

INTRODUCTION

Une modification majeure a été proposée aux exigences relatives aux règles de calcul parasismique énoncées à la Partie 4 du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) en préparation de l'édition 2005 du Code. Des propositions ont déjà été publiées de façon que le public puisse formuler des observations.

Le Comité national canadien de génie sismique (CANCEE), qui est chargé des dispositions relatives au calcul parasismique du CNBC, croyait qu'il serait utile pour le milieu du génie de rendre accessibles certains renseignements généraux et observations en vue d'appuyer l'examen des propositions par le public. Les 10 mémoires présentés dans le présent numéro de la *Revue canadienne de génie civil* renferment des renseignements généraux sur les changements proposés. Les mémoires ont fait l'objet d'un examen par des pairs, selon les modalités habituelles, et de réviseurs indépendants.

Il convient de souligner que les changements proposés sont considérables. Nous les publions dans les lignes qui suivent seulement à titre de propositions et ils seront vraisemblablement modifiés à la suite des résultats de la recherche courante, des nouveaux renseignements qui découlent constamment de l'étude à la fois des données existantes et éventuelles sur les séismes, ainsi qu'en réponse aux observations formulées par le public. Cela signifie que les renseignements présentés dans les articles du présent numéro peuvent ne pas refléter exactement ceux qui seront publiés dans le CNBC 2005.

Le Comité national canadien de génie sismique tient à remercier le rédacteur en chef et les rédacteurs adjoints de la *Revue* de l'occasion qui lui est offerte, car le Comité est d'avis que cette communication permettra de promouvoir la discussion et de susciter des observations lors du processus d'examen par le public touchant les dispositions proposées.

Dans les lignes restantes de la note d'introduction, sont détaillées certaines des raisons pour lesquelles le CANCEE croit que des changements majeurs s'imposent.

Les raisons pour les changements proposés par le CANCEE

Le Comité national canadien de génie sismique (CANCEE) est un comité du Conseil national de recherches Canada qui est chargé de proposer des dispositions relatives au calcul parasismique au Comité du calcul des structures – Partie 4 du CNBC. Le CANCEE a été formé au début des années 1960 et siège depuis, offrant des conseils sur les dispositions relatives au calcul parasismique énoncées dans le CNBC, dont la dernière édition date de 1995. Compte tenu du nombre considérable de connaissances sur les séismes acquises au cours des deux dernières décennies, plus particulièrement au cours de la dernière, et de la nature évolutive des changements du Code qui s'inscrivent dans une formule plutôt stricte, les membres du CANCEE croyaient qu'il était temps d'amorcer un nouveau départ quant à la prochaine

version proposée des exigences relatives au calcul parasismique du CNBC.

Sont énumérées ci-dessous certaines des questions qui ont influé sur la décision du CANCEE de proposer des changements majeurs et de prendre un nouveau départ :

- (1) Les données sismiques antérieures dataient du début des années 1980. De nombreux séismes se sont produits au Canada depuis et ont procuré beaucoup de nouvelles données.
- (2) De nombreux nouveaux séismes se sont produits dans des régions où à la fois le sol et les bâtiments étaient considérablement instrumentés (San Francisco, 1989; Northridge, 1994; Kobe, 1995).
- (3) Beaucoup de nouvelles données ont été obtenues à la fois sur les réponses et les comportements des bâtiments et du sol.
- (4) De nouvelles courbes d'atténuation des mouvements du sol ont été mises au point à partir des données récentes.
- (5) Les anciennes données sur le mouvement du sol ont été analysées de nouveau et ont produit des conclusions différentes.
- (6) Une preuve a été relevée qui confirmait un risque de séisme dans la zone de subduction sur la côte Ouest, ce qui n'avait pas été pris en considération dans les versions antérieures du Code.
- (7) De nouvelles données ont indiqué que les valeurs d'amplification du sol meuble en profondeur étaient souvent non conservatrices dans les versions courantes du Code et devaient faire l'objet d'une révision substantielle.
- (8) De nouvelles données sur les forces exercées sur les composants de bâtiments (c.-à-d. mécaniques, électriques et architecturaux) ont été obtenues.
- (9) Des méthodes sont devenues accessibles en vue de produire les spectres de réponse des bâtiments à des emplacements donnés plutôt que les accélérations à la crête du sol seulement. Les spectres de réponse tiennent davantage compte des caractéristiques d'un séisme et procurent une mesure plus complète du comportement des bâtiments.
- (10) Il est devenu évident que la sismicité sur la côte Ouest et celle sur la côte Est étaient très différentes et nécessitaient des démarches distinctes, suivant les liens entre les périodes de récurrence et les valeurs prévues de mouvement du sol.
- (11) Au cours des deux dernières décennies, nous avons acquis à la fois énormément de connaissances et d'expérience relativement aux séismes. Au cours de cette période, le Code a évolué et a intégré certaines de ces connaissances. Toutefois, les changements ont suivi le processus connexe du CNBC qui vise les changements clause par clause ou qui tient compte plus facilement de ces changements. Ce processus a entraîné un code sismique qui, à ses débuts, reposait sur les premières

exigences « modernes » du CNBC datant de 1965, pour donner lieu à la version actuelle de 1995. Cette progression est fondée à la fois sur des changements mineurs et substantiels qui ont été apportés aux clauses existantes. Il en découle un ensemble de clauses dont les exigences connexes sont largement distinctes et d'autres notions importantes qui sont énoncées dans le paragraphe d'une clause supposément liée.

Toutes ces questions, ainsi que le processus concerté d'élaboration d'un nouveau code emprunté aux États-Unis, ont clairement montré que le code sismique actuel du CNBC, bien qu'il soit compatible avec le code existant des États-Unis et de la Nouvelle-Zélande, est le résultat d'un long processus évolutif, et qu'une évaluation en profondeur s'imposait. Cette évaluation devait tenir compte des nouvelles données accessibles ainsi que des nouvelles méthodes visant l'utilisation des nouvelles données et les intégrer, et devait reconnaître les changements substantiels qui seraient apportés à la nouvelle génération de codes sismiques aux États-Unis et ailleurs.

Le Comité a réagi à cet état de fait et a proposé les changements suivants :

- (1) La révision des cartes de sismicité au moyen d'une nouvelle technologie.
- (2) La spécification des valeurs de spectre de réponse pour chaque ville au lieu de l'accélération à la crête du sol sur une base zonale. Cette façon est similaire à celle dont les données sur la neige, le vent et la pluie sont actuellement présentées dans l'information climatique et permet d'éviter les échelons de valeur à la frontière des zones.
- (3) L'intégration des risques sismiques dans la zone de subduction sur la côte Ouest dans les valeurs de mouvement du sol.
- (4) La révision de la formule en vue de calculer le cisaillement à la base, compte tenu de ce qui précède.
- (5) La révision des méthodes en vue de tenir compte des effets du mode supérieur aux fins de l'analyse statique, et de faire de l'analyse dynamique du spectre de réponse l'analyse de base.
- (6) La révision des valeurs des fondations en vue de modifier le cisaillement à la base compte tenu de conditions diverses du sol.
- (7) Le recours à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans au lieu de l'actuelle probabilité de 10 % en 50 ans afin de mieux saisir les différences dans le mouvement du sol entre les côtes Est et Ouest du continent.
- (8) La révision des valeurs de modification de force et l'introduction d'effets de facteurs de sur-résistance en vue de tirer parti de facteurs de la sur-résistance intrinsèque de la majorité des structures, de même que de nouvelles limites et de restrictions liées aux systèmes.
- (9) L'introduction de valeurs seuils de force maximale afin de tenir compte de la réduction de la réponse qui est attribuable à l'oscillement des fondations ou à une réponse « élastique » approximative.
- (10) L'introduction de valeurs de force minimale pour ce qui est des réponses à longue période.
- (11) La révision de la déformation et des limites de glissement des bâtiments en vue de réduire les dommages.
- (12) L'introduction de catégories touchant diverses irrégularités de bâtiments, qui sont assorties d'exigences ou de pénalités spéciales dans certains cas indésirables et qui se sont révélés problématiques et dommageables lors des séismes antérieurs.
- (13) La spécification des restrictions relatives aux genres de système de force latérale qui pourraient être appliquées aux bâtiments de protection civile, et l'exclusion de certaines irrégularités.

Le Comité a comparé les nouvelles valeurs de calcul parasismique proposées par rapport aux anciennes valeurs, aux fins d'information. Toutefois, il n'est actuellement pas prévu d'essayer de calibrer les niveaux de force parasismique par rapport aux niveaux antérieurs, comme cela a été le cas au cours d'éditions précédentes du Code.

Le sommaire des nouvelles dispositions relatives au calcul parasismique proposées est le suivant :

- (1) Méthodes et définitions
- (2) Notations
- (3) Exigences générales
- (4) Caractéristiques de l'emplacement
- (5) Coefficient de priorité parasismique
- (6) Configuration de la structure
- (7) Méthode d'analyse
- (8) Direction de la charge
- (9) Facteur de modification de force, facteur de sur-résistance et restrictions générales
- (10) Autres restrictions
- (11) Méthode de calcul de la force statique équivalente
- (12) Méthode d'analyse dynamique
- (13) Déformations et limites de glissement
- (14) Séparation des structures
- (15) Dispositions spéciales
- (16) Fondations
- (17) Éléments de structure, composants non structuraux et équipement

De nouveau, le CANCEE était d'avis qu'en raison des changements substantiels proposés, il était important d'obtenir les observations du public et de fournir des documents généraux qui permettraient d'expliquer la nature et les raisons des changements proposés.

Le CNRC invite le public à formuler des observations sur les propositions. Un exemplaire des dispositions relatives au calcul parasismique proposées est compris à l'annexe A en version provisoire. Des renseignements plus complets touchant les changements à toutes les dispositions de la Partie 4 du CNBC sont consultables sur le site Web du CNRC ainsi que les formulaires que le public peut utiliser pour formuler des observations. Les formulaires doivent être envoyés au CNRC.

Remerciements

Les renseignements généraux qui donnent des explications et les raisons relativement aux dispositions proposées sont compris dans les mémoires présentés dans la présente partie. Je tiens à remercier les auteurs du temps et des efforts qu'ils ont consacrés en vue de rédiger ces documents ainsi que tous les réviseurs de leur travail minutieux. Je tiens également à remercier M. Jag Humar, qui a fait fonction de rédacteur adjoint à la coordination et qui a appuyé la planification

du présent numéro, de même que le comité de rédaction de la RCGS qui a rendu possible la publication de ces mémoires pour le milieu de la conception technique.

J'aimerais également remercier tous les membres du CANCEE, à la fois les membres actuels et anciens, de la charge de travail considérable qu'ils ont abattue au fil des ans.

Le Comité national canadien de génie sismique comprend de nombreux membres qui représentent les sismologues, les ingénieurs géotechniciens, les chercheurs en structure et en géotechnique, ainsi que les ingénieurs en structure, ayant tous des antécédents en calcul et en analyse parasismique. Au nombre des membres, se trouvent également des représentants de la CSA touchant les codes de conception matérielle de l'acier, du béton, de la maçonnerie et du bois.

Les membres actuels sont les suivants :

R.H. DeVall, Ph. D., ingénieur, Read Jones Christoffersen Ltd.; J.E. Adams, Programme de séismologie des tremblements de terre et Commission géologique du Canada; D.L. Anderson, ingénieur, Département de génie civil, Université de la Colombie-Britannique; G.M. Atkinson, Ph. D., Département des sciences de la Terre, Université Carleton; W.D.L. Finn, ingénieur, Département de génie civil, Université de la Colombie-Britannique; A.G. Gilles, ingénieur, Département de génie civil, Université Lakehead; A.C. Heidebrecht, ingénieur, professeur émérite, Département de génie civil, Université McMaster; J.L. Humar, ingénieur, Département de génie civil et environnemental, Université Carleton; E. Karacabeyli, ingénieur, Forintek Canada Corporation; F. Knoll, Ph. D., ingénieur, Nicolet, Chartrand, Knoll, Ltée; T.E. Little, ingénieur, B.C. Hydro; W.E. McKevitt, Ph. D., ingénieur, McKevitt Engineering Ltd.; D. Mitchell,

ingénieur, Département de génie civil, Université McGill; C.J. Montgomery, Ph. D., ingénieur, The Cohos Evamy Partners; G.C. Rogers, Commission géologique du Canada, Ressources nationales Canada et Centre géoscientifique du Pacifique; M. Saatcioglu, ingénieur, Département de génie civil, Université d'Ottawa; R. Tremblay, ingénieur, Département de génie civil, géologique et minier, École Polytechnique de Montréal; A. Wightman, ingénieur, Klohn Crippen Consultants Ltd.; A.H. Rahman, conseiller en recherche, Programme Enveloppe et structure du bâtiment, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches Canada; C.R. Taraschuk, ingénieur, conseillère technique, Centre canadien des codes, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches Canada; Bill Kendrick, ingénieur, Westmar Consultants et Bob Sexsmith, ingénieur, Département de génie civil, Université de la Colombie-Britannique, qui ont tous deux récemment quitté le Comité.

Les membres du CANCEE ont également rencontré des praticiens en conception à Vancouver et à Montréal afin de discuter des propositions avant de les présenter. J'aimerais particulièrement remercier ces personnes qui ont consacré si volontiers leur temps, leur expérience, leurs idées et opinions.

Ronald H. DeVall, Ph. D., ingénieur

Directeur scientifique adjoint invité, Numéro spécial sur le CNBC

Président, Comité national canadien de génie sismique

Read Jones Christoffersen Ltd.

1285, rue West Broadway, 3^e étage

Vancouver (C.-B.) V6H 3X8

Annexe A : Partie 4

Règles de calcul

4.1.8. Charges et effets dus aux séismes

4.1.8.1. Méthodes et définitions

1) Les fléchissements et les charges spécifiées dus aux séismes doivent être déterminés à partir des exigences de la présente sous-section, mais il n'est pas nécessaire de tenir compte de ces exigences dans le calcul lorsque la valeur de $S(0,2)$, définie au paragraphe 4.1.8.4. 6), est égale ou inférieure à 0,12.

4.1.8.2. Notations

1) Dans la présente sous-section :

- A_r = le facteur d'amplification de réponse, pour tenir compte du type de fixation de l'équipement mécanique et électrique, défini au paragraphe 4.1.8.17. 1);
- A_x = le facteur d'amplification au niveau x pour tenir compte de la variation de réponse de l'équipement mécanique et électrique dans le *bâtiment* en fonction de la hauteur, défini au paragraphe 4.1.8.17. 1);
- B_x = le rapport au niveau x qui détermine la sensibilité à la torsion, défini au paragraphe 4.1.8.11. 9);
- B = la valeur maximale de B_x , définie au paragraphe 4.1.9.11. 9);
- C_p = le coefficient sismique de l'équipement mécanique et électrique, défini au paragraphe 4.1.8.17. 1);
- D_{nx} = la dimension en plan du *bâtiment* au niveau x perpendiculaire à la direction de la charge sismique considérée;
- e_x = la distance mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique entre le centre de gravité et le centre de rigidité au niveau considéré (voir l'annexe A);
- F_a = le coefficient d'accélération de l'emplacement, défini au paragraphe 4.1.8.4. 4);
- F_t = la partie de V qui doit être concentrée au sommet de la structure, définie au paragraphe 4.1.8.11. 6);
- F_v = le coefficient de vitesse de l'emplacement, défini au paragraphe 4.1.8.4. 4);
- F_x = la force latérale agissant au niveau x , définie au paragraphe 4.1.8.11. 6);
- h_i, h_n, h_x = la hauteur des niveaux i, n ou x respectivement par rapport à la base ($i = 0$), si la base de la structure est le niveau auquel on considère que les mouvements sismiques horizontaux sont transmis à la structure;
- h_s = la hauteur entre *étages* ($h_i - h_{i-1}$);
- I_E = le coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage, décrit au paragraphe 4.1.8.5. 1);
- J = le coefficient numérique de réduction du moment de renversement à la base, défini au paragraphe 4.1.8.11.5);
- J_x = le coefficient numérique de réduction du moment de renversement au niveau x , défini au paragraphe 4.1.8.11. 7);
- Niveau i = tout niveau du *bâtiment*, $i = 1$ pour le premier niveau au-dessus de la base;
- Niveau n = le niveau le plus élevé de la partie principale de l'ouvrage;

Niveau x = le niveau faisant l'objet du calcul;

- M_v = le facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base, défini au paragraphe 4.1.8.11. 5);
- M_x = le moment de renversement au niveau x , défini au paragraphe 4.1.8.11. 7);
- N = le nombre total d'*étages* entre le *niveau moyen du sol* extérieur et le niveau n ;
- \bar{N}_{60} = la résistance moyenne à la pénétration standard des 30 premiers mètres, où l'efficacité énergétique de la tige est corrigée à 60 % de la valeur théorique maximale;
- PGA = l'accélération maximale du sol exprimée par rapport à l'accélération due à la pesanteur, définie au paragraphe 4.1.8.4. 1);
- PT = l'indice de plasticité de l'argile;
- R_d = le facteur de modification de force liée à la ductilité reflétant la capacité d'une structure à disperser l'énergie par comportement non élastique, donné à l'article 4.1.8.9.;
- R_o = le facteur de modification de force liée à la sur-résistance tenant compte de la partie assurée de la résistance en réserve d'une structure dont la conception satisfait aux présentes dispositions, défini à l'article 4.1.8.9.;
- S_p = le coefficient de force horizontale d'une partie d'un *bâtiment* et de son ancrage, donné au paragraphe 4.1.8.17. 1);
- $S(T)$ = l'accélération spectrale de réponse de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de la pesanteur, pendant une période T , définie au paragraphe 4.1.8.4. 6);
- $S_a(T)$ = l'accélération spectrale de réponse avec un amortissement de 5 %, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période T , définie au paragraphe 4.1.8.4. 1);
- SFRS = le système de résistance aux forces sismiques, c'est-à-dire la partie du système structural qui, dans le calcul, offre la résistance exigée aux effets et aux forces dus aux séismes définis à la sous-section 4.1.8.;
- s_u = la résistance moyenne du sol non drainé au cisaillement dans les 30 premiers mètres du *sol*;
- T = la période, exprimée en secondes;
- T_a = la période du mode fondamental de vibration latérale du *bâtiment* ou de la structure dans la direction considérée, exprimée en secondes, définie au paragraphe 4.1.8.11. 3);
- T_x = le couple de plancher au niveau x , défini au paragraphe 4.1.8.11. 10);
- V = la force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure, déterminée à l'article 4.1.8.11.;
- V_d = la force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure, déterminée à l'article 4.1.8.12.;
- V_e = la force élastique sismique latérale agissant à la base de la structure, déterminée à l'article 4.1.8.12.;
- V_p = la force latérale agissant sur une partie de la structure, déterminée à l'article 4.1.8.17.;
- \bar{V}_s = la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres de *sol* ou de *roche*;
- W = la *charge permanente*, telle que définie à l'article 4.1.4.1. sans qu'il soit nécessaire que la charge minimale due aux *cloisons*, définie au paragraphe

4.1.4.1. 3), soit supérieure à 0,5 kPa, plus les charges suivantes : 25 % de la charge de calcul due à la neige spécifiée à la sous-section 4.1.6., plus le contenu de tout réservoir et 60 % du poids de stockage pour les locaux d'entreposage, à l'exception des *garages de stationnement* (voir l'annexe A);

W_i, W_x = la partie de W située ou attribuée respectivement au niveau i ou x ;

W_p = le poids d'une partie de la structure, telle que revêtements, *cloisons* et pièces ornementales ou accessoires;

δ_{ave} = le déplacement moyen de la structure au niveau x , défini au paragraphe 4.1.8.11. 9);

δ_{max} = le déplacement maximal de la structure au niveau x , défini au paragraphe 4.1.8.11. 9).

4.1.8.3. Exigences générales

1) Le *bâtiment* doit être conçu de façon à satisfaire aux exigences de la présente sous-section et à celles des normes de calcul incorporées par renvoi à la section 4.3.

2) La transmission des charges doit être clairement définie lors du calcul des structures, de façon à transférer au sol les forces d'inertie générées par un séisme.

3) Le système de résistance aux forces sismiques (SRFS), décrit à l'article 4.1.8.2., doit être clairement défini pour les structures.

4) Le SRFS doit être calculé de façon à résister à 100 % des charges et des effets dus aux séismes (voir l'annexe A).

5) Il faut analyser les éléments d'ossature qui ne font partie du SRFS et démontrer leur élasticité, ou une capacité non linéaire suffisante pour soutenir leurs charges dues à la pesanteur lorsqu'ils subissent des déformations produites par un séisme, lesquelles sont calculées à partir des déformations définies à l'article 4.1.8.13.

6) Les éléments rigides comme le béton, la maçonnerie, la brique ou les murs et les panneaux préfabriqués ne font pas partie du SRFS, et ils doivent être isolés de tous les éléments structuraux du *bâtiment* de façon à éviter toute interaction lorsque le *bâtiment* subit des déformations dues aux effets sismiques calculés dans la présente sous-section. Si toutefois les éléments rigides font partie du SRFS, ils doivent satisfaire aux exigences de la présente sous-section (voir l'annexe A).

7) La rigidité communiquée à la structure par les éléments qui ne font pas partie du SRFS ne doit pas être utilisée pour résister aux déformations sismiques, mais il faut en tenir compte :

- lors du calcul de la période de la structure en vue de déterminer les forces en présence si la rigidité ajoutée réduit la période latérale fondamentale de plus de 15 %;
- lors du calcul de l'irrégularité de la structure, mais sans utiliser la rigidité additionnelle pour rendre régulier un SRFS irrégulier ou pour réduire les effets de torsion (voir l'annexe A); et
- lors du calcul du SRFS, si l'inclusion des éléments qui n'en font pas partie dans le cadre de l'analyse est préjudiciable au SRFS (voir l'annexe A).

8) Le modèle de structure doit être représentatif de l'ordre de grandeur, de la répartition spatiale de la masse du *bâtiment* et de la rigidité de tous les éléments du SRFS, y compris les éléments rigides qui ne sont pas isolés confor-

mément au paragraphe 4.1.8.3. 6). Le modèle doit aussi tenir compte des effets suivants :

- l'effet des sections fissurées dans le béton armé et les éléments de maçonnerie armée;
- la déformation des zones constituées de panneaux dans l'ossature en acier résistant aux moments;
- l'effet des éléments et assemblages de taille finie;
- les effets d'oscillation causés par l'interaction des charges dues à la pesanteur et de la configuration dépliée de la structure; et
- d'autres effets ayant une incidence sur la rigidité latérale des *bâtiments*.

(Voir l'annexe A).

4.1.8.4. Caractéristiques de l'emplacement

1) L'accélération maximale du sol et les valeurs de $S_a(T)$, ou accélération spectrale de réponse avec un amortissement de 5 %, des conditions de référence du sol (emplacement de type C dans le tableau 4.1.8.4.A.) pour des périodes T de 0,2 s, 0,5 s, 1,0 s et 2,0 s, sont déterminées conformément à la sous-section 2.2.1. et sont basées sur une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans.

2) Sous réserve du paragraphe 3), les catégories d'emplacement en fonction du type de *sol* doivent être conformes aux valeurs du tableau 4.1.8.4.A. et déterminées à l'aide de \bar{V}_s .

3) Si la vitesse moyenne des ondes de cisaillement \bar{V}_s est inconnue, il faut déterminer la catégorie de l'emplacement à l'aide de la résistance moyenne à la pénétration standard dont la valeur fait l'objet d'une correction énergétique, \bar{N}_{60} , ou de la résistance moyenne du sol non drainé au cisaillement, s_u , conformément aux dispositions du tableau 4.1.8.4.A. De plus, il faut baser le calcul de \bar{N}_{60} et s_u sur une analyse rationnelle (voir l'annexe A).

4) Le coefficient d'accélération F_a et le coefficient de vitesse F_v de l'emplacement doivent être conformes aux valeurs des tableaux 4.1.8.4.B. et 4.1.8.4.C. Il faut utiliser l'interpolation linéaire pour calculer les valeurs intermédiaires de $S_a(0,2)$ et $S_a(1,0)$.

5) Afin de déterminer les valeurs de F_a et F_v d'un emplacement de catégorie F, il faut effectuer des études géotechniques spécifiques à un emplacement et des analyses dynamiques de réponse pour cet emplacement.

6) Les valeurs de $S(T)$, ou accélération spectrale de réponse de calcul, doivent être déterminées comme suit, à l'aide de l'interpolation linéaire des valeurs intermédiaires de T :

$$\begin{aligned} S(T) &= F_a S_a(0,2) \text{ si } T \leq 0,2 \text{ s} \\ &= F_v S_a(0,5) \text{ ou } F_a S_a(0,2), \\ &\quad \text{soit la plus petite valeur si } T = 0,5 \\ &= F_v S_a(1,0) \text{ si } T = 1,0 \text{ s} \\ &= F_v S_a(2,0) \text{ si } T = 2,0 \text{ s} \\ &= F_v S_a(2,0)/2 \text{ si } T \geq 4,0 \text{ s} \end{aligned}$$

4.1.8.5 Coefficient de priorité parasismique

1) Le coefficient de priorité parasismique, I_E , doit être déterminé conformément aux valeurs du tableau 4.1.8.5.

4.1.8.6. Configuration de la structure

1) Toute structure correspondant à l'une des irrégularités décrites au tableau 4.1.8.6. doit être considérée irrégulière.

Tableau 4.1.8.4.A.
Catégories en fonction de la réponse sismique des emplacements
 Faisant partie intégrante des paragraphes 4.1.8.4. 2) et 3)

| Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A | | | | |
|---|---|---|--|---|
| Catégorie d'emplacement | Profil du sol | Vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol, \bar{V}_s (m/s) | Résistance à la pénétration standard, \bar{N}_{60} | Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u |
| A | Roche dure | $\bar{V}_s > 1500$ | S/O | S/O |
| B | Roche | $760 < \bar{V}_s \leq 1500$ | S/O | S/O |
| C | Sol très dense et roche tendre | $360 < \bar{V}_s < 760$ | $\bar{N}_{60} > 50$ | $s_u > 100$ kPa |
| D | Sol consistant | $180 < \bar{V}_s < 360$ | $15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$ | $50 < s_u \leq 100$ kPa |
| E | Sol meuble | $\bar{V}_s < 180$ | $\bar{N}_{60} < 15$ | $s_u < 50$ kPa |
| E | Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : <ul style="list-style-type: none"> • indice de plasticité : $PI > 20$; • teneur en eau : $w \geq 40$ %; et • résistance du sol non drainé au cisaillement : $s_u < 25$ kPa. | | | |
| F | (1) Autres | Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée. | | |

(1) Parmi les autres types de sol, on compte notamment :

- a) les sols liquéfiables, les argiles très sensibles et extrasensibles, les sols peu consolidés susceptibles d'affaissement et d'autres sols susceptibles d'affaissement ou de défaillance en raison de charges dues aux séismes;
- b) la tourbe et les argiles à forte teneur en matières organiques dont l'épaisseur dépasse 3 m;
- c) les argiles ayant une grande plasticité ($PI > 75$) dont l'épaisseur dépasse 8 m; et
- d) les argiles raides, de molles à moyennes, dont l'épaisseur dépasse 30 m.

Tableau 4.1.8.4.B.
Valeurs de F_a en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de $S_a(0,2)$
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.4. 4)

| Catégorie | Valeurs de F_a | | | | |
|-----------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | $S_a(0,2) \leq 0,25$ | $S_a(0,2) = 0,50$ | $S_a(0,2) = 0,75$ | $S_a(0,2) = 1,00$ | $S_a(0,2) = 1,25$ |
| A | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| B | 0,8 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| C | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| D | 1,3 | 1,2 | 1,1 | 1,1 | 1,0 |
| E | 2,1 | 1,4 | 1,1 | 0,9 | 0,9 |
| F | (1) | (1) | (1) | (1) | (1) |

(1) Voir le paragraphe 4.1.8.4. 5).

2) Les structures qui ne sont pas irrégulières en vertu du paragraphe 4.1.8.6. 1) peuvent être considérées régulières.

3) Lorsque la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est égale ou supérieure à 0,35, les structures irrégulières doivent satisfaire aux exigences du tableau 4.1.8.6.

4.1.8.7. Méthode d'analyse

1) Il faut procéder à une analyse des effets des séismes sur les calculs, conformément à la méthode d'analyse dynamique décrite à l'article 4.1.8.12. (voir l'annexe A), ou conformément à la méthode de calcul de la force statique équivalente décrite à l'article 4.1.8.11., si la structure respecte l'une des conditions suivantes :

- a) la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieure à 0,35;
- b) il s'agit d'une structure ordinaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et dont les périodes latérales fondamentales sont inférieures à 2 s; ou
- c) il s'agit d'une structure présentant une irrégularité de type 1, 2, 3, 4, 5, 6 ou 8, conformément au tableau 4.1.8.6., dont la hauteur est inférieure à 20 m et dont la période latérale fondamentale est inférieure à 0,5 s.

4.1.8.8. Direction de la charge

1) Par hypothèse, les forces sismique agissent dans toutes les directions horizontales; toutefois, il est admis que les si-

Tableau 4.1.8.4.C.
Valeurs de F_v en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de $S_a(1,0)$
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.4. 4)

| Catégorie | Valeurs de F_v | | | | |
|-----------|---------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|
| | $S_a(1,0) \leq 0,1$ | $S_a(1,0) = 0,2$ | $S_a(1,0) = 0,3$ | $S_a(1,0) = 0,4$ | $S_a(1,0) \geq 0,5$ |
| A | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,6 | 0,6 |
| B | 0,6 | 0,7 | 0,7 | 0,8 | 0,8 |
| C | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| D | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,1 | 1,1 |
| E | 2,1 | 2,0 | 1,9 | 1,7 | 1,7 |
| F | (1) | (1) | (1) | (1) | (1) |

(1) Voir le paragraphe 4.1.8.4.(5).

Tableau 4.1.8.5.
Coefficient de priorité pour les charges et effets dus aux séismes, I_E
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.5. 1)

| Catégorie de risque | Coefficient de priorité parasismique, I_E | |
|---------------------|---|--|
| | État limite ultime | État limite de tenue en service ⁽¹⁾ |
| Faible | 0,8 | |
| Normal | 1,0 | (2) |
| Élevé | 1,3 | |
| Protection civile | 1,5 | |

(1) Voir l'article 4.1.8.13.

(2) Voir l'annexe A.

tuations énumérées ci-dessous suffisent pour donner à la structure des niveaux de force de calcul adéquats :

- si les composants du SRFS sont orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il faut effectuer une analyse indépendante pour chacun des axes principaux de la structure;
- si les composants du SRFS ne sont pas orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux et que la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieure à 0,35, il est permis d'effectuer une analyse indépendante pour deux axes orthogonaux, quels qu'ils soient; ou
- si les composants du SRFS ne sont pas orientés le long d'un ensemble d'axes orthogonaux et que la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est supérieure ou égale à 0,35, il faut effectuer une analyse indépendante de la structure dans deux directions orthogonales, quelles qu'elles soient, pour 100 % des charges sismiques prescrites appliquées dans une direction, plus 30 % des charges sismiques prescrites dans la direction perpendiculaire, la combinaison exigeant la plus grande résistance de l'élément dans le calcul étant retenue.

4.1.8.9 Facteur de modification de force du SRFS, facteur de sur-résistance et restrictions générales

1) Les valeurs de R_d et R_o ainsi que les restrictions correspondantes qui s'appliquent au système doivent être conformes au tableau 4.1.8.9. et aux exigences de la présente sous-section.

2) Si une valeur particulière de R_d est exigée par le présent article, il faut utiliser la valeur de R_o correspondant.

3) Si différents types de SRFS agissant dans la même direction sur le même *étage* sont combinés, la valeur de $R_d R_o$ à retenir est la plus faible valeur correspondant à ces systèmes.

4) Dans le cas des variations verticales de $R_d R_o$, à l'exception des constructions hors toit dont le poids est de moins de 10 % du poids du niveau inférieur, la valeur de $R_d R_o$ utilisée pour calculer tout *étage* doit être égale ou inférieure à la valeur la plus faible utilisée dans la direction des *étages* supérieurs, et il faut satisfaire aux exigences du paragraphe 4.1.8.15. 3) (voir l'annexe A).

5) S'il est possible de démontrer par des essais, des recherches et des analyses que le comportement sismique d'un système structural est au moins équivalent à l'un des types de SRFS mentionnés au tableau 4.1.8.9., il est alors permis d'utiliser pour ce système les valeurs de R_d et R_o correspondant au type de SRFS équivalent (voir l'annexe A).

4.1.8.10. Autres restrictions

1) Sous réserve de l'alinéa 2)b), les structures présentant un changement de capacité, correspondant au type 6 du tableau 4.1.8.6., ne sont permises que si la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieure à 0,2 et que les forces utilisées dans le calcul du SRFS sont multipliées par 1,5 $R_d R_o$.

2) Les *bâtiments de protection civile* :

- ne doivent présenter aucune des irrégularités de types 1, 3, 4, 5 et 7 définies au tableau 4.1.8.6. si $I_E F_a S_a(0,2)$ est égal ou supérieur à 0,35;
- ne doivent pas présenter d'irrégularité de type 6, telle que définie au tableau 4.1.8.6.; et

Tableau 4.1.8.6.
Irrégularités de la structure⁽⁶⁾
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.6. 1)

| Type | Description et définition du type d'irrégularité | Notes |
|------|--|--------------------|
| 1 | Irrégularité de la rigidité verticale On considère qu'il y a irrégularité de la rigidité verticale lorsque la rigidité latérale du SRFS d'un étage est inférieure à 70 % de la rigidité de tout étage adjacent ou inférieure à 80 % de la rigidité moyenne des trois étages supérieurs ou inférieurs. | (1) (3) (7) |
| 2 | Irrégularité du poids (masse) On considère qu'il y a irrégularité du poids lorsque le poids, W_i , de tout étage est supérieur à 150 % du poids de l'étage adjacent. Ceci ne s'applique pas à un toit qui est plus léger que le plancher qui se trouve au-dessous. | (1) |
| 3 | Irrégularité géométrique verticale On considère qu'il y a irrégularité géométrique verticale lorsque la dimension horizontale du SRFS de tout étage est supérieure à 130 % de celle d'un étage adjacent. | (1) (2) (3) (7) |
| 4 | Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales Décalage en plan d'un élément du SRFS résistant aux sollicitations latérales ou diminution de la rigidité latérale de l'élément résistant de l'étage inférieur. | (1) (2) (3) (7) |
| 5 | Décalages latéraux Discontinuités d'un trajet de forces latérales tels que des décalages latéraux des éléments verticaux du SRFS. | (1) (2) (3) (7) |
| 6 | Discontinuité de la résistance – étage faible La résistance au cisaillement d'un étage faible est inférieure à celle de l'étage supérieur. La résistance au cisaillement d'un étage est constituée de la résistance totale de tous les éléments du SRFS résistant aux forces sismiques qui partagent les efforts tranchants de l'étage pour la direction considérée. | (3) |
| 7 | Sensibilité à la torsion – lorsque les diaphragmes ne sont pas flexibles On considère qu'il y a sensibilité à la torsion lorsque le rapport de B calculé conformément au paragraphe 4.1.8.11. 9) est supérieur à 1,7. | (1) (3) (4) (7) |
| 8 | Systèmes non orthogonaux On considère que ce type d'irrégularité est présent lorsque le SRFS n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux. | (5) (7) |

⁽¹⁾Voir l'article 4.1.8.7.

⁽²⁾Voir l'article 4.1.8.15.

⁽³⁾Voir l'article 4.1.8.10.

⁽⁴⁾Voir les paragraphes 4.1.8.11. 9) et 10), et 4.1.8.12. 7).

⁽⁵⁾Voir l'article 4.1.8.8.

⁽⁶⁾Le présent tableau ne s'applique pas aux constructions hors toit d'un étage dont le poids est inférieur à 10 % du poids du niveau au-dessous.

⁽⁷⁾Voir l'annexe A.

c) doivent disposer d'un SRFS où la valeur de R_d est égale ou supérieure à 2,0.

3) Si $I_E F_v S_a(1,0)$ est supérieur à 0,3, les murs du SRFS doivent être continus de leur extrémité supérieure jusqu'aux fondations et ne doivent présenter aucune irrégularité de type 4 ou 5, telles que définies au tableau 4.1.8.6. Toutefois, ces irrégularités sont permises pour les bâtiments de moins de 20 m de hauteur et dont les périodes latérales fondamentales sont inférieures à 0,5, si les forces de calcul sismiques et les déformations établies à partir des exigences de la présente sous-section sont majorées de 50 %.

4.1.8.11. Méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.6.

1) La charge sismique statique doit être établie à l'aide des méthodes présentées dans le présent article.

2) La force sismique latérale minimale, V , doit être calculée à l'aide de la formule :

$$V = S(T_a) M_v I_E W / (R_d R_o)$$

où la valeur de V ne doit pas être inférieure à :

$$S(2,0) M_v I_E W / (R_d R_o)$$

et, dans le cas d'un SRFS où la valeur de R_d est égale ou supérieure à 1,5, il n'est pas nécessaire que la valeur de V soit supérieure à $(2/3) S(0,2) I_E W / (R_d R_o)$.

3) La période du mode fondamental, T_a , dans la direction considérée au paragraphe 2) doit être déterminée comme suit :

a) pour les ossatures résistant aux moments, si l'ossature résiste à 100 % des forces latérales exigées et si elle n'est pas contreventée par des éléments plus rigides

Tableau 4.1.8.9.
Facteur de modification de force du SRFS (R_d), facteur de sur-résistance du système (R_o) et restrictions
générales⁽¹⁾

Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.9. 1)

| Type de SRFS | R_d | R_o | Restrictions ⁽²⁾ | | | | |
|--|-------|-------|-----------------------------|---------------|----------------|-------|--------------------------|
| | | | Si $I_E F_a S_a(0,2)$ | | | | Si |
| | | | <0,2 | ≥0,2 et <0,35 | ≥0,35 et ≤0,75 | >0,75 | $I_E F_v S_a(1,0) > 0,3$ |
| Charpentes d'acier conformes à la norme CSA-S16 | | | | | | | |
| • Ossature ductile résistant aux moments | 5,0 | 1,5 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Ossature résistant aux moments de ductilité moyenne | 3,5 | 1,5 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Ossature résistant aux moments de ductilité restreinte | 2,0 | 1,3 | NL | NL | 60 | NP | NP |
| • Ossature à contreventement concentrique de ductilité moyenne | | | | | | | |
| • Contreventement sans éléments en K | 3,0 | 1,3 | NL | NL | 40 | 40 | 40 |
| • Contreventement en K | 3,0 | 1,3 | NL | NL | 40 | 40 | 40 |
| • Contreventement à traction | 3,0 | 1,3 | NL | NL | 20 | 20 | 20 |
| • Ossature à contreventement concentrique de ductilité restreinte | | | | | | | |
| Contreventement sans éléments en K | 2,0 | 1,3 | NL | NL | 60 | 60 | 606040 |
| Contreventement en K | 2,0 | 1,3 | NL | NL | 60 | 60 | |
| Contreventement à traction | 2,0 | 1,3 | NL | NL | 40 | 40 | |
| • Ossature ductile à contreventement excentrique | 4,0 | 1,5 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Mur de contreventement en plaque d'acier ductile | 5,0 | 1,6 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Mur de contreventement en plaque d'acier de ductilité moyenne | 2,0 | 1,5 | NL | NL | 60 | 60 | 60 |
| • Mur de contreventement, ossature contreventée ou ossature résistant aux moments de construction traditionnelle | 1,5 | 1,3 | NL | NL | 15 | 15 | 15 |
| • SRFS d'acier autre que ceux définis ci-dessus | 1,0 | 1,0 | 15 | 15 | NP | NP | NP |
| Structures en béton conformes à la norme CSA-A23.3 | | | | | | | |
| • Ossature ductile résistant aux moments | 4,0 | 1,7 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Ossature résistant aux moments de ductilité moyenne | 2,5 | 1,4 | NL | NL | 60 | 40 | 40 |
| • Mur ductile couplé | 4,0 | 1,7 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Mur ductile partiellement couplé | 3,5 | 1,7 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Mur de contreventement ductile | 3,5 | 1,6 | NL | NL | NL | NL | NL |
| • Mur de contreventement à ductilité moyenne | 2,0 | 1,4 | NL | NL | NL | 60 | 60 |
| • Construction traditionnelle | | | | | | | |
| • Ossature résistant aux moments | 1,5 | 1,3 | NL | NL | 15 | NP | NP |
| • Mur de contreventement | 1,5 | 1,3 | NL | NL | 40 | 30 | 30 |
| • SRFS de béton autre que ceux définis ci-dessus | 1,0 | 1,0 | 15 | 15 | NP | NP | NP |

Tableau 4.1.8.9 (concluded).

Structures en bois conformes à la norme CSA-086

| | | | | | | | | |
|---|-----|-----|----|----|----|----|----|----|
| • Mur de contreventement | | | | | | | | |
| • Murs de contreventement cloués : panneaux dérivés du bois | 3,0 | 1,7 | NL | NL | 30 | 20 | 20 | 20 |
| • Mur de contreventement : combinai- son de panneaux dérivés du bois et de plaque de plâtre | 2,0 | 1,7 | NL | NL | 20 | 20 | 20 | 20 |
| • Ossature contreventée ou résistant aux moments, avec assemblages ductiles | | | | | | | | |
| • Ductilité moyenne | 2,0 | 1,5 | NL | NL | 20 | 20 | 20 | 20 |
| • Ductilité restreinte | 1,5 | 1,5 | NL | NL | 15 | 15 | 15 | 15 |
| • SRFS en bois ou en plâtre autre que ceux définis ci-dessus | 1,0 | 1,0 | 15 | 15 | NP | NP | NP | NP |

Structures en maçonnerie conformes à la norme CSA-S304.1

| | | | | | | | | |
|--|-----|-----|----|----|----|----|----|----|
| • Mur de contreventement à ductilité moyenne | 2,0 | 1,5 | NL | NL | 60 | 40 | 40 | 40 |
| • Mur de contreventement à ductilité restreinte | 1,5 | 1,5 | NL | NL | 40 | 30 | 30 | 30 |
| • Construction traditionnelle | | | | | | | | |
| • Mur de contreventement | 1,5 | 1,5 | NL | 60 | 30 | 15 | 15 | 15 |
| • Ossature résistant aux moments | 1,5 | 1,5 | NL | 30 | NP | NP | NP | NP |
| • Maçonnerie non armée | 1,0 | 1,0 | 30 | 15 | NP | NP | NP | NP |
| • SRFS en maçonnerie autre que ceux définis ci-dessus | 1,0 | 1,0 | 15 | NP | NP | NP | NP | NP |

⁽¹⁾Voir l'article 4.1.8.10.

⁽²⁾Précisions relatives aux restrictions :

- (a) NP signifie « non permis ».
 (b) Les chiffres représentent les limites de hauteur maximales, en m.
 (c) NL signifie « non limité », c'est-à-dire que le système dont il est question est permis et qu'aucune limite de hauteur n'est imposée en tant que SRFS. Toutefois, la hauteur peut être limitée dans d'autres parties du CNB.
 (d) Les dispositions les plus rigoureuses prévalent.

tendant à diminuer sa contribution à la résistance aux forces latérales, h_n étant en mètres :

- i) la formule $0,085 (h_n)^{3/4}$ pour une ossature en acier résistant aux moments;
 ii) la formule $0,075 (h_n)^{3/4}$ pour une ossature en béton résistant aux moments; ou
 iii) la formule $0,1 N$ pour les autres ossatures résistant aux moments;
 b) la formule $0,05 (h_n)^{3/4}$ pour les autres structures, h_n étant en mètres; ou
 c) d'autres méthodes de mécanique établies qui utilisent un modèle de structure qui satisfait aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8), sous réserve des conditions suivantes :
 i) pour une ossature résistant aux moments, la valeur de T_a ne doit pas être supérieure à 1,5 fois la valeur déterminée à l'alinéa a); et
 ii) pour une ossature contreventée, la valeur de T_a ne doit pas être supérieure à 1,5 fois la valeur déterminée à l'alinéa b).

(Voir l'annexe A.)

4) Le poids, W , du *bâtiment* doit être calculé selon la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

5) Le coefficient de mode supérieur M_v et le coefficient de réduction du moment de renversement à la base J qui y est associé doivent être conformes aux exigences du tableau 4.1.8.11.

6) La force sismique latérale totale, V , doit être distribuée de façon telle qu'une partie, F_t , de la force est la force au sommet du *bâtiment*, et est égale à $0,07 T_a V$, sans être supérieure à $0,25 V$, et F_t peut être considéré comme nul si T_a n'est pas supérieur à $0,7 s$; le reste de la force, $V - F_t$, doit être réparti sur toute la hauteur du *bâtiment*, y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$F_x = (V - F_t) W_x h_x / \left(\sum_{i=1}^n W_i h_i \right)$$

7) La structure doit être calculée de façon à résister aux effets de renversement causés par les forces sismiques déterminées au paragraphe 6). Le moment de renversement au niveau x , M_x , doit être calculé à l'aide de la formule suivante :

Tableau 4.1.8.11.
Coefficient de mode supérieur M_v et coefficient de réduction du renversement à la base ^(1,2)
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.11. 5)

| $S_a(0,2)/S_a(2,0)$ | Type de système de résistance latérale | M_v si $T_a \leq 1,0$ | M_v si $T_a \geq 2,0$ | J si $T_a \leq 0,5$ | J si $T_a \geq 2,0$ |
|---------------------|--|-------------------------|--|-----------------------|-----------------------|
| | | <8,0 | Ossatures résistant aux moments ou « murs couplés » ⁽³⁾ | 1,0 | 1,0 |
| | Ossatures contreventées | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,8 |
| | Murs, système mur-ossature, autres systèmes (4) | 1,0 | 1,2 | 1,0 | 0,7 |
| ≥8,0 | Ossatures résistant aux moments ou « murs couplés » ⁽³⁾ | 1,0 | 1,2 | 1,0 | 0,7 |
| | Ossatures contreventées | 1,0 | 1,5 | 1,0 | 0,5 |
| | Murs, système mur-ossature, autres systèmes (4) | 1,0 | 2,5 | 1,0 | 0,4 |

⁽¹⁾ Pour les valeurs de M_v correspondant aux périodes entre 1,0 et 2,0 s, il faut établir par interpolation linéaire le produit de $S(T_a) \cdot M_v$.

⁽²⁾ Il faut établir par interpolation linéaire les valeurs de J correspondant aux périodes entre 0,5 et 2,0 s.

⁽³⁾ Le système à murs couplés utilise des poutres de couplage et au moins 66 % du moment de renversement à la base auquel les murs résistent est supporté par les forces de chargement axial en traction et en compression résultant du cisaillement des poutres de couplage.

⁽⁴⁾ Dans le cas des systèmes hybrides, il faut utiliser les valeurs correspondant aux murs ou effectuer une analyse dynamique conformément à l'article 4.1.8.12.

$$M_x = J_x \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x)$$

où

$$J_x = 1,0 \quad \text{si } h_x \geq 0,6h_n$$

$$J_x = J + (1 - J) (h_x / 0,6h_n) \quad \text{si } h_x < 0,6 h_n$$

et J représente le coefficient de réduction du moment de renversement à la base conformément au tableau 4.1.8.11.

8) Lors du calcul de la structure, conformément au paragraphe 10), il faut tenir compte des effets de torsion combinés aux effets des forces mentionnées au paragraphe 6) et causés par les phénomènes suivants :

- des moments de torsion engendrés par une excentricité entre les centres de gravité, la résistance et l'amplification dynamique; ou
- des moments de torsion causés par des excentricités accidentelles.

9) Pour établir la sensibilité aux torsions, il faut calculer le rapport de B_x pour chaque niveau x à l'aide de la formule suivante, et ce, de façon indépendante pour chaque direction orthogonale :

$$B_x = \delta_{\max} / \delta_{\text{ave}}$$

où

δ_{\max} = le déplacement maximal de l'étage aux extrémités de la structure, au niveau x dans la direction du séisme, produit par les forces statiques équivalentes agissant à une distance de $\pm 0,10D_{nx}$ du centre de gravité de chaque plancher;

δ_{ave} = le déplacement moyen aux extrémités de la structure, au niveau x , produit par les forces susmentionnées; et

B = la valeur maximale de B_x dans les deux directions orthogonales, sauf qu'il n'est pas nécessaire de tenir compte de la valeur de B_x pour les constructions hors toit d'un étage dont le poids est inférieur à 10 % du poids du niveau du dessous.

10) Il faut prendre en compte les effets de torsion comme suit :

- pour un *bâtiment* où $B \leq 1,7$, en appliquant des moments de torsion autour d'un axe vertical à chaque niveau du *bâtiment*, calculés pour chacun des cas suivants pris séparément :
 - $T_x = F_x(e_x + 0,1 D_{nx})$
 - $T_x = F_x(e_x - 0,1 D_{nx})$
 où F_x est la force latérale à chaque niveau décrite au paragraphe 6) et où chaque élément du *bâtiment* est conçu pour résister aux effets extrêmes des charges susmentionnées; ou
- pour un *bâtiment* où $B > 1,7$, en utilisant la méthode d'analyse dynamique décrite à l'article 4.1.8.12.

4.1.8.12. Méthode d'analyse dynamique

1) La méthode d'analyse dynamique utilisée doit être conforme à l'une des méthodes suivantes :

- l'analyse dynamique linéaire selon la méthode modale du spectre de réponse ou la méthode temporelle linéaire par intégration numérique, utilisant un modèle de structure qui satisfait aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 8) (voir l'annexe A); ou
- l'analyse dynamique non linéaire, auquel cas une analyse spéciale doit être effectuée (voir l'annexe A).

2) Les valeurs de l'accélération spectrale utilisées lors de l'analyse modale du spectre de réponse sont les valeurs de l'accélération spectrale de réponse de calcul, $S(T)$, décrites au paragraphe 4.1.8.4. 6).

3) Les valeurs temporelles des mouvements du sol utilisées lors l'analyse temporelle linéaire par intégration numérique doivent être compatibles avec un spectre de réponse obtenu à partir des valeurs de l'accélération spectrale de réponse de calcul, $S(T)$, décrites au paragraphe 4.1.8.4. 6) (voir l'annexe A).

4) Afin d'obtenir la valeur du cisaillement à la base, V_d , il faut multiplier le cisaillement élastique à la base, V_e , calculé

à l'aide de l'analyse dynamique linéaire, par le coefficient de risque, I_E , défini à l'article 4.1.8.5., puis diviser le résultat par $R_d R_o$, définis à l'article 4.1.8.9.

5) Si le cisaillement à la base, V_d , obtenu au paragraphe 4) est inférieur à 80 % de la force de calcul sismique latérale, V , mentionnée à l'article 4.1.8.11., on considère que V_d est égal à 0,8 V sauf pour les structures de forme irrégulière qui nécessitent une analyse dynamique conformément aux exigences de l'article 4.1.8.7., où V_d est égal à V_d calculé au paragraphe 4) ou à 100 % de V , selon la valeur la plus grande.

6) Les valeurs du cisaillement élastique des *étages*, des forces dues aux *étages*, des forces dues aux éléments et des déformations obtenues au moyen de l'analyse dynamique linéaire doivent être multipliées par V_d/V_e pour établir leurs valeurs de calcul, où V_d est la valeur de cisaillement à la base calculée aux paragraphes 4) et 5).

7) Les effets des moments de torsion accidentels qui se produisent en même temps que les forces sismiques latérales qui en sont la cause doivent être pris en compte à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- a) les effets statiques des moments de torsion, causés par $(\pm 0,10D_{nx})F_x$ à chaque niveau x , où F_x est établi au paragraphe 4.1.8.11. 6) ou obtenu à l'aide de l'analyse dynamique, doivent être associés aux effets établis lors de l'analyse dynamique (voir l'annexe A); ou
- b) si la valeur de B , telle que définie au paragraphe 4.1.8.11. 9), est inférieure à 1,7, il est permis d'utiliser une analyse dynamique tridimensionnelle où les centres de gravité sont décalés d'une distance de $-0,05D_{nx}$ et $+0,05D_{nx}$.

4.1.8.13. Déformations et limites de glissement

1) Les déformations latérales d'une structure doivent être calculées en fonction des charges et exigences définies dans la présente sous-section.

2) Les déformations latérales obtenues au moyen de calculs d'élasticité linéaire utilisant les méthodes données aux articles 4.1.8.11. et 4.1.8.12. et incorporant les effets de torsion, y compris les moments de torsion accidentels, doivent être multipliées par $R_d R_o / I_E$ pour donner des valeurs plus conformes à la réalité.

3) Les plus grandes déformations entre *étages* à n'importe quel niveau, basées sur les déformations latérales calculées au paragraphe 2), doivent être limitées à 0,01 h_s pour les *bâtiments de protection civile*, à 0,02 h_s pour les écoles et à 0,025 h_s pour tous les autres *bâtiments*.

4) Les déformations calculées selon le paragraphe 2) doivent être utilisées pour tenir compte des effets d'oscillation selon le paragraphe 4.1.3.2. 9) (voir l'annexe A).

4.1.8.14. Séparation des structures

1) Les structures adjacentes doivent être séparées par une distance égale à la racine carrée de la somme de leurs déformations latérales au carré respectives, calculées conformément au paragraphe 4.1.8.13. 2), ou doivent être reliées entre elles.

2) Pour la solidarisation des structures dont il est question au paragraphe 1), il faut tenir compte des masses, des rigidités, des résistances, des ductilités et des mouvements prévus des *bâtiments*, ainsi que de la méthode d'assemblage.

3) Pour les *bâtiments* reliés rigidement, il faut retenir la plus faible valeur de $R_d R_o$.

4) Pour les *bâtiments* reliés avec des assemblages qui ne sont pas rigides ou qui dissipent l'énergie, il faut effectuer des analyses spéciales.

4.1.8.15. Dispositions spéciales

1) Les diaphragmes et leurs assemblages doivent être calculés de façon à éviter leur déformation et le calcul doit tenir compte de la forme du diaphragme, y compris les ouvertures, et des forces suivantes qui agissent sur le diaphragme, selon le cas qui s'applique (voir l'annexe A) :

- a) les forces dues aux charges mentionnées aux articles 4.1.8.11. ou 4.1.8.12. qui s'appliquent au diaphragme sont majorées afin de rendre compte de la résistance aux charges latérales du SRFS, plus les forces dues à la transmission des forces entre les éléments du SRFS associée à la résistance aux charges latérales de ces éléments et tenant compte des discontinuités et des changements de rigidité liés aux éléments; ou
- b) une force minimale correspondant au cisaillement à la base divisé par N au niveau x du diaphragme.

2) Si $I_E F_a S_a(0,2)$ est égal ou supérieur à 0,35, les éléments qui soutiennent tout mur, poteau ou ossature contreventée discontinu doivent être calculés en fonction des forces en présence au-dessus de la discontinuité, en tenant compte de l'accroissement de la résistance de la charpente aux charges latérales (voir l'annexe A).

3) Si les variations verticales de $R_d R_o$ d'une structure satisfont aux exigences du paragraphe 4.1.8.9. 4), il faut calculer les éléments du SRFS situés sous le niveau où se produit la variation de $R_d R_o$ en tenant compte des forces associées à la résistance du SRFS aux charges latérales au-dessus du niveau en question (voir l'annexe A).

4) Si les effets d'un séisme peuvent engendrer dans un poteau ou un mur des forces dues aux charges latérales le long des deux axes orthogonaux, il faut tenir compte des effets d'une possible défaillance simultanée d'autres éléments d'ossature dans le poteau ou le mur, dans toutes les directions au niveau étudié et selon le cas aux autres niveaux (voir l'annexe A).

5) Sous réserve du paragraphe 6), les forces de calcul exercées dans les éléments peuvent ne pas dépasser les valeurs suivantes :

- a) les forces déterminées conformément au paragraphe 4.1.8.7. 1), multipliées par $R_d R_o$ lorsque le SRFS est calculé pour une valeur de $R_d = 2,0$ (voir l'annexe A);
- b) les forces déterminées conformément au paragraphe 4.1.8.7. 1), multipliées par 1,4 $R_d R_o$ lorsque le SRFS est calculé pour une valeur de $R_d < 2,0$ (voir l'annexe A).

6) Les forces de calcul exercées dans les éléments peuvent ne pas dépasser les valeurs maximales correspondant à l'oscillation des *fondations*, comme il est spécifié au paragraphe 4.1.8.16. 1).

4.1.8.16. Fondations

1) Les *fondations* doivent être calculées en fonction de la résistance aux charges latérales des SRFS, mais si les *fondations* sont conçues pour osciller, il n'est pas nécessaire d'utiliser des forces de calcul supérieures à 0,5 $R_d R_o$ multi-

plié par les forces prévues au paragraphe 4.1.8.7. 1) (voir l'annexe A).

2) Les *fondations* doivent être calculées de manière à transmettre les charges et les effets dus aux séismes du *bâtiment* au sol sans subir de défaillance et sans que la capacité portante du *sol* et de la *roche* ne soit dépassée.

3) Dans les cas où la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est égale ou supérieure à 0,2, les exigences suivantes doivent être satisfaites :

- les *pieux* ou leurs chapeaux doivent être entretoisés de façon continue dans au moins deux directions (voir l'annexe A);
- les *pieux* doivent être encastrés d'au moins 100 mm dans les chapeaux ou la structure;
- les *pieux* autres que les *pieux* en bois doivent être fixés aux chapeaux ou à la structure de manière à résister à une force de traction égale à au moins 0,15 multiplié par la résistance à la compression pondérée du *pieu*.

4) Aux endroits où la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est égale ou supérieure à 0,35, les murs des *sous-sols* doivent être conçus pour résister aux pressions latérales sismiques provenant du *remblai* ou du terrain naturel (voir l'annexe A).

5) Aux endroits où la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est supérieure à 0,75, les exigences suivantes doivent être satisfaites :

- les *pieux* doivent être conçus et exécutés de manière à présenter un comportement inélastique cyclique lorsque le moment de calcul exercé dans l'élément par les effets dus à un séisme dépasse 75 % de leur résistance aux moments (voir l'annexe A); et
- les semelles de répartition reposant sur un *sol* de catégorie d'emplacement E ou F doivent être entretoisées de façon continue dans au moins deux directions.

6) Chaque segment d'entretoise entre des éléments, exigé à l'alinéa 3)a) ou 5)b), doit être conçu pour reprendre par tension ou par compression une force horizontale au moins égale à la charge verticale maximale pondérée exercée par les chapeaux des *pieux* ou les poteaux sur les éléments entretoisés, multipliée par un facteur de $0,15 I_E F_a S_a(0,2)$, à moins qu'il puisse être démontré que d'autres moyens permettent d'obtenir des forces de retenue équivalentes (voir l'annexe A).

7) Le risque de liquéfaction et les conséquences que peuvent avoir un tel phénomène, notamment d'importants déplacements de terrain et une réduction considérable de la résistance et de la rigidité du *sol* doivent être évalués à partir des paramètres des mouvements des sols mentionnés à la sous-section 2.2.1. et pris en compte dans le calcul de la structure et de ses *fondations* (voir l'annexe A).

4.1.8.17 Éléments de structure, composants non structuraux et équipement

1) Sous réserve des paragraphes 4.1.8.17. 2) et 4.1.8.17. 8), les éléments et les composants des *bâtiments* décrits au tableau 4.1.8.17. et leurs assemblages à la structure doivent être conçus pour résister aux flèches calculées conformément à l'article 4.1.8.13., et les flèches des éléments ou des composants doivent être calculées conformément au paragraphe 4.1.8.17. 10) et pour résister à une force latérale, V_p , égale à :

$$V_p = 0,3 F_a S_a(0,2) I_E S_p W_p$$

où

F_a = défini au tableau 4.1.8.4.B.

$S_a(0,2)$ = valeur d'accélération spectrale de réponse à 0,2 seconde, définie au paragraphe 4.1.8.4. 1);

I_E = coefficient de priorité parasismique du *bâtiment*, défini à l'article 4.1.8.5.;

S_p = $C_p A_r A_x / R_p$; la valeur maximale de S_p doit être de 4,0 et sa valeur minimale, de 0,7;

C_p = coefficient sismique de l'élément ou du composant donné au tableau 4.1.8.17.;

R_p = coefficient de modification de réponse de l'élément ou du composant donné au tableau 4.1.8.17.;

A_r = coefficient d'amplification de force de l'élément ou du composant donné au tableau 4.1.8.17.;

A_x = coefficient de hauteur $(1 + 2 h_x / h_n)$;

W_p = poids du composant ou de l'élément

et la force V_p doit être appliquée au centre de la masse de l'élément ou du composant.

2) Dans le cas des bâtiments autres que des *bâtiments de protection civile*, lorsque la valeur de $I_E F_a S_a(0,2)$ est inférieure à 0,35, il n'est pas obligatoire que les catégories 6 à 21 du tableau 4.1.8.17. répondent aux exigences du paragraphe 4.1.8.17. 1).

3) Au paragraphe 4.1.8.17. 1), les valeurs de C_p doivent être conformes au tableau 4.1.8.17.

4) Aux fins de l'application du paragraphe 4.1.8.17. 1) et des catégories 11 et 12 du tableau 4.1.8.17. :

- les éléments ou les composants rigides avec assemblages rigides sont définis comme étant ceux dont la période dans le mode fondamental pour le composant et l'assemblage est égale ou inférieure à 0,06 seconde;
- les éléments ou les composants souples avec assemblages souples sont définis comme étant ceux dont la période dans le mode fondamental est supérieure à 0,06 seconde.

5) Le poids des planchers surélevés doit comprendre la *charge permanente* du faux-plancher et le poids de l'équipement permanent, qui ne doit pas être inférieur à 25 % de la *surcharge* du faux-plancher.

6) Si la masse d'un réservoir et de son contenu est supérieure à 10 % de la masse du plancher qui les supporte, les forces latérales doivent être déterminées par une analyse rationnelle.

7) Les forces doivent être appliquées dans la direction horizontale qui produit les charges les plus critiques pour le calcul, sauf dans le cas de la catégorie 6 du tableau 4.1.8.17., pour laquelle les forces doivent être appliquées verticalement vers le haut et vers le bas.

8) L'assemblage à la structure des éléments et des composants décrits au tableau 4.1.8.17. doit être conçu pour supporter l'élément ou le composant soumis aux forces de la pesanteur, conformément aux exigences du paragraphe 4.1.8.17. 1), et doit aussi répondre aux exigences suivantes :

- le frottement dû aux forces de la pesanteur n'est pas réputé augmenter la résistance aux forces sismiques;
- pour les assemblages non ductiles, comme les adhésifs ou les fixations à cartouche, la valeur de R_p doit être de 1,0;
- pour les ancrages utilisant des ancrages superficiels, des produits chimiques, de la résine époxyde ou des ancrages

Tableau 4.1.8.17.
Éléments de structure, composants non structuraux et équipement
 Faisant partie intégrante du paragraphe 4.1.8.17. 1)

| Catégorie | C_p | A_r | R_p |
|--|-------|-------|-------|
| 1 Murs extérieurs et intérieurs, sauf les murs des catégories 2 et 3 ⁽¹⁾ | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 2 Parapets en porte-à-faux et autres murs en porte-à-faux, sauf les murs de soutènement ⁽¹⁾ | 1,00 | 2,50 | 2,50 |
| 3 Ornementations et accessoires intérieurs et extérieurs ⁽¹⁾ | 1,00 | 2,50 | 2,50 |
| 4 Planchers et toits formant des diaphragmes ⁽²⁾ | – | – | – |
| 5 Tours, <i>cheminées</i> et constructions hors toit fixées au <i>bâtiment</i> ou en faisant partie | 1,00 | 2,50 | 2,50 |
| 6 Planchers, balcons, poutres, etc. en porte-à-faux | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 7 Plafonds suspendus, appareils d'éclairage et autres accessoires fixés au plafond avec support vertical indépendant | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 8 Attaches de parement en maçonnerie | 1,00 | 1,00 | 1,50 |
| 9 Planchers surélevés | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 10 Clôtures en maçonnerie ou en béton de plus de 1,8 m de hauteur | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 11 Machines, accessoires, équipement, conduits et réservoirs (avec contenu) : | | | |
| • rigides avec assemblage rigide ⁽³⁾ | 1,00 | 1,00 | 1,25 |
| • souples ou avec assemblage souple ⁽³⁾ | 1,00 | 2,50 | 2,50 |
| 12 Machines, accessoires, équipement, conduits et réservoirs (avec contenu) contenant des matières toxiques ou explosives, des liquides ayant un <i>point d'éclair</i> inférieur à 38 °C ou des liquides extincteurs : | | | |
| • rigides avec assemblage rigide ⁽³⁾ | 1,50 | 1,00 | 1,25 |
| • souples ou avec assemblage souple ⁽³⁾ | 1,50 | 2,50 | 2,50 |
| 13 Réservoirs à fond plat (avec contenu) fixés directement à un plancher situé au <i>niveau moyen du sol</i> ou au-dessous dans un <i>bâtiment</i> | 0,70 | 1,00 | 2,50 |
| 14 Réservoirs à fond plat (avec contenu) fixés directement à un plancher situé au <i>niveau moyen du sol</i> ou au-dessous dans un <i>bâtiment</i> et contenant des matières toxiques ou explosives, des liquides ayant un <i>point d'éclair</i> inférieur à 38 °C ou des liquides extincteurs | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 15 Tuyaux, conduits, chemins de câbles (avec contenu) | 1,00 | 1,00 | 3,00 |
| 16 Tuyaux, conduits (avec contenu) contenant des matières toxiques ou explosives | 1,50 | 1,00 | 3,00 |
| 17 Chemins de câbles électriques, conduits de barres omnibus, conduits | 1,00 | 2,50 | 5,00 |
| 18 Composants rigides avec matériaux et assemblages ductiles | 1,00 | 1,00 | 2,50 |
| 19 Composants rigides avec matériaux ou assemblages non ductiles | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 20 Composants souples avec matériaux et assemblages ductiles | 1,00 | 2,50 | 2,50 |
| 21 Composants souples avec matériaux ou assemblages non ductiles | 1,00 | 2,50 | 1,00 |

⁽¹⁾Voir le paragraphe 4.1.8.17. 8).

⁽²⁾Voir le paragraphe 4.1.8.17. 9).

⁽³⁾Voir le paragraphe 4.1.8.17. 4).

- ges encastrés, la valeur de R_p doit être de 1,5, lorsque les ancrages superficiels présentent un rapport entre la longueur d'encastrement et le diamètre inférieur à 8;
- d) les fixations à cartouche et les ancrages simplement déposés ne doivent pas être utilisés pour résister à des forces de traction;
- e) les assemblages utilisés pour les éléments ou les composants non structuraux des catégories 1, 2 ou 3 du tableau 4.1.8.17. fixés sur le côté d'un *bâtiment* et au-

dessus du premier *étage* au-dessus du *niveau moyen du sol* doivent répondre aux exigences suivantes :

- i) pour les assemblages dont le corps est ductile, le corps doit être calculé à partir des valeurs de C_p , A_r et R_p données au tableau, et les dispositifs de fixation, comme les ancrages, les soudures, les boulons et les pattes d'ancrage, doivent être calculés en fonction des valeurs de C_p et A_r données au tableau et il faut considérer que $R_p = 1,0$;

- ii) les assemblages dont le corps n'est pas ductile doivent être calculés en fonction de la valeur de A_r donnée au tableau et il faut considérer que $C_p = 2,0$ et $R_p = 1,0$; et
 - f) aux fins de l'application du paragraphe e), un assemblage ductile est un assemblage dont le corps se déforme sous la charge de calcul (voir l'annexe A).
- 9)** Les planchers et les toits qui forment un diaphragme doivent répondre aux exigences de l'article 4.1.8.15. applicables aux diaphragmes.
- 10)** La déformation latérale des éléments ou des composants doit être fondée sur les charges définies au paragraphe 4.1.8.17. 1), et les déformations latérales obtenues à partir d'une analyse des déformations élastiques doivent être multipliées par R_p/I_E pour produire des valeurs réalistes des déformations prévues.
- 11)** Les éléments et les composants doivent être conçus de manière à ne pas transmettre à la structure des forces qui ne

sont pas prises en compte dans le calcul, et les éléments rigides, comme les murs et les panneaux, doivent répondre aux exigences du paragraphe 4.1.8.3. 6).

12) Les dispositifs de retenue contre les secousses sismiques utilisés pour l'équipement, les canalisations, les conduits et les chemins de câbles suspendus doivent être conçus pour résister aux forces et aux déplacements spécifiés dans le présent article et être construits de manière à ne pas faire fléchir les tirants de suspension.

13) L'équipement et les composants individuels suspendus, comme les appareils d'éclairage suspendus, peuvent être construits comme des systèmes pendulaires dans la mesure où ces éléments sont retenus par des chaînes ou des câbles appropriés, capables de supporter 2,0 fois le poids de l'élément suspendu et de résister aux flèches spécifiées au paragraphe 11).