



FICHE DE BONNES PRATIQUES SYSTÈMES DE RÉSISTANCE AUX CHARGES LATÉRALES POUR LES BÂTIMENTS À OSSATURE DE BOIS

Table des matières

Introduction	2
Cadre réglementaire	3
Principes généraux	5
Principes d'analyse des charges sismiques	7
Système de résistance aux charges latérales	15
Systèmes d'ancrage	18
Diaphragmes	21
Conception fondée sur la capacité	25
Conception des structures sur podium	27
Étapes de conception résumées	28
Références	29

Remerciements

FPInnovations souhaite remercier le ministère des Ressources naturelles et des Forêts (MRNF), la Régie du bâtiment du Québec (RBQ) ainsi que Cecobois pour leur contribution à la rédaction de ce document.

Introduction

Jusqu'en 1990, le code national du bâtiment du Canada (CNB) limitait à 3 étages la construction en bois pour les bâtiments d'habitations (groupe C). L'édition de 1990 du CNB a permis d'augmenter la hauteur permise des bâtiments d'habitations construits en bois à 4 étages à condition que ceux-ci soient munis de gicleurs automatiques et qu'ils soient conçus selon les règles des parties 3 et 4 du CNB. Dans l'édition de 2015 du CNB et 2010 du code de construction du Québec (Code), cette limite est passée à 6 étages pour les bâtiments du groupe C (habitations), de même que pour les bâtiments du groupe D (établissements d'affaires). De plus, la Régie du bâtiment du Québec (RBQ) a publié en 2015 un guide fournissant les directives afin de permettre la construction de bâtiments de groupe C et D de construction massive en bois encapsulé jusqu'à 12 étages. Ce dernier document a été révisé en 2022 pour s'harmoniser avec le CNB 2020.

Malgré qu'il soit permis depuis 2010 de construire des bâtiments à ossature de bois de 6 étages au Québec, l'engouement pour ce type de construction est relativement récent. L'édition 2020 du CNB permet, au travers de ces solutions acceptables, la construction de bâtiments en ossature de bois jusqu'à 6 étages et la construction de bâtiments en bois massif encapsulé jusqu'à 12 étages. Il est à noter que cette fiche technique se concentre uniquement sur la construction de type ossature de bois, ce qui exclut la construction en bois massif, et vise à fournir les informations nécessaires pour un ingénieur en structure pour concevoir les systèmes de résistance aux charges latérales d'une structure en ossature de bois qui répondent aux exigences spécifiées dans le CNB 2020 et la norme CSA O86-24. Il est à noter que l'édition 2020 du CNB se réfère à l'édition 2019 de la norme CSA O86. Toutefois, l'édition 2024 de CSA O86 a été utilisée dans le cadre de cette fiche car elle présente de l'information supplémentaire. Cette fiche est un complément à différents documents existants préalablement publiés par FPInnovations et Cecobois [1], [2], [3]. Néanmoins, contrairement à ces documents, cette fiche technique se focalise uniquement sur l'aspect de conception pour les charges latérales et est basée sur l'édition 2020 du CNB.

Cette fiche fournit tout d'abord une vue d'ensemble de l'aspect réglementaire concernant la conception de systèmes de résistance aux charges latérales et approfondi certains sujets en lien avec les principes d'analyses, les systèmes de résistance aux charges latérales, les systèmes d'ancrage, les diaphragmes, la conception fondée sur la capacité et les structures du type podium. L'aspect réglementaire, pratique et théorique, est discutée sur chacun de ces sujets. Des références sont finalement fournies lorsque des situations plus complexes sont abordées.

CADRE RÉGLEMENTAIRE

La conception structurale des bâtiments doit rencontrer les exigences du CNB, les exigences des codes provinciaux et territoriaux ainsi que les règlements municipaux applicables. Afin d'assurer leur conception adéquate, ces codes et règlements réfèrent à des normes de matériaux. Pour les structures en bois, la norme est CSA O86, *Règles de calcul des charpentes en bois*.

Le présent document se réfère à l'édition 2020 du CNB. À noter qu'au moment de l'écriture de cette fiche, le code de construction du Québec (Code) est actuellement basé sur l'édition 2015 du CNB.

Le CNB 2020 introduit la notion de catégorie sismique (CS). Quatre niveaux de catégorie sont définis : CS1 à CS4. La catégorie sismique CS1 est le niveau de charge sismique le plus faible et la catégorie sismique CS4 est le niveau le plus élevé. La catégorie sismique est fonction du facteur d'importance et de l'accélération spectrale, $I_E S(T)$, qui dépend de l'emplacement du bâtiment et de la nature du sol. Les limites de $I_E S(T)$ selon les catégories sismiques sont définies dans le tableau 4.1.8.5.-B du CNB et sont également fournies au tableau 1. Les accélérations spectrales, $S(T)$, sont déterminées en fonction de l'outil de calcul des aléas sismiques du CNB 2020 ([Outil sur les aléas sismiques du Code national du bâtiment du Canada 2020](#)). Cette approche diffère de la version 2015 où ces efforts étaient déterminés en fonction d'un tableau disponible dans l'annexe C du CNB. L'approche du CNB 2020 permet également d'utiliser la valeur exacte de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres, V_{s30} , ce qui évite l'utilisation de catégorie d'emplacement de A à F. De plus, les catégories sismiques tiennent compte des accélérations spectrales à 0,2 seconde et 1,0 seconde, ce qui diffère de l'édition 2015 où, typiquement, uniquement 0,2 seconde était considérée pour définir le niveau de sismicité de l'emplacement.

Différentes restrictions additionnelles provenant du CNB peuvent s'appliquer aux structures en bois lors de la conception pour reprendre les efforts sismiques. Ces spécificités sont les suivantes :

4.1.8.10 5) Dans le cas des bâtiments de la catégorie sismique CS3 ou CS4 et de plus de 4 étages qui sont des constructions en bois continues, les SFRS, système de résistance aux forces sismiques, en bois d'œuvre faits de murs travaillant en cisaillement à panneaux dérivés du bois, d'ossatures contreventées ou d'ossatures résistant aux moments tels que définis au tableau 4.1.8.9., à l'intérieur de la construction en bois continue, ne doivent présenter aucune irrégularité de type 4 ou 5, telles que définies au tableau 4.1.8.6. (voir la note A-4.1.8.10. 5) et 6)).

4.1.8.10 6) Dans le cas des bâtiments de la catégorie sismique CS3 ou CS4 et de plus de 4 étages qui sont des constructions en bois continues, les SFRS en bois d'œuvre de type plate-forme faits de murs travaillant en cisaillement de ductilité moyenne ou restreinte en bois lamellé-croisé tels que définis au tableau 4.1.8.9., à l'intérieur de la construction en bois continue, ne doivent présenter aucune irrégularité de type 4, 5, 6, 8, 9 ou 10, telles que définies au tableau 4.1.8.6. (voir la note A-4.1.8.10. 5) et 6)).

La terminologie « bois continu » fait référence aux principaux matériaux structuraux à travers les étages. Donc, pour une structure à ossature de bois construite sur un podium en béton, les étages en béton ne font pas partie du nombre d'étages comptabilisés aux fins des articles 4.1.8.10 5) et 6) du CNB. Le tableau 2 résume les différentes irrégularités définies dans le CNB où ce dernier donne une description détaillée des différents types d'irrégularités.

Tableau 1. Catégorie sismique des bâtiments (tel que défini dans tableau 4.1.8.5.-B du CNB)

Catégorie sismique	$I_E S(0,2)$	$I_E S(1,0)$
CS1	$I_E S(0,2) < 0,2$	$I_E S(1,0) < 0,1$
CS2	$0,2 \leq I_E S(0,2) < 0,35$	$0,1 \leq I_E S(1,0) < 0,2$
CS3	$0,35 \leq I_E S(0,2) \leq 0,75$	$0,2 \leq I_E S(1,0) \leq 0,3$
CS4	$I_E S(0,2) > 0,75$	$I_E S(1,0) > 0,3$

Tableau 2. Type d'irrégularités défini dans le tableau 4.1.8.6. du CNB

Type	Description
1	Irrégularité de la rigidité verticale
2	Irrégularité du poids (masse)
3	Irrégularité de la géométrie verticale
4	Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales
5	Décalage hors plan
6	Discontinuité de la résistance – étage faible
7	Sensibilité à la torsion (lorsque les diaphragmes ne sont pas flexibles)
8	Systèmes non orthogonaux
9	Irrégularité de la demande latérale produite par la pesanteur
10	Irrégularité des poteaux inclinés

Le tableau 3 met en lumière que pour une structure à ossature de bois avec des murs de refend revêtus de panneaux structuraux en bois cloué, ce qui est la méthode de conception la plus commune, il n'y a pas de limite de hauteur, aux fins de conception sismique, pour les bâtiments de catégorie sismique CS1 et CS2. Ce tableau indique toutefois une limite de 30 mètres pour les bâtiments catégorisés CS3 et une limite de 20 mètres pour les bâtiments catégorisés CS4. À noter que ces limites de hauteurs sont typiquement non limitatives pour un bâtiment de 5 ou 6 étages.

Tableau 3. Coefficient de modification de force lié à la ductilité, R_d , coefficient de modification de force lié à la sur-résistance, R_o , et limite de hauteur en mètres (tiré du tableau 4.1.8.9 du CNB)

Type de SFRS	R_d	R_o	Restriction*			
			Catégorie sismique			
			CS1	CS2	CS3	CS4
Mur travaillant en cisaillement						
Murs de refend revêtus de panneaux structuraux en bois cloués ¹	3,0	1,7	NL	NL	30	20
Mur de refend : combinaison de panneaux structuraux en bois et de plaques de plâtre ²	2,0	1,7	NL	NL	20	20
Ossature contreventée ou résistant aux moments, avec assemblages ductiles						
Ductilité moyenne	2,0	1,5	NL	NL	20	20
Ductilité restreinte	1,5	1,5	NL	NL	15	15
SFRS en bois ou en plâtre autre que ceux préalablement définis	1,0	1,0	15	15	NP	NP

*Les chiffres représentent les limites de hauteur maximales au-dessus du niveau moyen du sol.

NL signifie non limité, c'est-à-dire qu'aucune limite de hauteur n'est imposée pour le SFRS et la catégorie sismique.

NP signifie non permis pour le SFRS et la catégorie sismique.

¹ Nommé Murs travaillant en cisaillement cloués : panneaux dérivés du bois dans le CNB

² Nommé Mur travaillant en cisaillement : combinaison de panneaux dérivés du bois et de plaques de plâtre dans le CNB

PRINCIPES GÉNÉRAUX

Charges latérales

Tous les bâtiments sont sujets à des charges latérales qui sont dues aux tremblements de terre et aux forces de vent. Le bâtiment doit avoir un système de résistance aux charges latérales capable de transmettre ces charges à la fondation afin que la structure demeure stable comme illustré sur la figure 1 [4].

Les systèmes de contreventement, qui sont typiquement des murs de refends pour les bâtiments à ossature de bois, peuvent être situés uniquement sur les murs extérieurs si le bâtiment est relativement de petite envergure. Pour des bâtiments plus grands et plus larges, des murs de refend situés à l'intérieur du bâtiment sont généralement requis et les murs de refend sur les murs extérieurs sont parfois évités lors de la présence de grandes ouvertures répétitives.

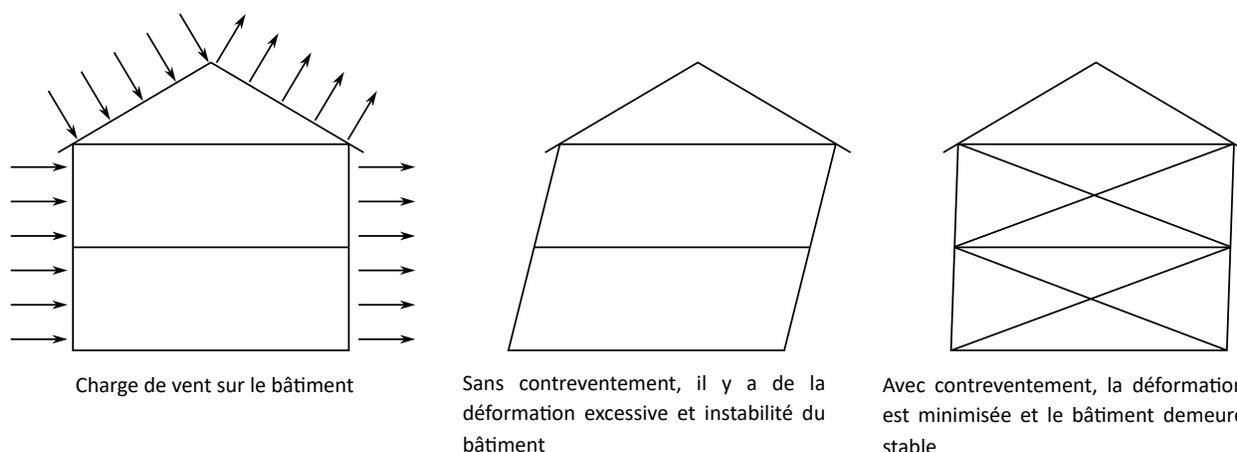


Figure 1. Fonction du système de résistance aux charges latérales (d'après [4])

Mur de refend et diaphragme

Les murs de refend et les diaphragmes sont des éléments critiques dans le système de résistance aux charges latérales d'un bâtiment. Lors du transfert des charges de vent, les forces de pression et de succion sont appliquées sur les murs extérieurs qui agissent essentiellement en flexion pour transférer cette charge aux planchers (diaphragme); ces derniers transmettent ensuite cette charge au mur de refend tel qu'illustré sur la figure 2. Lors de charges sismiques, l'accélération des planchers crée une charge dynamique latérale qui est transférée aux murs de refend tels qu'illustrés sur la figure 2 également.

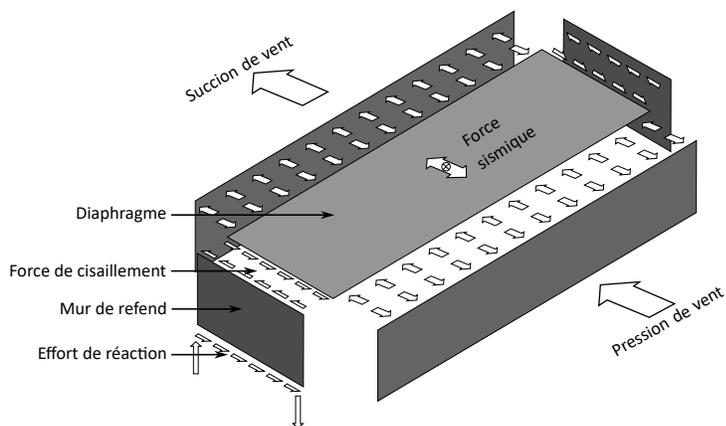


Figure 2. Murs de refend et diaphragmes (d'après [4])

La distribution de la charge latérale aux murs de refend dépend de la rigidité des diaphragmes par rapport aux murs de refend. Pour un diaphragme flexible, la distribution des efforts se fait en fonction de la surface tributaire de chacun

des murs de refend, tandis qu'en présence d'un diaphragme rigide, la distribution des efforts se fait en fonction de la rigidité des murs de refend tels qu'illustrés sur la figure 3. Cette figure représente un cas idéalisé puisque des

effets de torsion doivent être considérés conformément au CNB. La situation illustrée sur la figure 3d représente le cas typique de l'interaction entre les murs de refend et les diaphragmes pour un bâtiment en ossature de bois. Le défi avec ce type d'interaction est que l'approche par modélisation est nécessaire et que le niveau de détail dans le modèle est important pour que la rigidité de tous les éléments soit bien estimée. Pour cette raison, il est généralement conseillé de prendre une approche dite par « enveloppe » où les deux situations, diaphragme rigide et flexible, sont considérées et la force la plus élevée entre les deux méthodes est utilisée pour chacun des éléments structuraux. Plus de détails sont donnés dans la section *diaphragmes* de cette fiche.

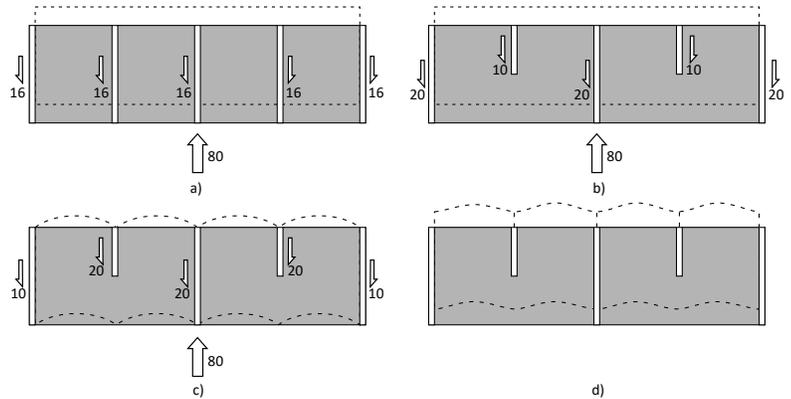


Figure 3. Effets de la rigidité des diaphragmes sur la distribution des efforts sur les murs de refend. a) Diaphragme rigide avec des murs de refend de rigidité identique, b) Diaphragme rigide avec des murs de refend courts présentant la moitié de la rigidité des murs de refend longs, c) Diaphragme flexible par rapport aux murs de refend et d) Diaphragmes et murs de refend semi-rigides (d'après [4])

Résistance aux charges latérales durant la construction

Les exigences définies dans le CNB et la norme CSA O86 fournissent de l'information pertinente pour la conception des bâtiments destinés à l'usage prévu, mais donnent peu d'information ou lignes directrices pour la conception durant la construction.

Néanmoins, telle qu'exigée par le Code de sécurité pour les travaux de construction [5], la structure doit demeurer stable et sécuritaire durant la construction. Il y est mentionné à l'article 2.12.1 :

Toute charpente doit être calculée, construite, placée, appuyée, contreventée et haubanée afin de résister à toute charge qui pourrait y être imposée pendant la construction ou la démolition.

Le document ASCE 37-14 [6] fournit de l'information pertinente en lien avec les charges applicables durant la construction. Dans ce document, il est proposé de réduire

les vitesses de vent de conception selon les facteurs fournis dans le tableau 4. À noter que, bien que les vitesses de vent puissent être diminuées, les efforts engendrés ne le sont pas nécessairement. En effet, la présence d'ouvertures, qui ne peuvent pas être obturées lors des tempêtes, augmente les pressions de vent. Ceci peut engendrer des efforts plus importants durant la construction sur certains éléments. Pour cette raison, il est conseillé de poser les éléments d'ancrages et autres éléments servant aux systèmes de résistance aux charges latérales le plus rapidement possible lors de la construction pour assurer la résistance et la stabilité de la structure et prévoir des systèmes de renforcement temporaire lorsque requis.

Il est mentionné dans l'ASCE-37-14 [6] qu'il n'est pas requis de concevoir le bâtiment pour les charges sismiques durant sa construction à moins que ce soit requis par toutes autres autorités compétentes.

Tableau 4. Facteur de réduction des vitesses de vent selon le document ASCE 37-14

Période de construction	Facteur
Moins de 6 semaines	0,75
De 6 semaines à 1 an	0,8
De 1 an à 2 ans	0,85
De 2 ans à 5 ans	0,9

PRINCIPES D'ANALYSE DES CHARGES SISMIQUES

Introduction

L'approche de conception générale pour les bâtiments à ossature de bois est illustrée sur la figure 4. Celle-ci présente les principales voies d'analyses et de conception pour les bâtiments à ossature de bois. Le terme podium s'applique

généralement au bâtiment reposant sur un ou plusieurs étages de béton, d'acier ou de maçonnerie élevés en podium. Voir aussi la section *Conception des structures sur podium*.

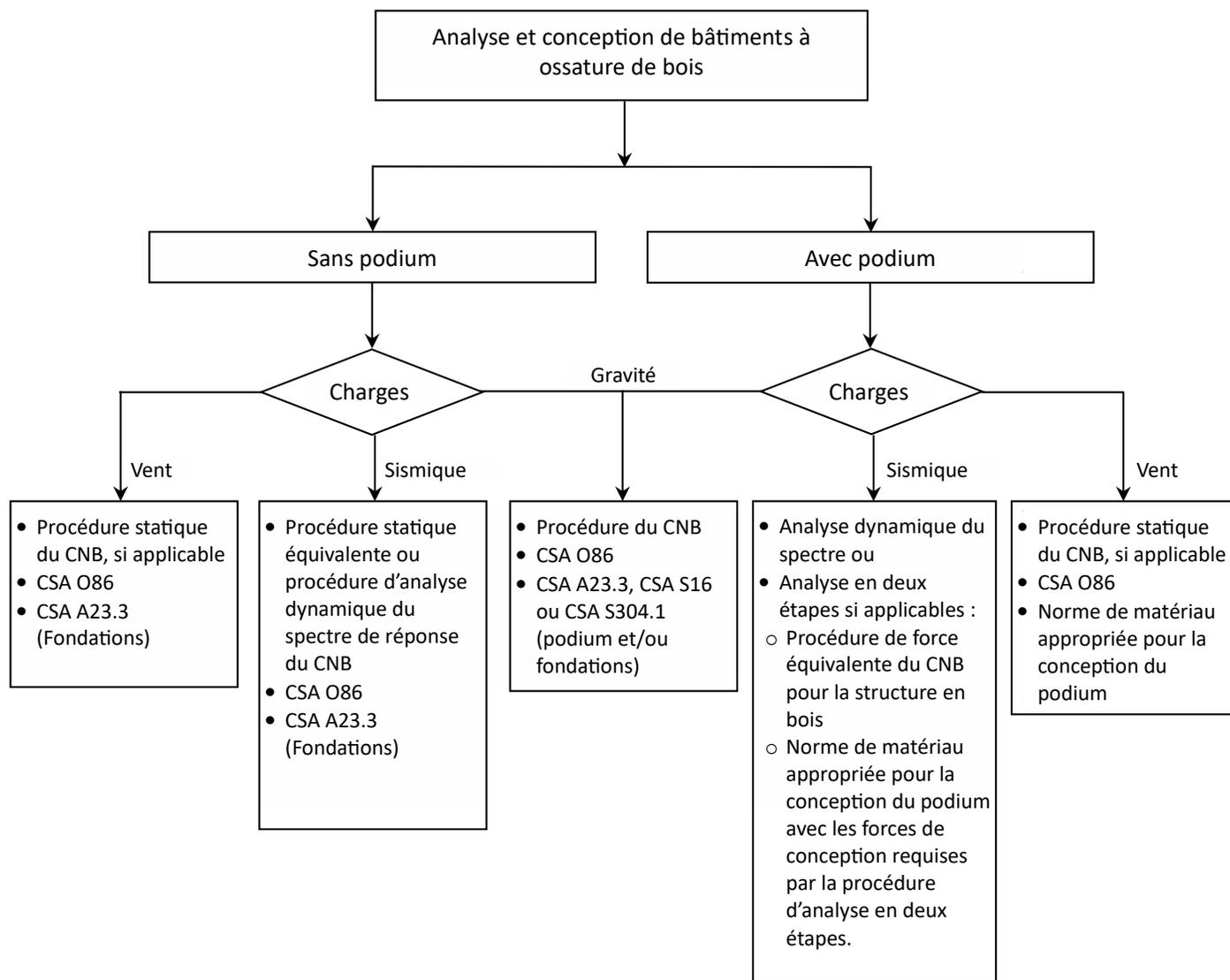


Figure 4. Voies principales d'analyse et de conception de bâtiments à ossature de bois

Les éléments structuraux qui résistent aux charges gravitaires peuvent être conçus selon la partie 4 du CNB [7] et la norme CSA O86 [8]. Pour la conception des charges de vent, la méthode statique, telle que définie dans le CNB, peut être appliquée la quasi-totalité du temps puisque les bâtiments à ossature de bois ne sont pas assez haut pour être dynamiquement sensibles aux charges de vent. Pour

la conception due aux charges sismiques, une méthode d'analyse dynamique est préconisée par le CNB, mais la méthode de force statique équivalente (MFSE) peut être appliquée si certaines conditions sont rencontrées. Lorsque la méthode statique équivalente ne peut s'appliquer, une analyse dynamique linéaire ou non linéaire doit être réalisée conformément au CNB.

Méthode de force statique équivalente (MFSE)

Par leur nature, les charges sismiques sont d'ordre dynamique. Ainsi, les méthodes d'analyse dynamique sont intrinsèquement plus précises. Les paramètres de réponses globales, tels que les déplacements latéraux et les forces de conception, ainsi que leur distribution à travers la structure, sont affectés par les propriétés dynamiques et la charge sismique à considérer. Quoiqu'une méthode d'analyse dynamique soit préconisée par le CNB, ce dernier permet la conception due aux charges sismiques selon la MFSE lorsque l'une des conditions suivantes s'applique (art. 4.1.8.7 du CNB) :

- la catégorie sismique est CS1 ou CS2;
- il s'agit d'une structure régulière dont la hauteur est inférieure à 60 m et dont la période latérale du mode fondamental, T_a , est inférieure à 2 s dans chacune des deux directions orthogonales définies à l'article 4.1.8.8.; ou
- il s'agit d'une structure présentant une irrégularité de type 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 du mode fondamental, T_a , est inférieure à 0,5 s dans chacune des deux directions orthogonales définies à l'article 4.1.8.8.

Ainsi, le CNB reconnaît que :

- L'imprécision de la méthode pour les structures irrégulières est jugée acceptable pour les zones à faible sismicité (CS1 et CS2).
- Lorsque la structure est uniforme à travers la hauteur du bâtiment et présente une période fondamentale inférieure à 2 s, la MFSE demeure raisonnablement précise.
- La force globale et sa distribution sont tous deux déterminées raisonnablement bien par la MFSE pour des structures relativement trapues, à courte période et irrégulières, à l'exception de celles qui sont sensibles à la torsion, présentent des irrégularités de rigidité verticale, présentent des colonnes inclinées ou des charges verticales qui induisent une demande latérale substantielle.

L'article 4.1.8.11 du CNB détaille la procédure à suivre pour estimer la force globale et sa distribution. Une attention particulière doit être portée au paragraphe 12) où certaines exceptions sont mises en place pour les bâtiments en bois continue de plus de 4 étages :

4.1.8.11 12) *Lorsque la période latérale du mode fondamental, T_a , est déterminée conformément à l'alinéa 3)d) et que le bâtiment est une construction en bois continue de plus de 4 étages dont le SFRS en bois d'œuvre est fait de murs travaillant en cisaillement à panneaux dérivés du bois, d'ossatures contreventées ou d'ossatures résistant aux moments tels que définis au tableau 4.1.8.9., la force sismique latérale spécifiée, V , déterminée au paragraphe 2) doit être multipliée par 1,2, mais il n'est pas nécessaire qu'elle dépasse la valeur déterminée à l'alinéa 2)c) (voir la note A-4.1.8.10. 5) et 6)).*

Analyse dynamique linéaire (ADL)

Le recours à l'analyse dynamique linéaire (ADL) pour la conception de structures d'acier et de béton soumises à des charges sismiques est pratique courante depuis plus de 25 ans. Une fois que les dimensions préliminaires des éléments ont été déterminées, il est généralement facile de concevoir un modèle d'ADL puisque les dimensions des éléments et la rigidité requise peuvent être facilement entrées dans la quasi-totalité des programmes d'analyses spécialisés en génie des structures.

Cependant, dans la pratique, il était jusqu'à récemment très rare d'effectuer une ADL pour une structure traditionnelle à ossature de bois. Le défi principal découle du fait que les propriétés de rigidité requises pour effectuer une ADL pour un système à base de bois ne sont pas aussi faciles à déterminer. Cette situation est principalement due à la complexité associée à la détermination des paramètres initiaux requis pour effectuer l'analyse et que la rigidité d'un mur de refend est typiquement non linéaire.

En raison des changements de hauteurs permises des constructions combustibles pour les bâtiments à ossature de bois, qui sont passées de 4 à 6 étages dans les codes provinciaux et dans l'édition 2015 du CNB, il est dorénavant important que les concepteurs tiennent compte des méthodes plus sophistiquées d'analyse et de conception des murs de refend en bois afin de s'assurer que le

détaillage du bâtiment respecte les objectifs du CNB. L'utilisation de l'ADL fournit de l'information pertinente et plus précise lors de la conception des structures à ossature de bois. Certains des avantages liés à l'utilisation de l'ADL sont décrits ci-dessous :

- Tiens compte de la participation des modes supérieurs; la MFSE tient uniquement compte du premier mode de vibration, la fréquence de vibration fondamentale du bâtiment, dans la direction considérée;
- Permet de mieux établir la déformation du bâtiment et la déviation des étages;
- Permet d'effectuer une modélisation tridimensionnelle;
- Diminue l'effet de torsion minimal requis par le CNB conformément à la procédure de force statique équivalente;
- Tiens mieux compte de l'effet des structures sur podium (changements verticaux en $R_d R_o$) et du transfert latéral des forces depuis les parties inférieures du bâtiment; et
- Permet l'analyse de la rigidité de différents systèmes de murs de refend lorsque des systèmes mixtes sont utilisés.

Méthode proposée pour l'analyse dynamique linéaire (ADL)

Bien que différentes méthodes s'offrent aux concepteurs, les étapes suivantes représentent une approche rationnelle pour effectuer une ADL des structures de bois, comme on le fait déjà pour les structures d'acier et de béton :

1. La première étape nécessite d'effectuer une conception et une analyse initiale de manière que les propriétés de chaque mur formant le système latéral soient déterminées. Cela permet d'obtenir l'information nécessaire pour estimer la rigidité et les caractéristiques de déformation des murs de refend.
2. La deuxième étape utilise l'information obtenue dans l'analyse préliminaire effectuée à la première étape afin de générer des données d'entrée qui seront utilisées dans l'ADL pour une structure multiétage. Conformément au CNB 2020, le cisaillement de base du calcul doit être le plus important parmi les forces dynamiques et représenter 100 % des forces statiques en situation d'analyse dynamique.

La section qui suit, *Conception initiale pour l'analyse dynamique linéaire*, détaille l'approche à suivre pour la première étape. La section *Propriétés mécaniques des murs de refend* explique une méthodologie pouvant être appliquée pour modéliser les murs de refend, soit un élément de modélisation critique pour l'ADL.

La seconde étape est, dans la quasi-totalité des cas, réalisée avec un logiciel d'ingénierie des structures qui permet la modélisation du bâtiment à concevoir. La très grande majorité des logiciels permet aujourd'hui d'effectuer une analyse modale du spectre de réponse. Les principales sources d'incertitudes de l'analyse modale sont la validité du modèle structural, la validité des règles de combinaison modale, typiquement implémentée dans le logiciel, et la valeur d'amortissement pour chacun des modes [9].

Conception initiale pour l'analyse dynamique linéaire

Une conception initiale est requise afin de déterminer les efforts initiaux pour chacun des murs de refend qui compose le système de résistance latérale. Une méthode recommandée pour la conception initiale est décrite ci-dessous :

1. Déterminer les forces sismiques du bâtiment en utilisant la procédure de force statique équivalente conformément au CNB et aux codes provinciaux.
2. Les forces sismiques peuvent être déterminées soit en utilisant la période du bâtiment, T_o , (établie selon la formule empirique contenue dans le CNB), soit la période T déterminée par les méthodes reconnues de la mécanique, avec une limite supérieure de $2T_o$. Si la période empirique du CNB n'est pas utilisée et que le bâtiment fait plus de 4 étages, le cisaillement de base V doit être multiplié par un facteur de 1,2 conformément au paragraphe 12) de l'article 4.1.8.12, mais n'a pas besoin d'excéder la valeur estimée selon l'alinéa 2)c) de l'article 4.1.8.11.

3. Déterminer la distribution initiale des forces entre chaque mur de refend en assumant une cinématique de distribution tenant compte de l'interaction entre les murs de refend et les diaphragmes. Une hypothèse initiale pourrait être d'assumer les diaphragmes comme étant flexible ou rigide, avec la rigidité de chaque mur assumée comme proportionnelle à sa longueur, ou utiliser une combinaison des deux méthodes (approche de l'enveloppe).

Une fois que les efforts de chacun des murs sont déterminés, une première itération de l'ADL peut être effectuée. Une fois l'analyse complétée, différents ajustements peuvent être nécessaires, tels que la longueur des murs de refend et leur rigidité. Une fois les ajustements complétés, réeffectuer l'ADL jusqu'à convergence. La section suivante détaille comment évaluer la rigidité des murs de refend.

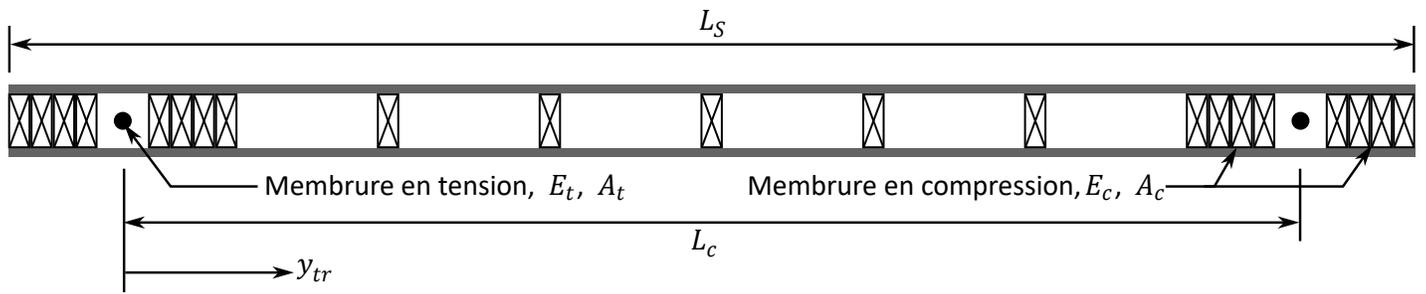
Propriétés mécaniques des murs de refend

Typiquement, les murs de refend sont modélisés comme des plaques homogènes dans les logiciels d'analyse par éléments finis. Des propriétés équivalentes de module d'élasticité, E_{eq} , et de module de cisaillement, G_{eq} , en fonction de l'épaisseur équivalente, t_{eq} , assumée, doivent être estimées pour ces plaques. Cette méthodologie est bien détaillée dans le manuel pour la construction à ossature de bois de moyenne hauteur [1].

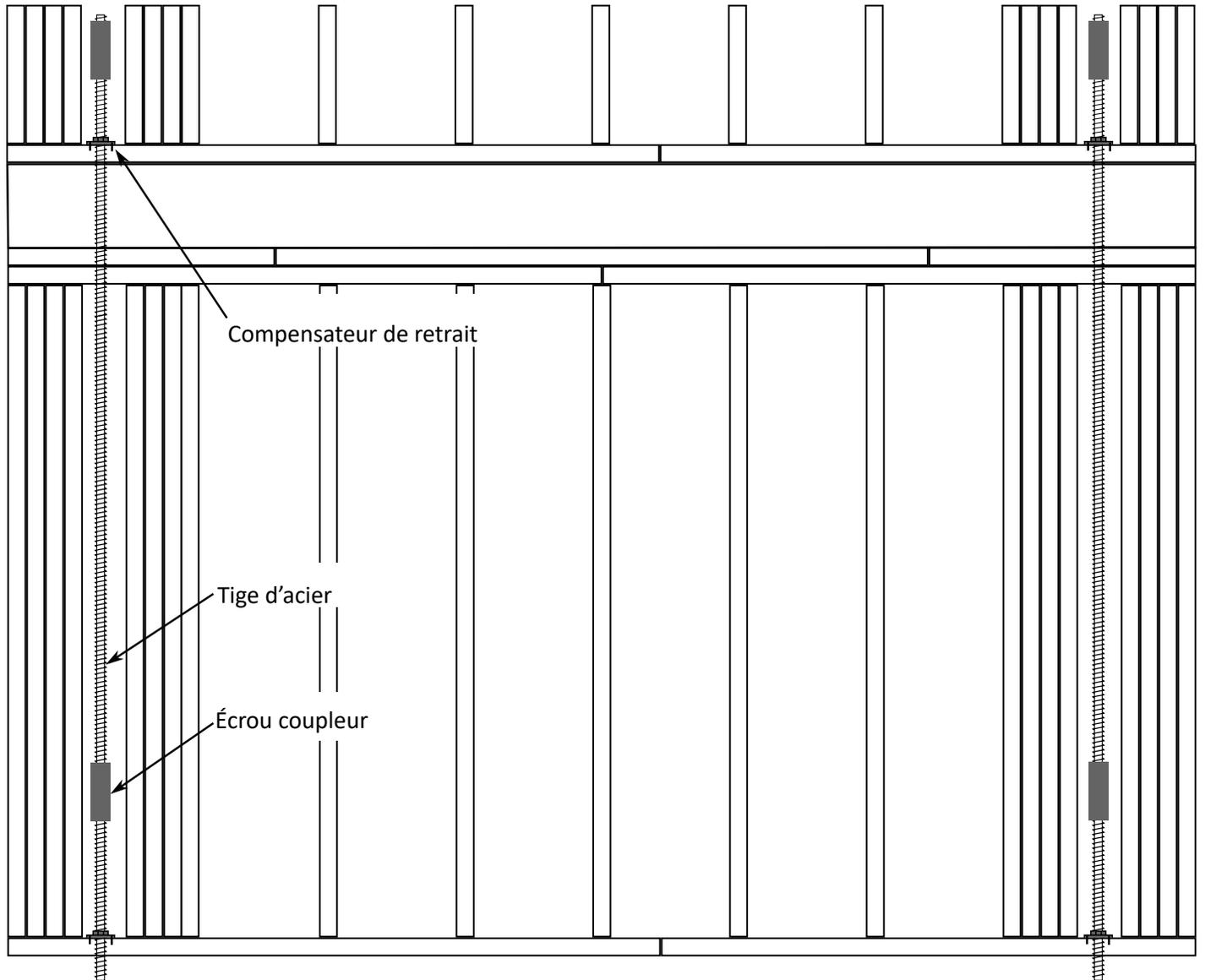
Pour expliquer cette méthodologie, un mur de refend typique est illustré sur la figure 5. Ce mur comprend les éléments suivants :

- Élément de membrure (dans le cas de la figure, des poteaux en bois en compression et une tige d'acier en tension);
- Revêtement (généralement des panneaux de contreplaqué ou d'OSB) sur une ou deux faces fixées à l'aide de clous.

Afin de déterminer des propriétés physiques équivalentes, le mur est assumé comme une poutre profonde en porte-à-faux. En assumant ce type de comportement, la flèche totale horizontale, Δ , d'un mur peut être estimée en juxtaposant la flèche causée par la déformation due à la flexion, $\Delta_{bending}$, la déformation de cisaillement du panneau, Δ_{shear} , la déformation causée par le glissement des clous, Δ_{slip} , et la déformation causée par une rotation globale du mur selon l'équation (1). S'il y a absence de compensateur de retrait, une déformation initiale causée par le retrait doit également être considérée. Plus de détails sur ce type de déformation sont donnés dans la section considération du retrait. Ce comportement est illustré sur la figure 6. L'équation (2) est l'équation spécifiée dans la norme CSA O86. À noter que, dans un cas d'un bâtiment multiétagé, l'effet cumulatif des déplacements horizontaux et de rotation doit être considéré.



a) Vue sectionnel



b) Vue en élévation

Figure 5. Mur de refend

$$\Delta = \Delta_{bending} + \Delta_{shear} + \Delta_{slip} + \Delta_{overturning} \quad (1)$$

$$\Delta = \frac{2vH_s^3}{3EAL_s} + \frac{vH_s}{B_v} + 0,0025H_s e_n + \frac{H_s}{L_s} d_a \quad (2)$$

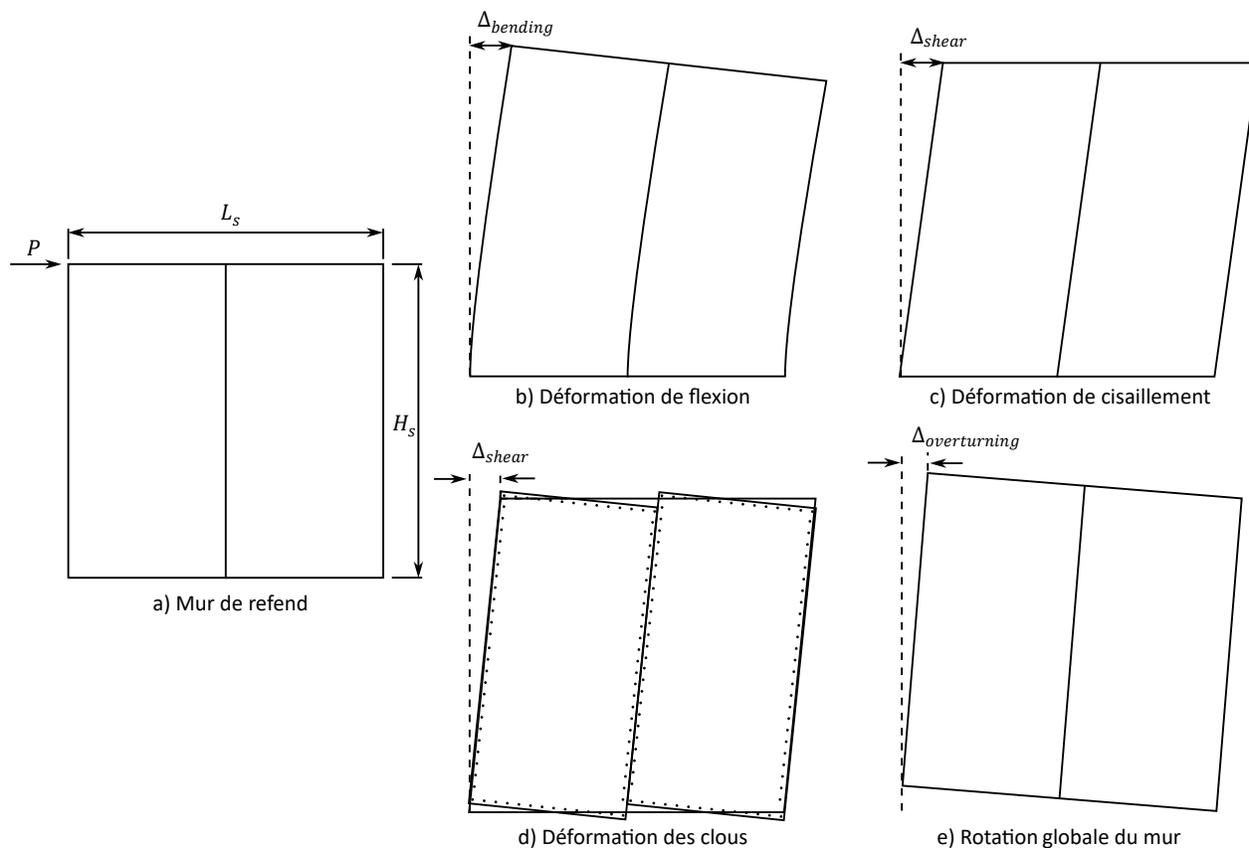


Figure 6. Type de déformation

Déformation de flexion

La déformation causée par un moment de flexion, M , appliqué sur le dessus d'un porte-à-faux ainsi qu'une force ponctuelle de cisaillement, V , est obtenue à l'aide de l'équation (3) et illustrée sur la figure 7.

$$\Delta_{bending} = \frac{VH_s^3}{3(EI)} + \frac{MH_s^2}{2(EI)} \quad (3)$$

Afin d'utiliser l'équation (3), pour un mur de refend donné, il faut évaluer la rigidité flexionnelle de celui-ci. Traditionnellement, uniquement les montants d'extrémité en compression et tension sont considérés pour le calcul de la rigidité flexionnelle.

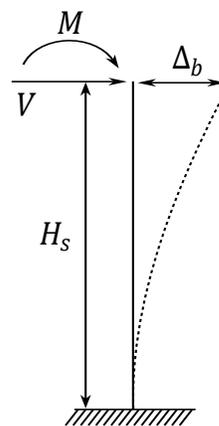


Figure 7. Déformation de flexion sur porte-à-faux

Si le mur est symétrique ($E_t A_t = E_c A_c = EA$) et qu'aucune tige d'acier n'est présente, la rigidité flexionnelle est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$(EI) = \frac{EAL_c^2}{2} \quad (4)$$

S'il y a présence de tiges d'acier (voir figure 5), toute flexibilité supplémentaire apportée par les systèmes d'attaches, tels que les compensateurs de retrait et les ancrages, doit être considérée. La tige d'acier est également incapable de reprendre les efforts de compression, ce qui rend potentiellement le système asymétrique. Le calcul de la rigidité flexionnelle du mur est donc plus complexe. Le manuel pour la construction à ossature de bois de moyenne hauteur [1] détaille ce calcul dans la section 3.6.3

Déformation de cisaillement et des clous

La déformation causée par une force de cisaillement appliquée sur le dessus d'un porte-à-faux est obtenue à l'aide de l'équation (5).

$$\Delta_{shear} + \Delta_{slip} = \frac{VH_s}{L_s B_v} + 0,0025H_s e_n \quad (5)$$

Pour des clous utilisés avec des panneaux d'OSB ou de contreplaqué, l'équation (5) peut être réécrite ainsi :

$$\Delta_{shear} + \Delta_{slip} = \frac{VH_s}{L_s B_v} + 4,225 \times 10^{-7} H_s \frac{V^2 s^2}{L_s^2 d_f^4} \quad (6)$$

Où s est l'espacement des clous et d_f est leur diamètre. Afin d'estimer un module de cisaillement équivalent, la valeur $\Delta_{shear} + \Delta_{slip}$ est assumée égale à $\frac{VH_s}{(GA)}$. Nous obtenons :

$$\frac{VH_s}{(GA)} = VH_s \left(\frac{1}{L_s B_v} + 4,225 \times 10^{-7} V \frac{s^2}{L_s^2 d_f^4} \right) \quad (7)$$

Donc,

$$(GA) = \left(\frac{1}{L_s B_v} + 4,225 \times 10^{-7} V \frac{s^2}{L_s^2 d_f^4} \right)^{-1} \quad (8)$$

Le défi avec l'équation (8) est que la rigidité de cisaillement (GA) dépend du cisaillement appliqué sur le mur. Cela devient ainsi un système non linéaire. Si le logiciel utilisé ne permet pas de résoudre directement un problème non linéaire, la rigidité de cisaillement, G_{eq} , assumée pour chaque mur de refend, doit être ajustée de façon itérative, selon la force de cisaillement, jusqu'à ce que celle-ci converge.

Déformation causée par une rotation globale du mur

La rotation globale est créée par des déformations locales, soit l'élongation des ancrages de retenue verticale. Une façon de considérer cette déformation locale est de modéliser des ressorts de tension seulement aux endroits où se situent des ancrages ou des retenues verticales. La rigidité des ressorts dépendra des ancrages utilisés. Pour assurer également une surface de contact en compression, plusieurs liens de compression devront être ajoutés le long du mur.

La déformation causée par une rotation globale est obtenue à l'aide de l'équation (9) (voir figure 8) :

$$\Delta_{overturning} = \theta_{overturning} H_s \quad (9)$$

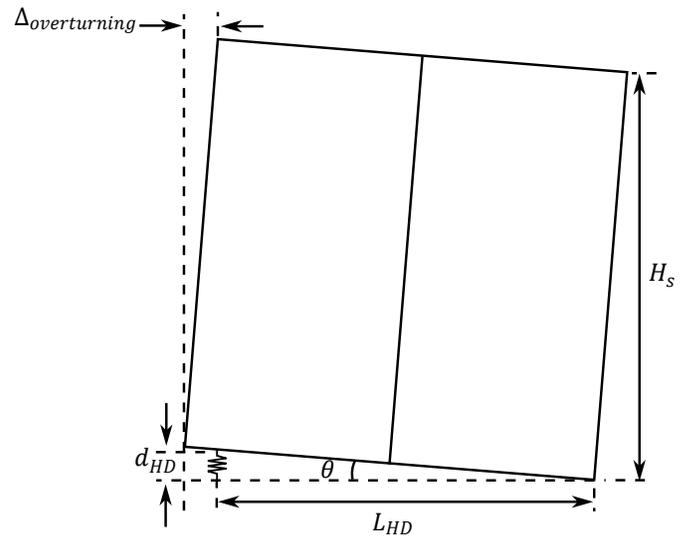


Figure 8. Déformation causée par une rotation globale

Si le soulèvement est empêché par des retenues verticales situées à L_{HD} du point de pivot, le déplacement peut être calculé selon l'équation (10) où un moment, M , et une fonction ponctuelle, V , sont appliqués sur le dessus du porte-à-faux :

$$\Delta_{overturning} = \frac{M + VH_s}{KL_{HD}^2} H_s \quad (10)$$

Où K est la rigidité de la retenue verticale. Si la retenue verticale présente un comportement non linéaire, l'équation (11), au lieu de l'équation (10), peut être utilisée pour estimer la déformation du mur où d_{HD} est la déformation de la retenue verticale. La force appliquée

sur la retenue verticale est égale à $\frac{M+VH_s}{L_{HD}}$. Une fois que la déformation de la retenue verticale est connue, la déformation horizontale causée par la déformation de la retenue verticale est égale à :

$$\Delta_{overturning} = \frac{d_{HD}}{L_{HD}} H_s \quad (11)$$

Pour des murs de refend sans ancrage de retenue verticale, la déformation due à la rotation globale du mur peut être approximativement évaluée avec l'équation (12) :

$$\Delta_{overturning} = \frac{2,5d_f K_m \left[\frac{\left(\frac{V}{L_s} H_s - P \right) \frac{s_n}{L_s}}{n_u} \right]^{1,7}}{L_{HD}} H_s \quad (12)$$

Où d_f est le diamètre des clous utilisés pour fixer les panneaux d'OSB ou de contreplaqué, K_m est un coefficient de fluage relatif à la tenue de service évaluée selon le tableau A.24 de la norme CSA O86-24, et P est la force de retenue prévue contre le soulèvement au bas du montant d'extrémité d'un segment du mur de refend.

Calcul des propriétés équivalentes

Pour fin de modélisation, tel que discuté précédemment, un mur de refend peut être modélisé comme une plaque avec une épaisseur (t_{eq}), un module d'élasticité (E_{eq}) et un module de cisaillement (G_{eq}) équivalent. Typiquement, le système de retenue verticale peut être modélisé à l'aide de ressorts discrets. Ces valeurs peuvent être estimées à l'aide des équations (13) à (15).

$$E_{eq} = E \quad (13)$$

Analyse dynamique non linéaire

Les méthodes d'analyse non linéaires sont des méthodes avancées qui sont typiquement utilisées sur des structures complexes ou de grandes hauteurs. Ces méthodes ne sont typiquement pas utilisées pour les structures à ossature de bois. Un des principaux avantages est que les coefficients R_d et R_o ne sont plus utilisés lors de l'analyse puisque la non-linéarité du système est directement considérée lors de

La valeur du module d'élasticité, E , peut être choisie comme étant le module d'élasticité des montants.

$$t_{eq} = \frac{12(EI)}{E_{eq}L_s^3} \quad (14)$$

La valeur (EI) est calculée à l'aide de l'équation (4). S'il y a présence de tiges d'acier ou que la flexibilité des ancrages est considérée dans le calcul du (EI), le manuel pour la construction à ossature de bois de moyenne hauteur [1] donne plus d'information pour le calcul de cette valeur.

$$G_{eq} = \frac{(GA)}{L_s t_{eq}} \quad (15)$$

La valeur (GA) est calculée à l'aide de l'équation (8) présentée précédemment.

À noter que les valeurs t_{eq} et G_{eq} peuvent varier en fonction des efforts appliqués. Le processus est donc itératif et arrête jusqu'à ce que ces valeurs convergent à une précision acceptable pour chaque section de mur de refend.

l'analyse. Ceci fait en sorte que différents types de systèmes ayant différents niveaux de ductilité peuvent être plus facilement considérés sans faire des hypothèses largement conservatrices telles qu'assumer le plus petit coefficient R_d , R_o de la structure. Plus de détails pour ce type d'analyse sont fournis dans le guide de FPInnovations pour la conception des bâtiments de grande hauteur [10].

SYSTÈME DE RÉSISTANCE AUX CHARGES LATÉRALES

Introduction

En excluant les systèmes en bois massif (CLT), le CNB définit trois types de systèmes de résistance aux charges latérales (ou SFRS) applicables aux murs à ossature de bois, 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 :

- Murs de refend revêtus de panneaux structuraux en bois cloués³ ($R_d=3,0$ et $R_o=1,7$)
- Murs de refend : combinaison de panneaux structuraux en bois et de plaques de plâtre⁴ ($R_d=2,0$ et $R_o=1,7$)
- SFRS en bois ou en plâtre autre que ceux préalablement définis ($R_d=1,0$ et $R_o=1,0$)

Cette fiche se concentre sur les deux premiers systèmes puisque le dernier présente une ductilité limitée et n'est généralement pas utilisé dans de nouvelles structures. Les SFRS en bois autre que ceux préalablement définis consistent typiquement à un revêtement de bois d'œuvre fixé en diagonale sur l'ossature de bois selon l'article 11.3.4 de la norme CSA O86. Ce type de système est une méthode de construction ancienne qui demeure dans la norme CSA O86 afin d'être en mesure d'évaluer la résistance en cisaillement de ce mur existant avec des méthodes

simplifiées. D'autres types de systèmes ou de matériaux peuvent également être possibles conformément à l'article 11.6.1.2 de la norme CSA O86; néanmoins, des coefficients R_d et R_o égal à 1,0 sont typiquement utilisés faute de données.

La norme CSA O86 définit les critères minimaux à respecter afin qu'un mur soit considéré comme un mur de refend. Les éléments à ossature de bois doivent avoir au moins 38 mm d'épaisseur selon l'article 11.3.2.1. Les panneaux peuvent être installés d'un seul côté des montants, des deux côtés, ou entre deux montants (mid-ply) tels qu'illustrés sur la figure 9. La norme CSA O86 spécifie comment calculer la résistance des murs pour chacune de ces configurations.

Les murs de refend peuvent être construits avec des entremises (article 11.3.2.2 de la norme CSA O86, figure 10) ou sans entremise (article 11.5.4 de la norme CSA O86, figure 11). Pour les configurations sans entremise, la hauteur maximale du mur permise est de 4,88 m (article 11.5.4 de la norme CSA O86). Un des principaux avantages des entremises est que toute la périphérie du panneau est fixée. La rigidité et la résistance sont donc supérieures pour ce type de configuration.

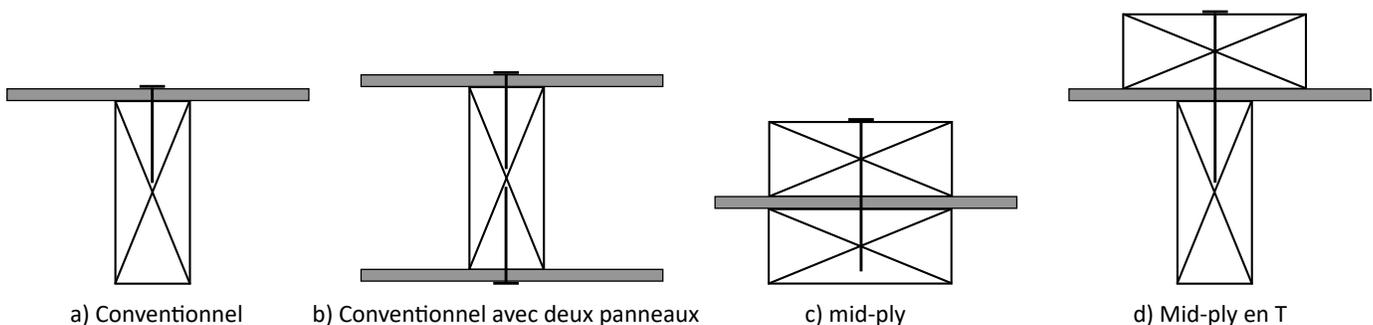


Figure 9. Type de mur de cisaillement en ossature de bois

³ Dans le CNB, nommés murs travaillant en cisaillement cloués : panneaux dérivés du bois

⁴ Dans le CNB, nommés murs travaillant en cisaillement cloués : panneaux dérivés du bois et de plaques de plâtre

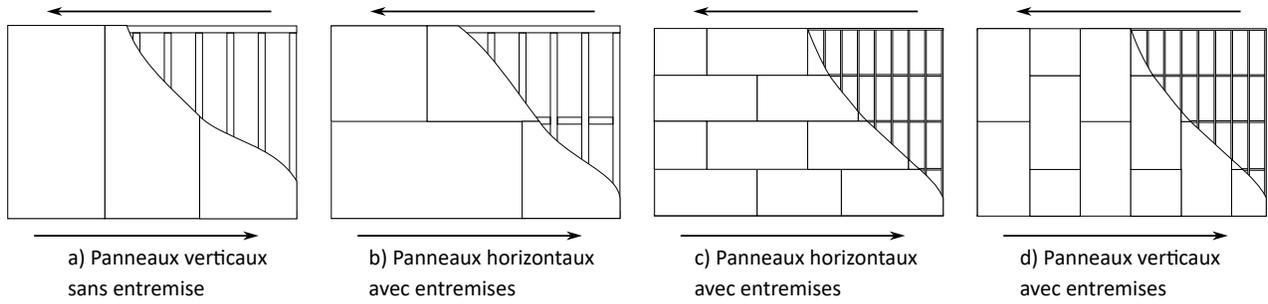


Figure 10. Murs de refend avec entremises pour l'analyse

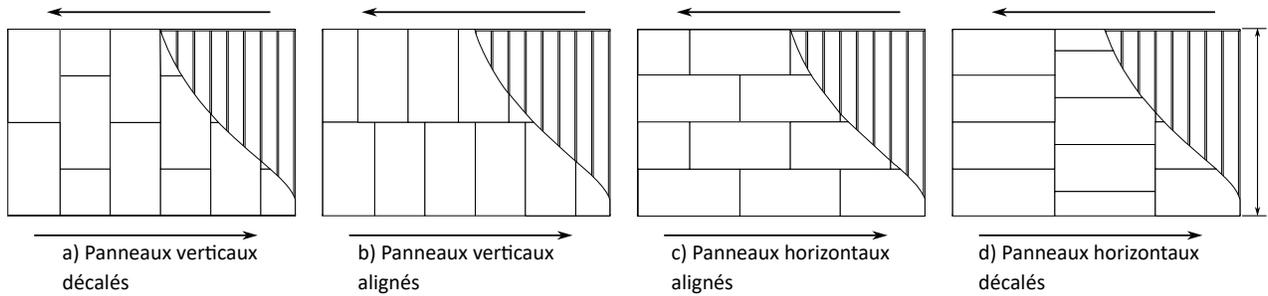


Figure 11. Murs de refend sans entremise pour l'analyse

L'article 11.4.1.2 de la norme CSA O86 définit les rapports géométriques à respecter pour les murs de refend. Pour une configuration avec des entremises, le ratio de hauteur-longueur doit être inférieur à 3,5:1, tandis que pour une configuration sans entremise, ce ratio doit être inférieur à 2:1. La hauteur considérée pour le calcul de ce rapport géométrique est mesurée depuis le dessous de la lisse basse et le dessus de la sablière du mur de refend

d'un étage donné tel qu'illustré sur la figure 12. Seuls les segments complètement revêtus, donc sans ouverture, peuvent être pris en considération lors de l'analyse (article 11.4.1.1 de la norme CSA O86). Sur la figure 12, les ratios H_1/L_1 , H_1/L_2 , H_2/L_1 et H_2/L_2 doivent être inférieurs à 3,5 pour que chacune de ces sections de mur de refend soit considérée dans l'analyse.

Il est à noter que la section du mur L_3 ne peut être considérée pour l'analyse.

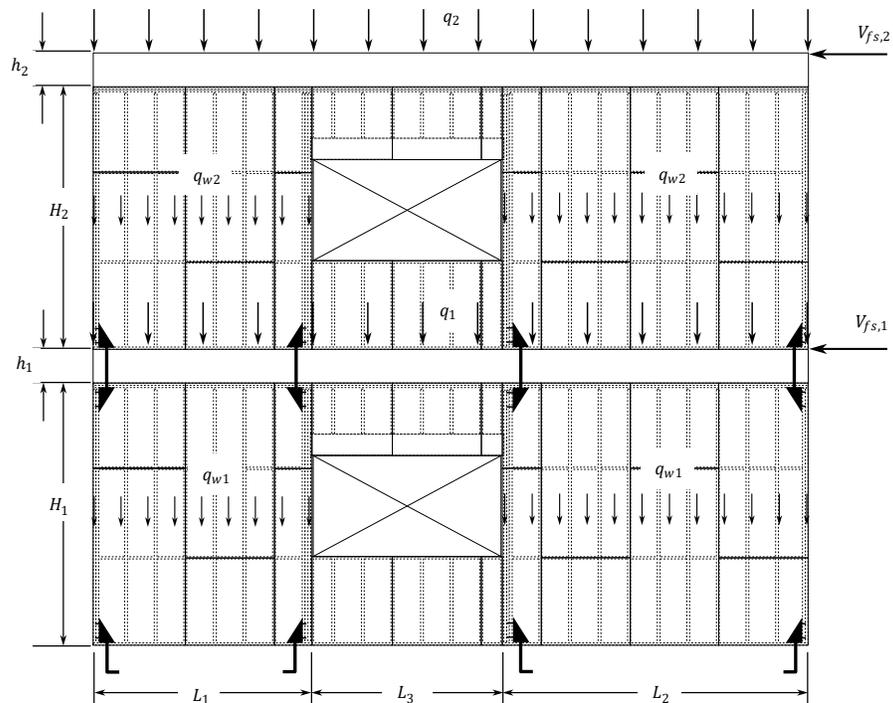


Figure 12. Charge sur un mur de refend multiségment, multiétagé, avec des entremises

Panneaux structuraux en bois cloués

Selon le CNB, les panneaux structuraux en bois cloués ont un coefficient R_d de 3,0 et R_o de 1,7. Les panneaux doivent avoir une épaisseur d'au moins 7,5 mm (5/16") tandis que pour les panneaux faisant partie du détail d'assemblage de parement extérieur doivent être d'au moins 9,5 mm (3/8") conformément à l'article 11.3.2.2 de la norme CSA O86. À noter qu'il est plus commun d'utiliser des panneaux ayant une épaisseur d'au moins 11 mm (7/16"). Les panneaux doivent avoir une dimension minimale de 1200 x 2400 mm (4' x 8'), sauf près des extrémités et des changements dans l'ossature, où un ou deux panneaux plus courts ou plus étroits peuvent être utilisés conformément à l'article 11.3.2.2 de la norme CSA O86.

Les clous doivent être installés à au moins 9 mm de la rive du panneau et de la rive de l'ossature. L'espacement des clous sur la périphérie du panneau doit être entre 50 mm et 150 mm. L'espacement des clous sur les éléments intermédiaires de l'ossature est d'au plus 300 mm. La tête des clous doit être fermement appuyée sur le revêtement, mais ne doit pas être enfoncée à plus de 15% de l'épaisseur du panneau conformément à l'article 11.3.2.3 de la norme CSA O86. Le clou doit avoir une longueur de pénétration supérieure à cinq fois son diamètre dans l'élément d'ossature selon l'article 12.9.2.2 de la même norme.

Pour les clous sollicités en double cisaillement (mid-ply), un espacement de 3 mm entre les panneaux est requis. Un clou supplémentaire doit également être ajouté pour prévenir les montants de se détacher tel qu'illustré sur la figure 13.

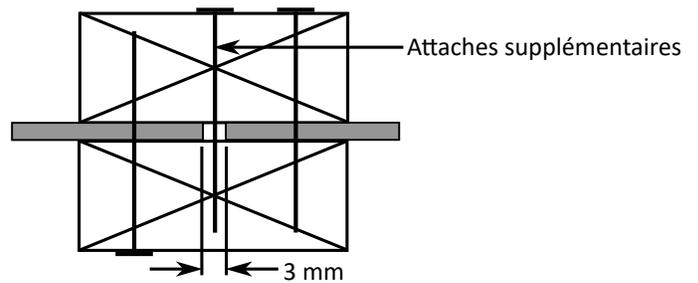


Figure 13. Exigences des attaches pour le système mid-ply

La résistance des murs de refend est calculée selon l'article 11.6.2 de la norme CSA O86. Deux modes de rupture sont considérés : 1) l'assemblage du panneau à l'ossature et 2) flambement des panneaux. Pour le calcul de la résistance limitée par l'assemblage du panneau à l'ossature, différents coefficients sont considérés qui impactent la résistance, soit J_d , un coefficient relatif au diaphragme et au mur de refend, J_{us} , un coefficient pour tenir compte de l'absence des entremises, J_s , un coefficient pour tenir compte de l'espacement des attaches et J_{hd} , un coefficient pour tenir compte de l'effet des ancrages à retenue verticale. Les détails et les formules ne sont pas expliqués dans cette fiche, puisqu'ils sont bien détaillés dans la norme CSA O86. Néanmoins, plus de détails pour le calcul du coefficient J_{hd} sont donnés dans la section *Systèmes d'ancrage*.

Combinaison de panneaux structuraux en bois et de plaque de plâtre

Selon le CNB, une combinaison de panneaux structuraux en bois et de plaques de plâtre offre un coefficient R_d de 2,0 et R_o de 1,7. Il n'est pas permis de considérer les plaques de plâtre faisant partie du SFRS pour des bâtiments de plus de 4 étages conformément à l'article 11.8.8 de la norme CSA O86. Les plaques de plâtre doivent être de type X (résistantes au feu) conformément à la norme ASTM C1396/C1396M selon l'article 11.2.2 de la norme CSA O86. Il doit y avoir une répartition spatialement équilibrée des plaques de plâtre et des panneaux structuraux en bois participant SFRS sur chaque étage dans chacune des directions. Les plaques de plâtre doivent avoir une dimension d'au moins 1200 x 2400 mm (4' x 8'), sauf près des extrémités et des changements dans l'ossature, où un ou deux panneaux plus courts ou plus étroits peuvent être utilisés. La hauteur entre les étages doit être inférieure à 3,6 m. Les vis ou les clous

doivent être placés à plus de 9 mm du bord du panneau selon l'article 11.3.3.1.

Lorsque différents matériaux de revêtement pour un mur de refend sont utilisés, la résistance du mur peut être considérée comme étant la somme de chacun des segments distincts selon l'article 11.4.2.1 de la norme CSA O86. De plus, un mur de refend avec des panneaux des deux côtés, tel qu'illustré sur la figure 9b, les panneaux de chaque côté du mur peuvent être différents selon l'article 11.4.3.2 de la norme CSA O86.

Afin de pouvoir utiliser les coefficients R_d et R_o de 2,0 et 1,7, respectivement, les efforts repris par les plaques de plâtre en ratio avec ceux repris par les panneaux structuraux en bois doivent être inférieurs aux valeurs indiquées dans le tableau 5. Les plaques de plâtre ne

peuvent être considérées participantes au SFRS si le déplacement entre les étages est supérieur à 1% conformément à l'article 11.8.8 de la norme CSA O86. De plus, pour ce même déplacement, les plaques de plâtre ne peuvent être considérées comme efficaces pour empêcher

le flambement des montants dans leur axe faible à moins qu'un second système d'entremises soit installé entre les montants conformément à l'article 11.8.9 de la norme CSA O86.

Tableau 5. Pourcentages maximaux des forces sismiques de cisaillement totales auxquelles résistent les plaques de plâtre par étage

Étage	Pourcentage des forces de cisaillement pour bâtiment			
	de 4 étages	de 3 étages	de 2 étages	de 1 étage
4 ^e	80	-	-	-
3 ^e	60	80	-	-
2 ^e	40	60	80	-
1 ^{er}	40	40	60	80

SYSTÈMES D'ANCRAGE

Introduction

Les systèmes d'ancrage servent à reprendre les efforts de soulèvement créés par les charges latérales. La norme CSA O86 définit deux types de systèmes d'ancrage, soit les ancrages de retenue verticale (figure 14a) et les ancrages qui n'offrent pas cette caractéristique de retenue verticale (figure 14b). Les ancrages de retenue verticale sont attachés directement aux montants d'extrémités de sorte que les efforts de soulèvement sont soutenus par ces montants. Lorsque l'ancrage n'offre pas la caractéristique de retenue verticale, les efforts de renversement sont transmis à la lisse basse par le revêtement du mur de refend. Puisque le revêtement doit reprendre les efforts de renversement et de cisaillement, la résistance au cisaillement est diminuée par rapport à un système où il y a présence d'ancrage de retenue verticale [11].

Un autre système d'ancrage, qui est recommandé pour les bâtiments de 4 à 6 étages, est illustré sur la figure 15. À noter que ce type d'ancrage rend le mur asymétrique aux fins de calculs puisque la résistance en compression est assurée par les montants en bois d'extrémité et la résistance en traction par la tige d'acier. Le principal avantage de ce type d'ancrage est la continuité de la charge de tension ainsi que la capacité de compenser les effets dus au retrait du bois [12], [13]. Ce type d'ancrage est considéré comme offrant la caractéristique de retenue verticale puisque les efforts de soulèvement ne sont pas transmis à la lisse basse.

Typiquement, les murs de refend sont conçus avec des systèmes d'ancrage de retenue verticale lorsque les charges permanentes pondérées ne sont pas en mesure d'empêcher le renversement. Néanmoins, sous certaines conditions, des ancrages de retenue verticale peuvent être omis et l'utilisation d'ancrage qui n'offre pas cette caractéristique de retenue verticale est permise. Les ancrages doivent être installés à une distance maximale de 300 mm de chaque extrémité d'un segment de mur selon l'article 11.4.4.2 de la norme CSA O86. Il est permis d'utiliser des systèmes d'ancrage au lieu de système d'ancrage de retenue verticale lorsque les conditions suivantes sont respectées (voir articles 11.5.5.2 et 11.5.5.3 de la norme CSA O86) :

- Le diamètre maximal des clous est de 3,33 mm (0,131") et l'espacement minimal est de 100 mm;
- La résistance au cisaillement, incluant les deux côtés du mur si le mur a des panneaux de chaque côté des montants, doit être inférieure à 10,3 kN/m;
- La hauteur maximale d'un segment de mur de refend doit être inférieure à 3,6 m; et
- L'effort de retenue pondéré au bas du montant d'extrémité du segment du mur de refend, soit P_{ij} selon la figure 16, est supérieur à 0.

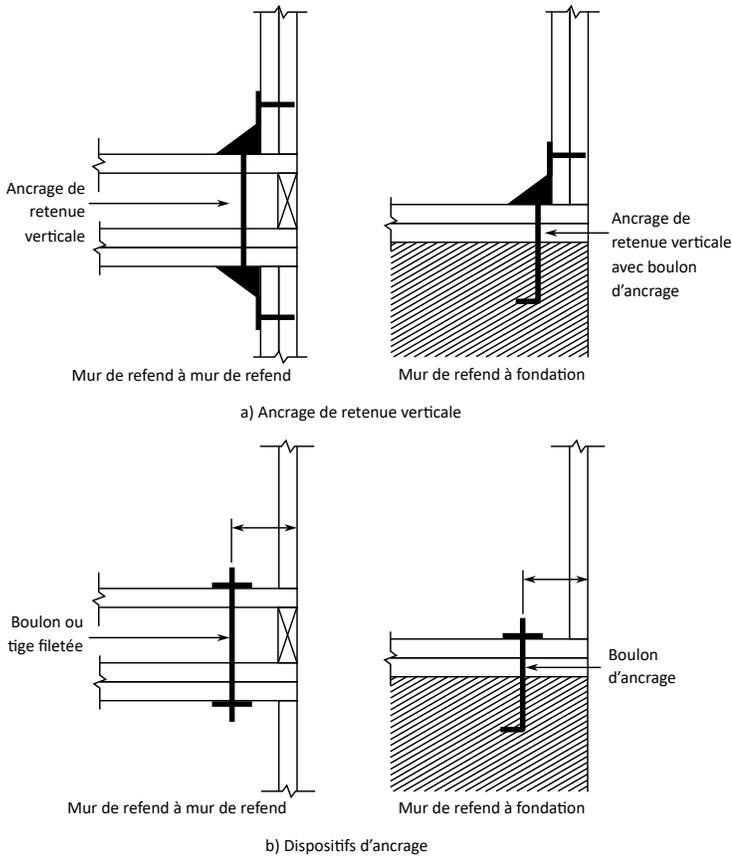


Figure 14. Exemple d'ancrage de retenue verticale et de dispositifs d'ancrage selon la norme CSA O86

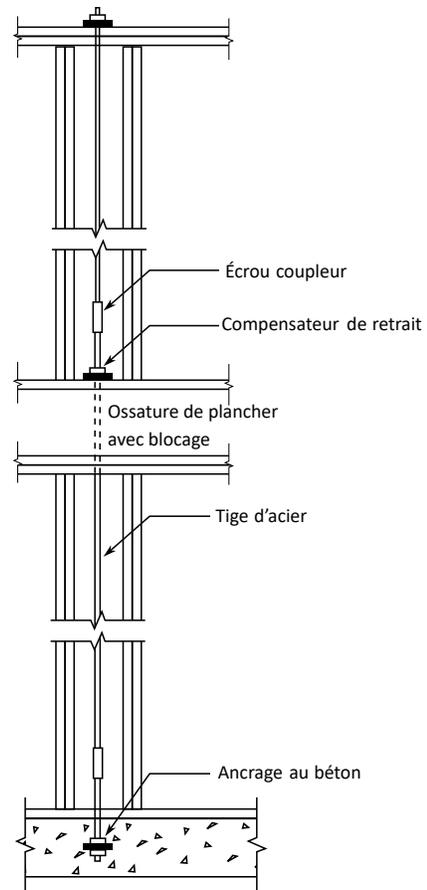


Figure 15. Système d'ancrage de retenue verticale continue avec tige d'acier et compensateur de retrait (d'après [13])

Coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue verticale, J_{hd}

Lorsque des ancrages qui n'offrent pas la caractéristique de retenue verticale sont utilisés, la résistance des murs de refend doit être diminuée à l'aide du coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue verticale, J_{hd} . Lors du calcul de cette variable, trois situations sont considérées :

Situation 1 : Lorsque la charge permanente pondérée, typiquement la charge permanente multipliée par 0,9, est suffisante pour résister aux effets de renversement ou lorsqu'il y a présence d'ancrage de retenue vertical au bas et au haut du mur de refend. Dans cette situation, $J_{hd}=1,0$.

Situation 2 : Lorsqu'il n'y a pas d'ancrage de retenue verticale et qu'il y a un effort de renversement au bas du mur. Dans ce cas, J_{hd} est calculé selon l'équation (16)

$$J_{hd,ij} = \sqrt{1 + 2 \frac{P_{ij}}{V_{hd,ij}} + \left(\frac{H_{s,i}}{L_{s,ij}}\right)^2} - \frac{H_{s,i}}{L_{s,ij}} \leq 1,0 \quad (16)$$

Où P_{ij} est la force de retenue pondérée contre le soulèvement pour l'étage i exercée au bas du montant d'extrémité du segment de mur de refend j . $V_{hd,ij}$ est la résistance pondérée au cisaillement du segment de mur de refend j à l'étage i calculé avec J_{hd} égale à 1,0. $H_{s,i}$ et $L_{s,ij}$ sont la hauteur et la longueur du segment de mur de refend j à l'étage i . Ces variables sont illustrées sur la figure 16.

Situation 3 : Lorsque des ancrages de retenue verticale sont prévus à la lisse basse d'un segment de mur pour résister aux efforts de soulèvement, mais pas au sommet. Sous cette situation, le revêtement travaille en traction pour transférer les forces de soulèvement appliquées au haut du mur jusqu'à la lisse au bas du mur. Le coefficient relatif à l'effet des ancrages de retenue verticale, J_{hd} , est calculé comme suit :

$$J_{hd,ij} = \frac{V_{hd,ij} + P_{t,ij}}{V_{hd,ij}} \leq 1,0 \quad (17)$$

Où $P_{t,ij}$ est l'effort de retenue pondéré du soulèvement au sommet du montant pour le mur de refend j à l'étage i et est applicable uniquement lorsqu'inferieure à 0.

Pour le calcul des efforts de retenue contre le soulèvement P_{ij} et $P_{t,ij}$ et de l'effort de soulèvement R_{ij} , tel qu'illustré sur la figure 16, il est généralement assumé que l'effort de

cisaillement dans chacun des segments de murs est distribué en proportion de la résistance des segments, donc selon l'équation suivante :

$$V_{fs,ij} = V_{fs,i} \frac{V_{rs,ij}}{\sum_j V_{rs,ij}} \quad (18)$$

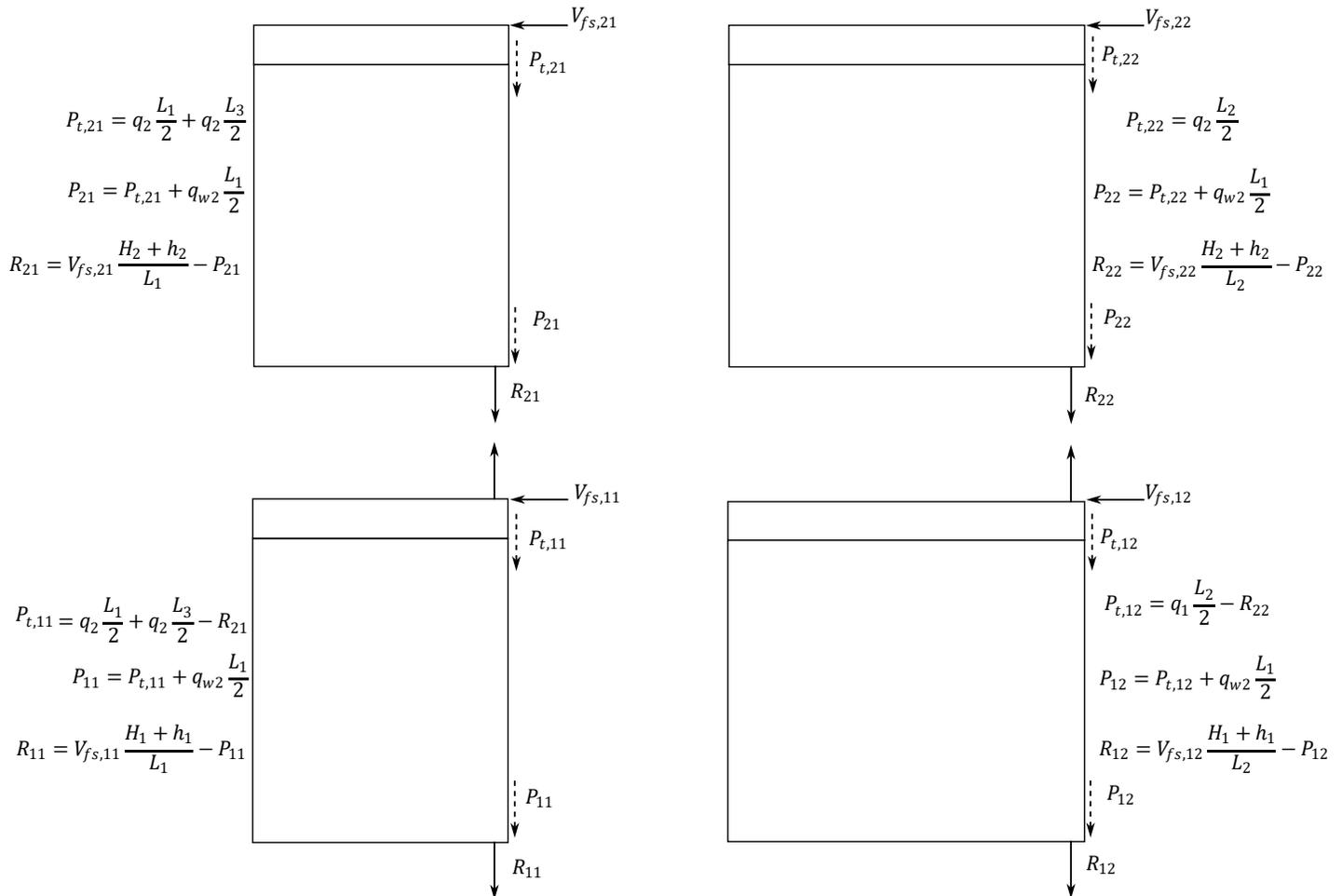


Figure 16. Calcul des efforts $P_{t,ij}$, P_{ij} et R_{ij} pour un mur de refend à deux segments de deux étages (diagramme des efforts du mur illustré sur la figure 12)

Considération du retrait

La nature hygroscopique du bois fait en sorte qu'une certaine quantité d'eau peut être absorbée ou libérée en fonction du changement de température et d'humidité relative de l'air. Ce phénomène engendre un retrait ou un gonflement du bois. Par sa composition, le bois subit des variations dimensionnelles plus importantes dans la direction perpendiculaire au fil en comparaison à la direction parallèle. La norme CSA O86 suggère un coefficient de retrait de 0,002 pour la direction

perpendiculaire et de 0,00005 pour la direction parallèle au fil du bois. Le bois, de façon proportionnelle, présente donc un retrait environ 40 fois plus important dans la direction perpendiculaire que dans la direction parallèle. La variation dimensionnelle peut être estimée à l'aide de l'équation suivante :

$$\Delta D = (C \cdot \Delta MC) \cdot L \quad (19)$$

Où ΔMC est la variation de la teneur en humidité, C est le coefficient de retrait, L est la dimension de la pièce dans la direction du retrait considéré et ΔD est la variation dimensionnelle dans cette même direction. Pour un mur de 2440 mm (8') de conception typique, sablière double et lisse simple en bois de sciage, un retrait d'environ 4 mm peut être attendu où deux tiers de ce retrait est causé par les lisses et sablières. Plus d'information sur comment estimer le retrait d'un bâtiment en ossature de bois est fourni dans les références suivantes [1], [2], [14].

Selon ces références, différentes stratégies pour limiter le retrait du bâtiment sont suggérées, telles que l'utilisation de bois d'ingénierie pour les lisses et sablières ou la conception avec des murs hauts (c'est-à-dire avec les poutrelles appuyées sur des étriers ou sur la membrure supérieure).

Le retrait à l'endroit des dispositifs d'ancrage et des ancrages de retenue verticale engendre la formation d'espaces, ce qui peut éventuellement mener à une plus grande déformation des murs de refend. Des compensateurs de retrait peuvent être utilisés pour limiter la formation de ces espaces à l'endroit des ancrages de retenue verticale [12], [13]. Si ceux-ci ne sont pas

utilisés, une déformation causée par le retrait pour les murs de refend doit être ajoutée à la déformation totale dans les calculs. Cette déformation peut être estimée grâce à l'équation (20).

$$\Delta_{sh,i} = \frac{H_{s,i}}{L_{s,i}} d_{sh,i} + \theta_{sh,i-1} H_{s,i} \quad (20)$$

Où :

$\Delta_{sh,i}$ = la déformation attribuable au retrait de l'étage i

$H_{s,i}$ = la hauteur du segment du mur de refend à l'étage i

$L_{s,i}$ = la longueur du segment du mur de refend à l'étage i

$d_{sh,i}$ = l'espace créé dans le système d'ancrage attribuable au retrait à l'étage i

$\theta_{sh,i}$ = la rotation du mur de refend à l'étage i attribuable à la somme de la rotation des étages inférieurs causée par le retrait.

Puisque le retrait peut avoir des effets considérables sur la déformation totale du bâtiment, il est fortement recommandé d'utiliser des compensateurs de retrait pour les bâtiments de 4 à 6 étages.

DIAPHRAGMES

Introduction

Les diaphragmes de plancher et de toiture ont essentiellement deux fonctions distinctes : 1) supporter les charges verticales permanentes et les surcharges et 2) transférer les charges latérales imposées par le vent et l'action sismique aux systèmes de résistance aux forces latérales situés en dessous. Il existe une forte interaction entre les diaphragmes et les SFRS qui dépend de la rigidité des diaphragmes et des SFRS.

Le ratio de rigidité entre les diaphragmes et les murs de refend permet d'estimer si le diaphragme peut être considéré comme étant flexible, rigide, ou quelque part entre les deux (semi-rigide). La classification du diaphragme dans l'une des trois catégories est importante pour le choix de la méthode de conception.

Dans les bâtiments où les diaphragmes sont composés de dalles de béton armé ou de platelages d'acier avec une dalle

de béton structurale, la rigidité dans le plan du diaphragme est généralement importante et par conséquent celui-ci agit comme un corps rigide. Dans les structures à ossature de bois, la situation est différente étant donné que la rigidité dans le plan des diaphragmes est beaucoup plus faible. Ces diaphragmes sont donc, généralement, classés comme étant flexibles. Dans le cas des diaphragmes flexibles, les charges latérales sont distribuées au SFRS en fonction de la surface tributaire. Dans le cas de diaphragmes rigides, les charges latérales sont distribuées au SFRS en proportion de leur rigidité respective. Le cas échéant, la réponse de torsion (γ compris la torsion accidentelle) doit être prise en considération. Il convient de noter que le CNB suggère que, même dans le cas de diaphragmes flexibles, la torsion accidentelle soit prise en compte.

Critères de flexibilité

À l'heure actuelle, il n'existe aucun critère pour classer les diaphragmes comme étant rigides ou flexibles, tant dans le CNB 2020 que dans la norme CSA O86-24. Il existe toutefois certaines lignes directrices sur la flexibilité des diaphragmes dans les normes américaines ASCE 7-22 [15] et ASCE 41-23 [16]. Dans ces normes, il est recommandé qu'un diaphragme soit classé comme flexible lorsque la flèche horizontale maximale du diaphragme à mi-portée est plus de deux fois le glissement moyen entre étages des SFRS situés immédiatement au-dessous du diaphragme (figure 17). D'autre part, le diaphragme peut être considéré comme rigide si sa flèche maximale est inférieure à la moitié du glissement moyen entre étages de l'étage du dessous [1]. Les diaphragmes qui ne sont ni flexibles ni rigides sont classés comme étant semi-rigides et la réponse de la structure dans un tel cas doit être fondée sur une analyse qui prend en considération à la fois la rigidité du diaphragme dans le plan et la rigidité du SFRS.

La norme ASCE 7-22 [15] fournit également une méthode prescriptive pour classer le niveau de flexibilité des diaphragmes. Il est mentionné que, pour une construction en ossature de bois, les diaphragmes peuvent être considérés comme flexibles lorsqu'il n'y a pas présence

de chape de béton placée directement sur les panneaux en bois qui jouent un rôle de diaphragme à moins que cette chape soit non-structurale et ne dépasse pas 38 mm. À noter que le critère de glissement interétages maximal des SFRS spécifié dans le CNB est typiquement $0,025h_s$ où h_s est la hauteur de l'étage. L'ASCE 7-22 [15] spécifie également ce même critère de flexibilité pour les bâtiments à ossature de bois jusqu'à un maximum de 4 étages. Pour les bâtiments de 5 étages et plus, ce critère devient $0,020h_s$. Puisque le CNB permet des murs de refend plus souples pour les bâtiments de 5 étages et plus, le critère prescriptif de l'ASCE 7-22 [15] n'est plus tout à fait applicable.

Malgré que l'ASCE 7-22 [15] propose de considérer le diaphragme comme étant flexible, assumant que certains critères sont respectés, il est recommandé que tous les murs de refend soient conçus en fonction des forces imposées à l'enveloppe liées aux diaphragmes flexibles et rigides où l'effet de torsion est considéré. En réalité, un diaphragme n'est jamais parfaitement rigide ou flexible. L'approche par enveloppe est donc une alternative, typiquement conservatrice, qui permet de réduire l'incertitude liée à ces hypothèses.

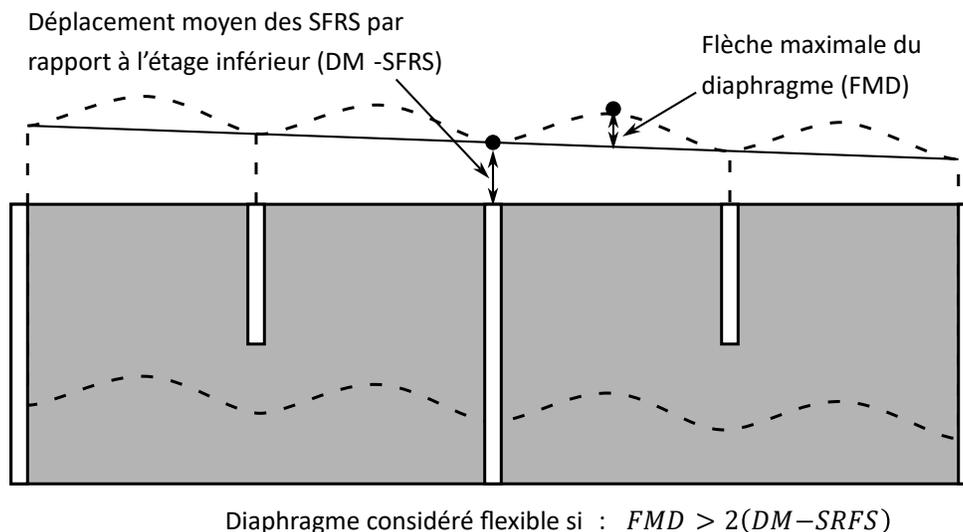


Figure 17. Critères associés aux diaphragmes flexibles selon la norme ASCE 7-22

Calcul des déformations

De façon similaire aux déformations assumées pour les murs de refend, les déformations des diaphragmes sont estimées en assumant que ces derniers agissent comme des poutres profondes où les panneaux d'OSB ou de contreplaqué agissent comme l'âme d'une poutre et reprennent essentiellement les efforts de cisaillement et les membrures en périmètre du diaphragme reprennent les efforts de flexion. La déformation d'un diaphragme peut être évaluée selon l'équation suivante [17]:

$$\Delta_d = \Delta_{bending} + \Delta_{shear} + \Delta_{slip} + \Delta_{splice} \quad (21)$$

La référence « *Performance, analysis, and design of mass timber diaphragm* » [17] détaille bien comment chacun des termes de l'équation (21) sont développés. En assumant un diaphragme en flexion simple entre deux murs de refend, l'équation de la norme CSA O86-24 pour estimer la flèche à mi-portée d'un diaphragme peut être utilisée.

$$\Delta_d = \frac{5vL^3}{96EAL_D} + \frac{vL}{4B_v} + 0,00061Le_n + \frac{\sum(\Delta_c x)}{2L_D} \quad (22)$$

Où :

v = Cisaillement maximal dû aux charges spécifiées dans la direction considérée

L = Dimension du diaphragme perpendiculaire à la direction de la charge

E = Module d'élasticité des membrures de périmètre en compression ou tension

A = Aire de la section transversale d'une membrure de périmètre en compression ou tension

L_D = Dimension du diaphragme parallèle à la direction de la charge

B_v = Rigidité au cisaillement dans l'épaisseur des panneaux de revêtement

e_n = Déformation de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature

$\sum(\Delta_c x)$ = Somme des valeurs individuelles de glissement aux entures des membrures de périmètre en compression ou tension, Δ_c , des deux côtés du diaphragme, chacune multipliée par sa distance x du point d'appui le plus près.

La rigidité au cisaillement, B_v , est une valeur spécifiée selon l'épaisseur et le grade du panneau de revêtement utilisé. La norme CSA O86 donne ces valeurs dans l'article 9, panneaux structuraux. La déformation de l'assemblage entre le revêtement et l'ossature, e_n , est évaluée selon la même équation utilisée pour les murs de refend, c'est-à-dire selon l'équation suivante (intégrée dans l'équation (6)) :

$$e_n = \left(\frac{0,013vs}{d_f^2} \right)^2 \quad (23)$$

Où v est la force de cisaillement maximal prévue par unité de longueur du périmètre, s est l'espacement des clous sur le périmètre des panneaux et d_f est le diamètre des clous. Le principal défi avec l'équation (23) est qu'elle est non linéaire. Cela signifie que la validation du critère de flexibilité $FMD > 2(DM - SRFS)$, selon la figure 17, peut converger à différents résultats selon le niveau de la charge appliquée.

Il convient de mentionner que, dans le cas où l'interaction entre les diaphragmes et les murs de refend est considérée de façon explicite dans une modélisation, les diaphragmes doivent également être modélisés avec des propriétés équivalentes, similaires à la stratégie employée pour les murs de refend. Il est à noter que les entures des membrures de périmètre en compression ou tension doivent être considérées lors de l'évaluation des propriétés équivalentes. Selon la référence « *Performance, analysis, and design of mass timber diaphragm* » [17] la rigidité flexionnelle des diaphragmes peut être réduite selon l'équation suivante lorsque l'effet des entures est considéré :

$$(EI)_{eff} = \left(\frac{1}{EI} + \frac{2}{kL_D^2 s_{splice}} \right)^{-1} \quad (24)$$

Où EI est la rigidité flexionnelle des membrures de périmètre en compression et tension qui est estimée selon l'équation (4), k est la rigidité de l'enture en N/mm, L_D est la dimension du diaphragme parallèle à la direction de la charge et s_{splice} est l'espacement entre les entures. À noter que l'équation (24) est uniquement applicable s'il y a plusieurs entures le long de la portée du diaphragme en compression et tension. De plus, cette équation assume un comportement linéaire des entures, ce qui n'est pas tout à fait exact.

Calcul de la résistance

Le principe de calcul de la résistance des diaphragmes est très similaire à celui des murs de refend. Le calcul est effectué selon l'article 11.6.3 de la norme CSA O86. Deux modes de rupture sont considérés :

- 1) l'assemblage du panneau à l'ossature, et
- 2) le flambement des panneaux.

Pour la résistance limitée par l'assemblage du panneau à l'ossature, différents coefficients sont considérés, soit J_D ,

un coefficient relatif à la construction du diaphragme et du mur de refend, J_{ud} , un coefficient pour tenir compte de l'absence des entremises, J_s , un coefficient pour tenir compte de l'espacement des attaches et J_f , un coefficient pour tenir compte des files d'attaches pour les diaphragmes avec des entremises. Les détails et les formules ne sont pas expliqués dans cette fiche, puisque bien détaillés dans la norme CSA O86.

Tenir compte des ouvertures

Les diaphragmes possèdent normalement des ouvertures pour laisser passer les gaines verticales, comme les cages d'escalier et d'ascenseurs, et autres éléments de plomberie, chauffage, ventilation et climatisation. À mesure que les ouvertures gagnent en proportion par rapport à la taille globale du diaphragme, la demande imposée au diaphragme augmente sur chacun des éléments. Ces efforts accrus doivent être considérés lors de l'analyse afin d'assurer une performance adéquate du diaphragme. Les méthodes de conception pour tenir compte de ces ouvertures sont typiquement complexes. Néanmoins, Ni et al., dans le chapitre 3 pour la conception structurale pour les bâtiments en ossature de bois de moyenne hauteur [1], ont étudié l'effet des ouvertures et ont convergé vers les recommandations suivantes :

1. Le cisaillement maximal du diaphragme augmente avec l'ajout d'ouvertures. Cette augmentation peut être considérablement atténuée en augmentant la distance entre le bord de l'ouverture et le bord du diaphragme.
2. Des forces de tension se développent dans les coins des ouvertures; des fixations sont donc nécessaires pour distribuer ces forces dans le diaphragme, là où les éléments sont discontinus.
3. Il est fortement recommandé d'effectuer une analyse plus approfondie dans le cas d'un diaphragme ayant des ouvertures, sauf si le diaphragme possède une ouverture qui respecte toutes les conditions suivantes :

- a. La profondeur de l'ouverture ne dépasse pas 15 % de la profondeur du diaphragme;
- b. La longueur de l'ouverture ne dépasse pas 15 % de la longueur du diaphragme;
- c. La distance entre le bord du diaphragme et le bord de l'ouverture correspond à au moins 3 fois la dimension de l'ouverture la plus grande;
- d. La portion du diaphragme située entre l'ouverture et le bord du diaphragme (segments du diaphragme de pleine profondeur ou pleine longueur) respecte les exigences en matière de rapport d'aspect maximal de la norme américaine SDPWS⁵ [18]; et
- e. Les coins de l'ouverture sont renforcés en fonction d'une charge équivalente à 50 % de la force maximale de la membrure de tension et de compression du diaphragme.

La figure 18 illustre les critères pour appliquer la méthode simplifiée. Lorsque celle-ci est applicable, le cisaillement maximal de conception du diaphragme devrait être de 1,1 fois le cisaillement maximal nominal et les coins de l'ouverture devraient être renforcés à hauteur de 50 % de la force maximale des membrures de tension et de compression du diaphragme. Si la méthode simplifiée n'est pas applicable, une méthode plus générique devrait être appliquée telle que la méthode de la ferme de toit de Vierendeel. Cette dernière est bien expliquée dans le manuel pour la construction à ossature de bois de moyenne hauteur [1].

⁵ La SDPWS-2021 spécifie un rapport d'aspect maximal L/LD de 3:1 et de 4:1 pour les diaphragmes sans et avec entremise, respectivement. La norme CSA O86 ne spécifie aucun rapport d'aspect maximale pour les diaphragmes.

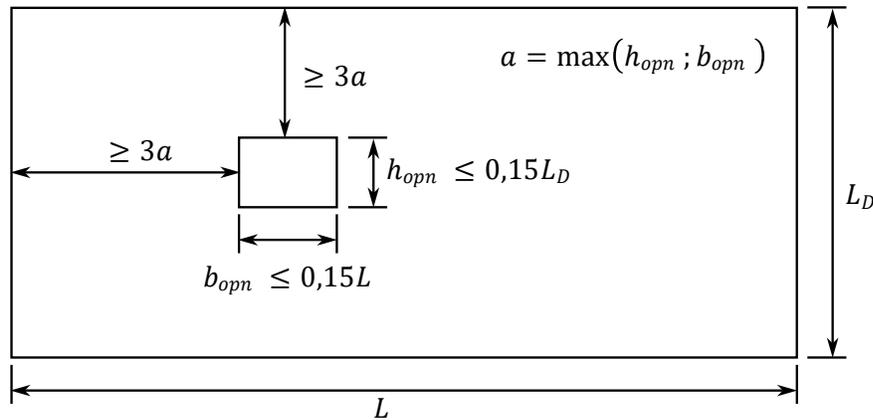


Figure 18. Critère à respecter pour l'application de la méthode simplifiée pour un diaphragme muni d'une ouverture

CONCEPTION FONDÉE SUR LA CAPACITÉ

Le principe de conception basée sur la capacité est relativement récent pour les structures en bois. Ce principe a été introduit dans l'édition 2009 de la norme CSA O86. Ces exigences ont été ajoutées en tenant compte des pratiques actuelles adoptées par la communauté de la conception, des leçons apprises en matière de performance sismique des structures à ossature de bois et des observations tirées des essais sur table de vibration à échelle réelle. Une conception fondée sur la capacité assure une performance adéquate de la structure durant un séisme en s'assurant que la rupture ductile des clous s'effectue essentiellement dans l'ensemble de la structure sans qu'il y ait défaillance des fixations et de connexions de transfert du cisaillement [19].

L'article 11.8.3.2 de la norme CSA O86 exige que le ratio de surcapacité, C_r , évalué à l'aide de l'équation (25), entre l'étage 2 et 1, soit situé entre 0,9 et 1,2 (équation (26)). Ce ratio est imposé sur les deux premiers étages, car des analyses dynamiques plus poussées sur des bâtiments de quatre étages ont démontré que les deux premiers étages sont ceux qui contribuent le plus à la réponse sismique et à la dissipation énergétique du bâtiment [20]. Néanmoins, si le bâtiment compte cinq ou six étages, il est suggéré que les ratios C_3/C_2 , C_4/C_3 et C_5/C_4 soient également validés. Le ratio C_5/C_4 peut ne pas être vérifié pour un bâtiment de cinq étages, car il est très peu probable que le mécanisme d'étage faible se produise à l'étage supérieur.

$$C_i = \frac{V_{ri}}{V_{fi}} \quad (25) \quad 0,9 \leq \frac{C_2}{C_1} \leq 1,2 \quad (26)$$

V_{ri} est la résistance pondérée des murs de refend à l'étage i et V_{fi} est la charge sismique pondérée pour l'étage i calculée avec les coefficients $R_d R_o$ appropriés.

Pour les diaphragmes à ossature de bois supportés par des murs de refend à ossature de bois, la force sismique de conception à chaque étage i , V_{Di} , et dans toutes les directions horizontales doit être déterminée comme suit (article 11.8.4.2 de la norme CSA O86) :

$$V_{Di} = C_{Di} F_i \quad (27)$$

Où C_{Di} est le minimum entre C_i et 1,2 dans toutes les directions horizontales et F_i est la force de conception sismique pour l'étage i pour les murs de refend.

Si les diaphragmes à ossature de bois ne sont pas supportés par des murs de refend à ossature de bois, différentes stratégies de conception peuvent être utilisées selon l'article 11.8.5 de la norme CSA O86. Les diaphragmes peuvent être conçus pour plastifier avant l'atteinte de la résistance des SFRS ou les diaphragmes peuvent être protégés par un ratio de surcapacité afin que la résistance soit limitée par les SFRS. Plus de détails sont fournis à l'article 11.8.5 de la norme CSA O86 et à l'article 4.1.8.15 du CNB.

Selon l'article 11.8.6 de la norme CSA O86, les éléments de transfert de charges tels que les membrures en compression ou tension des diaphragmes, les raccords des éléments en tension, les assemblages autour des ouvertures et tout autre élément de transfert de charge doivent avoir une résistance d'au moins 20% supérieure à la

force de calcul parasismique. Les assemblages et les tirants qui transfèrent les forces de cisaillement entre les segments de SFRS et les diaphragmes doivent avoir une résistance d'au moins 20% supérieure à la force de calcul parasismique à transférer (figure 19). Les parties du diaphragme situées

autour d'un mur décalé doivent être calculées en fonction de charges sismiques qui dépassent d'au moins 20% les forces de calcul parasismique de la SFRS décalée.

À noter que les éléments de tension et de compression des diaphragmes peuvent être les sablières du mur inférieur.

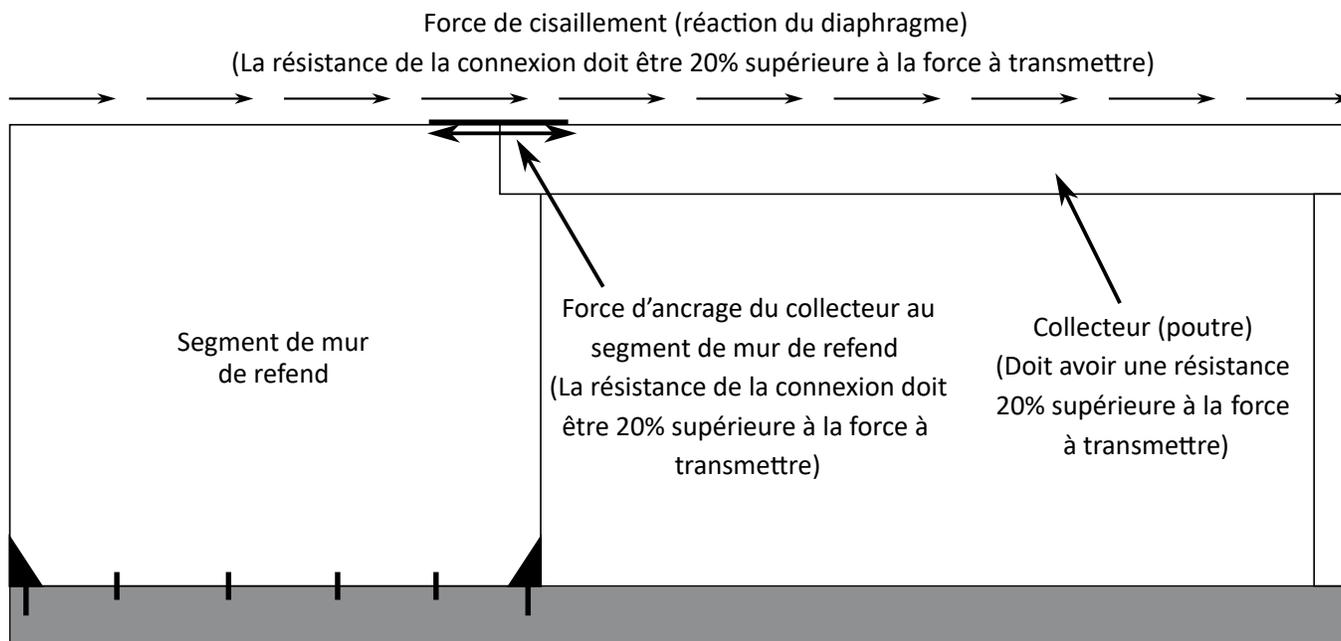


Figure 19. Détail des forces pour un collecteur (d'après [21])

CONCEPTION DES STRUCTURES SUR PODIUM

Le terme « structure sur podium » s'applique généralement à des constructions à ossature de bois de plusieurs étages reposant sur un ou plusieurs étages en béton. L'un des principaux avantages de ce type de construction est la flexibilité des trames structurales pour les premiers étages grâce à la conception d'une dalle de réaction (ou de transfert) qui serait autrement plus complexe à réaliser si la structure était en ossature de bois jusqu'au premier étage. La structure en ossature de bois sur podium est également un moyen efficace de conception pour parfois respecter différents critères prescriptifs du CNB pour un bâtiment ayant différents usages.

Le CNB permet une variation verticale des coefficient $R_d R_o$ selon les spécificités suivantes:

4.1.8.9 4) *Dans le cas des variations verticales de $R_d R_o$, à l'exception des structures hors toit d'au plus deux étages de hauteur dont le poids est de moins de 10 % de W ou de 30 % de W_i par rapport au poids du niveau au-dessous, selon la valeur la plus élevée des deux, 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 au-dessus, et il faut satisfaire aux exigences du paragraphe 4.1.8.15. 6) (voir la note A-4.1.8.9. 4)).*

4.1.8.15 6) *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 SFRS situés sous le niveau où se produit la variation de $R_d R_o$ en tenant compte des forces associées à la résistance du SFRS aux charges latérales au-dessus du niveau en question (voir la note A-4.1.8.15. 6)).*

Selon les commentaires sur les calculs des structures [9], cette disposition a été introduite afin de permettre une démarche de calcul pratique pour de nombreux cas où le maintien d'une valeur constante de $R_d R_o$ ne serait pas faisable, ni nécessaire, à un bon comportement structural au cours d'un séisme comme une structure ductile de murs refend à ossature de bois au-dessus d'une structure en béton rigide à ductilité limitée de 1 ou 2 étages.

Selon ce même commentaire, de manière générale, la méthode d'analyse à privilégier serait une analyse non linéaire. Néanmoins, sous certaines conditions, deux types d'approche linéaire simple peuvent être acceptables.

D'abord, une analyse dynamique linéaire du spectre de réponse est applicable pour des structures régulières où le

changement de $R_d R_o$ est près du niveau du sol, tel qu'un podium de béton limité à deux étages. Selon cette méthode d'analyse, il y a la valeur $R_d R_o$ élevée provenant des étages en bois et la valeur $R_d R_o$ faible provenant du podium en béton. Le modèle analytique du bâtiment devrait comprendre tant les sections en béton qu'en bois, avec leurs propriétés respectives en matière de rigidité. Après avoir calculé la distribution des forces de cisaillement linéaires dans le sens de la hauteur du bâtiment à l'aide de l'analyse du spectre de réponse, la valeur $R_d R_o$ élevée est assumée pour les étages en bois et la force de conception pour le podium en béton est en fonction de la valeur la plus élevée des forces suivantes :

- les forces de la structure entière calculées au moyen de la valeur $R_d R_o$ faible; et
- les forces liées à la résistance aux charge latérales de la partie supérieure de la structure.

À noter que les forces définies au point b) n'ont pas besoin d'être vérifiées si la rigidité du podium en béton est trois fois celle de chacun des étages en bois selon les commentaires sur les calculs des structures [9].

Une autre approche consiste à utiliser la procédure statique équivalente du CNB. Cette méthode est suggérée uniquement si la rigidité du podium en béton est trois fois celle de chacun des étages en bois. Selon cette approche, l'interaction au niveau sismique du béton et de la structure à ossature de bois est pratiquement ignorée. La portion en bois du bâtiment est traitée comme un bâtiment séparé appuyé sur le sol pour lequel une charge sismique est estimée en assumant une période appropriée et la valeur $R_d R_o$ appropriée pour la structure de bois. Le podium en béton est ensuite également traité comme un bâtiment séparé de faible hauteur avec une période appropriée à sa hauteur pour lequel une charge sismique est estimée avec la valeur $R_d R_o$ appropriée pour le podium en béton et en ajoutant à ces forces celles générées en prenant la résistance aux charges latérales calculée à la base de la structure de bois et en l'appliquant comme une charge au haut du podium de béton.

Une méthode très similaire est également proposée dans le manuel pour la construction à ossature de bois de moyenne hauteur [1]. Cette approche se base sur la méthode nommée « *Two-Stage Analysis Procedure* » définie dans l'ASCE 7-22 [15].

ÉTAPES DE CONCEPTION RÉSUMÉES

Le processus suggéré pour déterminer les forces de calcul sismique des murs de refend et des diaphragmes d'une structure à ossature de bois de trois étages ou plus peut se résumer ainsi :

- Déterminer, pour chaque étage, les forces de cisaillement sismique F_i conformément aux articles 4.1.8.11 et 4.1.8.15 du CNB. Il est à noter que les forces minimales du diaphragme spécifiées dans le CNB peuvent dicter la conception dans une certaine mesure (p. ex. : V/n , où V correspond au cisaillement total à la base et n au nombre d'étages);
- Obtenir les forces sismiques latérales pondérées cumulatives V_{fi} pour chaque étage i comme étant la somme des forces sismiques pondérées pour cet étage et les étages supérieurs;
- Distribuer les efforts sur chaque mur de refend en assumant les diaphragmes flexibles si ceux-ci peuvent être assumés comme flexibles, sinon en les distribuant selon la méthode de l'enveloppe;
- Concevoir les murs de refend à chaque étage de la structure à l'aide des charges sismiques pondérées cumulatives et calculer la résistance au cisaillement pondérée réelle de chaque étage, V_{ri} ;
- Calculer le coefficient de surcapacité pour chaque étage C_i comme étant le rapport de V_{ri} et de la charge pondérée pour cet étage V_{fi} ;
- Déterminer les coefficients de surcapacité C_{Di} pour les diaphragmes à chaque étage i comme étant la valeur moindre de C_i et 1,2;
- Déterminer les charges de calcul sismique des diaphragmes à chaque étage en multipliant la charge de cisaillement sismique pondérée pour chaque étage F_i par le coefficient sismique C_{Di} ;
- S'assurer que le rapport C_2/C_1 se situe dans les limites suivantes : $0,9 < C_2/C_1 \leq 1,2$. Si le rapport ne se situe pas à l'intérieur de ces limites, réduire ou augmenter la résistance d'un des étages (soit V_{r1} ou V_{r2});
- Effectuer cette même vérification pour les rapports C_3/C_2 , C_4/C_3 , et C_5/C_4 si le bâtiment compte six étages. Le rapport C_6/C_5 (dans le cas d'un bâtiment de six étages) et le rapport C_5/C_4 (dans le cas d'un bâtiment de cinq étages) peuvent ne pas être vérifiés, car il est très peu probable que le mécanisme d'étage faible se produise à l'étage supérieur.

Pour plus d'information

Samuel Cuerrier Auclair, M.Sc., ing.
Scientifique sénior
Systèmes de construction
samuel.cuerrier-auclair@fpinnovations.ca

Références

- [1] C. Ni et M. Popovski, *Manuel pour la construction à ossature en bois de moyenne hauteur, SP-57F*. Vancouver, BC, Canada: FPIinnovations, 2015. [En ligne]. Disponible à : <https://library.fpinnovations.ca/fr/permalink/fpipub44213/>
- [2] Cecobois, « Guide technique sur la conception de bâtiments de 5 ou 6 étages à ossature légère en bois - Volume 1: renseignement généraux », Cecobois, juin 2016.
- [3] Cecobois, « Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois - 2e édition », Cecobois, mars 2019.
- [4] CWC, *Introduction to wood design - A learning guide to complement the wood design manual*. Ottawa, Ontario, Canada: Canadian Wood Council, 2019.
- [5] Chapitre S-2.1, r. 4 - Code de sécurité pour les travaux de construction, Éditeur officiel du Québec. 2024. [En ligne]. Disponible à : <https://www.legisquebec.gouv.qc.ca/fr/document/rc/S-2.1,%20r.%204%20/>
- [6] American Society of Civil Engineers, ASCE 37-14(R2019), *Design Loads on Structures during Construction*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014. doi: 10.1061/9780784415788.
- [7] NRC, *Code national du bâtiment : Canada : 2020, 978-0-660-37915-9*, 28 mars 2022. doi: 10.4224/y3ef-tg80.
- [8] CSA, *Engineering design in wood (CSA Standard No. O86-24)*, 2024.
- [9] Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, « Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur du Code national du bâtiment du Canada 2020 : Partie 4 de la division B) », Conseil national de recherches du Canada, 978-0-660-72047-0, mars 2025. doi: 10.4224/rnwy-j996.
- [10] E. Karacabeyli et C. Lum, *Guide technique pour la conception et la construction de bâtiments en bois de grande hauteur au Canada*. FPIinnovations, 2022.
- [11] CWC, *Manuel de calcul des charpentes en bois 2021, 9e éd.* Ottawa, Ontario, Canada: Canadian Wood Council, 2022.
- [12] Simpson strong-tie, « Strong-rod systems - Seismic and wind anchor tiedown system guide », C-L-SRSCAN22, 2022. [En ligne]. Disponible à : <https://ssttoolbox.widen.net/view/pdf/2v2swobion/C-L-SRSCAN22.pdf>
- [13] MiTek, « MiTek Catalogue Z4 - Conception aux états limites ». février 2020. [En ligne]. Disponible à : https://mitek.ca/wp-content/uploads/2022/02/1090-Catalogue-Z4_FR_WEB.pdf
- [14] S. Cuerrier Auclair, *Fiche technique de bonnes pratiques - Parement de maçonnerie fixé sur un bâtiment en ossature de bois*. FPIinnovations, 2024.
- [15] American Society of Civil Engineers, ASCE 7-22, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2022. doi: 10.1061/9780784415788.
- [16] American Society of Civil Engineers, ASCE 41-23, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, 2023. doi: 10.1061/9780784416112.
- [17] M. Popovski, S. Cuerrier Auclair, et Z. Chen, *Performance, analysis, and design of mass timber diaphragms, SP-546*. Pointe-Claire, Qc, Canada: FPIinnovations, 2023. [En ligne]. Disponible à : <https://web.fpinnovations.ca/diaphragms/>
- [18] ANSI, *SDPWS - Special Design Provisions for Wind and Seismic with Commentary*, 2021.
- [19] M. Popovski, E. Karacabeyli, P. Lepper, et G. Doudak, « New seismic design provisions for shearwalls and diaphragms in the Canadian standard for engineering design in wood », dans *42nd CIB-W18 Meeting*, Dübendorf, Switzerland, août 2009.
- [20] C. Ni, S. Pei, J. W. Van De Lindt, S. Kuan, et M. Popovski, « Nonlinear Time-History Analysis of a Six-Story Wood Platform Frame Buildings in Vancouver, British Columbia », *Earthquake Spectra*, vol. 28, no 2, p. 621-637, mai 2012, doi: 10.1193/1.4000015.
- [21] F. Chaurette, « Ossature légère en bois - Mur préfabriqué », présenté à Cecobois, janvier 2021. Consulté le: 26 novembre 2024. [En ligne]. Disponible à : https://cecobois.com/wp-content/uploads/2021/01/211029-Pros-du-bois-Ossature-legere-en-bois-Murs-prefabriques_V2.pdf

Info

ISBN 978-0-86488-630-9

2025

web.fpinnovations.ca

FPInnovations 

570, boul. Saint-Jean
Pointe-Claire (Québec)
H9R 3J9