont tirées d'une étude de Bachman et al.^[87] Leur adaptation pour les besoins du CNB et leurs incidences sur le calcul sont décrites par McKeivitt.^[88] Contrairement aux exigences du CNB de 1995, les dispositions actuelles offrent une démarche unifiée et uniforme pour tous ces éléments. Des lignes directrices pour la réduction du risque parasismique de ces composants sont présentées dans la norme CAN/CSA-S832.^[89]
222. Les structures internes, comme les rayonnages qui reposent seulement sur le sol et qui sont entourés de la structure du bâtiment mais n'y sont pas autrement fixés, doivent être analysés en tant que structures distinctes ou accessoires d'un bâtiment (catégories 11 et 12 du tableau 4.1.8.18.). La séparation doit être conforme aux exigences du paragraphe 4.1.8.14. 1). Lorsque les structures internes sont analysées en tant que structures distinctes, les valeurs de R_d et de R_o doivent être appropriées au système structural choisi; on peut s'appuyer sur les dispositions du paragraphe 4.1.8.9. 5) pour déterminer R_d et R_o s'il peut être démontré que le système est équivalent à l'un des types de SFRS indiqués au tableau 4.1.8.9. Une résistance adéquate aux forces latérales doit être assurée sur toute la hauteur de la structure. Les structures internes qui sont fixées les unes aux autres doivent agir de façon solidaire et résister aux forces sismiques latérales en proportion des rigidités relatives des composants. La norme CSA-A334.1/344.2^[114] et les documents RMI MH 16.1,^[115] ASCE/SEI 7,^[116] et BSSC^[96] renferment de la documentation de référence sur le calcul des structures internes. Ces documents doivent être interprétés conformément aux exigences du CNB de 2010.
223. Sous réserve du paragraphe 222, les rayonnages qui ne sont pas fixés à la structure du bâtiment et ceux qui y sont fixés ainsi que les systèmes de rayonnages qui sont fixés au bâtiment à tout étage doivent être considérés comme des accessoires (catégories 11 et 12 du tableau 4.1.8.18.) et satisfaire aux exigences de l'article 4.1.8.18. Les forces aux assemblages à la structure doivent être prises en considération dans le calcul des éléments structuraux qui les supportent.
224. La norme ASME-A17.1/CSA-B44^[117] renferme des renseignements sur le calcul des escaliers mécaniques, ascenseurs et monte-charges. Lors de l'application de cette norme, le concepteur devrait utiliser des paramètres de mouvement du sol qui sont compatibles avec ceux qui sont utilisés dans le CNB de 2010.
225. Le calcul des réservoirs autoporteurs ne s'inscrit pas dans la portée du CNB de 2005. Le calcul de ces réservoirs doit être fondé sur les pratiques courantes acceptées par l'industrie et les normes de calcul consensuelles (API-650,^[91] API-620,^[92] AWWA-D100,^[93] AWWA-D110,^[94] AWWA-D115,^[95] BSSC^[96]). Lorsque le concepteur applique ces normes de l'industrie aux localités canadiennes, il doit se servir de paramètres de mouvement du sol qui sont compatibles avec ceux qui sont utilisés dans le CNB.

Paragraphe 4.1.8.18. 1)

226. Les composants fixés au bâtiment doivent être calculés et détaillés de manière à conserver leur intégrité et à ne pas se détacher de la structure lorsqu'ils sont soumis aux forces produites par les mouvements de calcul du sol. Pour conserver leur intégrité, ils doivent aussi pouvoir résister aux flèches des composants qui en résultent ainsi qu'aux flèches du bâtiment produites par les forces sismiques. Ainsi, les panneaux muraux intérieurs doivent pouvoir supporter les glissements entre étages dans le plan et hors plan. Le calcul et les détails des assemblages entre les composants et la structure du bâtiment sont aussi très importants (le paragraphe 4.1.8.18. 8) renferme des exigences supplémentaires relatives aux assemblages).

La force de calcul dans le composant, V_p , qui doit être appliquée au centre de gravité du composant, est exprimée comme suit :

$$V_p = 0,3 I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) S_p \cdot W_p$$

où

$0,3 I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$ est équivalent à l'accélération maximale prévue à la base du bâtiment (cette valeur est fondée sur l'expérience et est à peu près égale au coefficient correspondant utilisé dans les dispositions du NEHRP 2000 (Building Seismic Safety Council^[26]));

S_p est le coefficient de réponse du composant, décrit en détail ci-après, qui tient compte de la nature du composant, de sa position dans le bâtiment et de ses propriétés dynamiques par rapport à celles de la structure de support;

W_p est le poids du composant; et

F_a est le coefficient d'emplacement de période courte utilisé dans le calcul du bâtiment. Lors du calcul des éléments à l'intérieur de bâtiments existants pour lesquels on dispose de données géotechniques insuffisantes afin de déterminer F_a , la valeur maximale de F_a relative à la valeur appropriée de $S_a(0,2)$ dans le tableau 4.1.8.4.B. peut être utilisée comme limite supérieure pour toute catégorie d'emplacement, y compris la catégorie F.

Le coefficient de réponse du composant, S_p , est déterminé comme suit :

$$S_p = C_p \cdot A_r \cdot A_x / R_p \quad \text{dans la mesure où } 0,7 \leq S_p \leq 4,0$$

Les facteurs de l'expression ci-dessus sont définis comme suit :

C_p tient compte du risque associé à la défaillance du composant. On assigne aux composants qui renferment des matières toxiques ou explosives des valeurs plus élevées pour tenir compte des conséquences que pourrait avoir le rejet de ces substances. C_p a une valeur de 1,00 pour les composants ordinaires et une valeur de 1,50 pour ceux qui renferment des matières toxiques ou explosives. La valeur de 0,70 assignée aux composants de la catégorie 13 (réservoirs à fond plat fixés directement à un plancher situé au niveau moyen du sol ou en dessous, dans un bâtiment) tient compte du faible risque de défaillance associé à ce type de réservoirs.

A_r représente l'amplification dynamique du composant en fonction de sa position de fixation à la structure du bâtiment; cette valeur est tributaire du rapport de la période naturelle du composant à la période fondamentale de la structure du bâtiment. Les amplifications les plus fortes (2,50) sont observées lorsque les deux périodes sont semblables; il n'y a pas d'amplification ($A_r = 1,00$) lorsqu'elles sont très éloignées.

A_x représente l'amplification de l'accélération de la base de la structure du bâtiment jusqu'à la hauteur à laquelle le composant est fixé. Ce coefficient dépend uniquement de la hauteur à laquelle le composant est fixé et est exprimé comme suit :

$$A_x = (1 + 2h_x/h_n)$$

R_p est le coefficient de modification de réponse du composant, qui tient compte de la capacité de dissipation de l'énergie du composant et de son assemblage à la structure; il remplit la même fonction que le coefficient de modification de force liée à la ductilité, R_d . Les valeurs assignées aux différentes catégories de composants varient de 1,00 à 5,00 et sont fondées sur l'expérience acquise au cours de séismes précédents et le jugement des ingénieurs, qui connaissent bien le comportement de ces composants.

Les valeurs des coefficients C_p , A_r et R_p pour les 21 catégories de composants sont indiquées au tableau 4.1.8.17. Les catégories décrites dans ce tableau peuvent être regroupées comme suit :

Composants structuraux : catégories 1 à 6

Composants architecturaux : catégories 7 à 10

Composants mécaniques et électriques, y compris les réservoirs : catégories 11 à 17

Autres composants : catégories 18 à 21

Paragraphe 4.1.8.18. 2)

227. Les composants non structuraux fixés à des bâtiments autres que des bâtiments de protection civile ne posent qu'un faible risque pour la sécurité des personnes dans les régions de sismicité faible à modérée. Par conséquent, le paragraphe 4.1.8.18. 2) exempte ces composants (soit les catégories 7 à 21) lorsque l'accélération de calcul pour les périodes courtes modifiée par le coefficient de risque $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2) < 0,35$. Les composants de la catégorie 6 (planchers, balcons, poutres, etc. en porte-à-faux) sont également exemptés dans ces situations parce qu'ils sont soumis aux mouvements sismiques verticaux du sol, qui affichent généralement une amplitude plus faible que les mouvements horizontaux.

Paragraphe 4.1.8.18. 4)

228. Les catégories 11 et 12 du tableau 4.1.8.18. (machines, accessoires, équipement, conduits et réservoirs contenant ou ne contenant pas de matières toxiques ou explosives) sont divisées en sous-catégories qui distinguent les composants rigides avec assemblage rigide des composants souples ou avec assemblage souple. Ces distinctions sont importantes parce que chaque sous-catégorie est associée à une valeur différente du coefficient d'amplification dynamique, A_r , et du coefficient de modification de la réponse, R_p . Les composants rigides avec assemblage rigide n'ont pas d'amplification dynamique ($A_r = 1,00$) tandis que ceux qui sont souples ou avec assemblage souple ont une forte amplification dynamique ($A_r = 2,50$). En revanche, les composants rigides avec assemblage rigide ont une faible capacité de dissipation de l'énergie ($R_p = 1,25$) tandis que ceux qui sont souples ou avec assemblage souple ont une très bonne capacité de dissipation de l'énergie ($R_p = 2,50$). En raison des écarts marqués des valeurs de ces coefficients, il est nécessaire de proposer une démarche claire pour distinguer les deux sous-catégories. Au paragraphe 4.1.8.18. 4), on précise que la caractéristique distinctive est la période du mode fondamental. Si la période du mode fondamental d'un composant et de son assemblage est égale ou inférieure à 0,06 s, ce composant peut être considéré rigide avec assemblage rigide; si cette période est supérieure à 0,06 s, le composant est réputé souple ou avec assemblage souple. Dans la deuxième sous-catégorie, la flexibilité peut être attribuable à la souplesse du composant ou à celle de son assemblage à la structure. S'il est impossible de déterminer avec certitude la période du mode fondamental, le concepteur doit calculer la force V_p en se fondant sur l'hypothèse que le composant est souple ou avec assemblage souple, car ce sont les conditions qui produisent la plus grande force.

Paragraphe 4.1.8.18. 5)

229. Au moment de déterminer la force V_p pour les planchers surélevés (catégorie 9), il faut inclure à la fois la charge permanente du plancher surélevé lui-même et le poids de l'équipement permanent qui est fixé à ce plancher, qui ne doit pas être inférieur à 25 % de la surcharge du plancher. Il faut utiliser cette valeur minimale de poids supplémentaire pour s'assurer que les planchers et les assemblages sont adéquatement calculés en fonction d'une augmentation du poids de l'équipement, dans l'éventualité où des modifications seraient apportées après l'installation initiale. Dans le calcul de l'assemblage du plancher surélevé à la structure et de l'ancrage de l'équipement monté sur le plancher, il faut tenir compte des forces de cisaillement et du moment de renversement engendrés par le mouvement de l'équipement. Il faut accorder une attention particulière au risque de renversement, qui est d'autant plus important que l'équipement est élancé, parce qu'il peut compromettre la sécurité des personnes; dans ces cas, la force V_p doit être appliquée à 75 % de la hauteur de l'équipement (plutôt qu'au centre de gravité, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.18. 1)) pour obtenir une représentation acceptable des effets de renversement. Il faut également souligner que le poids total, W_{p_r} , doit être inclus dans le poids du plancher, W_i , aux fins de la détermination du cisaillement à la base, V , conformément à l'article 4.1.8.7.

Paragraphe 4.1.8.18. 6)

230. Lorsque la masse d'un seul élément souple ou d'un réservoir et de son contenu est supérieure à 10 % de la masse du plancher qui les supporte, le réservoir interagit alors de façon dynamique avec le plancher plutôt que d'agir simplement comme un accessoire fixé au plancher. Dans ces situations, il faut déterminer les forces latérales par une analyse dans laquelle le réservoir ou l'élément souple et la structure d'appui sont considérés comme un système couplé dynamiquement.

Paragraphe 4.1.8.18. 7)

231. Pour toutes les catégories de composants, sauf la catégorie 6 (planchers, balcons, poutres, etc. en porte-à-faux), la force de calcul, V_p , doit être appliquée horizontalement dans la direction la plus critique pour le calcul. Dans certains cas, par exemple pour les chemins de câbles électriques ou la tuyauterie, la direction critique peut varier pour différents assemblages du même composant. Pour la catégorie 6, la force V_p doit être appliquée verticalement, vers le haut ou vers le bas, soit dans la direction qui produit l'effet le plus critique; les charges dues à la pesanteur des composants doivent être prises en compte.

Paragraphe 4.1.8.18. 8)

232. Comme il a été mentionné précédemment, les assemblages entre les composants fixés au bâtiment et la structure qui les supporte jouent un rôle de premier plan. Ils doivent être calculés pour transmettre les forces de fixation, V_p , et les charges dues à la pesanteur associées au soutien des composants. Les alinéas 4.1.8.18. 8)a) à f) renferment d'autres exigences importantes qui doivent être satisfaites.

Alinéa a) : Le frottement causé par les charges dues à la pesanteur n'est pas réputé augmenter la résistance aux forces sismiques; le mouvement dynamique tridimensionnel d'un composant au cours de la réponse sismique peut prendre la forme d'un basculement ou d'une torsion autour de l'axe vertical, ce qui peut entraîner un pivotement du composant. Ce type de mouvement a été observé lors de séismes passés pour certains équipements, comme les réservoirs et les transformateurs.

Alinéa b) : La valeur de R_p pour les assemblages essentiellement non ductiles, notamment les adhésifs de surface ou les fixations à cartouche, comme les clous et les boulons, doit être de 1,0 de manière à tenir compte du manque de ductilité.

Alinéa c) : Pour les ancrages dans le béton utilisant des ancrages encastrés, comme les coquilles d'expansion, les ancrages contre-dépouille et la résine époxyde, lorsque la longueur d'encastrement est égale à moins de 8 fois le diamètre nominal des ancrages, la valeur de R_p est limitée à 1,5, ce qui tient compte de la ductilité limitée de ces ancrages. Ces types d'ancrage doivent être certifiés au moyen d'essais menés selon des méthodes semblables à celles qui sont décrites dans les normes ACI-355.2^[97] et CAN/CSA-A23.3.^[50]

Alinéa d) : Les fixations à cartouche, comme les clous et les boulons utilisés dans le béton et les ancrages du type simplement déposés, ne doivent pas être utilisés pour supporter des charges de traction. Cette restriction est imposée à ces types de fixations parce que ceux-ci ne peuvent pas résister aux charges cycliques de traction produites par la réponse sismique.

Alinéa e) : Lorsque des murs intérieurs et extérieurs et des accessoires (soit les catégories 1 à 3 au tableau 4.1.8.17.) sont fixés à la structure du bâtiment à une certaine hauteur au-dessus du premier étage, le délogement ou la chute de ces composants peut présenter un risque grave pour la sécurité des personnes. Pour prévenir ce risque, le paragraphe 4.1.8.18. 8) exige que les assemblages utilisés pour fixer ces composants au côté d'un bâtiment soient calculés en fonction de forces supérieures à celles qui ont servi au calcul des composants. Si le corps du dispositif d'assemblage — qui est le lien entre les assemblages à chaque extrémité du dispositif — est ductile, les forces de calcul utilisées pour le corps du dispositif d'assemblage doivent être les mêmes que pour le composant. Les assemblages à chaque extrémité du dispositif d'assemblage, comme les boulons, les soudures et les plaques, doivent toutefois être conçues en fonction de deux fois la capacité de déformation nominale du corps du dispositif d'assemblage. Lorsque le corps n'est pas ductile ou est inexistant, le facteur C_p est porté à 2,0 et la valeur 1,0 est attribuée à R_p , ce qui mène à une force de calcul accrue du dispositif d'assemblage.

Alinéa f) : Pour qu'un dispositif d'assemblage soit considéré comme ductile, son corps doit être l'élément inélastique déformable et l'assemblage à son extrémité doit être suffisamment résistant pour demeurer élastique.

Paragraphe 4.1.8.18. 9)

233. Bien que les planchers et les toits qui agissent comme diaphragmes soient classés dans la catégorie 4 au tableau 4.1.8.18., aucune valeur n'est spécifiée pour les coefficients C_p , A_r et R_p . Ces composants structuraux ne doivent pas être calculés selon les dispositions de l'article 4.1.8.18., mais doivent répondre aux exigences de l'article 4.1.8.15.

Paragraphe 4.1.8.18. 10)

234. La charge V_p spécifiée au paragraphe 4.1.8.18. 1) doit être utilisée dans l'analyse des composants et de leurs assemblages aux fins de la détermination des déformations latérales. Lorsqu'une analyse élastique est effectuée pour déterminer les déformations latérales, on doit multiplier les déformations calculées par R_p pour obtenir des valeurs réalistes des déformations prévues. Cette exigence est comparable à l'exigence (voir le paragraphe 4.1.8.13. 2)) applicable à la détermination des flèches de la structure du bâtiment parce qu'on a réduit les forces du composant de R_p pour tenir compte de la capacité de dissipation de l'énergie par action inélastique du composant et de son assemblage. Si l'assemblage et le composant ont des valeurs de R_p différentes, comme il est spécifié à l'alinéa 4.1.8.18. 8)e), la plus élevée des deux valeurs doit alors être utilisée comme multiplicateur.

Paragraphe 4.1.8.18. 11)

235. Dans la démarche spécifiée à l'article 4.1.8.18. pour le calcul des composants et de leurs assemblages, on prend pour hypothèse que les composants n'interagissent avec la structure qu'aux points de fixation et que la conception de la structure tient compte des forces exercées par les composants sur celle-ci. Il est donc important de prévoir un dégagement ou une séparation suffisants entre les composants fixés au bâtiment et la structure, fondés sur les déformations calculées au paragraphe 4.1.8.17. 10), de manière à prévenir les interactions accidentelles qui pourraient favoriser la transmission de forces imprévues à la structure. Lorsque les composants sont des murs ou des panneaux rigides, les exigences de l'alinéa 4.1.8.3. 6)b) doivent être satisfaites, ce qui signifie que ces composants doivent faire partie du SFRS si leur séparation n'est pas suffisante pour prévenir les interactions.

Paragraphe 4.1.8.18. 12)

236. S'il n'est pas isolé, l'équipement suspendu (p. ex. tuyaux, conduits et chemins de câbles) peut être endommagé s'il heurte la structure ou d'autres pièces d'équipement. On peut prévenir ces dommages en utilisant des dispositifs de retenue contre les secousses sismiques, comme des entretoises de contreventement, pour restreindre le mouvement latéral de l'équipement suspendu. Ces dispositifs de retenue doivent être conçus pour résister aux forces et aux déplacements de l'article 4.1.8.18. et construits de manière à ne pas faire fléchir les tirants de suspension, car ceux-ci sont conçus uniquement pour résister aux forces de traction.

Paragraphe 4.1.8.18. 13)

237. Si l'équipement suspendu est isolé des autres pièces d'équipement et des murs adjacents (p. ex. les appareils d'éclairage suspendus), il doit être conçu comme un système pendulaire, dans la mesure où les chaînes ou les tiges qui les retiennent puissent supporter 2,0 fois le poids de l'équipement suspendu et résister aux flèches du paragraphe 4.1.8.18. 10), à moins que le dégagement prévu ne permette à l'équipement d'osciller de 45° sans heurter l'équipement ou les murs adjacents, comme il est indiqué dans la norme CAN/CSA-S832.^[89]

Références

- [1] Heidebrecht, A.C., 1995, Insights and challenges associated with determining seismic design forces in a loading code, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 28: 224-246.
- [2] Hall, J.F., éd. 1994, Preliminary Reconnaissance Report Northridge Earthquake January 17, 1994, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie.
- [3] Park, R., Billings, I.J., Clifton, G.C., Cousins, J., Filiatrault, A., Jennings, D.N., Jones, L.C.P., Perrin, N.D., Rooney, S.L., Sinclair, J., Spurr, D.D., Tanaka, H. et Walker G., 1995, The Hyogo-ken Nanbu earthquake of 17 January 1995, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol. 28, n° 1, pp. 1-98.
- [4] Borcherdt, R.D., 1994, New developments in estimating site effects on ground motion, Compte rendu du séminaire du ATC-35 sur les derniers progrès en matière d'estimation des mouvements du sol et ses incidences sur la conception technique, Applied Technology Council, Californie, pp. 10-1 à 10-44.

- [5] Adams, J. et Halchuk, S., 2011, Seismic hazard model and values for the 2010 National Building Code of Canada, Rapport public 6761 de la Commission géologique du Canada (voir aussi <http://seismescanada.rncan.gc.ca>).
- [6] Adams, J. et Atkinson, G., 2003, Development of seismic hazard maps for the 2005 National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*.
- [7] Building Seismic Safety Council, 1998, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions (FEMA 302) and Part 2: Commentary (FEMA 303), Washington, D.C.
- [8] Finn, L. et Wightman, A., 2003, Ground motion amplification factors for NBCC 2005, *Revue canadienne de génie civil*.
- [9] Heidebrecht, A.C., Basham, P.W., Rainer, J.H. et Berry, M.J., 1983, Engineering applications of new probabilistic ground-motion maps of Canada, *Revue canadienne de génie civil*, 10: 670-680.
- [10] Tso, W.K., 1992, Overview of seismic provision changes in National Building Code of Canada 1990, *Revue canadienne de génie civil*, 19: 383-388.
- [11] Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M. et Anderson, D.L., 2003, Seismic force modification factors for the proposed 2005 NBCC, *Revue canadienne de génie civil*.
- [12] Saatcioglu, M. et Humar, J.M., 2003, Dynamic analysis of buildings for earthquake resistant design, *Revue canadienne de génie civil*.
- [13] Tremblay, R., 2005, Fundamental Period of Braced Steel Frames for Seismic Design, *Earthquake Spectra*, 21, 3, pp. 833-860.
- [14] Humar, J. et Mahgoub, M.A., 2003, Determination of seismic design forces by equivalent static load method, *Revue canadienne de génie civil*.
- [15] DeVall, R., 2003, Background information for some of the proposed earthquake design provisions for the next edition of the National Building Code of Canada, *Revue canadienne de génie civil*.
- [16] Humar, J.M., Yavari, S. et Saatcioglu, M., 2003, Design for forces induced by seismic torsion, *Revue canadienne de génie civil*.
- [17] Adams, J., 1990, Paleoseismicity of the Cascadia subduction zone — evidence from turbidites off the Oregon-Washington margin, *Tectonics*, vol. 9, pp. 569-583.
- [18] Satake, K., Shimazaki, K., Tsuji, Y. et Ueda, K., 1996, Time and size of a giant earthquake in Cascadia inferred from Japanese tsunami records of January 1700, *Nature*, vol. 379, pp. 246-249.
- [19] Basham, P.W., 1995, Recent advances in understanding of earthquake potential and seismic hazards in Canada, *Proc. 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montréal, pp. 45-64.
- [20] Atkinson, G.M. et Boore, D.M., 1995, New ground motion relations for eastern North America, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol. 85, pp. 17-30.
- [21] Atkinson, G.M., 1995, Ground motion relations for use in eastern hazard analysis, *Proc. 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montréal.
- [22] Atkinson, G.M., 1997, Empirical ground motion relations for earthquakes in the Cascadia region, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 24, pp. 64-77.
- [23] Boore, D.M., Joyner, W.B. et Fumal, T.E., 1997, Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work, *Seismological Research Letters*, vol. 68, pp. 128-153.
- [24] Cornell, C.A., 1968, Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, pp. 1583-1606.
- [25] McGuire, R.K., 1993, Computations of seismic hazard, Giardini, D. et Basham, P.W., éd. *Global Seismic Hazard Assessment Program*, *Annali di Geofisica*, vol. 34, pp. 181-200.
- [26] Building Seismic Safety Council, 2001, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2000 Edition, Part 1: Provisions (FEMA 368) and Part 2: Commentary (FEMA 369), Washington, D.C.
- [27] International Code Council 2001, 2000 International Building Code and 2000 Commentary Volume 1, Falls Church, Virginie.
- [28] Tremblay, R., 1998, Development of design spectra for long duration ground motions from Cascadia subduction earthquakes, *Revue canadienne de génie civil*, 25: 1078-1090.

- [29] Tremblay, R. et Atkinson, G.M., 2001, Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western sites, *Earthquake Spectra*, 17: 333-358.
- [30] Seed, H.B., 1986, Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes, Eighth Nabor Carillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics, Mazatlan, Mexique, 22 novembre.
- [31] Housner, George W., « Competing Against Time », Rapport présenté au gouverneur Deukmejian de Californie, Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, George W. Housner, président.
- [32] Idriss, I.M., 1990, Response of soft soil sites during earthquakes, Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium, Berkeley, Californie, vol. II.
- [33] Schnabel, P.B., Lysmer, J. et Seed, H.B., 1972, SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Rapport EERC 71-12, University of California at Berkeley.
- [34] Comité associé du Code national du bâtiment de 1995, Code national du bâtiment de 1995, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario.
- [35] Building Seismic Safety Council, 1995, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 1994 Edition, Part 1: Provisions (FEMA 222A), Washington, D.C.
- [36] Borcherdt, R.D., 1992, Dependent code provisions, Proc., NCCER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response During Earthquakes and Seismic Code Provisions, University of Southern California, Los Angeles, Simplified Site Classes and Empirical Amplification Factors for Site California, 18 au 20 novembre.
- [37] Borcherdt, R.D., 1994, Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification), *Earthquake Spectra*, vol. 10, n° 4, pp. 617-653.
- [38] Dobry, R., Martin, G.M., Parra, E. et Bhattacharyya, A., 1994, Development of site-dependent ratios of elastic response spectra (RRS) and site categories for building seismic codes, Proc., NCCER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response During Earthquakes and Seismic Code Provisions, University of Southern California, Los Angeles, Californie, du 18 au 20 novembre.
- [39] Dobry, R., Martin, G.M., Parra, E. et Bhattacharyya, A., 1994, Studies of ratios of response spectra soil/rock and of site categories for seismic codes, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.
- [40] Borcherdt, R.D., 2002, Empirical evidence for site coefficients in building code provisions, *Earthquake Spectra*, vol. 18, n° 2, pp. 189-218.
- [41] Kelly, J.M., 1991, Base Isolation: Origins and Development, EERC News, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Californie, vol. 12, n° 1, janvier.
- [42] Naïem, F. et Kelly, J.M., 1999, Design of seismically isolated structures: from theory to practice, John Wiley & Sons, 304 pp.
- [43] CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [44] Hanson, R.D. et Soong, T.T., 2001, Seismic design with supplementary energy dissipation devices, Monographie MNO-8, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie, 135 pp.
- [45] Anderson, D.L., DeVall, R.H., Loeffler, R.J. et Ventura, C.E., 2000, Preliminary guidelines for the non-linear analysis and design of hysteretic (displacement dependent) energy dissipation devices in buildings, Rapport privé présenté à RJC Consulting Engineers, Vancouver, C.-B.
- [46] Applied Technology Council, 1997, NEHRP guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273 et 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [47] Applied Technology Council, 1996, The seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC 40, Redwood City, Californie.
- [48] CSA-O86-09, Engineering Design in Wood, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [49] Ceccotti, A. et Karacabeyli, E., 2002, Validation of seismic design parameters for wood-frame shearwall systems, *Revue canadienne de génie civil*, 29: 484-498.

- [50] CAN/CSA-A23.3-04, Design of Concrete Structures, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [51] Paulay, T. et Priestley, M.J.N., 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., 744 pp.
- [52] MacRae, G.A., Priestley, M.J.N. et Tao, J., 1993, P- Δ design in seismic regions, Rapport n° 93/05, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, La Jolla, Californie, 114 pp.
- [53] Tremblay, R., Côté, B. et Léger, P., 1999, An evaluation of P- Δ amplification factors in multistory moment resisting frames, *Revue canadienne de génie civil*, 26: 535-548.
- [54] Bernal, D., 1987, Amplification Factors for Inelastic Dynamic P-Delta Effects in Earthquake Analysis, *Journal Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, vol. 15, pp. 635-651.
- [55] Bernal, D., 1992, Instability of Buildings Subjected to Earthquakes, *Journal Struct. Eng.*, ASCE, vol. 118, n° 8, pp. 2239-2260.
- [56] Montgomery, C.J., 1981, Influence of P-Delta Effects on Seismic Design, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 8, pp. 31-43 avec erratum à la p. 273.
- [57] Gupta, A. et Krawinkler, H., 2000, Dynamic P-Delta effects for flexible inelastic steel structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126: 145-154.
- [58] Humar, J., Mahgoub, M. et Ghorbanie-Asl, M., 2006, Effect of second order forces on seismic response, *Revue canadienne de génie civil*, 33: 692-706.
- [59] Applied Technology Council, 2008, FEMA P-695, Quantification of building seismic performance factors, ATC-63 Project Report, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [60] Krawinkler, H., Bertero, V. et Popov, E., 1975, Shear behavior of steel frame joints, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 101: 2317-2336.
- [61] Kramer, S.L., 1996, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey, 653 pp.
- [62] Beer, F.P. et Johnston, E.R. Jr., 1992, Mechanics of Materials 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co., 736 pp.
- [63] ECS 1998, Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, ébauche de mai 2001, Comité européen de normalisation, Bruxelles.
- [64] CSA-S16-09, Règles de calcul des charpentes en acier, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [65] Mitchell, D. et Paultre, P., 1994, Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 21, n° 6, p. 1049, 12 pp.
- [66] Rahgozar, M.A. et Humar, J.L., 1998, Accounting for overstrength in seismic design of steel structures, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 25, n° 1, p. 1, 15 pp.
- [67] Standards New Zealand 1992, Code of practice for general structural design and design loadings for buildings: Volume 1 Code of Practice (134 pp.) et Volume 2 Commentary (96 pp.), Wellington.
- [68] Esteva, L., 1987, Earthquake engineering research and practice in Mexico after 1985 earthquake, *Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering*, 20: 159-200.
- [69] Mitchell, D., Tinawai, R. et Redwood, R.G., 1990, Damage to buildings due to the 1989 Loma Prieta earthquake – a Canadian perspective, *Revue canadienne de génie civil*, 17: 813-834.
- [70] Rutenberg, A. et Heidebrecht, A.C., 1985, Rotational ground motion and seismic codes, *Revue canadienne de génie civil*, vol. 17, n° 3, pp. 583-592.
- [71] DeLaLlera, J.C. et Chopra, A.K., 1994, Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings, Rapport n° 94/07, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Californie.
- [72] Goel, R.K. et Chopra, A.K., 1993, Seismic code analysis of buildings without locating centres of rigidity, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119: 3039-3055.
- [73] Chopra, A., 1995, Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Inc., 729 pp.
- [74] Humar, J., 1990, Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Inc., 780 pp.
- [75] Naiem, F. et Lew, M., 1995, On the use of design spectrum compatible time histories, *Earthquake Spectra*, 11: 111-127.

- [76] Atkinson, G., 2009, Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC Uniform Hazard Spectrum, *Revue canadienne de génie civil*, 36: 991-1000.
- [77] Naumoski, N., 2001, « Program SYNTH - Generation of artificial accelerograms compatible with a target spectrum, » Département de génie civil, Université d'Ottawa, Ottawa, Ontario, 18 pp.
- [78] Vision 2000 Committee, 1995, Performance based seismic engineering of buildings, Structural Engineers Association of California (SEAOC), Sacramento, Californie.
- [79] Filiatrault, A., Cervantes, M., Folz, B. et Prion, H., 1994, Pounding of buildings during earthquakes: a Canadian perspective, *Revue canadienne de génie civil*, 21: 251-265.
- [80] Filiatrault, A. et Cervantes, M., 1995, Separation between buildings to avoid pounding during earthquakes, *Revue canadienne de génie civil*, 22: 164-179.
- [81] CSA-S304.1-04, Calcul des ouvrages en maçonnerie, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [82] Anderson, D.L., 2003, Effect of foundation rocking on the seismic response of shear walls, *Revue canadienne de génie civil*.
- [83] Draft Australian/New Zealand Standard DR00902, 2002.
- [84] Mononobe, N. et Matsuo, H., On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, *Proc. World Engineering Congress*, 1929, vol. 9, pp. 177-185.
- [85] Seed, H.B. et Whitman, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, *Am. Soc. Civ. Eng., Specialty Conference – Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, New York, 1970.
- [86] Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. et Stoke, K.H. III, 2001, Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEE and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, n° 10.
- [87] Bachman, R.E., Drake, R.M. et Richter, P.J., 1993, 1994 Update to 1991 NEHRP Provisions for Architectural, Mechanical, and Electrical Components and Systems, rapport présenté au National Center for Earthquake Engineering Research, 22 février.
- [88] McKevitt, W., 2003, Proposed Canadian code provisions for seismic design of elements of structures, non-structural components and equipment, *Revue canadienne de génie civil*.
- [89] CAN/CSA-S832-06, Lignes directrices en matière de diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels de bâtiments, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [90] RMI 1990, Specification for the design, testing and utilization of industrial steel storage racks, Rack Manufacturers Institute.
- [91] API-650-2007, Welded Tanks for Oil Storage, American Petroleum Institute, Washington, D.C.
- [92] API-620-2008, Design and Construction of Large, Welded, Low Pressure Storage Tanks, American Petroleum Institute, Washington, D.C.
- [93] ANSI/AWWA D100-1996, Welded Steel Tanks for Water Storage, American Water Works Association, Denver, Colorado.
- [94] ANSI/AWWA D110-1995, Wire and Strand-Wound Circular Prestressed Concrete Water Tanks, American Water Works Association, Denver, Colorado.
- [95] ANSI/AWWA D115-1995, Circular Prestressed Concrete Tanks With Circumferential Tendons, American Water Works Association, Denver, Colorado.
- [96] Building Seismic Safety Council, 2003, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2003 Edition, Part 1: Provisions (FEMA 450) and Part 2: Commentary (FEMA 450), Washington, D.C.
- [97] ACI-355.2-01/355.2R-01, Evaluating the Performance of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary, American Concrete Institute, 2001.
- [98] Branston, A.E., Chen, C.Y., Boudreault, F.A., et Rogers, C.A., 2006, Testing of light-gauge steel-frame – wood structural panel shear walls, *Revue canadienne de génie civil*, 33(5): 561-572.

- [99] Al-Kharat, M. et Rogers, C.A., 2008, Inelastic performance of screw connected cold-formed steel strap braced walls, *Revue canadienne de génie civil*, 35(1): 11-26.
- [100] Comeau, G. et Rogers, C.A., 2008, Inelastic Performance of Welded Cold-Formed Steel Strapped Braced Walls, rapport de recherche, Département de génie civil et de mécanique, Université McGill, Montréal, Canada.
- [101] Velchev, K. et Rogers, C.A., 2008, Inelastic Performance of Screw Connected Cold-Formed Steel Strapped Braced Walls, rapport de recherche, Département de génie civil et de mécanique, Université McGill, Montréal, Canada.
- [102] Boudreault, F.A., Blais, C. et Rogers, C.A., 2007, Seismic force modification factors for light-gauge steel-frame – wood structural panel shear walls, *Revue canadienne de génie civil*, 34(1): 56-65.
- [103] Comeau, G., Velchev, K. et Rogers, C.A., 2010, Development of seismic force modification factors for cold-formed steel strap braced walls, *Revue canadienne de génie civil (à l'impression)*.
- [104] CAN/CSA-S136-07, Spécification nord-américaine pour le calcul des éléments de charpente en acier formés à froid, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2007.
- [105] AISI-S213-07, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., 2007.
- [106] Essa, H.S., Tremblay, R. et Rogers, C., 2003, Behavior of Roof Deck Diaphragms under Quasi-Static Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129, 12, pp. 1658-1666.
- [107] Tremblay, R., Rogers, C., Martin, É. et Yang, W., 2004, Analysis, Testing and Design of Steel Roof Deck Diaphragms for Ductile Earthquake Resistance, *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 5, pp. 775-816.
- [108] Tremblay, R. et Rogers, C., 2005, Impact of Capacity Design Provisions and Period Limitations on the Seismic Design of Low-Rise Steel Buildings, *International Journal of Steel Structures*, 5(1), pp. 1-22.
- [109] Canadian Foundation Engineering Manual, 4^e édition, Société canadienne de géotechnique, 2006.
- [110] Ishihara, K. et Yoshimine, M., 1992, Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, vol. 32, n° 1, pp. 173-188.
- [111] Tokimatsu, K. et Seed, H.B., 1987, Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 113, n° 8, pp. 861-878.
- [112] Idriss, I.M. et Boulanger, R.W., 2008, Soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute*, MNO-12.
- [113] Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia, Guidelines for Legislated Landslide Assessments for Proposed Residential Development in British Columbia (<http://www.apeg.bc.ca/pppractice/documents/ppguidelines/guidelineslegislatedlandslide1.pdf>)
- [114] CSA-A344.1-05/A344.2-05, User Guide for Steel Storage Racks/Design and Construction of Steel Storage Racks, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2005.
- [115] RMI MH16.1-2004, Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks, Rack Manufacturers Institute, Charlotte, North Carolina.
- [116] ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Structural Engineers, Reston, Virginia, 2005.
- [117] ASME-A17.1-2007/CSA-B44-07, Code de sécurité sur les ascenseurs, les monte-charges et les escaliers mécaniques, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2007.

Sources de renseignements supplémentaires

Arnold, C. et Reitherman, R., 1982, *Building configuration and seismic design*, John Wiley & Sons, Inc., 296 pp.

Biddah, A.M.S., 1998, *Evaluation of the Seismic Level of Protection of Steel Moment Resisting Frame Building Structures*, Thèse de doctorat, McMaster University, Hamilton, Ontario.

EERI Ad Hoc Committee on Seismic Performance, 1994, *Expected Seismic Performance of Buildings*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie.

Heidebrecht, A.C., 1996, Major issues affecting the seismic design of building structures in Canada, exposé présenté à la conférence annuelle de la Société canadienne de génie civil, 1^{re} conférence spécialisée en construction, Edmonton.

- Heidebrecht, A. C., 1997, Seismic level of protection for building structures, *Revue canadienne de génie civil*, 24: 20-33.
- Heidebrecht, A.C., 1999, Implications of new Canadian uniform hazard spectra for seismic design and the seismic level of protection of building structures, *Proceedings of the Eighth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, C.-B.
- Heidebrecht, A.C., 1999, Concerning the seismic level of protection for the next edition of NBCC, rapport non publié pour le CANCEE.
- Heidebrecht, A.C., 2000, What's happening with seismic design in Canada, bulletin de l'Association canadienne du génie sismique.
- Naumoski, N. et Heidebrecht, A.C., 1997, Seismic level of protection of medium height reinforced concrete frame structures: design of frames, Rapport EERG 97-1, Département de génie civil, McMaster University, Hamilton, Ontario.
- Naumoski, N. et Heidebrecht, A.C., 1998, Seismic level of protection of medium height reinforced concrete frame structures: modelling and analysis, Rapport EERG 98-2, Département de génie civil, McMaster University, Hamilton, Ontario.
- Newmark, N.M. et Hall, W.J., 1982, Earthquake spectra and design, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Californie.
- Okamoto, S., « Introduction to Earthquake Engineering, » University of Tokyo Press, Tokyo, Japon, 1973, p. 126.
- Stafford Smith, B. et Coull, A., 1991, Tall Building Structures: Analysis and Design, John Wiley & Sons Inc.
- Uzumeri, S.M., 1993, Development of Canadian seismic-resistant design code for reinforced concrete buildings, comptes rendus du Tom Paulay Symposium « Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings », La Jolla, Californie.

Commentaire K

Fondations

Introduction

1. Le présent commentaire contient des lignes directrices fondées sur les règles de l'art pour le calcul des fondations et des excavations temporaires conformément à la section 4.2., Fondations, du CNB de 2010. La sous-section 4.1.3. du CNB exige l'utilisation de la méthode aux états limites pour le calcul des bâtiments et des composants structuraux. Le présent commentaire traite de cette méthode pour le calcul des fondations superficielles et des fondations profondes. Les renseignements qu'il donne visent à fournir une explication sommaire des problèmes courants de conception et de construction des fondations. Il faut cependant souligner que le présent commentaire, tout comme les documents auxquels il renvoie, ne saurait remplacer l'expérience et le jugement d'un ingénieur qualifié compétent dans ce domaine si complexe.
2. Le présent commentaire est divisé en trois parties : les excavations temporaires, les fondations superficielles et les fondations profondes. Le calcul aux états limites des excavations temporaires n'a pas encore été incorporé au CNB et ces excavations doivent encore être calculées selon les méthodes traditionnelles aux contraintes admissibles ou utilisant un coefficient de sécurité global.
3. Le présent commentaire ne traite pas spécifiquement des sujets suivants : identification et classification des sols et des roches, reconnaissance du sol, gonflement et retrait de l'argile, soulèvement des fondations sous l'effet du gel, pressions du sol, pressions hydrostatiques et murs de soutènement; ces sujets sont analysés dans le « Canadian Foundation Engineering Manual » (CFEM).^[1]

Calcul aux états limites

4. Les états limites sont les conditions d'une structure au-delà desquelles celle-ci cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Ils se subdivisent en deux groupes principaux :
 - les états limites ultimes; et
 - les états limites de tenue en service.
5. Les états limites ultimes portent principalement sur les mécanismes d'effondrement de la structure, donc sur la sécurité. Pour les fondations, les états limites ultimes sont :
 - le dépassement de la capacité portante des fondations (capacité portante ultime);
 - le glissement;
 - le soulèvement;
 - la déformation importante des fondations qui entraîne l'apparition d'un état limite ultime dans la superstructure ou le bâtiment;
 - le renversement; et
 - la perte de stabilité globale.
6. Les états limites de tenue en service correspondent aux mécanismes qui limitent ou empêchent l'usage prévu de la structure. Ils sont habituellement associés à des mouvements qui interrompent ou limitent la capacité de la structure à remplir sa fonction. Pour le calcul des fondations, les états limites de tenue en service peuvent se traduire par des :
 - mouvements excessifs (tassement, mouvement différentiel, soulèvement, mouvement latéral, inclinaison ou rotation); et
 - vibrations excessives.

Commentaire K

7. L'équation de base pour le calcul aux états limites est la suivante :

$$\phi R_n \geq \sum \alpha_i S_{ni}$$

où ϕR_n est la résistance géotechnique pondérée. Le coefficient de résistance, ϕ , tient compte de la variabilité de la force portante des sols et des dimensions d'après exécution ainsi que des variations introduites par les imprécisions du modèle de calcul. Il tient aussi indirectement compte des défaillances de ductilité et découlant de catastrophes. La résistance nominale, R_n , est la meilleure estimation de la résistance ultime de la fondation dont dispose l'ingénieur. La valeur de R_n devrait tenir compte, du moins en partie, des variations découlant des incertitudes géotechniques. Elle est fondée sur les forces portantes caractéristiques (nominales) des sols, sur les dimensions nominales (spécifiées) et sur le modèle normal de calcul.

8. S_{ni} est la valeur nominale des forces s'exerçant sur les fondations en raison de la i^{e} charge. Ces forces sont déterminées par analyse structurale à partir des charges spécifiées. α_i est le coefficient de charge pour la i^{e} charge. Il tient compte des variations de la charge en tant que telle, des approximations dans le modèle de charge fourni par le CNB et de la variabilité introduite par l'analyse structurale.
9. Les combinaisons de charges et les coefficients de charge sont ceux fournis à la sous-section 4.1.3. du CNB.
10. Les coefficients de résistance recommandés sont fournis au tableau K-1. Ces coefficients ont surtout été dérivés par correspondance directe avec le calcul aux contraintes admissibles classique. Cela veut dire que les dimensions des fondations déterminées par la capacité portante ne devraient pas varier tellement en utilisant le calcul aux états limites plutôt qu'aux contraintes admissibles. La dérivation du coefficient de résistance du tableau K-1 est décrite plus en détail dans la référence [24], où l'on démontre que l'indice de fiabilité estimatif (β) pour des fondations superficielles calculé à partir des coefficients de résistance du tableau K-1 se situe entre 2,8 et 3,5, une plage qui correspond aux valeurs couramment utilisées pour le calcul de la structure des bâtiments. La figure K-1, tirée de la référence [24], montre la relation entre le coefficient de sécurité global, le coefficient de résistance et l'indice de fiabilité, β , en utilisant des hypothèses statistiques pour la variabilité de la capacité portante (coefficient de variation de 0,3 et rapport de la valeur moyenne à la valeur nominale de 1,1) typiques pour des fondations profondes et superficielles. L'avantage de la figure K-1 est que β peut être rapidement interprété par des ingénieurs géotechniciens qui ont une expérience considérable de l'utilisation des valeurs conventionnelles du coefficient de sécurité global. Cela pourra aider les concepteurs, pendant la période de transition du calcul aux contraintes admissibles à celui aux états limites, en ce qui concerne les aspects géotechniques du calcul des fondations. Le CFEM^[1] contient d'autres commentaires à ce sujet.

Tableau K-1
Coefficients de résistance pour fondations superficielles et profondes

Description	Coefficients de résistance
1. Fondations superficielles	
a) Résistance du sol par analyse semi-empirique utilisant des données d'essais sur place et en laboratoire	0,5
b) Glissement	
i) basé sur le frottement ($c = 0$)	0,8
ii) basé sur la cohésion / adhérence ($\tan \phi = 0$)	0,6
2. Fondations profondes	
a) Résistance du sol à la charge axiale	
i) analyse semi-empirique utilisant des données d'essais sur place et en laboratoire	0,4
ii) analyse utilisant des résultats d'essais de charges statiques	0,6
iii) analyse utilisant des résultats de contrôle dynamique	0,5
iv) résistance au soulèvement selon une analyse semi-empirique	0,3
v) résistance au soulèvement selon des résultats d'essais de charge	0,4
b) Résistance aux charges horizontales	0,5

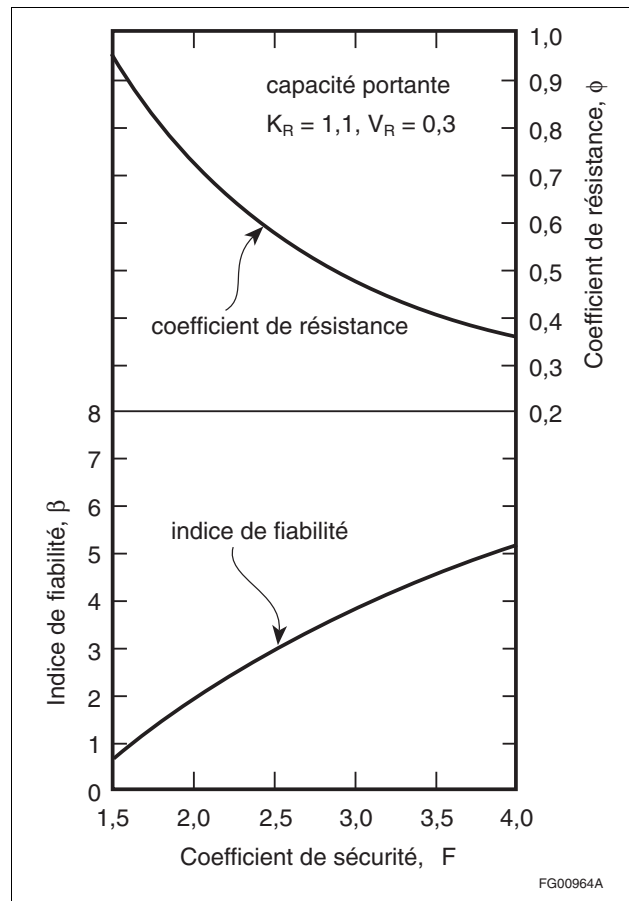


Figure K-1

Relation entre le coefficient de sécurité, le coefficient de résistance et l'indice de fiabilité par rapport à la capacité portante, $K_R = 1,1$, $V_R = 0,3$.

11. Le choix des valeurs caractéristiques des différentes propriétés du sol et de la roche convenant aux états limites étudiés doit être fondé sur les résultats d'essais en laboratoire et sur place et doit tenir compte de ce qui suit :
 - a) les données géologiques et les autres renseignements historiques comme les données de projets antérieurs;
 - b) la variabilité des valeurs utilisées pour les propriétés;
 - c) l'étendue de la zone de terrain qui détermine le comportement de la structure géotechnique pour l'état limite considéré;
 - d) l'effet de la qualité d'exécution sur les sols mis en place artificiellement ou amendés;
 - e) l'effet des travaux de construction sur les propriétés du sol existant.

Le choix de la valeur caractéristique doit tenir compte de l'écart possible entre les propriétés mesurées lors des essais et les propriétés du sol et de la roche qui déterminent le comportement du sol en raison de facteurs comme :

- a) la présence de fissures, qui peuvent avoir des effets différents lors de l'essai et à l'intérieur de la structure géotechnique;
 - b) les effets du temps; et
 - c) la fragilité ou la ductilité du sol et de la roche soumis aux essais.
12. Les valeurs caractéristiques correspondent essentiellement à la meilleure estimation d'un ingénieur en géotechnique des valeurs probables les plus appropriées des propriétés géotechniques pertinentes aux états limites étudiés. Une estimation prudente de la valeur moyenne pour le terrain concerné (zone d'influence) est généralement considérée être une valeur logique pouvant être utilisée comme valeur caractéristique. D'autres renseignements et conseils concernant le choix des valeurs caractéristiques se trouvent dans le CFEM.^[1]

Commentaire K

13. Dans bien des cas, la variabilité de la valeur moyenne d'une propriété d'un sol ou de la roche devrait être analysée, de même que la variabilité d'une valeur individuelle obtenue par un essai. L'étendue de la zone d'influence déterminant le comportement d'un terrain est généralement beaucoup plus grande que celle de la zone touchée par un essai de sol ou de la roche; par conséquent, le paramètre déterminant est souvent une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume du terrain. Une exception à cette règle serait la présence d'une couche fragile, à l'intérieur de la zone de terrain visée, qui contrôlerait le mécanisme de défaillance (état limite) le plus probable. La valeur caractéristique appropriée serait alors la résistance moyenne de la couche fragile, ou une estimation prudente de celle-ci, et non pas la résistance moyenne du volume de terrain visé.
14. La zone de terrain déterminante peut également dépendre du comportement de la structure supportée. Par exemple, si on considère la capacité portante pour un bâtiment reposant sur plusieurs semelles de répartition et incapable de résister à une défaillance localisée, le paramètre déterminant serait probablement la résistance moyenne répartie sur la zone de terrain au-dessous d'une semelle. Si, au contraire, le bâtiment est rigide et assez résistant, le paramètre déterminant peut être la moyenne de ces valeurs moyennes sur toute la surface couverte par le bâtiment ou une partie de cette surface.

Tableau K-2
Données générales sur les excavations non étayées⁽¹⁾⁽²⁾

Catégorie	Type de sol	Eau souterraine	Type de défaillance	Apparition de défaillance	Remarques	Références
A	Silts granulaires et non plastiques, à drainage naturel	Sous l'excavation ou contrôlée par assèchement préalable	En surface ou coin de glissement	Généralement rapide	Cause rarement des problèmes si l'eau souterraine est sous contrôle et si l'angle de la pente n'est pas supérieur à l'angle de frottement interne du sol. La cohésion apparente importe beaucoup dans le cas des excavations non saturées temporaires dont la pente est plus prononcée et qui peuvent s'écouler à la longue; les pentes supérieures à 45° ne sont pas recommandées; les excavations verticales ne doivent jamais dépasser 1,2 m de profondeur.	[2]
B	Comme pour la catégorie A	Excavation sous la nappe souterraine	Éboulement (divers degrés)	Rapide	Les sols fins et uniformes peuvent glisser sur des distances considérables par suite du pompage. Les pentes sont contrôlées par les effets hydrauliques et peuvent varier du tiers (ou moins) jusqu'à la valeur totale de l'angle de frottement interne.	Comme pour la catégorie A
C	Argiles non sensibles et silts plastiques et cohérents	Sol saturé ⁽³⁾	Avec rotation. Plan de faiblesse ou surface	Rapide ou tardive, selon le % de résistance au cisaillement du sol	En général, on peut se fier aux méthodes analytiques pour prédire la stabilité des argiles de consistances molle à ferme.	Comme pour la catégorie A
D	Argiles sensibles	Sol saturé ⁽³⁾	Avec rotation. Glissements régressifs et comme pour la catégorie C	Comme pour la catégorie C; très peu de signes précurseurs	User d'extrêmes précautions; une fois la défaillance initiale provoquée, le glissement régressif peut affecter une grande surface; en général, ne pas trop se fier aux méthodes analytiques pour prédire les défaillances.	—

(1) Les sols mixtes tels les dépôts glaciaires doivent être classifiés dans la catégorie A, B ou C, selon leur granulométrie, leur plasticité et leur perméabilité, et être traités en conséquence.

(2) La pente d'une paroi non étayée qui est plus ou moins stable à la fin des travaux peut être affectée par des facteurs tels la perturbation du sol à son pied, la nature et l'importance de la charge à son sommet, les vibrations, les précipitations et la période pendant laquelle l'excavation est à découvert.

(3) Il faut étudier les conditions de la nappe souterraine dans chaque couche pour les excavations effectuées dans des couches alternativement cohérentes et granulaires ou pour celles qui aboutissent dans un sol cohérent reposant sur des couches granulaires; il faut, en outre, déterminer le coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond de l'excavation ou à la défaillance de la pente causée par la pression ascendante de l'eau.

Excavations temporaires

Excavations non étayées

15. La sécurité et la stabilité des excavations non étayées sont fonction de leur profondeur et de la pente de leurs parois ainsi que des propriétés du sol et de la nappe souterraine. En terrain granulaire, les éboulements sont généralement assez limités, tandis qu'en terrain argileux les glissements circulaires peuvent être assez considérables et affecter les parois aussi bien que le fond de l'excavation. Il faut également tenir compte de la période pendant laquelle l'excavation demeure non étayée.
16. Le tableau K-2 porte sur les excavations pratiquées dans divers types de sols. Pour établir l'angle des pentes dans le cas des types de sol C et D, il faut effectuer des analyses de stabilité. Le choix de paramètres appropriés pour le calcul de la résistance au cisaillement pour ces analyses exige une évaluation minutieuse des niveaux de contrainte de cisaillement imposés, des effets du temps, des propriétés directionnelles et de l'uniformité du sol, et doit être confié à un ingénieur qualifié en la matière. Les effets exercés par la nappe souterraine à l'intérieur des pentes, ou les niveaux piézométriques au pied ou au-dessous du pied de la pente proposée, doivent également être étudiés, car les pressions hydrostatiques peuvent réduire considérablement la résistance au cisaillement le long d'une zone de défaillance possible. Le CFEM^[1] contient d'autres renseignements et conseils sur le calcul des excavations non étayées.

Excavations étayées

17. L'étayage temporaire des parois verticales d'une excavation exige l'évaluation d'un certain nombre de facteurs, entre autres la durée de cet étayage compte tenu de la poussée des terres, de la pression causée par le gel ou de la corrosion provenant d'un sol ou d'une eau souterraine agressive. Les parois de soutènement peuvent être non jointives permettant ainsi un drainage complet, ou jointives, formant alors une barrière contre l'écoulement de la nappe souterraine, selon la perméabilité du sol (conductivité hydraulique) et les conditions de la nappe souterraine. Les parois jointives sont conçues pour résister à la poussée des terres et à la pression totale de l'eau souterraine, tandis que les parois non jointives par où l'eau peut s'écouler ne sont pas affectées par les pressions hydrostatiques. Le CFEM^[1] ainsi que la norme CAN/CSA-S6^[47] et son commentaire contiennent d'autres renseignements et conseils sur l'analyse et le calcul d'excavations étayées.

Poussée des terres

18. Il n'y a aucune solution théorique générale qui puisse permettre de prévoir de façon satisfaisante la poussée des terres sur les parois de soutènement flexibles et semi-flexibles couramment utilisées dans toutes espèces de conditions d'appui possibles. La poussée de calcul des terres doit prendre en compte la méthode de construction et l'ordre des travaux ainsi que les limites admissibles de déformation des parois de l'excavation.
19. Lorsqu'une partie d'une paroi de soutènement flexible fléchit, des pressions s'exercent sur les parties plus rigides. Aussi, les pressions qui s'exercent à proximité des supports sont plus élevées qu'aux endroits non supportés et les charges appliquées aux supports varient essentiellement en fonction de la rigidité de ces derniers et des techniques de construction utilisées.
20. Les enveloppes de poussée des terres correspondant aux valeurs normalement prévues peuvent être représentées sous forme triangulaire, trapézoïdale ou rectangulaire, et les coefficients de poussée des terres applicables varient de K_A ,* coefficient de poussée active, à K_O ,** coefficient de poussée au repos, selon les mouvements admis pour le sol et la paroi.
21. **Sols non cohérents (granulaires).** Les renseignements indiqués au tableau K-3 ne sont qu'une première approximation et visent essentiellement les sols granulaires tels les remblais, les sables, les silts, les silts sableux, les sables graveleux, les graviers ou d'autres types de sols où l'on retrouve ces matériaux en couches superposées.

* $K_A = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi')$, où ϕ' = angle de frottement effectif du sol, la surface étant horizontale

** On suppose souvent que $K_O = 1 - \sin \phi'$

Tableau K-3
Enveloppe de poussée des terres pour le calcul des supports temporaires dans les sols granulaires

Type de retenue des parois	Poussée de calcul totale ⁽¹⁾	Enveloppe de répartition de la poussée ⁽²⁾	Limitation des mouvements du sol adjacent ⁽³⁾
Porte-à-faux	1,0 P _A	Triangulaire	Généralement très faible à moins que la paroi soit très rigide et bien fichée dans un sol dense
Étayage	1,2 à 1,3 P _A	Rectangulaire ou trapézoïdale	Généralement faible lorsque la nappe souterraine n'est pas bien contrôlée ou que l'exécution laisse à désirer; peut être assez bonne lorsque ces facteurs sont bien contrôlés et que l'étaillage est bien conçu et bien calé ou précontraint
Tirants	1,1 à 1,4 P _A	Rectangulaire ou trapézoïdale	Généralement bonne lorsque la poussée totale des terres est élevée; il y a habituellement moins de mouvements que pour les parois étayées et ils sont fonction du degré de précontrainte, de la qualité d'exécution et de la rigidité des parois

(1) P_A = poussée active totale théorique = $0,5\rho gH^2 \times K_A$,
où

ρ = masse volumique totale (apparente) du sol (submergé s'il est situé au-dessous de la nappe souterraine), en kg/m³;

H = profondeur de l'excavation; et

g = accélération due à la pesanteur, en m/s²

On recommande 0,2 comme limite inférieure de K_A même dans le cas des sols denses. Il faut ajouter au besoin les pressions dues aux surcharges ou au compactage et les pressions hydrostatiques.

(2) Une fois que P_A a été augmenté par le multiplicateur approprié, répartir la poussée totale sur la profondeur de l'excavation conformément aux indications de cette colonne; les limites triangulaires du trapézoïde généralement utilisées sont de 0,2H à 0,25H au sommet et à la base.

(3) Lorsqu'il faut exercer un plus grand contrôle sur les mouvements du sol adjacent, la poussée des terres au repos devrait être calculée à l'aide du coefficient K_O, les étrépillons ou les tirants d'ancrage étant soumis à une précontrainte égale à la charge totale de calcul. Il serait aussi possible de choisir une paroi plus rigide et de réduire l'espacement vertical des étrépillons ou des tirants.

22. Sols cohérents. Pour ce type de sol, il faut établir une distinction entre les argiles molles à fermes et les argiles raides à très raides. Il faut aussi prendre en compte les effets de la sensibilité de l'argile et du coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond de l'excavation.

23. Les renseignements du tableau K-4 portent sur les sols composés d'argiles raides (C_u > 50 kPa), y compris les argiles silicieuses, les argiles sableuses et les silts argileux. Pour les argiles molles (12 kPa < C_u < 25 kPa) à fermes (25 kPa < C_u < 50 kPa), se reporter au tableau K-5.**

La distribution de la poussée des terres calculée au moyen des valeurs nominales (non pondérées) K_A ou K_O et la distribution basée sur les tableaux K-3, K-4 et K-5 sont des distributions nominales (spécifiées) de poussée des terres. En ce qui concerne le calcul de la poussée latérale des terres dans des conditions d'états limites ultimes, il faut multiplier ces distributions par les coefficients de charge appropriés.

Tableau K-4
Enveloppe de poussée des terres pour le calcul des supports temporaires dans les argiles raides

Type de retenue des parois	Poussée de calcul totale	Enveloppe de répartition de la poussée ⁽¹⁾	Limitation des mouvements du sol adjacent
Porte-à-faux	1,0 P _A mais pas moins de $0,15\rho gH^2$ ⁽²⁾	Triangulaire	Peut être faible, selon la longueur du porte-à faux, la rigidité de la paroi, les conditions dans lesquelles elle est fichée et la sensibilité de l'argile ⁽³⁾⁽⁴⁾
Étayage ou tirants	$0,15\rho gH^2$ à $0,4\rho gH^2$ ⁽⁵⁾	Rectangulaire ou trapézoïdale	Est fonction de la résistance et de la sensibilité du sol, du préchargement ou de la précontrainte effective et de la rigidité de la paroi

(1) Les pressions dues aux surcharges et au compactage doivent être ajoutées au besoin, mais il n'est pas nécessaire d'inclure les pressions hydrostatiques et il faut utiliser la masse volumique totale (apparente) du sol, ρ , dans les calculs.

*** C_u = 1/2 de la résistance à la compression sans contrainte latérale = résistance au cisaillement du sol non drainé

Tableau K-4 (suite)

- (2) La valeur P_A peut être obtenue en utilisant la résistance à court terme, c'est-à-dire $P_A = \rho g H - 2C_u$ si les travaux sont de courte durée. La poussée positive minimale indiquée devrait être utilisée, qu'elle soit négative ou nulle.
- (3) La butée calculée à partir du fond de l'excavation doit être réduite de 50 % pour tenir compte des déplacements inévitables dus aux effets des déformations et à la libération des contraintes.
- (4) Il faut aussi vérifier le coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond de l'excavation dans le cas des argiles raides et surconsolidées par suite de contraintes latérales existantes très élevées.
- (5) Utiliser une gamme plus élevée si l'argile a une très grande sensibilité. Dans ce cas, si l'ordre des travaux ou leur mode d'exécution cause un mouvement important vers l'intérieur, quelle que soit d'ailleurs l'étape où en est rendue l'excavation, les pressions auront tendance à atteindre les valeurs caractéristiques des sols essentiellement fluides. Si les travaux sont bien exécutés, les pressions applicables à l'argile correspondent à celles indiquées au tableau K-2. En effectuant des essais de résistance sur des échantillons intacts d'argile raide fissurés, on risque de surévaluer les caractéristiques de résistance et, par le fait même, de sous-estimer la poussée des terres. Il faudrait tenir compte au besoin des effets des joints et des fissures afin de déterminer la résistance en service de la masse de sol.

Tableau K-5
Enveloppe de poussée des terres pour le calcul des supports temporaires dans les argiles molles à fermes

Type de retenue des parois	Poussée de calcul totale	Enveloppe de répartition de la poussée ⁽¹⁾	Limitation des mouvements du sol adjacent ⁽²⁾⁽³⁾
Porte-à-faux	$1,0 P_A$ mais pas moins de $0,15 \rho g H^2$ ⁽⁴⁾	Triangulaire	Très faible; en général, ne pas utiliser ce type de support dans le cas des argiles molles et sensibles
Étayage ou tirants	$0,4 \rho g H^2$ à $0,8 \rho g H^2$ ⁽⁵⁾	Rectangulaire	Est fonction de la résistance de l'argile au cisaillement et de sa stabilité ⁽⁶⁾

- (1) Des pressions essentiellement fluides peuvent se produire dans les argiles très sensibles par suite des mouvements inévitables des parois avant la mise en place des supports de soutènement.
- (2) La butée calculée à partir du fond de l'excavation doit être réduite d'au moins 50 % pour tenir compte des déplacements inévitables dus aux effets des déformations.
- (3) Dans le cas des argiles sensibles de consistance molle à ferme on pourrait, comme mesure supplémentaire : a) placer l'étréssillon ou le tirant supérieur avant de poursuivre l'excavation dès que la profondeur atteint 1,5 à 3 m, et b) dans les cas où la surface d'excavation est assez limitée, couler si possible une couche de béton de 150 à 300 mm d'épaisseur au fond de l'excavation dès que cette dernière est terminée.
- (4) La valeur P_A peut être obtenue en utilisant la résistance à court terme, c'est-à-dire $P_A = \rho g H - 2C_u$ si les travaux sont de courte durée. La poussée positive minimale indiquée devrait être utilisée, qu'elle soit négative ou nulle.
- (5) Utiliser une gamme plus élevée si l'argile est molle, et une plus basse si l'argile est ferme. Cette valeur peut s'avérer assez modérée pour les sols cohérents sableux-silteux, non homogènes, non sensibles et de consistance ferme. Utiliser une gamme plus élevée si le chiffre de stabilité $N = (\rho g H + \text{surcharge})/C_u$ atteint 5 à 6. Le soulèvement du fond peut aussi se produire à cette profondeur et il faudrait prendre les précautions appropriées.
- (6) La conception d'un système d'étaillage dans l'argile molle à ferme n'est pas un travail courant et on recommande de recourir aux conseils d'un spécialiste pour déterminer les pressions de poussée des terres, vérifier la stabilité d'ensemble et le soulèvement du fond et prédire les mouvements du sol adjacent.

Mouvements reliés aux excavations

24. Les mouvements reliés aux excavations dépendent surtout des techniques de construction utilisées et consistent généralement en un déplacement horizontal du sol et du blindage vers cette excavation et en un déplacement vertical correspondant le long de ces parois. Ces mouvements horizontaux et verticaux sont généralement du même ordre de grandeur; toutefois, si les parois sont très flexibles, les mouvements horizontaux peuvent augmenter considérablement. Si les techniques de construction utilisées sont médiocres, des mouvements irréguliers peuvent également se produire derrière les parois à cause de la présence de vides ou de l'érosion du sol.
25. Les mouvements dus au déplacement des parois en porte-à-faux dépendent de la rigidité de ces dernières et de la dureté du sol. Pour la plupart des types de parois flexibles ou relativement flexibles, les déformations latérales dépassent les valeurs nécessaires à la mobilisation de la poussée des terres. Pour la plupart des sols et particulièrement pour ceux qui sont cohérents, il y a donc risque d'un accroissement des pressions latérales au-delà des valeurs de la poussée des terres par suite d'un certain relâchement dû aux effets des déformations. Toutefois, cette éventualité n'est pas à craindre si on utilise des pressions latérales du sol égales ou supérieures et si on prévoit des parois bien rigides, par exemple formées de pieux cylindriques de grand diamètre fichés dans un sol de résistance suffisante. Il faut aussi tenir compte de la poussée latérale des terres due au matériel de compactage (CFEM,^[1] norme CAN/CSA-S6^[47]).
26. Les mouvements dus au déplacement dans les excavations étayées sont jusqu'à un certain point inévitables, car ils ne sont pas fonction des hypothèses de calcul mais des détails et techniques de construction. De tels mouvements se produisent à chaque étape des travaux avant la mise en place de chaque niveau d'étrésillons.
27. Les méthodes de calcul permettent de prévoir le déplacement des parois ancrées avec plus de précision que celui des parois étayées. Le nombre de tirants et leur espacement vertical jouent un rôle important dans la détermination du degré de déformation latérale. En pratique, les mouvements dus au déplacement des parois entre pieux d'étayage, des rideaux de palplanches ou de toutes autres parois ancrées sont généralement moindres que ceux dus au déplacement des parois étayées, pour la même profondeur d'excavation.
28. Le tableau K-6 résume la gamme approximative des mouvements verticaux et latéraux à prévoir. Il faut souligner que dans certains cas il est possible d'obtenir de meilleurs résultats si on utilise de bonnes méthodes de conception et de bonnes techniques de construction, si on exerce une surveillance minutieuse en chantier et si on vérifie de près l'état de l'excavation. Le CFEM^[1] contient d'autres renseignements et conseils à ce sujet.

Tableau K-6
Mouvements verticaux et horizontaux reliés aux excavations⁽¹⁾⁽²⁾

Type de retenue des parois ⁽³⁾	Type de paroi	Sols granulaires, % de la profondeur	Argiles raides, % de la profondeur	Argiles molles à fermes ⁽⁴⁾ , % de la profondeur	Remarques
Porte-à-faux	Rigidité courante	Moyen à grand	Moyen	Peut céder	Mouvements reliés aux parois, à la consistance du sol et aux conditions dans lesquelles elles sont fichées
Étayage	Parois entre pieux d'étayage (profilés en H) ou rideaux de palplanches	0,2 à 0,5	0,1 à 0,6 ⁽⁵⁾	1 à 2 ⁽⁵⁾	Étrésillons installés dès qu'un niveau de support est atteint et précontraints à 100 % de la charge de calcul
	Étrésillons ou contre-fiches	0,5 à 1,0	0,3 à 0,8	> 2	Les pourcentages peuvent être plus élevés si l'exécution est médiocre

Tableau K-6 (suite)

Type de retenue des parois ⁽³⁾	Type de paroi	Sols granulaires, % de la profondeur	Argiles raides, % de la profondeur	Argiles molles à fermes ⁽⁴⁾ , % de la profondeur	Remarques
Tirants d'ancrage	Parois entre pieux d'éclayage (profilés en H) ou rideaux de palplanches	0,2 à 0,4	0,1 à 0,5	1 à 2	Précontraint à une valeur comprise entre la poussée et la pression au repos
	Diaphragme en béton	< 0,2	< 0,1 à 0,5	< 1 à 2	Précontraint comme ci-dessus. Comme la rigidité des parois et la poussée de calcul des terres sont généralement plus élevées, les mouvements sont en général plus faibles que pour les parois entre pieux d'éclayage ou les rideaux de palplanches; très peu de données disponibles

- (1) Les mouvements indiqués s'appliquent directement à l'arrière de la paroi; dans le cas des sols granulaires et des argiles raides, on prévoit que les mouvements s'étendent à peu près linéairement sur une distance horizontale de 1,0 à 1,5 fois la profondeur de l'excavation (H). Pour les argiles de consistance molle à ferme, cette distance est de 2,0 à 2,5H si l'exécution est passable, et de plus de 3H si elle est médiocre.
- (2) Si la nappe souterraine n'est pas bien contrôlée dans les couches granulaires, les mouvements peuvent être supérieurs à ceux indiqués et il peut y avoir érosion du terrain.
- (3) L'expérience révèle que les mouvements sont réduits si les étréssillons ou les tirants d'ancrage sont rapprochés verticalement et si on accorde beaucoup de soin aux détails de précontrainte.
- (4) Si le coefficient de sécurité applicable au soulèvement du fond pour les argiles de consistance molle à ferme est peu élevé, des déformations importantes peuvent s'ensuivre.
- (5) Une gamme plus élevée de mouvements s'applique généralement aux argiles très sensibles, qu'elles soient raides ou molles à fermes.

Reprises en sous-oeuvre

29. Les structures adjacentes aux excavations doivent souvent être supportées. La nécessité de les reprendre en sous-oeuvre est fonction de leur emplacement, des caractéristiques des fondations qui les supportent, de leur sensibilité au tassement et aux déformations latérales, ainsi que du coût de l'opération. Tout cela devrait être comparé à ce qui se produirait en l'absence de reprise en sous-oeuvre, c'est-à-dire à l'obligation de supporter davantage les parois de l'excavation ou de prendre d'autres dispositions dans le même but, d'encourir des frais de réparations ou encore de subir d'autres conséquences.
30. La figure K-2 représente les zones à l'intérieur desquelles il faut ordinairement prévoir un support pour les structures adjacentes aux excavations. Si ces structures reposent sur la roche et que l'excavation elle-même est effectuée dans la roche, il faut prévoir moins de travaux de reprise en sous-oeuvre et plus de support latéral.
31. Le tableau K-6 résume l'ordre de grandeur des mouvements reliés aux excavations, selon les diverses méthodes de support employées et les différents types de sols rencontrés. Ce tableau peut aussi être utilisé pour déterminer s'il y a lieu de prévoir des reprises en sous-oeuvre. Le CFEM^[1] contient des renseignements et des conseils supplémentaires à ce sujet.

Commentaire K

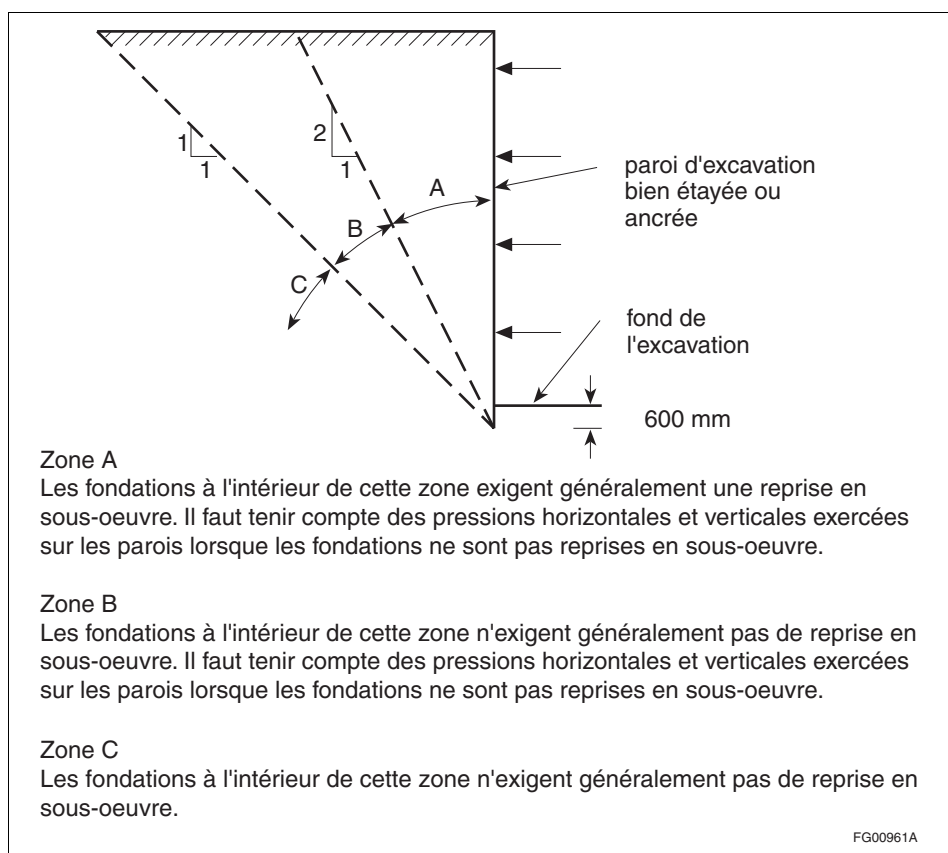


Figure K-2
Cas de reprise en sous-œuvre

Tirants d'ancrage dans le sol ou dans la roche

32. Les tirants d'ancrage sont généralement inclinés vers le bas et transmettent aux éléments verticaux la composante verticale de l'effort total qu'ils exercent. Il faut tenir compte de ces composantes, ainsi que du poids des éléments verticaux, dans les calculs.
33. Les forces qui résistent au mouvement descendant causé par les tirants d'ancrage sont le frottement superficiel et la butée au pied des éléments verticaux. Lorsque des parois entre pieux d'étais (profilés en H) sont utilisées, les forces verticales sont concentrées dans les pieux. Seule une minime partie du frottement peut servir, si toutefois il y a frottement. Ces forces verticales doivent être supportées au pied des pieux et il faudrait vérifier les résistances verticale et horizontale au pied pour empêcher des déformations inacceptables de se produire.
34. Le tassement des éléments verticaux réduit quelque peu les efforts dans les tirants, ce qui a pour effet d'entraîner le déplacement vers l'extérieur de la paroi supportée. Il faudrait vérifier les mouvements verticaux et horizontaux dans les parties supérieure et inférieure de l'excavation à intervalles réguliers au cours des travaux.
35. Le comportement des tirants ancrés dans le sol et la roche est fonction non seulement des légères variations dans l'état du sol ou de la nappe souterraine, mais aussi des techniques et des détails de construction. Par conséquent, il pourrait être imprudent de se fier aux calculs théoriques pour prédire la résistance des tirants d'ancrage. Celle-ci devrait être déterminée par des essais tenant compte de la déformation sous la charge et du degré de « glissement » du terrain; chaque tirant devrait également être soumis à des charges d'essai au cours de la construction.
36. La stabilité d'ensemble d'un système d'ancrage doit être vérifiée en analysant celle du terrain compris entre la paroi de soutènement et les tirants. En général, les tirants doivent être ancrés au-delà d'une ligne tracée à 45° à partir du fond de l'excavation et il faut considérer que le terrain n'a aucune résistance effective en deçà de cette ligne.

Calcul et installation des éléments d'étayage

37. Les éléments tels les longrines, les étrésillons, les pieux d'étayage (profilés en H) et les palplanches doivent être conformes aux exigences de calcul contenues dans la partie 4 de la division B du CNB.
38. La profondeur de pénétration des éléments d'étayage verticaux doit correspondre à au moins 1,5 fois la profondeur exigée pour l'équilibre des moments par rapport à l'étrésillon le plus bas.
39. Dans le cas de pieux d'étayage battus, la force horizontale maximale appliquée sur leur semelle en dessous du fond de l'excavation peut être considérée comme égale à 1,5 fois la valeur calculée pour la largeur de cette semelle, à condition que l'espacement des pieux ne soit pas inférieur à 5 fois la largeur de la semelle.
40. Si la partie inférieure des pieux d'étayage est noyée dans un bloc cylindrique en béton, on peut substituer à la largeur de la semelle mentionnée au paragraphe précédent le diamètre de ce bloc.
41. Les madriers doivent être en bois dur de bonne qualité et de dimensions conformes aux règles de l'art. Ils doivent être mis en place dès que l'excavation a atteint une profondeur d'environ un mètre qui peut varier en fonction des propriétés du sol. Cette profondeur peut être très faible dans le cas des argiles molles et des sols non cohérents. La profondeur maximale que l'on peut atteindre sans mettre de madriers en place est de 1,2 m. L'espace derrière les madriers devrait être bien remblayé.
42. Pour réduire la possibilité d'érosion locale du sol lorsqu'on creuse dans des sables et des silts sous la nappe souterraine originale, il faudrait placer de la paille, de la toile épaisse et dans les cas extrêmes, du mortier, derrière les madriers de blindage au moment de leur pose.
43. Le calcul de tous les éléments, y compris les étrésillons, les longrines, les palplanches, les parois et les pieux d'étayage doit être vérifié à diverses étapes de l'excavation en tenant pour acquis que la paroi est continue au-delà des étrésillons situés immédiatement au-dessus du niveau d'excavation atteint et qu'elle est supportée sous ce niveau par la résistance passive disponible. C'est en effet dans ces conditions que la charge sur les étrésillons et les longrines pourrait être maximale.
44. Lorsque à certains moments les techniques de construction employées entraînent des charges ou des contraintes excessives, des tranchées peuvent être creusées pour améliorer la situation.
45. Il faut vérifier la résistance des éléments de soutènement une fois certaines parties du bâtiment situées à l'intérieur de l'excavation terminées et les étrésillons inférieurs enlevés. Il faut donc tenir compte de l'augmentation possible de la charge imposée aux étrésillons qui demeurent en place et il faudrait prendre en compte les contraintes de flexion développées dans le blindage par l'enlèvement des étrésillons inférieurs.

Contrôle de la nappe souterraine dans les excavations

46. Lors du drainage des excavations, il faut :
 - a) choisir une méthode de drainage qui non seulement assure la stabilité des parois et du fond de l'excavation, mais empêche aussi l'endommagement des structures adjacentes, par exemple par tassement;
 - b) maîtriser constamment le niveau de la nappe souterraine, afin d'empêcher toute fluctuation susceptible de rendre l'excavation instable;
 - c) installer des filtres au besoin pour retenir la terre;
 - d) mettre en place des installations de pompage ordinaire et de secours d'un débit adéquat;
 - e) évacuer l'eau pompée pour qu'elle ne nuise pas à l'excavation et ne cause pas de pollution;
 - f) maintenir dans la plupart des sols, le niveau de la nappe de 600 à 1500 mm au moins au-dessous du fond de l'excavation pour permettre de travailler à sec dans cette dernière. Ce niveau devrait être maintenu plus bas dans les silts que dans les sables afin d'éviter la remontée de l'eau à la surface sous l'effet de la circulation des véhicules, et de rendre le fond de l'excavation humide ou boueux;
 - g) bien surveiller les niveaux de la nappe souterraine au moyen de piézomètres ou de colonnes d'observation;
 - h) abaisser la pression hydrostatique dans les couches perméables sur lesquelles reposent des couches peu perméables, lorsque cette pression et la profondeur de l'excavation le justifient afin de prévenir tout soulèvement ou perturbation de la couche imperméable;
 - i) pomper l'eau des fossés ou puisards à l'intérieur des excavations qui sont généralement effectuées dans les sols denses à faible perméabilité, tels certains dépôts glaciaires ou sols cohérents, ou qui sont creusées dans la roche; cette méthode n'est pas recommandée pour les excavations pratiquées dans les sols

Commentaire K

perméables ou semi-perméables, tels les silts ou les sables fins, car elle peut provoquer l'éboulement des parois de l'excavation et la perturbation du fond.

Fondations superficielles

Généralités

47. Les fondations superficielles sont celles qui reposent sur le sol ou la roche tout près de la partie la plus basse de la structure qu'elles supportent. Leur profondeur est fonction des exigences de protection contre les effets du climat ou du gel; on ne tient généralement pas compte des charges verticales qui s'exercent sur les parois des fondations par adhérence ou frottement.

Méthode de calcul aux états limites pour les fondations superficielles.

48. Les états limites dont il faut tenir compte sont abordés aux paragraphes 4, 5 et 6 du présent commentaire.
49. Pour le calcul d'une fondation superficielle, il faut utiliser l'une des méthodes suivantes :
- a) la méthode directe, qui consiste à effectuer des analyses distinctes pour chaque état limite à l'aide de modèles de calcul recommandés par le CFEM^[1] ainsi qu'à l'aide des coefficients de charge et de résistance appropriés décrits dans le présent commentaire (voir le tableau K-1). Dans le cas des états limites de tenue en service liés au tassement, le tassement sous les charges en service est déterminé conformément aux méthodes fournies dans le CFEM^[1] selon des propriétés caractéristiques (nominales) du sol. Dans le cas des états limites ultimes liés à la capacité portante, les forces produites par les fondations en raison des charges pondérées (y compris celles dues au vent et aux séismes) sont comparées à la résistance géotechnique pondérée (c.-à-d. la résistance ultime nominale multipliée par les coefficients de résistance donnés au tableau K-1);
 - b) la méthode empirique, dans laquelle les pressions/résistances géotechniques estimées de façon empirique dans le CFEM^[1] sont comparées aux pressions dues aux charges spécifiées. Les pressions de tenue en service limites du CFEM^[1] sont généralement basées sur un tassement maximal d'environ 25 mm. La méthode empirique est pratique pour le calcul initial de fondations de bâtiments ainsi que pour le calcul définitif de la plupart des bâtiments ordinaires. Par contre, les fondations des bâtiments de grande hauteur et des tours, des bâtiments spéciaux sensibles aux mouvements ou des bâtiments construits sur un sol sensible devraient être évaluées à l'aide des méthodes directes appropriées décrites en a).
50. Les termes suivants associés aux états limites doivent être utilisés pour exprimer des critères géotechniques recommandés pour le calcul de la structure du bâtiment, y compris ses fondations :

Pression de tassement : pression au-delà de laquelle les critères de tenue en service spécifiés ne sont plus satisfaits. Cette pression est aussi appelée pression de tenue en service limite.

Capacité portante pondérée : capacité portante ultime calculée en utilisant les paramètres caractéristiques du sol et multipliée par le facteur de résistance recommandé approprié (voir le tableau K-1).

Résistance au glissement pondérée : résistance au glissement ultime calculée en utilisant les paramètres caractéristiques du sol et multipliée par le facteur de résistance recommandé approprié (voir le tableau K-1).

Résistance à l'arrachement pondérée (contre le soulèvement) : résistance à l'arrachement (soulèvement) ultime calculée en utilisant les paramètres caractéristiques du sol et multipliée par le facteur de résistance recommandé.

Capacité portante et tassement ultimes (tenue en service)

51. Il faut vérifier la capacité portante (états limites ultimes) et le tassement (états limites de tenue en service) lors de la conception des fondations. Il arrive souvent que le tassement (considérations de tenue en service) dicte les critères de conception. Les désordres causés par des tassements différentiels sont habituellement indiqués par le fendillement et le gauchissement des cadres de portes et de fenêtres. Une défaillance du sol imputable à sa capacité portante (états limites ultimes)

est assez rare sauf lors de travaux au cours desquels des semelles temporaires sont utilisées pour supporter des charges.

52. La capacité portante ultime des sols cohérents ou non cohérents peut être déterminée de façon assez sûre en supposant que les paramètres de résistance du sol porteur sont connus avec exactitude à la profondeur où la semelle exerce son influence. On peut calculer la capacité portante ultime des fondations superficielles au moyen de formules de capacité portante classiques, ou en utilisant des corrélations semi-empiriques fondées sur des résultats d'essais sur place comme l'essai de pénétration standard (valeurs N) ou l'essai au pénétromètre conique. On procède souvent à des corrélations avec des essais en laboratoire, par exemple des essais de compression uniaxiale, afin d'évaluer la capacité portante et la résistance ultime des tirants à l'arrachement du roc. Les propriétés types de résistance (nominales ultimes) du sol et du roc sont utilisées dans les formules de capacité portante classiques. La prédiction de la capacité portante ultime est multipliée par un coefficient de résistance approprié destiné à fournir la capacité portante pondérée. Le CFEM^[1] et la norme CAN/CSA-S6^[47] contiennent des renseignements et des conseils supplémentaires à ce sujet.
53. **Sols cohérents.** Le tassement d'un sol cohérent varie selon divers facteurs dont l'évaluation nécessite généralement discernement et expérience. Le plus important de ces facteurs est l'évaluation de la pression de préconsolidation, c'est-à-dire la pression maximale de consolidation déterminée par essai sur les lieux. Comme il existe beaucoup d'incertitudes dans ce domaine, une marge d'erreur représentée par un facteur de 2 est monnaie courante dans le calcul du tassement. Les sols cohérents font preuve d'un important tassement chronologique (une fois la construction terminée). La théorie de l'élasticité permet, sous réserve de modifications appropriées, de prédire le tassement selon un degré de précision raisonnable. De nombreuses autres méthodes théoriques et empiriques permettent également de prédire le tassement des fondations superficielles (CFEM^[1] et norme CAN/CSA-S6^[47] et son commentaire).
54. **Sols non cohérents.** Le tassement d'un sol non cohérent est généralement évalué par des méthodes empiriques et théoriques. Le tassement dans des sols granulaires (non cohérents) se produit généralement très rapidement, souvent au cours des travaux. Le tassement consécutif aux travaux est habituellement négligeable.
55. Le tassement consécutif aux travaux peut se produire très longtemps après leur parachèvement et même après que le comportement de la structure se soit avéré satisfaisant. Ce tassement est dû à des vibrations ou à des changements de la nappe souterraine causés par des tremblements de terre ou du dynamitage, ou encore à des inondations ou à l'abaissement de la nappe souterraine.

Calculs de base pour la conception des fondations superficielles

56. Dans le calcul aux états limites, les états limites pertinents sont précisés et le processus de calcul décrit à la figure K-3 permet de s'assurer qu'aucun d'entre eux n'est dépassé. Il est souvent possible de simplifier ce processus, l'expérience démontrant fréquemment quel type d'état limite aura préséance dans le calcul; il suffit ensuite de s'assurer de ne pas dépasser les autres états limites. Les indications s'appliquent uniquement aux semelles supportant des charges verticales.

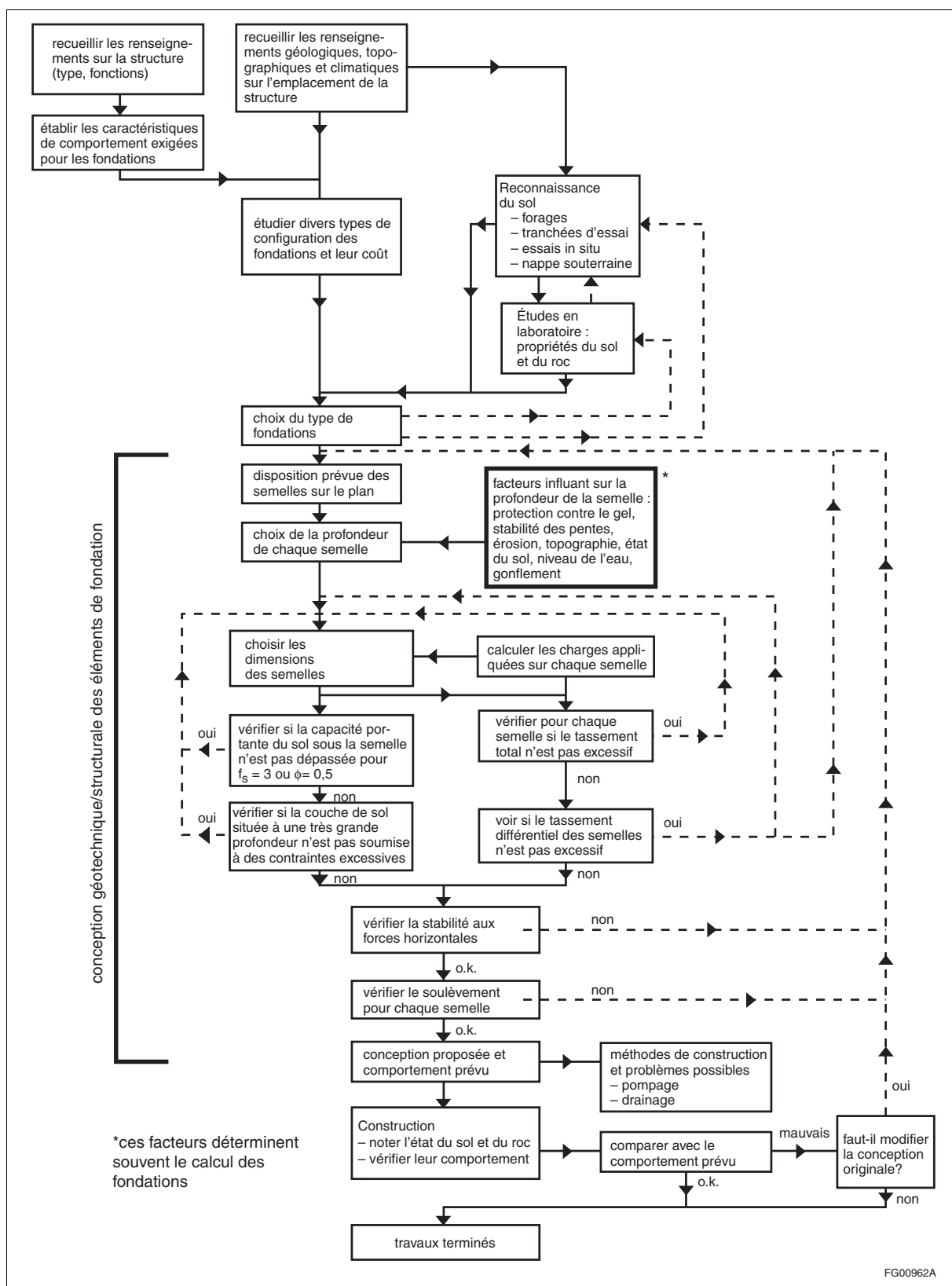


Figure K-3
Étapes du calcul des fondations superficielles

Évaluation de la pression de tassement (tenue en service) admissible

57. Aux fins du calcul aux contraintes admissibles, la pression admissible dépendait souvent des facteurs de tassement (tenue en service). Les pressions de calcul faisaient généralement en sorte que le tassement total ne dépassait pas 25 mm et le tassement différentiel, 19 mm. On peut habituellement réaliser des calculs préliminaires en fonction de la description et de l'état du terrain. Les calculs définitifs devraient toutefois permettre de confirmer ces calculs préliminaires au moyen de méthodes analytiques courantes (calculs) et conformes aux règles de la géotechnique.
58. Les tableaux K-7 à K-9 donnent les valeurs approximatives qui correspondent aux pressions de tenue en service (pressions de tassement) pour la roche et les sols. L'expérience a démontré que ces valeurs limitent généralement les tassements total et différentiel des fondations à 25 mm et 19 mm respectivement. Si les états limites de tenue en service correspondaient à différents facteurs de tassement, ces valeurs ne seraient pas appropriées. Les valeurs présentées doivent être considérées uniquement comme des approximations préliminaires et n'être traitées comme des valeurs maximales admissibles qu'en l'absence d'autres données ou renseignements.

Tableau K-7
Pressions de tenue en service limites sur la roche

Type de roche	État de la roche ⁽¹⁾	Pression de tenue en service limite, ⁽²⁾ en MPa	Remarques
a) Roches ignées et métamorphiques, massives et saines (granit, diorite, basalte et gneiss)	Discontinuités (joints, petites fissures) très espacées (> 1 m)	10	—
	Discontinuités avec espacement moyen (300 mm à 1 m)	2 à 5	
b) Roches métamorphiques foliacées saines : ardoise et schiste	i) Discontinuités très espacées (> 1 m)	3	Foliations à peu près horizontales
	ii) Discontinuités avec espacement moyen (300 mm à 1 m)	< 1	Foliations à peu près horizontales
	iii) Foliation inclinées par rapport à l'horizontal	—	Glissement possible le long des foliations. Il est possible que le support soit inadéquat à proximité des parois de l'excavation. Voir la référence [3].
c) Roches sédimentaires saines : argile litée cimentée, ou siltstone, grès, calcaire, dolomite et conglomérats bien cimentés	Discontinuités très espacées (> 1 m)	1 à 4	Couches à peu près horizontales
		—	Poches de dissolution possibles dans le calcaire et la dolomite. Le degré de cimentation des conglomérats peut varier. Voir b)iii).
d) Argile litée compactée et autres roches argileuses saines	Discontinuités très espacées (> 1 m)	0,5 à 1	Couches à peu près horizontales
		—	Les argiles litées ont tendance à gonfler lors de la libération des contraintes. Toutes les argiles litées ont tendance à s'amollir si elles sont exposées à l'eau et certaines se gonflent de façon très marquée.
e) Toutes les roches à joints rapprochés, y compris les calcaires stratifiés et les ardoises litées	Discontinuités espacées de moins de 300 mm. Joints et fissures irréguliers	—	Ne peuvent être déterminées que par des études détaillées et effectuées sur place, y compris des essais de charge s'il y a lieu.
f) Roches très fragmentées ou altérées	—	—	Voir e).

- (1) L'espacement des discontinuités est très important pour établir la pression admissible sur une masse de roche. On estime que les discontinuités telles les joints ou les fissures sont très espacées si elles le sont de plus de 1 m, et moyennement espacées si elles se trouvent à plus de 300 mm. De plus, on suppose que l'épaisseur de ces discontinuités est inférieure à 5 mm (ou à 25 mm si elles sont complètement remplies de terre ou de débris rocheux). Si tel n'est pas le cas, on doit supposer qu'il s'agit des types de sol e) ou f).
- (2) Les pressions indiquées ci-dessus, à l'exception de f), sont établies en supposant que les fondations ont une largeur supérieure à 300 mm et qu'elles se trouvent à proximité de la surface de la roche tout en pénétrant dans cette dernière jusqu'à une profondeur où elles ne sont pas altérées et en étant bien protégées contre le gel.

Tableau K-8
Pressions de tenue en service limites sur les sols granulaires non cohérents

Type de sol et état du sol ⁽¹⁾	Pression de tenue en service limite, ⁽²⁾ en kPa	Problèmes possibles ⁽³⁾	Remarques
a) Sables denses de bonne granulométrie, sable et gravier denses	400 à 600	La densité des sables à gros grains ou contenant du gravier est généralement surévaluée si elle est obtenue à partir des essais normalisés ou des essais au pénétromètre conique seulement. Voir la référence [4].	Pour des renseignements généraux, voir les références [1] et [5].
b) Sables compacts de bonne granulométrie, sable et gravier compacts	200 à 400		
c) Sable lâche de bonne granulométrie, sable et gravier lâches	100 à 200		
d) Sables denses et uniformes	300 à 400	Dans ce cas, la densité est généralement mieux définie au moyen d'essais normalisés ou d'essais au pénétromètre conique, si l'on compare avec les sols a) à c). Il faut toutefois être très prudent en ce qui a trait à l'interprétation des résultats d'essais.	Voir les références [6] à [8].
e) Sables compacts et uniformes	100 à 300		
f) Sables lâches et uniformes	< 100	Malgré l'utilisation de très faibles pressions, il peut se produire des tassements causés par la submersion, les vibrations dues au dynamitage, l'équipement ou les tremblements de terre.	Voir la référence [9].
g) Sables très lâches et uniformes, silts	—	Sol sujet à la liquéfaction. Ne doit jamais supporter des fondations.	—

(1) On suppose que la densité du sol a été déterminée à partir des règles de la géotechnique.

(2) Les valeurs sont déterminées en supposant que la largeur de la fondation B n'est pas inférieure à 1 m et que le niveau de la nappe souterraine est situé à une profondeur supérieure à B, mesurée sous la base des fondations. Dans le cas où ce niveau pourrait être à une profondeur inférieure à B, la valeur indiquée doit être divisée par 2. Les tassements global et différentiel des semelles ne devraient pas dépasser 25 mm et 19 mm, respectivement.

(3) Le tassement à long terme des fondations reposant sur des dépôts non cohérents de types compact à dense est généralement peu prononcé lorsque ces dépôts ne reposent pas sur des dépôts cohérents et compressibles en profondeur.

Tableau K-9
Pressions de tenue en service limites sur les sols cohérents (pour les argiles sensibles, voir le tableau K-10)

Type de sol et état du sol ⁽¹⁾	Pression de tenue en service limite, ⁽²⁾ en kPa	Possibilité de support des fondations superficielles ⁽²⁾	Tassement ^{(2)/(3)}
a) Argile très raide à dure, dépôts argileux hétérogènes ou dépôts mixtes tels les dépôts glaciaires	300 à 600	Bonne	Le tassement est généralement évalué à partir de travaux de recherche, d'études d'échantillons et de résultats d'essais effectués en laboratoire. Pour des renseignements généraux, voir les références [1] et [10] à [12].
b) Argiles raides	100 à 200	Moyenne à bonne	
c) Argiles fermes	50 à 100	Faible — à l'exception des petites structures peu affectées par des déformations	
d) Argiles molles	0 à 50	Très faible — non recommandé	
e) Argiles très molles	—	Aucune	

(1) On considère que la résistance des sols cohérents a été établie conformément aux règles de la géotechnique.

Tableau K-9 (suite)

- (2) Les sols cohérents sont sujets au tassement par consolidation à long terme. Dans le cas des types de sol b) à d) inclusivement, le tassement à long terme (une fois la construction terminée) détermine souvent les calculs. Pour les sols de type a), le soulèvement peut se produire à la suite de travaux d'excavation et à la libération des contraintes qui en découle.
- (3) Les tassements global et différentiel ne devraient pas dépasser 25 mm et 19 mm, respectivement.

59. Le tableau K-10 présente des conditions de terrain suscitant des problèmes et pour lesquelles il est impossible d'estimer des valeurs sans une enquête et une analyse poussées.

Tableau K-10
Sols, roches ou conditions suscitant des problèmes⁽¹⁾

Type ou condition	Exemples	Références
Sols organiques	Muskeg; silts et argiles organiques d'estuaire	[13]
Argiles normalement consolidées	Dépôts lacustres et dépôts glacio-lacustres à varves du Manitoba, du nord de l'Ontario et du nord du Québec	[14]
Argiles sensibles	Dépôts marins d'argile dans la vallée du Saint-Laurent, dans l'est de l'Ontario et au Québec	[15][16][17]
Argiles qui se gonflent ou se rétractent	Dépôts riches en argile de l'Alberta, de la Saskatchewan et du Manitoba	[18]
Sols métastables	Loess de Colombie-Britannique	[19]
Argiles litées expansées	Ouest du Canada — Dépôts de Bearpaw et du Crétacé Est du Canada — Altération des minéraux sulfurés accélérée par les bactéries oxydantes	[20][21]
Pergélisol	Nord du Canada, Arctique	[22][23]

(1) Aucune pression portante ou de tenue en service ultime ne peut être établie sans études détaillées.

Tassements globaux et différentiels

60. Les tassements globaux et différentiels et les rotations relatives pour les fondations doivent être estimés pour s'assurer que ces phénomènes ne seront pas la cause d'un état limite ultime ou d'un état limite de tenue en service, comme une fissuration inacceptable ou le coincement des portes dans la structure supportée. Cela requiert l'attention de l'ingénieur géotechnicien aussi bien que de l'ingénieur en structures, ainsi qu'une interaction entre les deux.
61. Les rotations relatives maximales admissibles pour des cadres avec ou sans remplissage et des murs de briques porteurs devraient généralement se situer entre environ 1/2000 et environ 1/300 pour éviter que survienne un état limite de tenue en service dans la structure. Ces valeurs devraient être multipliées par 1,5 à 2 pour les mouvements à long terme s'étalant sur de nombreuses années en raison du fluage des matériaux de construction. Des rotations relatives maximales de 1/500 pour les mouvements à court terme et de 1/300 pour les mouvements à long terme sont acceptables pour de nombreuses structures. La rotation relative susceptible de produire un état limite ultime est d'environ 1/150.
62. Pour des structures ordinaires avec fondations isolées, le tassement différentiel maximal admissible est d'environ 20 mm entre deux poteaux consécutifs. Sur le sable, le tassement différentiel des fondations est peu susceptible de dépasser 75 % du tassement maximal et le tassement maximal global ne devrait pas dépasser environ 25 mm. Pour une fondation sur radier, le tassement maximal global peut être augmenté à 50 mm. Le tassement différentiel maximal global admissible peut être augmenté dans le cas de fondations sur des sols argileux à condition que les rotations relatives demeurent à l'intérieur des limites admissibles et que le tassement global ne pose pas de problèmes pour les conduites qui desservent le bâtiment, de problème d'inclinaison, etc. Les directives ci-dessus concernant les tassements maximaux s'appliquent aux bâtiments de conception simple. Il ne faut pas les appliquer aux autres bâtiments ou à ceux dont l'intensité des charges est nettement non uniforme.

Commentaire K

63. Les tassements différentiels calculés sans tenir compte de la rigidité de la structure sont généralement surestimés. Une analyse de l'interaction sol-structure peut être utilisée pour justifier des tassements différentiels moins élevés.
64. Un tassement différentiel imputable à la variabilité du sol doit être considéré à moins qu'il soit empêché par la rigidité de la structure. Dans le cas des fondations superficielles sur sol naturel, l'amplitude du tassement différentiel peut atteindre typiquement jusqu'à 10 mm, sans toutefois dépasser généralement 50 % du tassement global calculé.
65. Des modèles de calcul des analyses de tassement sont fournis dans le CFEM.^[1] Il est important de garder en mémoire qu'il se produira toujours un tassement différentiel des semelles isolées en raison de la variabilité des sols.
66. Dans le cas où l'on ne dispose pas de modèles de calcul ou on considère cette méthode inutile, on peut éviter les états limites par le recours à des mesures prescriptives. Ces mesures peuvent être utilisées, par exemple, pour assurer la durabilité contre le gel et contre l'attaque chimique ou biologique. Il faut alors incorporer des détails traditionnels et généralement prudents dans la conception, et accorder une attention à la spécification et au contrôle des matériaux, à la qualité d'exécution et aux techniques de protection et d'entretien.

Pénétration du gel

67. L'expérience locale constitue l'évaluation la plus sûre de la profondeur de pénétration du gel dans une localité donnée. Toutefois, en l'absence d'expérience locale, on peut utiliser la température quotidienne de l'air pour évaluer les effets combinés de la durée et de la profondeur de pénétration du gel. Le total cumulatif de la différence entre la température quotidienne moyenne de l'air et le point de congélation s'appelle « indice de gel ». Cet indice s'exprime en degrés-jours Celsius. Les indices de gel correspondant à un grand nombre de stations météorologiques au Canada sont disponibles auprès d'Environnement Canada (www.climate.services@ec.gc.ca). La figure K-4 illustre l'indice de gel moyen pour les régions du Canada au cours de la période 1978-2007 et la figure K-5 illustre l'indice de gel sur une période de récurrence de 50 ans pour les régions du Canada pour la période 1958-2007. On a estimé les courbes de niveau dans la figure K-5 en ajustant la distribution de Weibull à 2 paramètres aux valeurs de l'indice de gel moyen annuel pour chaque emplacement (voir l'exemple dans la référence [26]). Le CFEM^[1] et les références [27] à [30] donnent de plus amples renseignements sur la façon dont l'indice de gel peut être utilisé pour évaluer la profondeur de pénétration du gel.

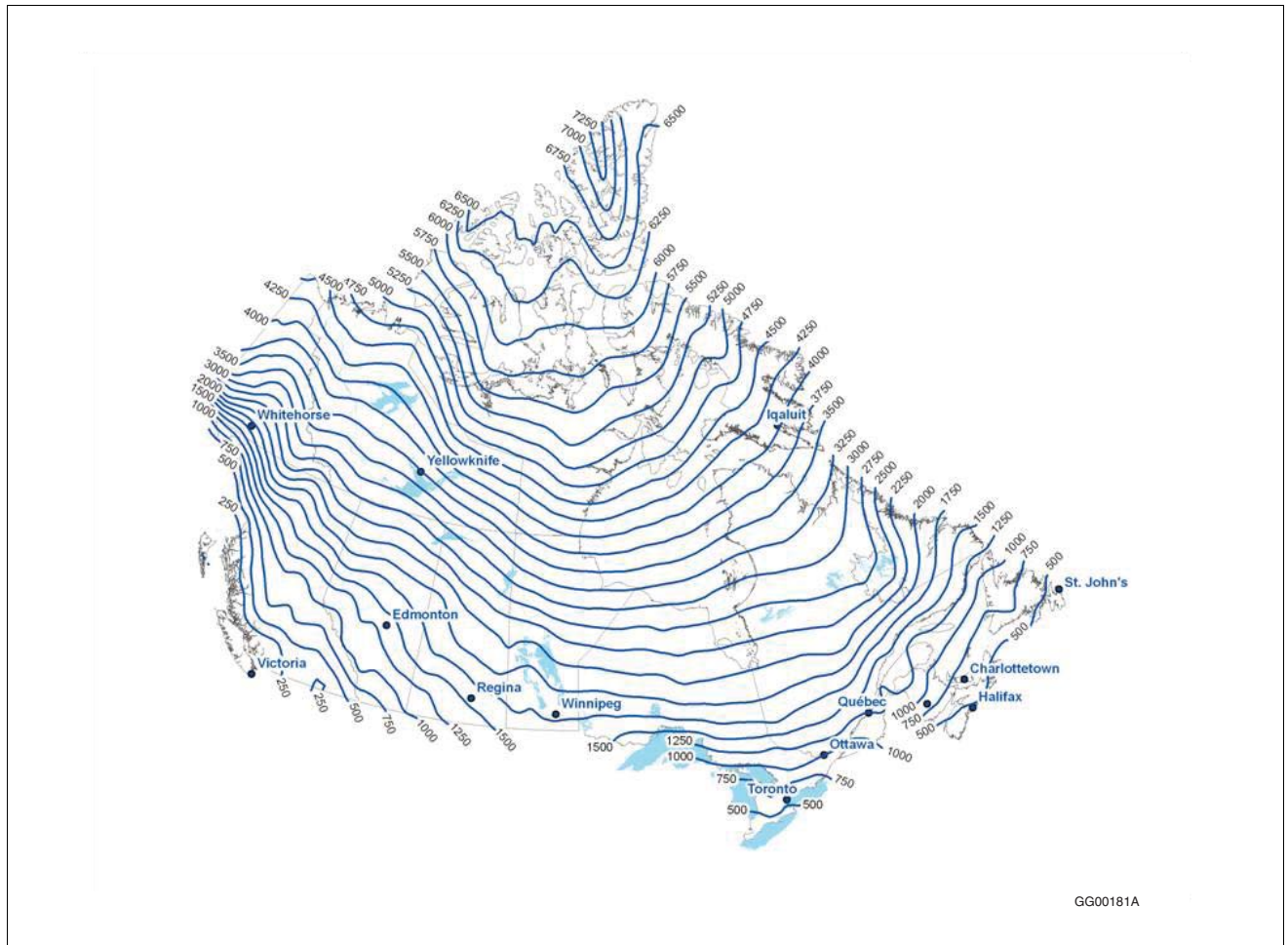
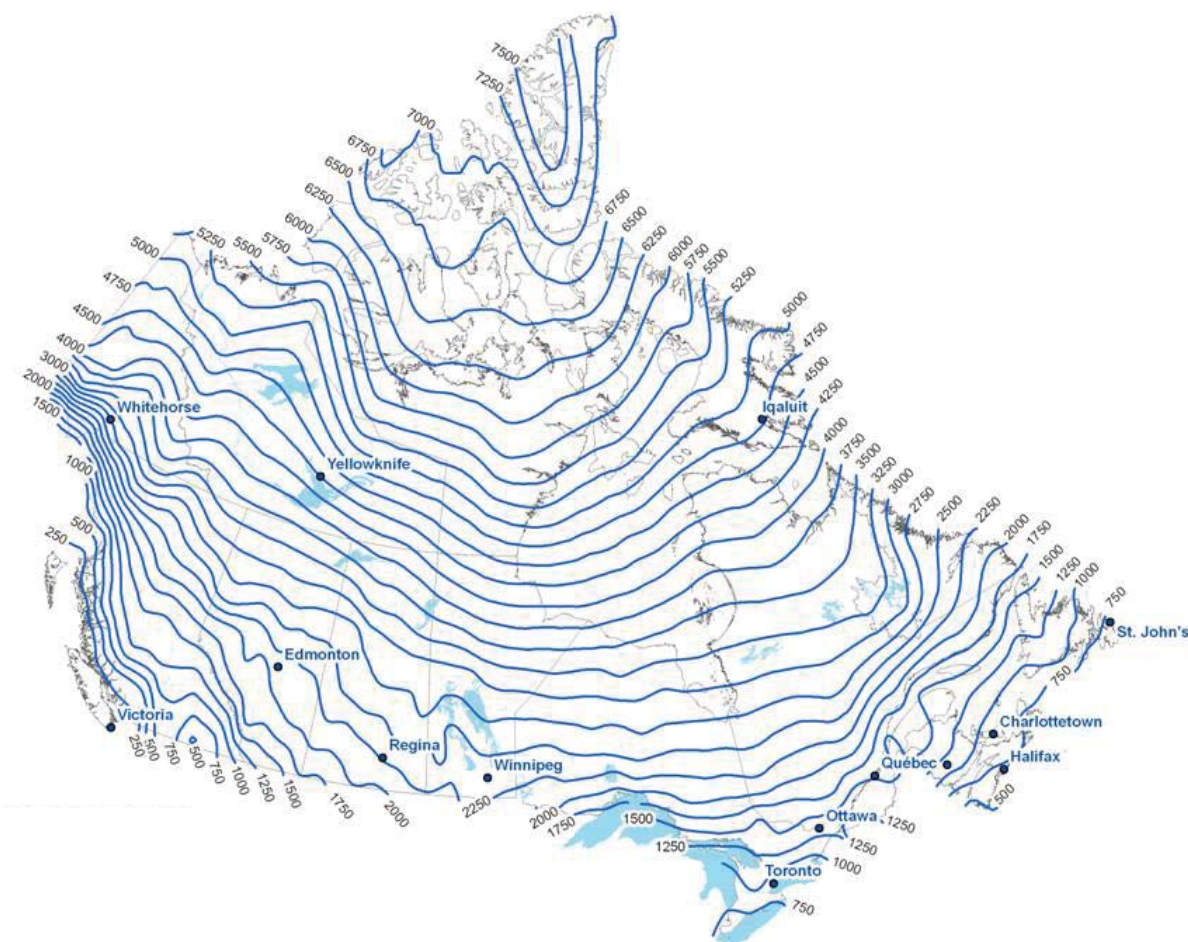


Figure K-4
Indice de gel moyen annuel (en degrés-jours Celsius) basé sur la période 1978 à 2007



GG00182A

Figure K-5

Indice de gel sur une période de récurrence de 50 ans (en degrés-jours Celsius) basé sur la période 1958-2007

Fondations superficielles isolées

68. On utilise un isolant en plastique léger pour réduire les déperditions thermiques du sol et, par conséquent, la profondeur de pénétration du gel. Bien entendu, on ne doit utiliser l'isolation à cette fin qu'après avoir attentivement examiné les conditions pertinentes afin de bien comprendre les effets que cet isolant produira sur la température à la surface de contact sol-fondations.^[30] Cette technique est particulièrement avantageuse dans les bâtiments non chauffés, comme les entrepôts et les garages, et dans les bâtiments réfrigérés. L'utilisation d'isolant sert également à limiter la profondeur de pénétration du gel au-dessous des surfaces de glace artificielle.
69. Il est possible d'obtenir un isolant ayant une résistance à la compression relativement élevée de sorte qu'il puisse être mis en œuvre directement sous la surface portante des fondations. Les avantages économiques d'un tel système sont importants car il est possible d'avoir des fondations moins profondes, ce qui réduit les coûts du remplacement du sol gélif par un remblai granulaire.^[30] Le CFEM^[1] contient aussi des conseils à ce sujet.

Fondations profondes

Généralités

70. Les fondations profondes sont celles qui supportent une structure en transmettant les charges soit en s'appuyant à leur base et à grande profondeur sur le sol ou la roche, soit par adhérence ou

frottement, soit par une combinaison de ces deux effets. Les pieux sont le type le plus courant de fondations profondes.

71. Les pieux peuvent être préfabriqués ou moulés dans le sol; ils peuvent être battus, enfoncés au vérin, lancés, vissés, forés ou creusés. Les pieux peuvent être en bois, en béton, en acier ou en une combinaison de ces matériaux.

Calcul aux états limites des pieux

72. Les états limites à considérer sont énumérés aux paragraphes 4, 5 et 6 du présent commentaire.
73. Les états limites ultimes relatifs aux fondations sur pieux devraient inclure la défaillance structurale du pieu en compression, en traction, en flexion, en flambement ou en cisaillement.
74. Le calcul des fondations sur pieux doit être fondé sur l'une des méthodes suivantes :
- a) des modèles de calcul empiriques ou analytiques recommandés par le CFEM,^[1] dans lesquels des analyses distinctes sont réalisées pour chaque état limite, à partir des valeurs appropriées des charges et des paramètres caractéristiques du sol ainsi que des coefficients de résistance appropriés tels que décrits dans le présent commentaire (tableau K-1); ou
 - b) des résultats d'essais de charge pour lesquels on a pu démontrer, au moyen de calculs ou autrement, qu'ils étaient en accord avec d'autres expériences pertinentes.
75. Les coefficients et les combinaisons de charges doivent être conformes à la section 4.1. du CNB.
76. Les valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques doivent être choisies conformément aux paragraphes 11 à 14.

Exigences géotechniques applicables aux fondations profondes

77. Il est essentiel que la conception des fondations profondes tienne compte du fait que les charges qui peuvent leur être appliquées dépendent non seulement de leurs propriétés en tant qu'élément structural (par exemple, la résistance d'un pieu foré déterminée conformément aux exigences de la norme CAN/CSA-A23.3,^[48] mais aussi de celles du sol (ou de la roche) dans lequel elles se trouvent et de celles de l'ensemble sol-fondations (par exemple, la force portante des pieux en fonction de la résistance du sol, le tassement des pieux forés en fonction de la pression de contact). Aussi, le concepteur doit-il faire une distinction entre la capacité structurale et la capacité géotechnique, analyser chacune d'elles avec soin et déterminer les charges qui peuvent être appliquées sans risque, des points de vue structural et géotechnique. Dans de nombreux cas, il est possible que des facteurs géotechniques limitent les charges admissibles à des valeurs de beaucoup inférieures à celles qui pourraient être déterminées à partir de considérations structurales seulement. Toutefois, une exception à cette règle se produit parfois lorsque le pieu repose sur de la roche solide (norme CAN/CSA-S6^[47]) ou tout autre sol jugé résistant.
78. Les critères géotechniques pour l'évaluation de charges admissibles sur les éléments de fondations profondes sont établis en fonction d'études effectuées sur place et d'analyses géotechniques. Toutefois, dans la plupart des cas, la qualité des fondations profondes dépend largement des techniques de construction, du matériel utilisé et de la qualité d'exécution des travaux. De tels paramètres ne peuvent être mesurés ni pris en compte de façon fiable dans les méthodes normales de conception. Aussi, comme l'indique la sous-section 4.2.7. du CNB, est-il préférable de confirmer la capacité et la performance de calcul des fondations profondes à partir des résultats d'essais de charge effectués sur les éléments de fondation en place.
79. Les critères applicables aux charges structurales admissibles sont définis aux sections du CNB relatives à la conception et applicables aux matériaux utilisés pour les éléments de fondations profondes. Toutefois, il faut souligner que les normes mentionnées dans le CNB ont été rédigées principalement en vue du calcul des éléments et des ensembles au-dessus du sol. Il doit être clair, pour un concepteur de structures travaillant à la conception de fondations profondes, que la mise en place et le contrôle de la qualité sont deux facteurs qui diffèrent pour la partie de la structure en dessous du niveau du sol et celle au-dessus. Il peut ainsi avoir à réduire les charges admissibles déterminées par les méthodes de calcul courantes, et dans certains cas même considérablement, pour tenir compte de ces différences. Il est évident qu'une bonne collaboration entre ingénieur géotechnicien et ingénieur en structures est essentielle pour la détermination des charges admissibles.

80. Des valeurs de charges de tenue en service admissibles pour divers types d'éléments de fondations profondes sont indiquées dans la présente section. Elles ont uniquement pour but de fournir au lecteur une première approximation des charges qui peuvent être appliquées sans risque sur un élément donné, dans des conditions normales de service. Il faut effectuer dans chaque cas une évaluation et une analyse géotechnique et structurale. Toutefois, comme il a été mentionné plus haut, puisque les techniques de construction ont souvent une influence déterminante sur l'interaction charge-déformation des fondations profondes, le choix des charges de tenue en service admissibles doit toujours être fait avec discernement et basé sur l'expérience et sur le fait qu'une inspection appropriée est exigée conformément à l'article 4.2.2.3. du CNB. L'inspection doit être considérée comme faisant partie intégrante de la conception.
81. Les fondations profondes qui reposent sur la roche ou sur un dépôt très dur, tel un dépôt glaciaire ou de l'argile dure, sont forées ou creusées et coulées dans le sol, et sont appelées pieux forés. Dans le cas de ces pieux, on connaît la surface de contact de leur base et si l'inspection permet de déterminer le type de couche sur laquelle ils reposent, on peut déterminer la limite de leur tenue en service en fonction de la pression de tenue en service de cette couche (voir les tableaux K-7 à K-9 sur les fondations superficielles). Le CFEM^[1] ainsi que la norme CAN/CSA-S6^[47] et son commentaire renferment des renseignements et des conseils supplémentaires à ce sujet.
82. **Pieux encastres dans la roche.** Il arrive souvent que les pieux coulés sur place soient encastres dans la roche pour obtenir une résistance à la base plus élevée ou pour transférer la charge à la roche par adhérence le long de la paroi de la gorge dans la roche. L'adhérence dépend surtout du type de roche et de la condition de la paroi de la gorge après le forage. Les valeurs caractéristiques (nominales) de l'adhérence pour de la roche saine qui se trouve sous la roche fragmentée ou altérée vont de 0,7 à 2,0 MPa; toutefois, on a observé des valeurs bien moindres là où les méthodes de construction utilisées ont donné une surface de contact peu satisfaisante. Avant de couler le béton, il faut bien examiner toutes les gorges creusées dans la roche. L'encastrement peut aussi servir à assurer l'immobilisation de la base et la résistance aux mouvements horizontaux.^{[31][32]}
83. Les pieux peuvent aussi être battus jusqu'à la roche ou jusqu'à des dépôts très durs. Dans ce cas, qui inclut les pieux en H, les pieux-tubes fermés à la base ou les pieux préfabriqués en béton, la surface exacte de contact avec la couche porteuse, la profondeur de pénétration des pieux dans cette couche de même que la qualité de cette dernière sont des facteurs mal connus. Par conséquent, la capacité portante des pieux battus doit être établie à partir d'observations effectuées lors du battage, d'essais de charge et de l'expérience locale. (Voir le tableau K-11.)

Tableau K-11
Capacités portantes des pieux battus

Type de pieux	Capacité portante	Recommandations	Références
a) Reposant sur la roche, un dépôt glaciaire dense ou toute matière semblable	Élevée à très élevée, est fonction des conditions du battage, des propriétés de la couche porteuse, du type de pieux et de la rigidité.	La capacité portante limite du pieu est généralement élevée mais l'interaction charge-déformation ne peut être évaluée que par un essai de charge (ASTM-D 1143, ^[52] méthode A).	—
b) Pieux battus dans du sable dense ou du sable avec gravier dense	Voir a).	Voir a).	[33][34]
c) Pieux battus dans du sable lâche à compact ou du sable avec gravier	Moyenne à élevée, composée de la résistance à la pointe et du frottement latéral.	Première approximation de la capacité portante, utiliser une valeur de 50 ± 25 kPa pour le frottement latéral ⁽¹⁾ . Établir au moyen de l'essai de charge (ASTM-D 1143, ^[52] méthode A).	[33][34][35][36]
d) Pieux battus dans des silt compacts à denses	Moyenne, mais il faut vérifier les effets de « relaxation ».	Voir c). Doit être définie au moyen de l'essai de charge.	[37]
e) Pieux battus dans des sols cohérents	Faible à moyenne, possibilités de tassement à long terme.	Première approximation, utiliser les valeurs suivantes pour le frottement latéral ⁽¹⁾ : sols cohérents et mous, 0 à 30 kPa ; sols cohérents, fermes à raides, 30 à 60 kPa. Établir au moyen de l'essai de charge (ASTM-D 1143, ^[52] méthode B).	[38][39]

(1) Les valeurs de frottement latéral se rapportent aux valeurs caractéristiques (nominales).

Pieux dans les sols granulaires

84. La capacité portante des pieux battus dans les sols granulaires provient de leur résistance à la pointe et du frottement latéral. La contribution relative de ces deux facteurs à la résistance aux charges (capacité portante) du pieu est fondée essentiellement sur la densité du sol et les caractéristiques du pieu.
85. Il est généralement admis que le battage des pieux dans les sols granulaires augmente la densité de ces derniers. Aussi est-il en général plus économique de battre les pieux le plus profondément possible dans les sols granulaires sans toutefois les endommager, de manière qu'ils supportent la charge de tenue en service maximale. Toutefois, dans le cas de certains sols granulaires comme les sables fins ou les silts non cohérents, la résistance (capacité portante) des pieux peut diminuer après le battage. Cet effet se nomme en anglais « relaxation ». Par contre, dans le cas de certains sables grossiers ou autres sols à grains grossiers, la capacité portante des pieux peut augmenter après le battage. Ces effets ne peuvent pas être évalués du point de vue quantitatif, sauf si l'on se base sur une reprise du battage et des essais de charge.
86. **Pieux en béton compacté.** La capacité portante des pieux en béton compacté ou damé enfoncés dans un sol granulaire provient principalement de l'augmentation de la densité de ce sol autour de leur base. La capacité portante de ces pieux dépend donc entièrement des techniques de construction et ne peut être évaluée qu'à partir des essais de charge et de l'expérience locale.

Pieux dans les sols cohérents

87. La capacité portante des pieux battus dans un sol cohérent est fonction de l'adhérence produite entre eux et le sol et, dans une mesure moindre que pour un sol granulaire, de leur résistance à la pointe. Ceci s'applique particulièrement dans le cas des argiles molles à fermes.
88. L'adhérence n'est pas toujours égale à la résistance au cisaillement du sol non drainé car dans certains cas, le battage des pieux modifie grandement le caractère du sol. Dans les argiles molles et sensibles, il peut se produire un remaniement complet du sol lors du battage mais à la longue le sol se consolide au voisinage des pieux. Dans certains cas, on a observé que le sol n'avait pas recouvré sa valeur de résistance originale, même après une longue période.^[40]
89. Comme certains sols cohérents recouvrent leur résistance assez lentement, il peut s'avérer nécessaire de n'effectuer les essais de charge que quelques semaines après le battage.
90. Dans le cas des sols cohérents raides à très raides, de nombreuses preuves indiquent qu'il se produit un vide entre le pieu et le sol au cours du battage et qu'en outre ce vide ne se résorbe pas toujours complètement avec le temps, ce qui réduit d'autant l'adhérence au pieu en raison de la résistance au cisaillement élevée du sol. C'est pourquoi on recommande d'utiliser une limite approximative de 60 kPa pour l'adhérence, même dans le cas des argiles raides (tableau K-11).
91. **Pieux forés dans les sols cohérents.** La plus grande partie de la capacité/résistance des pieux forés, à l'exception de ceux qui sont dans des sols cohérents raides ou très raides, provient de la couche dure ou dense sur laquelle ils reposent. Consulter les tableaux K-7 et K-8 pour une première approximation des charges en service. Voir la référence [41] pour une étude plus détaillée sur les pieux forés.

Espacement et disposition des pieux et des pieux forés

92. Il faut tenir compte des facteurs suivants pour l'espacement et la disposition des pieux et des pieux forés :
- a) l'interaction des contraintes entre les pieux qui influe sur leur capacité portante totale et leur tassement ;
 - b) le surchargement des zones plus faibles en profondeur ;
 - c) les difficultés relatives à la mise en place, particulièrement les effets sur les pieux voisins.
93. Dans la plupart des cas, l'espacement, D , entre les axes des pieux battus de diamètre moyen, d , ne doit pas être inférieur à $2,5d$.

Tassement et effets de groupement des pieux

94. En pratique, les pieux sont souvent regroupés; toutefois, le plupart des ouvrages traitent du comportement des pieux isolés. D'après Leonards,^[42] il n'y a pas de lien logique entre le tassement d'un pieu isolé et celui d'un groupe de pieux, pour une même charge par pieu. Aussi, choisir une charge de calcul en fonction de la charge correspondant à un tassement brut ou net donné, ou selon une fraction donnée de la capacité portante limite d'un pieu, revient-il à accepter un coefficient de sécurité inconnu en ce qui a trait au bon comportement des fondations. Cet énoncé est certes valable pour les fondations dans lesquelles le support des pieux est assuré par frottement latéral ou par une combinaison du frottement latéral et de la résistance à la pointe; toutefois, il peut l'être moins si le support des pieux est assuré, en totalité ou en majeure partie, par leur résistance à la pointe dans une couche relativement incompressible, comme dans le cas de pieux battus dans des couches peu résistantes jusqu'à la roche. En pareil cas, l'ingénieur se base sur l'évaluation de la résistance dynamique lors du battage et sur les essais de charge pour déterminer les caractéristiques de déformation des pieux soumis à des charges.
95. L'utilisation des pieux flottants dépend généralement de considérations relatives aux effets dus à leur groupement, et dans le cas de sols cohérents, de considérations relatives au tassement par consolidation à long terme, contrairement à l'utilisation des pieux s'appuyant à leur base qui dépend des caractéristiques de l'interaction charge-déformation d'un pieu quelconque. Dans le cas des pieux flottants, la capacité portante réelle et les caractéristiques de l'interaction charge-déformation ont en effet peu de signification. Les pieux flottants en partie supérieure d'une épaisse couche de sols cohérents, granulaires ou de silts ont pour but de réduire l'intensité des pressions qui s'exercent au niveau du sol et de déplacer, vers les niveaux inférieurs où le tassement est moindre, la zone de contrainte maximale.
96. À l'instar d'un pieu flottant isolé, les pieux flottants qui supportent un bâtiment étroit par rapport à leur profondeur répartissent les charges sur une grande surface comparativement à la largeur des fondations, tandis que si le bâtiment est large, ces pieux répartissent les charges sur une faible surface comparativement à la largeur des fondations. Dans ce dernier cas, la résistance de l'ensemble des pieux n'est aucunement reliée à celle d'un pieu isolé; aussi, le tassement des fondations sur pieux est-il déterminé par les propriétés du sous-sol et non par leur résistance.

Essais de charge des fondations profondes

97. **Utilisation des essais de charge.** Comme il a déjà été mentionné, soumettre les pieux à des essais de charge constitue la façon la plus précise de déterminer leur capacité portante en regard des conditions des états limites ultimes et des états limites de tenue en service. Les essais de charge peuvent être effectués à diverses étapes de la conception et de la construction, tout dépendant du type et des dimensions des pieux.
98. **Essais de charge durant la conception.** La meilleure méthode de calcul des fondations sur pieux consiste à effectuer des essais de battage et des essais de charge. Le nombre d'essais nécessaire, le type de pieux mis à l'essai, la méthode de battage ou le mode de mise en place et les essais de charge doivent être déterminés par l'ingénieur chargé de la conception. Il faut notamment que :
- a) le programme d'essai soit établi par un expert en la matière;
 - b) des renseignements soient recueillis sur les caractéristiques géotechniques à l'endroit des essais;
 - c) les pieux, le matériel utilisé pour le battage ou un type différent de mise en place et la méthode de mise en place correspondent à ce qui a été prévu pour la construction des fondations;
 - d) la tête d'un pieu au moins soit équipée d'instruments pour enregistrer sa déformation totale ainsi que celle du sol. Dans la mesure du possible, il faut que la déformation à la pointe et le long du pieu soit mesurée pour permettre d'évaluer séparément sa résistance à la pointe et son frottement latéral;
 - e) la méthode de battage soit notée dans ses moindres détails et, si possible, que les niveaux des contraintes dans les pieux soient évalués (par exemple, au moyen de l'analyse des équations d'ondes);
 - f) les charges exercées sur les pieux correspondent au double de la charge de service prévue et de préférence à celles qui peuvent entraîner leur défaillance.
99. **Essais de charge pendant la construction.** On recommande de soumettre certains éléments de fondations profondes à des essais de charge dès le début des travaux de construction. Ces essais

permettent de déterminer si les charges établies lors du calcul sont appropriées et si la méthode de mise en place est satisfaisante.

100. L'ingénieur chargé du calcul des fondations doit choisir les pieux d'essai en se fondant sur leur comportement lors du battage ou sur les caractéristiques de leur mise en place.
101. **Essais de charge destinés au contrôle.** Pour tirer plein avantage des exigences de l'alinéa 4.2.4.1. 1)c) et du paragraphe 4.2.7.2. 2) du CNB, et pour déterminer le comportement des pieux sous l'effet des charges, il faut en soumettre certains échantillons représentatifs à un nombre suffisant d'essais. Au moins un pieu par groupe de 250 pieux ou fraction de ce nombre de pieux de même type et satisfaisant aux mêmes critères de performance doit être soumis à ces essais. Si les carnets de battage ou d'autres observations indiquent que l'état du sol lors de la mise en place des pieux d'essai différerait considérablement de celui que l'on trouve sur ce site, il faut alors soumettre un pieu par groupe de pieux à ces mêmes essais. C'est à l'ingénieur chargé du calcul qu'il incombe de choisir les pieux à être soumis aux essais.

Exigences structurales et de mise en place pour les fondations profondes

102. Dans la plupart des cas, ce sont des facteurs géotechniques qui servent à déterminer la capacité portante et la résistance des fondations profondes. La capacité d'un élément de fondations profondes déterminée à partir de facteurs structuraux correspond à la charge axiale maximale qui pourrait être supportée en théorie; toutefois, cette charge est généralement inférieure à celle qui pourrait être appliquée sur un élément semblable dans la superstructure d'un bâtiment pour les raisons suivantes :
- a) la position et l'alignement des fondations profondes ne correspondent pas toujours à ceux prévus dans les calculs;
 - b) il arrive souvent qu'on ne puisse inspecter ni réparer des éléments de fondations profondes une fois qu'ils sont en place; et
 - c) la mise en place du béton dans les fondations profondes coulées sur place ne peut souvent être contrôlée avec la même rigueur que dans le cas des poteaux d'ossature.
103. Les tableaux K-12 à K-14 fournissent des données qui permettent de déterminer raisonnablement la charge de service axiale des éléments de fondations profondes soumis à des conditions normales. Il faut cependant souligner le fait que ces tableaux ne remplacent pas l'analyse structurale ni les calculs; ils constituent plutôt un guide auquel le concepteur peut avoir recours dans les cas ordinaires, lorsqu'un élément peut tenir lieu de poteau de faible longueur et que seule la charge axiale constitue la base des calculs.

Tableau K-12
Pieux battus

Type de pieux	Dimensions courantes	Charges appliquées aux pieux, en kN	Remarques d'ordre structural	Remarques sur la mise en place	Autres remarques
a) Bois	Pointe de 180 à 250 mm	180 à 450	Vérifier la conformité aux exigences de la sous-section 4.3.1. du CNB.	Ne peuvent être inspectés. Peuvent être endommagés lorsque le battage est difficile. On recommande de renforcer l'extrémité des pieux travaillant en pointe.	Ces pieux doivent être normalement protégés par un traitement (CAN/CSA-O80 Série ^[49]).
b) Profilés d'acier en H	200 à 350 mm	350 à 1 800	- Vérifier la conformité aux sous-sections 4.3.3. et 4.3.4. du CNB. - La résistance du béton ne contribue généralement pas à la capacité des pieux tubes à moins qu'il ne s'agisse de pieux travaillant en pointe.	Peuvent être endommagés au battage mais leur capacité portante n'est pas nécessairement réduite.	Il faut souvent renforcer la pointe si un battage difficile est prévu. Épaisseur moyenne de la semelle ou de l'âme, $t \geq 10$ mm, saillie de la semelle $\leq 14t$.
c) Pieux tubes	200 à 600 mm de diamètre	350 à 1 800		Peuvent être inspectés après battage. La qualité du béton dépend surtout de la méthode de mise en place.	Généralement fermés à la base lorsqu'ils sont battus. Dans le cas contraire, on recommande de renforcer la pointe ou d'utiliser un sabot de pointe. Épaisseur du tube > 5 mm, mais 10 mm est recommandé.
d) Pieux préfabriqués en béton	200 à 300 mm	350 à 1 000	- Pieux travaillant en pointe : vérifier si leur capacité portante est conforme à la sous-section 4.3.3. du CNB. Normalement $f_c > 27,5$ MPa. - Pieux flottants : leur capacité portante est normalement fonction du fonçage et des facteurs géotechniques; la résistance moyenne à la compression sous la charge dépasse rarement 10 MPa.	Ne peuvent être inspectés. Il faut bien choisir la méthode de battage pour empêcher l'endommagement des pieux.	Se reporter à ACI-543R. ^[44] Il peut y avoir des contraintes de traction dans le béton lorsque le battage est facile, et une résistance à la compression élevée lorsqu'il est difficile. Il est généralement essentiel de renforcer la pointe des pieux.
	300 à 900 mm	900 à 2 500			

Tableau K-13
Pieux à base élargie et comprimée

Type de pieux	Dimensions courantes, en mm	Charges types, en kN	Remarques d'ordre structural	Remarques sur la mise en place	Autres remarques
a) Pieux en béton damé	350 à 600	450 à 1350	La qualité du béton est fonction des techniques utilisées.	Ne peuvent être inspectés. Contamination possible du béton. Réductions de section en certains points des pieux. Peuvent être endommagés par les pieux voisins.	La charge est souvent établie en fonction de l'énergie nécessaire pour refouler un volume donné de béton à la base; le discernement et l'expérience jouent un rôle très important. Il faut continuellement vérifier la remontée possible de tous les pieux.
b) Pieux tubes en acier, remplis de béton	300 à 500	450 à 1550	Ne pas tenir compte de la contribution structurale du tube lorsque l'épaisseur de sa paroi est < 5 mm.	Moins de risques d'endommagement que a) ci-dessus. Le tube peut être inspecté avant le remplissage.	Voir a).

104. Il faut tenir compte de la résistance à la flexion et de la ductilité des pieux là où le sol ne leur fournit pas assez de support latéral ou peut exercer une poussée latérale sur eux.

105. Bien souvent l'utilisation de pieux offrant des capacités portantes/résistances plus élevées ou de techniques différentes peut contribuer à réduire les coûts. On ne doit cependant utiliser les exigences de performance supérieures que dans les cas où elles sont justifiables et où un programme d'inspection et d'essais de charge est prévu pour s'assurer de la qualité des travaux.

Pieux battus

106. Les pieux battus peuvent être endommagés au cours du battage. Leur capacité portante/résistance est généralement établie en comparant leur résistance au battage (coups par 30 cm) à l'énergie appliquée, ou force de frappe du mouton, et en établissant un rapport entre les valeurs obtenues et les résultats d'expériences passées ou le comportement de pieux semblables soumis à des essais de charge statique. Aussi faut-il inclure les facteurs suivants lorsqu'on étudie le battage des pieux :

- a) longueur et poids du pieu;
- b) type de mouton (à chute libre, diesel, poids de la masse frappante);
- c) énergie produite par le mouton;
- d) type et épaisseur du tampon amortisseur;
- e) coups par 30 cm et rebond élastique du pieu; ou
- f) accélération et contrainte à la tête du pieu.

107. Il est utile de se servir de la théorie de la transmission des ondes ou de la méthode d'analyse des « équations d'ondes » pour évaluer les contraintes exercées sur les pieux au cours du battage. En attribuant des propriétés élastiques appropriées à des paramètres tels que les ensembles pieu-tampon amortisseur et pieu-sol, on peut calculer le degré d'enfoncement par coup et les contraintes exercées sur les pieux, en fonction de l'énergie produite par le mouton; toutefois, ces résultats et le fait d'extrapoler les valeurs correspondant à l'enfoncement par coup pour déterminer la capacité portante limite du pieu ne constituent au mieux que de simples approximations. L'utilisation de la méthode d'analyse des « équations d'ondes », à l'instar d'ailleurs de celle de toutes les formules dynamiques empiriques applicables aux pieux, exige du discernement et de l'expérience. Aucune méthode ne peut fournir des valeurs fixes et définitives en ce qui a trait aux critères de battage ou aux caractéristiques de l'interaction charge-déformation d'un pieu. Il est essentiel de soumettre les pieux à des essais de charge pour bien s'assurer de la validité des critères de battage utilisés et pour évaluer le comportement de l'interaction charge-déformation.

Tableau K-14
Pieux forés

Type de pieux	Dimensions courantes	Charges types, en kN	Remarques d'ordre structural	Remarques sur la mise en place	Autres remarques
a) Non tubés. Béton ordinaire	30 à 700 mm de diamètre	250 à 450	Il n'est pas toujours possible d'obtenir un béton de bonne qualité.	Lorsque le pieu a un diamètre < 700 mm, il ne peut normalement être inspecté.	Ne sont pas à conseiller aux endroits où il peut y avoir affaissement.
b) Non tubés. Béton ordinaire. Élargi ou droit	750 à 1 500 mm de diamètre	450 à 45 000	Béton généralement de bonne qualité avec $35 \text{ MPa} > f'_c > 20 \text{ MPa}$. Peut normalement être calculé conformément à la sous-section 4.3.3. du CNB (CAN/CSA-A23.3 ^[48]).	Peuvent être inspectés. Lorsqu'un tubage temporaire est utilisé pour retenir un sol humide et qui a tendance à s'affaisser, du béton à affaissement élevé peut être nécessaire. Il faut prendre des précautions pour empêcher la contamination possible du béton.	Généralement élargis pour former un bulbe. Les parois du bulbe de 2(V) à 1(H). Ne sont souvent pas élargis quand ils reposent sur la roche solide.
c) Tubés. Tubage permanent en acier	450 à 1 500 mm de diamètre	450 à 45 000	Voir b). Doivent être considérés comme pieux mixtes et être conformes aux exigences des sous-sections 4.3.3. (CAN/CSA-A23.3 ^[48]) et 4.3.4. du CNB.	Peuvent être inspectés.	Ne sont généralement pas élargis. Généralement encastrés dans la roche s'ils l'atteignent. Pieux conçus pour travailler uniquement en pointe. Essentiel de faire reposer le tubage sur la roche. Le sabot de pointe est généralement fixé au tubage.

- 108. Dommages causés aux pieux battus.** Les pieux peuvent être endommagés si lors du battage l'enfoncement par coup est excessivement faible ou si un trop grand nombre de coups sont appliqués à résistance élevée; ceci est désigné par le terme « surbattage ». L'enfoncement par coup doit être déterminé de façon que le pieu supporte bien la charge sans risque d'être sérieusement endommagé. Les contraintes dans les pieux sont fonction du type de mouton, des coups appliqués, de la dimension, du type et de la longueur du pieu, du type de tampon amortisseur utilisé et de l'état du sol. Il faut examiner ces facteurs dans chaque cas et établir des critères acceptables d'enfoncement à partir des expériences passées et des essais de charge.
- 109.** Les pieux peuvent aussi être endommagés s'ils rencontrent des nodules rocheux ou des surfaces de roche inclinées qui peuvent les faire dévier ou y entraîner des contraintes élevées susceptibles de provoquer des déformations sérieuses ou des ruptures.
- 110.** Au cours du battage, les pieux de 30 m de longueur ou plus peuvent se courber ou dévier de façon excessive. Se reporter à la référence [43] pour une étude plus détaillée de la courbure permise des pieux.
- 111.** On recommande de renforcer la pointe des pieux par des sabots en acier si elle risque d'être endommagée et aussi pour réduire les dommages causés par le surbattage.
- 112. Mouvement des pieux voisins au cours de battage.** Lorsqu'un groupe de pieux doit être enfoncé dans du silt ou de l'argile, il faut prendre les dispositions nécessaires pour déceler tout mouvement de l'un quelconque de ces pieux lors de l'enfoncement d'un pieu voisin. Il faut aussi enregistrer les mouvements horizontaux et verticaux.
- 113.** Les pieux qui remontent doivent généralement être battus de nouveau. Quant à ceux qui ont subi des déplacements horizontaux, il faut vérifier s'ils ont été endommagés.

- 114. Lançage ou forage préalable.** Le lançage, le pré-forage ou autres méthodes visant à faciliter le battage des pieux doivent être interrompus avant que leur pointe n'ait atteint la couche porteuse. Il faut veiller à ce que l'utilisation de ces méthodes n'influe pas sur la capacité portante/résistance de calcul des pieux déjà en place. Voir ACI-543R^[44] pour une étude plus détaillée.

Fondations profondes coulées sur place

- 115.** Il existe deux grandes catégories de pieux coulés sur place : les pieux en béton à base élargie et comprimée (tableau K-13) et les pieux forés (tableau K-14).
- 116.** La mise en place des composants de ces pieux joue un rôle primordial. Il est généralement difficile, sinon impossible, d'obtenir le même degré de qualité pour le coulage du béton de ces pieux que pour la superstructure d'un bâtiment. Il faut apporter une grande attention aux méthodes de mise en place, au dosage du béton et à son mode de coulage ainsi qu'au degré d'inspection possible. Les exigences de performance visant ces pieux devraient être ajustées en conséquence, tout en utilisant de bonnes techniques de conception, en tenant compte des expériences passées et en agissant avec discernement.
- 117. Béton coulé sur place.** Le bétonnage des pieux coulés sur place peut être effectué de deux façons différentes, à sec ou sous l'eau :
- 1) À sec, le béton doit être déversé en chute libre ou au moyen de godets ou de goulottes. Il peut y avoir ségrégation si le béton traverse une armature ou un obstacle semblable. Le béton dont l'affaissement est de plus de 100 mm et qui est coulé en chute libre d'une hauteur de 5 m ou plus dans des fûts non armés ou très peu armés atteint généralement un degré de compactage convenable et il n'est habituellement pas nécessaire de le vibrer. S'il y a de l'eau dans le trou, il faut couler le béton au moyen d'un tube plongeur, méthode qui est préférable dans la plupart des cas.
 - 2) Sous l'eau, le béton doit être placé au moyen d'un tube plongeur ou d'une pompe afin d'éviter son altération ou sa dilution par l'eau. Il doit avoir un affaissement de 150 à 200 mm et il ne faut pas le vibrer. (Se reporter à la norme CSA-A23.1^[50].)
- 118. Armature pour les pieux coulés sur place.** Les armatures sont généralement mises en place après avoir été assemblées de façon à former une sorte de cage. Elles peuvent alors être soumises à des contraintes importantes dues à leur manutention ou à leur mise en place, ainsi qu'à des chocs. Leur mise en place ne peut être effectuée avec autant de précision que dans une superstructure et ne peut être vérifiée aussi facilement.
- 119.** Pour la conception des pieux coulés sur place, les dispositions de la norme CAN/CSA-A23.3,^[48] doivent donc être modifiées comme suit :
- a) Les cages servant d'armature doivent être conçues et construites de façon à résister aux contraintes dues à leur manipulation et à leur mise en place sans subir de déformations susceptibles de nuire au comportement des pieux;
 - b) Dans la plupart des cas, il faut utiliser de l'acier soudable pour la construction de cages rigides et solides;
 - c) L'espace libre entre les barres longitudinales ne doit pas être inférieur à 75 mm;
 - d) Des frettes ou des spires hélicoïdales peuvent être soudées aux barres longitudinales. Le soudage doit être effectué conformément à la norme CSA-W59.^[51] Le diamètre du fil utilisé pour le frettage ne doit pas être inférieur à 7,0 mm. Le pas de frettage ne doit pas être supérieur à 300 mm et l'espace libre entre les frettes ou les spires ne doit pas être inférieur à 75 mm;
 - e) Dans les calculs, il faut tenir compte du fait que les armatures peuvent être mal positionnées et partant établir certaines tolérances pour leur mise en place, par exemple : ± 75 mm de leur position exacte en plan, ± 150 mm de leur position exacte en élévation;
 - f) Les barres longitudinales doivent être uniformément réparties le long du périmètre de la cage, car celle-ci peut se tordre lors de sa mise en place.

Position et alignement

- 120.** La position exacte de chaque élément de fondations profondes doit être piquetée et vérifiée immédiatement avant la mise en place de l'élément. Une fois l'élément mis en place, il faut vérifier sa position par rapport à celle indiquée sur les plans et voir si elle respecte les écarts admissibles.

Commentaire K

121. Les écarts admissibles par rapport à la position prévue doivent être déterminés par analyse comme l'exige l'article 4.2.7.3. du CNB. En pratique, il est généralement possible de placer les pieux avec une tolérance de 80 mm mais on recommande de ne pas utiliser de tolérances inférieures à 80 mm.
122. Comme l'exige l'article 4.2.7.4. du CNB, lorsqu'un élément de fondations profondes a été mis en place hors de la marge d'écart, l'effet de cette déviation sur le reste de la fondation doit être évalué par le responsable de la conception et tous les changements nécessaires doivent être effectués.
123. Durant et après la mise en place d'un élément de fondations profondes, il faut vérifier sa position par rapport à celle qui a été prévue et voir si elle respecte les écarts admissibles.
124. En pratique, l'écart total est limité à un certain pourcentage de la longueur définitive de l'élément de fondations profondes, soit généralement 2 %. Toutefois, cette méthode ne garantit nullement que le comportement structural de l'élément sera adéquat car elle ne tient pas compte de la longueur sur laquelle l'écart est réparti. Il faut se rappeler que :
- a) l'écart total d'un élément de fondations profondes influe très peu sur sa capacité géotechnique, à moins qu'il atteigne une valeur correspondant à plus de 10 % de la longueur de l'élément;
 - b) presque tous les pieux, particulièrement au cours du battage, s'écartent plus ou moins de la position fixée lors des calculs. Un pieu droit constitue un concept plutôt théorique que l'on retrouve rarement en pratique;
 - c) en ce qui concerne le comportement structural et géotechnique des éléments de fondations profondes, seul leur rayon de courbure importe et les calculs doivent déterminer avec précision la valeur maximale qu'il peut atteindre s'il est exigé qu'il soit mesuré au cours de l'inspection. Une étude de la courbure permise des pieux est donnée à la référence [43].

Pergélisol

125. Les isolignes de la figure K-6 indiquent la limite méridionale approximative du pergélisol continue et celle de pergélisol de transition au Canada. La continuité du pergélisol, complète dans les régions septentrionales, diminue de plus en plus à mesure qu'on descend vers le sud. Dans la zone continue, le sous-sol est gelé partout en permanence, généralement jusqu'à des profondeurs de quelques décimètres. Plus au sud, la zone continue cède graduellement la place à une zone où le pergélisol côtoie des aires de sol non gelé. Cette vaste zone de discontinuité en est une de transition entre les régions où le pergélisol est continu et celles où il est absent. Cette zone comprend aussi bien les étendues où le sol est gelé partout à l'exception de quelques plaques dispersées, que celles où il n'est pas gelé mais qui sont semées d'îlots gelés en permanence. Dans le sud de la zone de transition, le pergélisol ne se trouve que par plaques dispersées d'à peine quelques mètres d'épaisseur.
126. Il est important de noter que les lignes tracées sur la carte correspondent en réalité à des bandes de transition de dizaines de kilomètres de largeur et que le pergélisol se retrouve aussi à haute altitude dans les montagnes de l'Ouest du Canada, souvent fort loin au sud de la limite indiquée sur la carte. Les renseignements sur les zones de pergélisol au Canada ont été compilés par l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches du Canada.^{[45][46]} Des méthodes d'analyse et d'évaluation spéciales sont nécessaires au calcul des fondations dans le pergélisol. Seul un ingénieur qualifié possédant l'expérience et les connaissances pertinentes devrait procéder à de tels calculs.

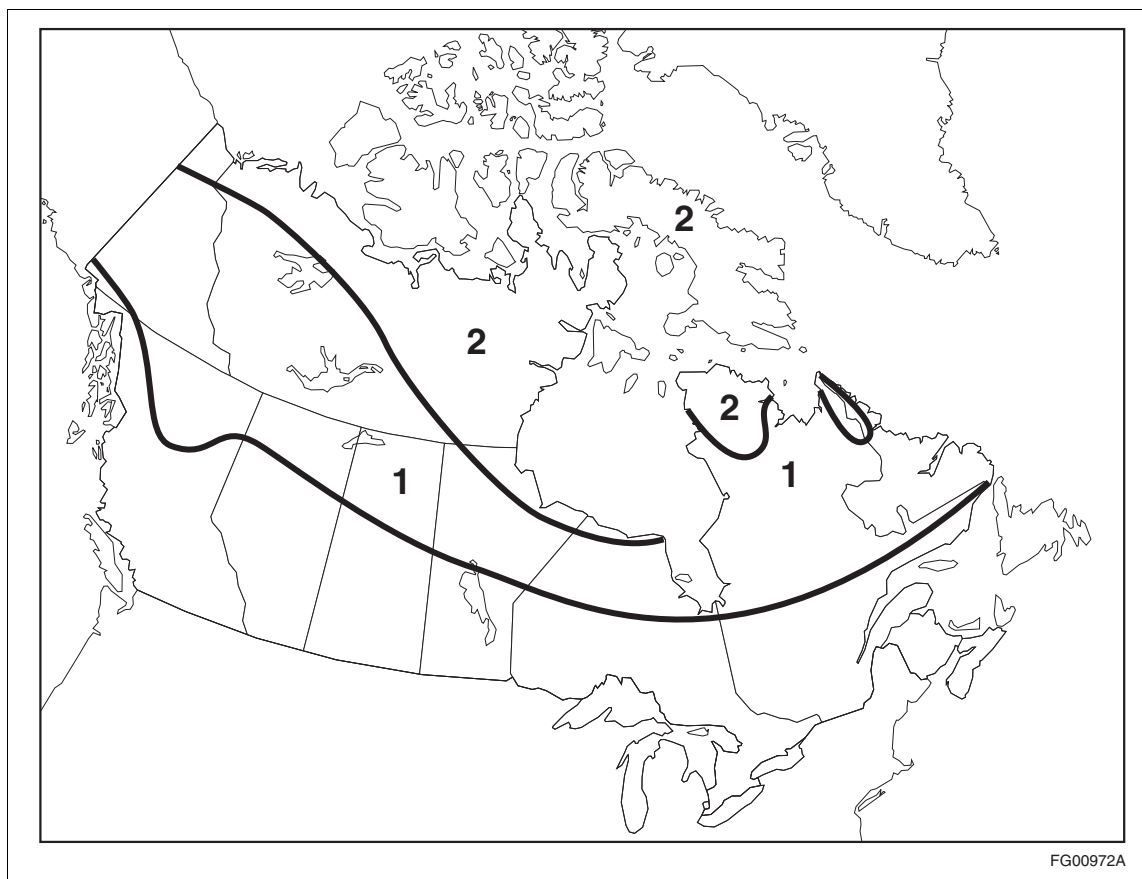


Figure K-6
Zones de pergélisol. 1 — zone de transition, 2 — zone continue

Références

- [1] Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition, Société canadienne de géotechnique, 2006 (Disponible auprès de BiTech Publishers, bureau 173, 11860 Hammersmith Way, Richmond, C.-B., V7A 5G1).
- [2] K. Terzaghi et R.B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, J. Wiley & Sons, New York, 1967.
- [3] E. Hoek et J.W. Bray, Rock Slope Engineering, Inst. of Mining and Metallurgy, 1972.
- [4] G.F.A. Fletcher, Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 91, SM4, 1965, pp. 67-75.
- [5] R.B. Peck, W.E. Hanson et T.H. Thornburn, Foundation Engineering, J. Wiley & Sons, New York, 1974.
- [6] J.W. Gadsby, Discussion of The Correlation of Cone Size in the Dynamic Cone Penetration Test with the Standard Penetration Test, Geotechnique, vol. 20, 1971, pp. 315-319.
- [7] F.A. Tavenas, Difficulties in the Use of Relative Density as a Soil Parameter, ASTM, STP 523, 1973.
- [8] F.A. Tavenas, R.S. Ladd et P. LaRoche, The Accuracy of Relative Density Measurements: Results of a Comparative Test Programme, ASTM, STP 523, 1973.
- [9] K. Terzaghi, Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments, Economic Geology, 5th Anniv. Volume, 1955, pp. 557-618.
- [10] L. Bjerrum, Engineering Geology of Norwegian Normally-consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings, Seventh Rankine Lecture, Geotechnique, vol. 17, 1967, pp. 83-117.
- [11] C.B. Crawford, Interpretation of the Consolidation Test, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 90, SM5, 1964, pp. 87-102.
- [12] J.H. Schmertmann, Estimating the True Consolidation Behavior of Clay from Laboratory Test Results, Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 79, tiré à part 311, 1963.

- [13] I.C. MacFarlane, Ed., Muskeg Engineering Handbook, Univ. of Toronto Press, Toronto, 1969.
- [14] V. Milligan, L.G. Soderman et A. Rutka, Experience with Canadian Varved Clays, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 88, SM4, 1962, pp. 31-67.
- [15] C.B. Crawford, Engineering Studies of Leda Clay, Soils in Canada, R.F. Legget (Ed.), Roy. Soc. Can., Spec. Publ. n° 3, 1961, pp. 200-217.
- [16] C.B. Crawford, Quick Clays of Eastern Canada, Eng. Geol., vol. 2, n° 4, 1968, pp. 239-265.
- [17] P. LaRoche, J.Y. Chagnon et G. Lefebvre, Regional Geology and Landslides in Marine Clay Deposits of Eastern Canada, Can. Geotech. Journal, vol. 7, n° 2, 1970, pp. 145-156.
- [18] J.J. Hamilton, Shallow Foundations on Swelling Clays in Western Canada, Proc. Intern. Res. Eng. Conf. Expansive Clay Soils, Texas A & M Univ., vol. 2, 1965, pp. 183-207.
- [19] R.M. Hardy, Construction Problems in Silty Soils, Eng. Journal, vol. 33, n° 9, 1950, pp. 775-782.
- [20] R.M. Quigley et R.W. Vogan, Black Shale Heaving at Ottawa, Canada, Can. Geotech. Journal, vol. 7, n° 2, 1970, pp. 106-112.
- [21] R.M. Hardy, Engineering Problems Involving Preconsolidated Clay Shales, Trans. Eng. Inst. Can., vol. 1, 1957, pp. 5-14.
- [22] R.J.E. Brown, Permafrost in Canada, Univ. of Toronto Press, Toronto, 1970.
- [23] F.J. Sanger, Foundation of Structures in Cold Regions, Cold Reg. Res. Eng. Lab., Cold Reg. Sci. Eng. Monogr., vol. 111-C4, 1969.
- [24] D.E. Becker, The Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundations: Part I, An Overview of the Foundation Design Process and Part II, Development for the National Building Code of Canada, Revue canadienne de géotechnique, vol. 33, n° 6, pp. 956-1007.
- [25] Danish Code of Practice for Foundation Engineering, 3rd Edition, DS 415 (1984), Danish Technical Press, Copenhagen, 1984.
- [26] National Oceanic and Atmospheric Administration, Climatic Data for Frost Protected Shallow Foundations, 20 août 2008, <<http://www.ncdc.noaa.gov/oa/fpsf/>>.
- [27] Report on Frost Investigations, 1944-1945, U.S. Army Corps of Engineers, New England Division, Boston, 1947.
- [28] G.H. Argue, Frost and Thaw Penetration of Soils at Canadian Airports, Can. Dept. Trans., Air Services, Constr. Eng., Arch. Branch, Rep. CED-6-163, 1968.
- [29] W.G. Brown, Difficulties Associated with Predicting Depth of Freeze or Thaw, Can. Geotech. Journal, vol. 1, pp. 215-226, 1964, (NRCC 8276, Division de recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa).
- [30] L. Robinsky et K.E. Besspflug, Design of Insulated Foundations, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 99, SM9, 1973, pp. 649-667.
- [31] D.F. Coates, Rock Mechanics Principles, Mines Branch Monograph 874, Queen's Printer, Ottawa, 1967, p. 358.
- [32] F.A. Tavenas, Contrôle du roc de fondations de pieux forés à haute capacité, Can. Geotech. Journal, vol. 8, 1971, pp. 400-416.
- [33] G.G. Meyerhof, Penetration Tests on Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 82, SM1, Paper No. 866, 1956.
- [34] V.G. Berezantsev, V.S. Kristoforov et V.N. Golubkov, Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations, Proc. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, vol. 2, 1961, pp. 11-15.
- [35] A.S. Vesic, Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 96, SM2, 1970, pp. 561-584.
- [36] E.E. De Beer, The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations, Geotechnique, vol. 13, 1963, pp. 39-75.
- [37] N.C. Yang, Relaxation of Piles in Sand and Inorganic Silt, Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc., Am. Soc. Civ. Eng., vol. 96, SM2, 1970, pp. 395-410.
- [38] M.J. Tomlinson, The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, Proc. Intern. Soc. Soil Mech. Found. Eng., Londres, vol. 2, 1957, pp. 66-71.

- [39] P. Eide, J.N. Hutchinson et A. Landva, Short and Long Term Loading of a Friction Pile in Clay, Proc. Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, vol. 2, 1961, pp. 45-53.
- [40] M.J. Tomlinson, Foundation Design and Construction, John Wiley & Sons, New York, 1963.
- [41] J.D. Burland, F.G. Butler et P. Dunican, The Behavior and Design of Large Diameter Bored Piles in Stiff Clay, Proc. Symp. Large Bored Piles, Inst. Civil Eng., Londres, 1966, pp. 51-71.
- [42] G.A. Leonards, Summary and Review of Part II of the Symposium on Pile Foundations, Hwy. Res. Record No. 333, Highway Research Board, Washington, 1970, pp. 55-59.
- [43] B.H. Fellenius, Bending of Piles Determined by Inclinator Measurements, Can. Geotech. Journal, vol. 9, 1972, pp. 25-32.
- [44] ACI Committee 543, Recommendations for Design, Manufacture and Installation of Concrete Piles, ACI 70-50, ACI Manual of Concrete Practice, Part 3, Détroit, 1980.
- [45] Permafrost Map of Canada (a joint production of the Geological Survey of Canada and DBR/NRC), Division de recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, NRCC 9769, août 1967.
- [46] R.J.E. Brown, Permafrost Map of Canada, Canadian Geographical Journal, Division de recherches en bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, NRCC 10326, février 1968, pp. 56-63.
- [47] CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [48] CAN/CSA-A23.3-04, Calcul des ouvrages en béton, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [49] CAN/CSA-O80 Série-08, Préservation du bois, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2008.
- [50] CSA-A23.1-09, Béton : Constituants et exécution des travaux, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [51] CSA-W59-03, Construction soudée en acier (soudage à l'arc), Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2003.
- [52] ASTM-D 1143-81 (1994), Test Methods for Piles Under Static Axial Compressive Load, American Society for Testing and Materials International, West Conshohocken, Pennsylvanie, 1981 (1994).

Application de la partie 4 à l'évaluation de la résistance structurale et à la rénovation de bâtiments existants

Introduction

1. Le présent commentaire porte sur l'évaluation de la résistance structurale et la rénovation des bâtiments existants de façon que leur performance réponde mieux à l'objectif visé par les exigences actuelles du CNB. Des bâtiments conformes aux lignes directrices fournies ci-après devraient en principe être considérés comme acceptables. Cependant, des critères plus stricts peuvent être nécessaires pour les bâtiments de protection civile.
2. Le présent commentaire ne s'applique pas aux agrandissements des bâtiments existants ou à l'évaluation des constructions neuves qui doivent être conformes aux normes et aux codes actuels. Dans ces deux cas, la partie 4 du CNB doit être observée sans tenir compte des assouplissements présentés ci-après. Les agrandissements, cependant, peuvent accroître les charges imposées à la structure des bâtiments existants.
3. La partie 4 du CNB et les normes de calcul qui y sont incorporées par renvoi visent essentiellement la conception des bâtiments neufs (ou des agrandissements), non l'évaluation et la rénovation des bâtiments existants. L'application de ces documents présente donc certaines difficultés :
 - Bon nombre des exigences actuelles prescrivent des quantités et des combinaisons de matériaux (comme des armatures dans la maçonnerie et les ouvrages en béton) qui sont économiques et réalisables au moment de la construction, mais difficilement applicables une fois le bâtiment achevé. Des solutions de rechange sont donc nécessaires.
 - Nombre de vieux bâtiments sont constitués de matériaux, d'éléments et de systèmes structuraux qui ne sont pas visés par les normes de calcul auxquelles renvoie la partie 4. Ces anciens systèmes peuvent fonctionner efficacement s'ils sont reliés entre eux de façon adéquate. Cependant, on dispose de très peu d'information sur les propriétés structurales de ces systèmes, ce qui complique leur évaluation et leur rénovation. Cette question est particulièrement importante dans le cas des bâtiments à valeur patrimoniale.
 - Bien qu'ils ne soient pas conformes à certaines exigences des codes actuels, nombre de vieux bâtiments continuent de remplir leurs fonctions sans jamais subir de dommages importants. De plus, il est possible, au moyen de mesures et d'essais, de vérifier certains paramètres structuraux, comme la charge permanente et les propriétés des matériaux. Ces facteurs n'entrent cependant pas en ligne de compte dans les critères structuraux présentés dans la partie 4 et les normes de calcul qui y sont incorporées par renvoi.
4. Le présent commentaire vise à résoudre ces difficultés en prodiguant des conseils sur l'application de la partie 4 aux bâtiments existants, ainsi qu'en assouplissant certaines exigences, le cas échéant, et en proposant des solutions de rechange (qui font ordinairement l'objet de renvois à d'autres documents). Le paragraphe 4.1.1.5. 2) du CNB permet de recourir à des solutions de rechange qui équivalent aux méthodes prescrites à la partie 4 mais qui, à l'exception des essais de charge, visent principalement les constructions neuves. Sauf indication contraire dans le présent commentaire, les équivalents structuraux doivent être évalués conformément aux exigences du paragraphe 4.1.1.5. 2) du CNB et de sa note d'annexe.
5. Les exigences relatives aux séismes représentent la difficulté la plus importante dans l'application aux bâtiments existants de la partie 4 et des normes de calcul qui y sont citées. Outre le présent commentaire, des lignes directrices portant exclusivement sur l'évaluation et la rénovation des bâtiments existants en matière de résistance sismique sont traitées aux paragraphes 38 à 42.
6. Le présent commentaire ne fournit aucune précision sur les circonstances qui peuvent exiger l'évaluation de la structure d'un bâtiment existant. Ce type d'évaluation est généralement effectué lors d'un changement d'usage, à la suite de l'endommagement ou de la détérioration d'un bâtiment, ou lorsque des déficiences connues ou éventuelles présentent un danger pour les occupants.

Commentaire L

7. À la suite de l'évaluation d'un bâtiment et avant le début de tout projet de rénovation, si des défauts pouvant avoir une incidence sur la sécurité des personnes ont été observés, on doit en avertir le propriétaire et les autorités compétentes afin d'établir le calendrier des travaux. On doit traiter chaque cas en fonction des circonstances et du degré d'urgence de la rénovation. Diverses mesures peuvent être adoptées, dont l'évacuation immédiate, un programme de réparation par étapes, une surveillance ou une évaluation plus poussée ou l'acceptation du bâtiment sans modification.

Considérations de base

8. Les exigences structurales de la partie 4 et des normes de calcul qui y sont incorporées par renvoi comprennent des critères généraux de performance et de conception. Ces critères sont fondés sur les considérations suivantes :
- sécurité des personnes;
 - confort des occupants;
 - fonctionnalité du bâtiment compte tenu de l'usage;
 - durabilité;
 - coûts.
9. Les exigences structurales de la partie 4 et des normes de la CSA qui y sont citées portent principalement sur la sécurité des personnes, mais ont également pour objet le confort, la fonctionnalité et les coûts. La sécurité des personnes est étudiée en fonction des critères relatifs aux états limites ultimes (résistance, stabilité, intégrité), tandis que le confort, la fonctionnalité et les coûts sont considérés au moyen de critères relatifs aux états limites de tenue en service et la performance sous des charges répétées au moyen de critères relatifs aux états limites de fatigue. Les coûts entrent également en ligne de compte du fait que les critères visent à obtenir un niveau approprié de fiabilité structurale, ce qui permet de réduire au minimum l'utilisation excessive de matériaux.
10. La sécurité et la tenue en service sont des considérations générales qui s'appliquent tout autant aux bâtiments existants ou rénovés qu'aux constructions neuves. Cependant, d'autres facteurs, comme les coûts de construction, le dérangement des occupants et la conservation (valeur patrimoniale, réduction des déchets et recyclage), peuvent être plus importants dans le cas des bâtiments existants. Il est le plus souvent nécessaire, à la lumière de ces autres considérations de base, de limiter au minimum les modifications à la structure visant à prolonger l'utilisation d'un bâtiment existant ou sa rénovation. Par conséquent, si l'on peut démontrer que le niveau obtenu de sécurité des personnes (définie comme une probabilité suffisamment faible qu'une défaillance structurale entraîne des morts ou des blessures) équivaut essentiellement à celui qu'exige le CNB, et si l'on sait que le bâtiment est fonctionnel, il peut être approprié de déroger, dans une certaine mesure, aux critères de conception actuels du CNB au moment de l'évaluation.
11. Les critères structuraux de la partie 4 et des normes de calcul de la CSA qui y sont incorporées par renvoi sont fondés principalement sur la méthode des états limites (sous-section 4.1.3. du CNB). Dans le présent commentaire, les critères recommandés sont fondés sur la méthode des états limites.
12. Le présent commentaire porte principalement sur les critères relatifs aux états limites ultimes, qui ont une incidence directe sur la sécurité des personnes. Ces critères comprennent les charges, les coefficients et les combinaisons de charges définies à la section 4.1. du CNB, ainsi que les résistances et les coefficients de résistance définies dans les normes de calcul de la CSA. Les rénovations, les changements d'usage et la modification des lieux peuvent également influencer sur la tenue en service et la durabilité du bâtiment. Les critères concernant les états limites de fatigue, qui visent surtout les structures portantes de ponts roulants, sont étudiés dans la norme CSA-S16.^[14]

Contrôle de la qualité

13. Les critères structuraux de la partie 4 et des normes de calcul de la CSA auxquelles elle renvoie sont établis en fonction d'un niveau de contrôle de la qualité équivalent aux exigences que renferment la partie 1 de la division A et la partie 4 de la division B du CNB ainsi que les normes de calcul qui y sont citées. Il importe particulièrement de se conformer au paragraphe 2.2.1.2. 1) de la division C du CNB, qui exige que le concepteur soit un ingénieur ou un architecte spécialisé dans le travail à accomplir, de même qu'à la sous-section 2.2.7. de la division C du CNB, qui exige que la conformité de la construction à la conception soit vérifiée.

14. Ces exigences en matière de contrôle de la qualité s'appliquent également à l'évaluation structurale et à la rénovation des bâtiments existants. Ce type de travail peut nécessiter un contrôle de la qualité plus rigoureux car les incertitudes relatives aux propriétés structurales d'un bâtiment existant sont souvent beaucoup plus importantes que dans le cas d'une construction neuve. De plus, l'évaluation structurale et la rénovation d'un bâtiment existant sont généralement plus complexes sur le plan technique que la conception d'une construction neuve. Par conséquent, les recommandations présentées ci-après sont établies en fonction des préalables suivants :
- qu'on ait effectué une évaluation structurale en bonne et due forme du bâtiment et que l'évaluateur technique ait examiné les aspects de la construction qu'il juge critique; et
 - qu'il soit entendu que le concepteur effectuera des examens sur place pendant tous les travaux de rénovation.

Norme ou code recommandé

15. Un aperçu des recommandations à l'égard du code ou de la norme applicable à l'évaluation et à la rénovation des bâtiments existants est présenté au tableau L-1. Il est parfois préférable de suivre la norme qui a servi à la conception du bâtiment, plutôt qu'une norme plus récente, étant donné que, par exemple, certains vieux édifices sont faits de matériaux qui ne sont plus utilisés, comme les armatures non torsadées. Cependant, certaines restrictions, présentées aux notes 1 et 2 du tableau L-1, s'appliquent à l'utilisation d'anciennes normes.

Tableau L-1
Normes et codes recommandés

	Normes et code de 2010			Commentaire L	Code et normes en vigueur au moment de la construction	
	Surcharges	Coefficients de charge	Normes relatives aux matériaux	Coefficients de charge	Surcharges	Normes relatives aux matériaux
Évaluation						
- aucune modification des surcharges dues à l'usage	✓	✓	✓	✓	✓ ⁽¹⁾	✓ ⁽¹⁾⁽²⁾
- modification des surcharges dues à l'usage	✓	✓	✓	✓	X	✓ ⁽²⁾
Étude de la modification	✓	✓ ⁽³⁾	✓	✓ ⁽³⁾	X	X
✓ acceptable				X inacceptable		

(1) Acceptable sous réserve des conditions suivantes :

- aucun dommage ou détérioration important;
- conception et construction conformes aux codes reconnus;
- aucune modification pouvant compromettre la performance de la structure;
- exclusion des études sismiques.

(2) Acceptable à condition que la pratique n'ait pas révélé de graves lacunes dans les normes.

(3) Utiliser de préférence les coefficients de charge du CNB (voir le paragraphe 24).

16. Les bâtiments conçus et construits conformément à d'anciens codes peuvent être jugés acceptables, pourvu :
- que la norme ou le code utilisé satisfasse essentiellement aux exigences en matière de sécurité des personnes de la norme ou du code actuel; et
 - qu'on n'apporte aucune modification ni aucun changement d'usage pouvant avoir une incidence sur le comportement structural du bâtiment ou accroître les charges imposées à la structure.

17. La version de référence d'un code ou d'une norme est la plus ancienne version dont l'objectif en matière de sécurité correspond essentiellement à celui de l'exigence actuelle à l'étude. Les exigences relatives à l'usage et au nombre de personnes ne changent à peu près pas d'année en année, sauf dans quelques cas. En revanche, les exigences en matière de protection antisismique ont fait l'objet, au fil des ans, de modifications considérables. Par conséquent, le niveau de sécurité des personnes

Commentaire L

dans les bâtiments conçus conformément à d'anciens codes est souvent inférieur à celui que visent les exigences actuelles. Le tableau L-2 indique les versions de référence de la section 4.1. du CNB sur les charges de calcul. Dans le cas d'un élément de structure conçu selon une norme antérieure à la version de référence indiquée au tableau L-2, on doit appliquer la version actuelle de la norme et utiliser les coefficients de charge recommandés dans le CNB ou le présent commentaire, ou fonder l'évaluation sur la performance du bâtiment depuis sa construction, selon les conditions présentées au paragraphe 18.

Tableau L-2
Versions de référence de la section 4.1. du CNB (Charges et méthodes de calcul)

Charge	Année de référence	Modification et année
Usage	1941	garde-corps (1975 et 1995 ⁽¹⁾) murs intérieurs au-dessus des retombées (1985)
Neige, glace, pluie	1960	amoncellements de neige (1965) charge de neige au sol (1990) grandes toitures-terrasses (1995) charges dues à la pluie — avaloirs obturés (1970)
Vent	1960	structures souples et auvents (1970)
Séisme	1970	zones sismiques (1985)

⁽¹⁾ Dans l'évaluation de tous les garde-corps et de leurs supports, on doit utiliser les charges prévues dans le CNB de 1995, qui sont moins élevées que celles qui sont prescrites dans les éditions de 1975 à 1990.

Évaluation fondée sur la performance passée du bâtiment

18. La résistance aux charges autres que les séismes des bâtiments conçus et construits selon des codes antérieurs aux codes ou aux normes de référence, ou selon les règles de l'art dans les cas où il n'existait aucun code pertinent, peut être jugée satisfaisante, pourvu :
- qu'un examen soigné effectué par un ingénieur ne révèle aucun signe de dommage ou de détérioration non négligeable;
 - qu'on ait étudié le système structural et qu'on en ait examiné les détails essentiels afin d'identifier tout transfert de charge;
 - que le bâtiment considéré ait eu une performance acceptable pendant au moins 30 ans;
 - qu'on n'ait apporté, au cours des 30 dernières années, aucune modification ayant pu accroître de façon significative les charges imposées au bâtiment ou avoir eu une incidence sur sa durabilité, et qu'on n'envisage aucun changement de ce type.
19. Si le bâtiment considéré ne satisfait pas à ces conditions, l'évaluation doit être effectuée selon les recommandations des paragraphes 20 à 36.

Coefficients et combinaisons de charges recommandés [CNB 4.1.3.]

20. Les critères relatifs aux états limites ultimes doivent être appliqués conformément aux exigences de base en matière de sécurité des personnes. Ces exigences, qui sont différentes de celles qui visent la sécurité structurale, sont établies en fonction de la probabilité annuelle maximale admissible d'une mort ou d'une blessure grave causée par une défaillance structurale. Cette probabilité maximale admissible représente le produit de la probabilité d'une défaillance structurale (correspondant à un indice de fiabilité d'environ 3 pour les bâtiments conformes à la partie 4) et du risque de mort ou de blessure grave en cas de défaillance. Lorsque la probabilité maximale admissible est élevée, les coefficients de charge prescrits au paragraphe 4.1.3.2. 2) ne doivent pas être réduits. Par contre, lorsque la probabilité est basse, comme dans le cas d'entrepôts occupés par peu de personnes, les coefficients de charge peuvent être réduits. Cette diminution, décrite au paragraphe 4.1.2.1. 3) et à l'alinéa 4.1.3.1. 1)h) du CNB, s'effectue au moyen d'un facteur de risque destiné à déterminer des charges spécifiques. Dans le cas des bâtiments de protection civile, les charges et les coefficients de charge prescrits à la section 4.1. du CNB devraient être appliqués.

21. Les coefficients de charge recommandés pour l'évaluation structurale, réduits selon le principe du coefficient de risque, sont recommandés au tableau L-3. L'application du principe décrit au paragraphe 20⁽¹⁾ vise à obtenir des coefficients permettant de maintenir le niveau de sécurité des personnes exigé à la partie 4. Les coefficients de charge du tableau L-3 sont déterminés par l'évaluateur en fonction de trois facteurs qui influent sur la sécurité des personnes : le comportement de la structure (comportement du système), le risque de mort ou de blessure et le nombre de personnes (catégorie de risque), ainsi que le degré de sécurité établi selon la performance du bâtiment depuis un certain nombre d'années. Les catégories de risque sont présentées au tableau L-5.

Tableau L-3
Coefficients de charge principale pour les évaluations structurales⁽¹⁾

Niveau de fiabilité ⁽²⁾	Charge permanente		Surcharge ⁽³⁾ ou charge due à la neige	Charge due au vent	Séisme ⁽⁴⁾
	Cumulative	Antagoniste ⁽⁵⁾			
5	1,25	0,90	1,50	1,40	0,6
4	1,20	0,92	1,40	1,30	0,6
3	1,15	0,95	1,30	1,20	0,6
2	1,11	0,97	1,20	1,10	0,6
1 ou 0	1,08	1,00	1,00	1,00	0,6

- (1) Le présent tableau ne s'applique pas aux bâtiments de protection civile.
 (2) Niveau de fiabilité = somme des indices pour le comportement du système, la catégorie de risque et la performance antérieure du tableau L-4.
 (3) Une réduction du coefficient de charge peut également se justifier si la charge fait l'objet d'une surveillance, comme dans le cas des réservoirs de stockage de liquides. On peut tenir compte de cette réduction lorsqu'on utilise le tableau L-3, pourvu que le coefficient de charge ne soit pas inférieur à la valeur minimale figurant dans ce tableau.
 (4) Voir le paragraphe 39 et la référence [2] pour une directive plus spécifique s'appliquant au coefficient de charge dans le cas des séismes.
 (5) Cette valeur est utilisée lorsque la charge permanente ne provoque pas d'effondrement.

Tableau L-4
Indices pour le calcul du niveau de fiabilité

Points à considérer pour le calcul du niveau de fiabilité	Indice
Comportement du système	
la défaillance provoque un effondrement et présente un danger pour les personnes	2
il est peu probable que la défaillance provoque un effondrement ou présente un danger pour les personnes	1
défaillance locale seulement, présentant très peu de risque pour les personnes	0
Catégorie de risque (voir le tableau L-5)	
élevé	2
moyen	1 ⁽¹⁾
faible	0 ⁽¹⁾
Performance antérieure	
il n'existe aucun document permettant de juger de la performance du bâtiment	1
performance satisfaisante ⁽²⁾ ou charge permanente établie ⁽³⁾	0

- (1) Ajouter 1 point dans le cas des charges appliquées dans les lieux de réunion ou sur les ossatures en bois.
 (2) Au moins 20 ans sans détérioration importante.
 (3) S'applique uniquement au coefficient de charge permanente.

22. L'évaluateur doit choisir un coefficient de charge réduit du tableau L-3 en fonction de l'élément visé par ses calculs. Il doit pour ce faire considérer les conséquences éventuelles d'une défaillance de cet élément. Il doit en outre se demander si le système structural (y compris les éléments non structuraux) comporte des dispositifs de sécurité qui, en cas de défaillance, réduiraient le risque de

Commentaire L

mort ou de blessure (à l'extérieur comme à l'intérieur du bâtiment). Un autre facteur important est le nombre de personnes pouvant se trouver dans la zone touchée par la défaillance. Par exemple, la défaillance d'un élément extérieur (comme un mur en maçonnerie en surélévation) surplombant une sortie ou une voie passante est plus dangereuse que celle d'un élément faisant saillie au-dessus d'un endroit peu fréquenté. De même, les défaillances causées par un séisme sont généralement plus dangereuses que celles qui se produisent dans les périodes de grands vents, au moment où peu de gens se trouvent à l'extérieur. Enfin, le degré de sécurité d'un vieil édifice dont la performance s'est avérée satisfaisante peut être jugé acceptable, sauf en ce qui concerne les dangers relatifs aux séismes.

Tableau L-5
Catégorie de risque⁽¹⁾

Catégorie	Description
Élevé	Écoles et autres usages où un grand nombre de personnes peuvent être exposées à un danger associé à la défaillance ($N^{(2)} = 100$ ou plus), bâtiments à valeur patrimoniale, et installations industrielles ou autres usages à risque élevé
Moyen	Autres usages où peu de personnes peuvent être exposées au danger associé à une défaillance ($N^{(2)} = 5$ à 100)
Faible	Autres usages où il est peu probable que l'aire de plancher ou l'aire extérieure contiguë exposée à la défaillance soit occupée par des personnes ou, dans le cas contraire, uniquement par un très petit nombre ($N^{(2)} < 5$)

(1) Ce tableau ne s'applique pas aux bâtiments de protection civile.

(2) Le nombre maximal, N, de personnes exposées au danger associé à la défaillance peut se calculer de la manière suivante :

$$N = (\text{aire occupée exposée au danger, en m}^2) \times (\text{nombre de personnes}) \times (\text{facteur de durée})$$

où

- pour les occupants, le nombre de personnes et le facteur de durée peuvent être évalués à l'aide du tableau L-6;
- le facteur de durée = nombre d'heures moyen hebdomadaire d'usage par des personnes/100 $\leq 1,0$; et
- pour les personnes se trouvant à l'extérieur et à proximité du bâtiment, les paramètres en (2) doivent être calculés de manière approximative en utilisant les mêmes concepts que ceux dont on se sert pour évaluer le nombre de personnes occupant le bâtiment.

Tableau L-6
Paramètres utilisés pour le calcul de N

Utilisation principale	Nombre de personnes par m ²	Nombre d'heures moyen hebdomadaire d'usage par des personnes
Lieux de réunion	1,0	5 – 50
Établissements commerciaux et boutiques de services personnels	0,2	50 – 80
Bureaux, établissements de soins ou de détention, fabrication	0,1	50 – 60
Habitations	0,05	100
Locaux de stockage	0,01 à 0,02	100

23. Le tableau L-5 définit les catégories de risque utilisées dans le tableau L-3 et présente une méthode permettant d'estimer le nombre de personnes dont la sécurité est menacée par une défaillance de l'élément considéré. Pour appliquer cette méthode, l'ingénieur doit évaluer l'aire de la zone du bâtiment qui risque d'être touchée par la défaillance. Par exemple, le cisaillement par poinçonnage d'une dalle d'un bâtiment peut provoquer un effondrement généralisé, tandis que la défaillance d'une solive de plancher ne touche ordinairement qu'une partie restreinte du bâtiment.

24. Bien que les coefficients de charge réduits du tableau L-3 permettent de maintenir un niveau satisfaisant de sécurité des personnes, ils correspondent à un risque plus élevé de dommages causés par une défaillance structurale. Ils devraient donc être considérés comme des valeurs minimales qui permettent de déterminer s'il est nécessaire de procéder à la rénovation d'un bâtiment. Il ne convient pas nécessairement, cependant, de les appliquer à la conception des travaux. Lorsqu'une augmentation du coefficient de charge minimale n'entraîne qu'une faible hausse du coût de rénovation, et que les pertes pouvant être causées par une défaillance sont grandes, il est recommandé d'utiliser des coefficients de charge plus élevés, comme ceux qui sont prescrits au

paragraphe 4.1.3.2. 2) du CNB, pour la conception des travaux. Le propriétaire doit être consulté au moment où l'on détermine l'ampleur du projet de rénovation.

25. La combinaison des charges servant à l'évaluation devrait être conforme au tableau 4.1.3.2. du CNB, seuls les coefficients de charge principale devant être réduits conformément au tableau L-3.

Effets recommandés pour les évaluations

26. Comme les effets spécifiés à la partie 4 se rapportent principalement aux états limites ultimes et à la sécurité des personnes, il n'est généralement pas recommandé de les réduire. Cependant, comme on l'explique ci-après, il est parfois plus facile de déterminer avec certitude les charges destinées à l'évaluation que celles qui s'appliquent à la conception. Les paragraphes 37 à 42 traitent des charges dues aux séismes.

Effets imputables aux mouvements, T [CNB 4.1.2.1. 1) et 4.1.3.2. 3)]

27. On peut ordinairement faire abstraction des effets imputables aux mouvements provoqués par les variations de température, les variations hygrométriques et les contraintes continues (par ex., retrait, fluage, tassement différentiel) dans l'évaluation structurale d'un bâtiment existant, pourvu qu'une inspection des composants et des dispositifs d'assemblage ne révèle aucun dommage pouvant avoir une incidence sur la sécurité. Il est possible, après une certaine période d'observation, de déterminer si ces mouvements entraînent des dommages ou des déplacements localisés pouvant réduire la résistance du bâtiment ou en menacer l'intégrité. Dix ans d'observation suffisent généralement pour évaluer un bâtiment, sauf pour observer le tassement différentiel des semelles de fondation sur des matériaux comme l'argile, ce qui peut prendre environ 30 ans.
28. Dans le cas d'une rénovation, cependant, il peut être nécessaire de tenir compte des différences de mouvement entre les matériaux neufs et anciens.

Charges permanentes, D [CNB 4.1.4.]

29. Lorsque les charges permanentes sont déterminées au moyen de mesures faites sur place, le degré d'incertitude est inférieur à celui des charges de calcul. Une réduction des coefficients de charge permanente présentés aux tableaux L-3 et L-4 permet de tenir compte de cette différence. De la même façon, la note 3 du tableau L-3 prévoit une réduction du coefficient de charge permanente lorsque la charge considérée fait l'objet de vérifications fréquentes.
30. Étant donné qu'il est difficile de savoir à l'avance comment seront disposées les cloisons dans les édifices à bureaux, on recommande de prévoir pour ces éléments un poids de 1 kPa réparti sur la surface en cause, comme l'exige le paragraphe 4.1.4.1. 3) du CNB.

Surcharges dues à l'usage, L [CNB 4.1.5.]

31. Les surcharges attribuables aux occupants, comme celles qui sont imposées aux lieux de réunion et aux aires d'accès et de sortie, ont une incidence directe sur la sécurité. La réduction des coefficients de charge prévue à la note 1 du tableau L-4 est donc moins importante pour les surcharges touchant ces lieux que pour les autres surcharges.
32. Il est parfois possible, dans un bâtiment existant, de réduire la surcharge à laquelle doit pouvoir résister un plancher à une valeur inférieure à la surcharge spécifiée à la sous-section 4.1.5. du CNB. Si une analyse de l'usage prévu du plancher indique que la surcharge spécifiée dans le CNB, y compris les effets dynamiques, est de toute évidence nettement supérieure à la surcharge prévue, une réduction de la surcharge spécifiée est justifiable dans la mesure où il en sera tenu compte au moment de tout changement d'usage. Par exemple, l'article 4.1.5.6. du CNB permet de réduire à 2,4 kPa la surcharge spécifiée pour les salles à manger (4,8 kPa), pourvu que l'aire du plancher soit de 100 m² ou moins et que le plancher ne serve pas à d'autres activités pratiquées dans un lieu de réunion, comme la danse. En général, cependant, comme il est difficile de contrôler les changements d'usage, on ne doit appliquer la présente disposition qu'avec prudence et après avoir obtenu l'approbation de l'autorité compétente.
33. Il n'est pas nécessaire de se conformer aux exigences du paragraphe 4.1.3.6. 2) du CNB concernant l'analyse dynamique des planchers exposés à des surcharges dues à des activités rythmiques, pourvu

Commentaire L

que l'observation prolongée du bâtiment n'ait révélé aucune vibration distinctement perceptible et qu'on n'envisage aucun changement d'usage de l'aire de plancher en cause.

34. Pour toutes les autres surcharges dues à l'usage, il est recommandé de suivre les exigences de la partie 4.

Charge due à la neige et à la pluie, S [CNB 4.1.6.]

35. Il est généralement difficile de justifier une réduction des charges dues à la neige et à la pluie auxquelles doit pouvoir résister un bâtiment par rapport aux valeurs spécifiées à la sous-section 4.1.6. du CNB et recommandées dans le Commentaire G. Un toit ayant fourni une performance satisfaisante pendant de nombreuses années peut sembler présenter des défaillances structurales lorsqu'on l'évalue en fonction des exigences des codes actuels. Il est donc parfois nécessaire de déterminer avec plus de précision les charges réelles dues à la neige. Pour obtenir une meilleure approximation de ces charges, on peut recourir à des études spéciales, notamment à une comparaison entre les données locales sur l'accumulation de neige au sol à proximité du bâtiment et celles de la station météorologique d'Environnement Canada, ainsi qu'à des modèles ou à des études analytiques de l'accumulation de neige sur le bâtiment. Il se peut, cependant, que les hypothèses sur lesquelles sont fondées ces études ne soient pas applicables si l'on prévoit un changement dans la géométrie du toit ou l'exposition au vent (en raison, par exemple, de la construction de nouveaux édifices). Une augmentation des charges dues à la neige peut également être causée par des changements apportés à l'isolation ou au chauffage intérieur, ou être attribuable au glissement de la neige sur un toit incliné à la suite du remplacement des matériaux de couverture. Voir le Commentaire G pour plus de renseignements.

Charge due au vent, W [CNB 4.1.7.]

36. Il est tout aussi difficile de justifier une réduction de la charge due au vent à laquelle doit pouvoir résister un bâtiment par rapport à la valeur spécifiée à la sous-section 4.1.7. du CNB et recommandée dans le Commentaire I. Un bâtiment ayant fourni une performance satisfaisante pendant de nombreuses années peut sembler présenter des défaillances structurales lorsqu'on effectue les calculs spécifiés selon les exigences du CNB. Il est parfois nécessaire d'évaluer avec plus de précision les charges réelles dues au vent. Pour obtenir une meilleure approximation de ces charges, on peut recourir à des études spéciales, notamment à une comparaison entre les données locales sur la vitesse du vent à proximité du bâtiment et celles de la station météorologique d'Environnement Canada, ainsi qu'à des modèles ou à des études analytiques des vents. Il se peut, cependant, que les hypothèses sur lesquelles sont fondées ces études ne soient pas applicables si l'on prévoit des changements dans la forme du bâtiment ou la topographie des environs. Voir le commentaire I pour de plus amples renseignements.

Séismes [CNB 4.1.8.]

37. Il peut être très difficile d'appliquer les exigences actuelles relatives à la protection contre les séismes présentées dans la partie 4 et les normes de calcul qui y sont incorporées par renvoi aux travaux de rénovation, en particulier dans le cas de bâtiments à valeur patrimoniale et d'autres bâtiments en maçonnerie non armée.
38. Les articles tenant lieu de règles de calcul qui sont difficiles à appliquer comprennent les exigences particulières auxquelles sont assujetties les systèmes structuraux des bâtiments [paragraphe 4.1.8.9. 1) et article 4.1.8.10. du CNB], les restrictions de calcul relatives aux déformations latérales et aux secousses [articles 4.1.8.13. et 4.1.8.14. du CNB] ainsi que les méthodes de détermination des charges dues aux séismes prévues dans les normes de calcul incorporées par renvoi.
39. Pour surmonter ces difficultés, il est recommandé de suivre les Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants^[2] établies par le CNRC. La référence [3] renferme de l'information sur les techniques de réhabilitation visant la protection des bâtiments existants contre les séismes. La référence [4] présente une méthode de sélection des bâtiments en vue d'une évaluation sismique complète et constitue essentiellement un outil de gestion destiné aux propriétaires ou aux autorités responsables d'un grand nombre de bâtiments.
40. Le coefficient de charge sismique réduit (0,6) figurant dans le tableau L-3 constitue un critère convenable pour décider s'il est nécessaire de rénover un bâtiment afin de mieux le protéger contre

les séismes. Dans l'étude de rénovation, on doit accroître le coefficient de charge et lui donner de préférence la valeur prescrite dans le CNB, compte tenu de l'utilisation future du bâtiment, de la nécessité de réduire les dommages au bâtiment et à ses éléments en cas de séisme et de la variation du coût des travaux de rénovation en fonction de l'intensité du séisme. Les bâtiments en maçonnerie non armée font exception et leur rénovation fait l'objet d'une méthode spéciale prévue à l'annexe A de la référence [2]. Les critères de l'annexe A s'appliquent à cette méthode.

41. La sécurité des personnes dans les bâtiments situés dans les zones de risques de séisme faibles à moyens ($S_a(0,2) \leq 0,75$) peut être fortement améliorée, à un coût modéré, en apportant un support latéral à la maçonnerie et aux autres éléments non structuraux lourds.
42. De récents séismes ont démontré que dans la plupart des régions sismiques du Canada, plus particulièrement dans l'Est, les composants non structuraux des bâtiments posent un risque plus élevé que la structure des bâtiments elle-même. En outre, il est souvent possible d'effectuer une mise à niveau sismique des composants non structuraux beaucoup plus facilement (dans le cadre d'un programme d'entretien) que ce n'est le cas pour les éléments structuraux. Dans le cas des composants non structuraux, on recommande de se conformer à la norme CAN/CSA-S832, « Seismic Risk Reduction of Operational and Functional Components of Buildings ».^[12]

Tenue en service

43. Les exigences concernant la tenue en service présentées dans la partie 4 [articles 4.1.3.4., 4.1.3.5., 4.1.3.6. ainsi qu'une bonne partie de la section 4.2. du CNB] et les normes qui y sont incorporées par renvoi portent sur le confort et la fonctionnalité de la structure du bâtiment compte tenu de l'utilisation à laquelle celui-ci est destiné (fonctionnement de l'équipement, drainage, protection assurée par l'enveloppe du bâtiment, etc.).
44. Les critères de tenue en service que renferment la partie 4 et les normes qui y sont incorporées par renvoi visent la conception des nouveaux bâtiments. Dans le cas des bâtiments existants, la preuve d'une performance satisfaisante élimine souvent la nécessité d'appliquer les critères de tenue en service donnés dans la partie 4 et les normes de calcul qui y sont incorporées par renvoi pour l'évaluation structurale. Des déformations, un tassement, des vibrations ou des dégâts ponctuels inacceptables apparaissent ordinairement au cours de la période de 10 à 30 ans suivant la construction. Les évaluations de tenue en service peuvent s'imposer, par exemple, à l'occasion d'un changement d'utilisation du bâtiment ou à la suite d'une détérioration des éléments entraînant une modification des propriétés de la structure.
45. Un changement d'utilisation peut comprendre, par exemple, la pratique de nouvelles activités comme la danse aérobique et le jogging. Lors d'un changement de ce type, on doit évaluer la structure du plancher en fonction de la nouvelle utilisation au moyen d'un essai de performance ou de diverses méthodes de calcul (se reporter au Commentaire D pour de plus amples directives). Une évaluation est également recommandée avant l'installation de machines à mouvement alternatif ou l'utilisation de matériel sensible aux vibrations, à la rugosité du plancher ou à l'inclinaison.
46. La modification de certains composants d'un bâtiment a une incidence sur les propriétés de la structure et la résistance aux charges. En enlevant des cloisons, par exemple, on réduit la rigidité du plancher et sa capacité d'atténuer les vibrations produites par les occupants lorsqu'ils marchent. Avant de procéder à ce type de modification, on recommande d'examiner la construction du plancher afin de s'assurer qu'il convient à l'utilisation envisagée. D'autres transformations pouvant se répercuter sur la tenue en service comprennent les modifications apportées au revêtement extérieur et aux cloisons dans les grands immeubles, qui ont une incidence sur les mouvements oscillants dus au vent, et les ajouts de composants lourds, qui augmentent les déformations.
47. En cas de séisme, les critères de déformation présentés au paragraphe 4.1.8.13. 3) du CNB visent à limiter des dégâts aux éléments non structuraux. Ils n'ont pas, en général, subi l'épreuve de la pratique. Se reporter à la référence [2] pour de plus amples renseignements.

Durabilité

48. La durabilité est un élément primordial des exigences relatives à la tenue en service et à la sécurité. Bien qu'il n'en soit pas question dans les exigences générales de la partie 4, on en fait mention à la section 4.2. ainsi que dans les normes de calcul citées aux sections 4.3. et 4.4. du CNB (souvent par

Commentaire L

des renvois à d'autres documents comme la norme CSA-A23.1^[15]). La norme de la CSA relative aux garages de stationnement citée à la sous-section 4.4.2. du CNB porte essentiellement sur la durabilité, comme d'ailleurs la norme CSA-S448.1^[16] sur la réparation des bâtiments en béton et la norme CSA-S478^[17] sur la durabilité dans les bâtiments.

49. Les défaillances dues à la corrosion des dalles et des poutres postcontraintes sans armature adhérente, des garages de stationnement en béton armé, des supports et des dispositifs d'assemblage des panneaux préfabriqués et d'autres types de panneaux muraux, des agrafes de murs en maçonnerie et des éléments de fondation profonde peuvent réduire la fiabilité des structures sans qu'aucune détérioration ne soit visible. On trouve des conseils pour l'évaluation de bâtiments pouvant subir ce type de défaillance dans les références [5] et [6].
50. Des changements d'utilisation (par ex., des conditions ambiantes intérieures) ou des modifications apportées à certains composants d'un bâtiment (par ex., l'isolation) peuvent entraîner la détérioration d'autres éléments, en particulier des composants des murs extérieurs. Une telle détérioration devrait être considérée lors de l'évaluation.

Intégrité structurale

51. Dans l'évaluation structurale d'un bâtiment existant, la capacité de la structure de résister à une défaillance en un point sans provoquer un effondrement généralisé est une propriété importante dont l'évaluateur technique doit tenir compte. On peut évaluer cette propriété en déterminant la probabilité de défaillances spécifiques dues à des charges additionnelles, aux dommages accidentels, aux défauts et à la détérioration et, le cas échéant, en examinant les lignes de résistance de rechange du bâtiment (à la fois de ses éléments structuraux et non structuraux). Toutefois, cet examen se prête mal à une étude quantitative et comporte par conséquent une part considérable de jugement technique. Les coefficients de charge des tableaux L-3 et L-4 sont réduits en fonction des lignes de résistance de rechange déterminées à la suite d'une étude du comportement du système. Voir également le Commentaire B.

Fondations

52. En règle générale, il suffit de déterminer si une semelle de répartition a fourni une performance satisfaisante dans le passé pour démontrer qu'elle convient à l'application qui en est faite. On doit, par contre, examiner de plus près les semelles de répartition soumises à un accroissement important des charges ainsi que les fondations profondes dont la résistance peut avoir été réduite par suite d'une détérioration.
53. La référence [2] contient des indications relatives aux effets des séismes sur les fondations.

Normes de calcul des structures incorporées par renvoi

54. On recommande aux évaluateurs de suivre les exigences relatives à la résistance (et aux coefficients de résistance) aux états limites ultimes que renferment les versions citées à la section 4.3. du CNB en ce qui concerne la façon d'appliquer les normes de calcul des structures aux bâtiments existants. La référence [7] contient également des renseignements utiles.
55. On peut aussi considérer qu'un bâtiment est approprié à l'utilisation qui en est faite s'il a fourni dans le passé une performance satisfaisante, pourvu qu'il remplisse les conditions décrites au paragraphe 18.
56. Les paragraphes 57 à 63 expliquent comment déterminer la résistance des structures au moyen d'essais de chargement sans avoir recours aux analyses de la structure.

Essai de charge

57. On peut avoir recours à des essais de charge pour évaluer des structures soupçonnées de présenter un danger (à cause de données de conception ou de dessins incomplets, de la détérioration, d'un incendie ou d'éventuels défauts intrinsèques). Dans certains cas, ce type d'essai permet de surveiller les effets de la détérioration (voir la référence [9]). Toutefois, étant donné la nature des travaux nécessaires et leur coût élevé, ces essais ne sont utilisés qu'en dernier ressort.

58. La plupart des essais de charge effectués sur des bâtiments existants sont des essais de preuve destinés à établir des limites de sécurité. Il peut être utile, à l'occasion, d'effectuer des épreuves de rupture sur des composants structuraux isolés afin d'en déterminer la capacité de charge et le mode de défaillance. Les essais de charge peuvent aussi permettre d'évaluer les forces composantes d'une structure dans les cas où l'application d'une méthode de calcul classique est difficile.
59. Dans certains cas, les essais de charge ne suffisent pas pour s'assurer qu'une structure ne présentera aucun danger dans l'avenir. Prenons, par exemple, une structure en béton postcontraint comportant peu de barres d'armature ordinaires mais dont l'armature de précontrainte est rouillée : bien qu'il soit possible que des essais de charge ne révèlent aucun danger, si les éléments constitutifs continuent de se détériorer, il pourrait se produire une rupture fragile soudaine de la structure.
60. Il est important que la structure soumise à un essai de charge soit exposée et puisse être inspectée visuellement avant, pendant et après l'essai.
61. Dans les essais de preuve, les charges doivent être appliquées conformément à la mise en charge prévue et de façon à produire l'effet maximal correspondant aux modes de défaillance éventuelle établis par l'évaluateur. Les charges utilisées doivent recréer l'effet des charges pondérées spécifiées à la section 4.1. du CNB, ou d'un multiple de ces charges, selon le type de rupture (graduelle ou soudaine) et selon que l'essai porte sur toute la structure ou seulement une partie représentative. On doit satisfaire aux exigences du chapitre 20 de la norme CAN/CSA-A23.3^[18] en ce qui concerne les structures en béton, en béton composite et en acier. L'évaluation des charpentes en acier non composite peut être réalisée à partir de mesures et de calculs. Dans le cas des autres matériaux, on doit appliquer pendant au moins 24 heures une charge (poids de la structure comprise) équivalant à 1,3 fois la charge permanente totale du bâtiment rénové et à 1,6 fois les surcharges. On doit aussi mesurer la flèche en charge et le rétablissement subséquent.
62. En règle générale, on considère que l'état de la structure est satisfaisant si elle ne montre pas de signe de défaillance pendant l'essai de charge. Par contre, l'apparition de fissures ou d'une flèche importantes (à court et à long termes) peut indiquer un problème de tenue en service sous certaines charges spécifiées. Ces paramètres doivent être évalués à la lumière de la performance du bâtiment dans le passé et du changement d'usage envisagé.
63. Pour obtenir des indications supplémentaires sur les essais de charge, consulter la référence [9].

Autres indications concernant les méthodes d'évaluation structurale

64. Pour obtenir des indications supplémentaires sur les méthodes d'évaluation structurale, consulter les références [10] et [11].

Références

- [1] D.E. Allen, Criteria for Structural Evaluation and Upgrading of Existing Building, R. can. génie civil, vol. 17, n° 6, décembre 1991.
- [2] D.E. Allen, J.H. Rainer, et A.M. Joblonski, Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1993, NRCC 36941F.
- [3] D.E. Allen, Lignes directrices pour la protection parasismique des structures de bâtiments existants, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1995, NRCC 38857F.
- [4] J.H. Rainer, D.E. Allen, et A.M. Joblonski, Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, 1992, NRCC 36943F.
- [5] ASCE, norme ASCE11-90, Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 1991.
- [6] Webster, N.R., Evaluation of Unbonded Post-Tensioned Structures, Proceedings of the Second Canadian Symposium on Cement and Concrete, (Éditeur Sidney Mindess), Université de la Colombie-Britannique, Vancouver, C.-B., 1991, pp. 230-241.

- [7] CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [8] Bulletin 192, Diagnosis and Assessment of Concrete Structures, Comité Euro-international du béton, Lausanne, Suisse, 1989.
- [9] Load Testing of Structures and Structural Components, Institution of Structural Engineers, Londres, Angleterre, 1989.
- [10] Evaluation, Maintenance and Upgrading of Wood Structures: A Guide and Commentary, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 1982.
- [11] Structural Renovation of Traditional Buildings, Construction Industry Research and Information Association, rapport III de la CIRIA, Londres, Angleterre, 1986.
- [12] CAN/CSA-S832-06, Seismic Risk Reduction of Operational and Functional Components of Buildings, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2006.
- [13] ISO/DIS 13822, Bases for Design of Structures – Assessment of Existing Structures, Organisation internationale de normalisation, Genève, 2001.
- [14] CSA-S16-09, Règles de calcul des charpentes en acier, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2009.
- [15] CSA-A23.1-04, Béton : constituants et exécution des travaux, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.
- [16] CSA-S448.1-93, Repair of Reinforced Concrete in Buildings, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 1993.
- [17] CSA-S478-95, Guideline on Durability in Buildings, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 1995.
- [18] CAN/CSA-A23.3-04, Design of Concrete Structures, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, 2004.