



**BRANCHÉ** sur le **BOIS**



Un projet du Conseil canadien du bois



# Cahier pratique de calcul et d'estimation

*CHARPENTES DE BOIS  
COMMERCIALES D'UN ÉTAGE*

*CAHIER PRATIQUE  
DE CALCUL ET  
D'ESTIMATION*

Un guide des  
charpentes de  
bois commerciales  
d'un étage

*Conseil  
canadien  
du bois*

*Canadian  
Wood  
Council*

© 1999 Copyright  
Conseil canadien du bois  
Canadian Wood Council  
1400 Blair Place, suite 210  
Ottawa, Ontario, Canada  
K1J 9B8  
tél: 1-800-463-5091

ISBN 0-921628-57-9

2M99-4

*Crédits photographiques :*  
D.E. Schaefer Architect Ltd.

*Conception et production :*  
Accurate Design & Communication Inc.

*Impression :*  
Lomor Printers Ltd.



Imprimé au Canada sur du papier recyclé.

*C a h i e r   p r a t i q u e   d e   c a l c u l   e t   d ' e s t i m a t i o n*

<http://topographi.blogspot.com/>

# Préface

Au Canada, le bois se prête bien aux bâtiments commerciaux d'un à quatre étages. Les changements récents au code ont étendu les possibilités d'utilisation du bois et des nouveaux systèmes constructifs d'ingénierie en bois capables de plus longues portées et d'une plus grande capacité portante. Combinés au *Cahier pratique de calcul et d'estimation*, ces deux facteurs devraient ouvrir de nombreux nouveaux horizons aux prescripteurs du bois.

Le *Cahier pratique de calcul et d'estimation* fait partie d'une série de publications destinées à expliquer les étapes nécessaires au calcul et à l'estimation juste des constructions à ossature de bois. Le présent manuel vise les bâtiments commerciaux et industriels jusqu'à 14 400 m<sup>2</sup>.

Le Conseil canadien du bois dispose d'un ensemble complet de publications et d'outils de calculs destinés à faciliter la conception et la construction de charpentes en bois. Parmi ces publications, mentionnons le Manuel de calcul des charpentes en bois auquel il est fait référence dans le présent exemple ainsi que la suite complète du logiciel de calcul des charpentes en bois WoodWorks® (Design Office 99). WoodWorks® (Design Office 99) comprend les modules SIZER, CONNECTIONS et SHEARWALLS qui facilitent le processus de calcul. On trouvera une version de démonstration du logiciel à <http://www.woodworks-software.com/>.

Le plus récent logiciel, CodeCHEK est un outil de contrôle de faisabilité qui permet à l'utilisateur de déterminer aisément la conformité au code des bâtiments en bois sur la base des exigences de sécurité incendie. Cet « applet » gratuit et le logiciel téléchargeable sont disponibles à [www.wood-works.org](http://www.wood-works.org).

La diffusion d'aides au calcul est un des buts du Conseil canadien du bois. On trouvera à [www.wood-works.org](http://www.wood-works.org) un formulaire permettant de recueillir vos commentaires.

Outre les facteurs économiques, les questions environnementales peuvent jouer un rôle dans la prise des décisions de construction de bâtiments. À ce chapitre, le bois dispose des avantages suivants :

- Le bois est le seul matériau de construction majeur qui soit renouvelable.
- Le bois génère moins de pollution à l'étape de la fabrication et consomme moins d'énergie que les autres matériaux de construction.
- Le bois procure de plus grandes économies d'énergie du fait de sa performance thermique supérieure.

Tous les efforts ont été investis pour assurer que les données et les informations présentées ici soient aussi justes que possible. Cependant, le Conseil canadien du bois décline toute responsabilité quant aux erreurs ou aux omissions de la présente publication ainsi qu'aux concepts ou aux plans qui s'en seraient inspirés.

Le Conseil canadien du bois salue la contribution des personnes suivantes à l'élaboration du présent ouvrage :

John Pao, P. Eng., Bogdonov Pao Associates Ltd., Ed Lim, P. Eng., Cloverdale Truss Co. Ltd.

# Table des matières

1.0	Introduction	1
2.0	Agencement	3
2.1	Élévations du bâtiment	3
2.2	Plan du rez-de-chaussée	4
2.3	Plan du toit	5
2.4	Géométrie du bâtiment	6
2.5	Caractéristiques de l'emplacement	6
2.6	Charges permanentes	7
3.0	Calcul préliminaire	9
3.1	Tableaux — Fermes du toit	10
3.2	Tableaux — Produits d'ingénierie en bois	15
3.3	Tableaux — Murs d'ossature	16
3.4	Relevé de matériaux	21
3.5	Tableau — Sommaire des coûts	25
3.6	Tableau — Sommaire des éléments	26
4.0	Calcul	27
4.1	Surcharges dues à la neige	28
4.2	Surcharges dues au vent	31
4.2.1	Pression externe	31
4.2.2	Pressions externe et interne	34
4.2.3	Charges de vent prévues	36
4.2.4	Sommaire des charges dues au vent	38
4.3	Charges dues aux séismes	39
4.3.1	Calculs sismiques	39
4.3.2	Sommaire des charges sismiques	41
4.4	Résultats du chargement latéral	42
4.5	Calcul du diaphragme de toit	43
4.5.1	Calcul du diaphragme	43
4.5.2	Calcul des membrures	44
4.5.3	Calcul des joints	44
4.6	Calcul du mur de cisaillement	45
4.6.1	Calcul du mur de cisaillement	45
4.6.2	Ancrage de la lisse basse	46
4.6.3	Renversement	47
4.6.4	Calcul des membrures	48
4.7	Charges linéaires des murs	49
4.8	Calcul des murs d'ossature	50
4.9	Calcul de poutre composée (B1)	54
4.10	Calcul de poutre LVL (B1)	56
4.11	Calcul de poteau composé (C1)	58
5.0	Conclusion	62

# 1.0 Introduction

Le présent cahier vise à faire valoir les avantages du bois dans la construction commerciale. La grande popularité des bâtiments commerciaux d'un étage et la grande disponibilité du bois au Canada ouvrent de nombreuses perspectives aux projeteurs. Les tables de calcul préliminaire et un exemple de calcul démontrent comment le bois est bien adapté à la construction d'ingénierie.

Cette publication constitue un outil de calcul et d'estimation pour bâtiments commerciaux d'un étage à charpente de bois. Elle facilitera l'évaluation de la faisabilité du projet et l'efficacité coût-avantages des charpentes en bois et comprend :

- Des tableaux d'estimation pour déterminer la faisabilité et la compétitivité en matière de coûts.
- Un exemple de calcul guidé pas à pas destiné à expliquer le calcul initial.

Le cahier est divisé comme suit :

1. **INTRODUCTION** – Informations de base.
2. **AGENCEMENT** – Présente un exemple de bâtiment, y compris élévations, vues en plan et agencements de charpente de toit types. Présente également les charges climatiques, les dimensions et la géométrie du bâtiment.
3. **CALCUL PRÉLIMINAIRE** – Comporte des tableaux incluant une gamme de portées et de conditions de chargement destinés à faciliter l'estimation des quantités de matériaux et des coûts de charpente d'un bâtiment commercial d'un étage. Présente les quantités de matériaux et les coûts du bâtiment type. Des valeurs sous forme de tableaux permettent à l'utilisateur de déterminer rapidement les quantités et les coûts estimatifs d'un bâtiment particulier.
4. **CALCUL** – Présente un exemple de calcul détaillé de chacun des éléments de charpente utilisés dans le bâtiment d'un étage. Les notes dans la marge de gauche renvoient aux sections appropriées des ouvrages suivants :



*Manuel de calcul des charpentes en bois, 1995*



*CSA 086.1-94 Règles de calcul aux états limites des charpentes en bois*



*Code national du bâtiment du Canada*



*Commentaire sur le calcul des structures – CNB 1995 (Partie 4)*

L'exemple de calcul comporte des éléments et des systèmes structuraux types d'un bâtiment commercial en bois, y compris bois d'oeuvre, montants, poteaux, poutres, fermes de bois, bois de charpente composite (SCL) et revêtement intermédiaire.

## 5. CONCLUSION

Les charpentes en bois offrent de nombreux avantages dans le cas de bâtiments commerciaux. Le cahier permet à l'utilisateur d'évaluer rapidement une option de construction. De plus, le bois présente une diversité de choix, dont :

- Coûts de main-d'oeuvre concurrentiels.
- Disponibilité de main-d'oeuvre.
- Facilité de montage et de manutention des matériaux.
- Mise en œuvre plus rapide.
- Options de finition.
- Formes de bâtiment complexes relativement faciles à réaliser.





## 2.0 Agencement

La section 2 présente le bâtiment type faisant l'objet du cahier. Elle indique les dimensions, les élévations et les plans types, les détails des fermes de toit, les données climatiques et les matériaux ainsi que les charges permanentes et leur incidence respectives sur le calcul.

On a opté pour un bâtiment générique afin de démontrer la flexibilité et la polyvalence de la construction en bois.

Les utilisateurs peuvent adapter le format modulaire du bâtiment type à leurs propres

projets en utilisant les tableaux de la section 3 qui couvrent une gamme de portées et de conditions de chargement.

La présence de nombreuses baies dans les murs, dans une zone sismique relativement active, démontre toute la flexibilité de la construction en bois.

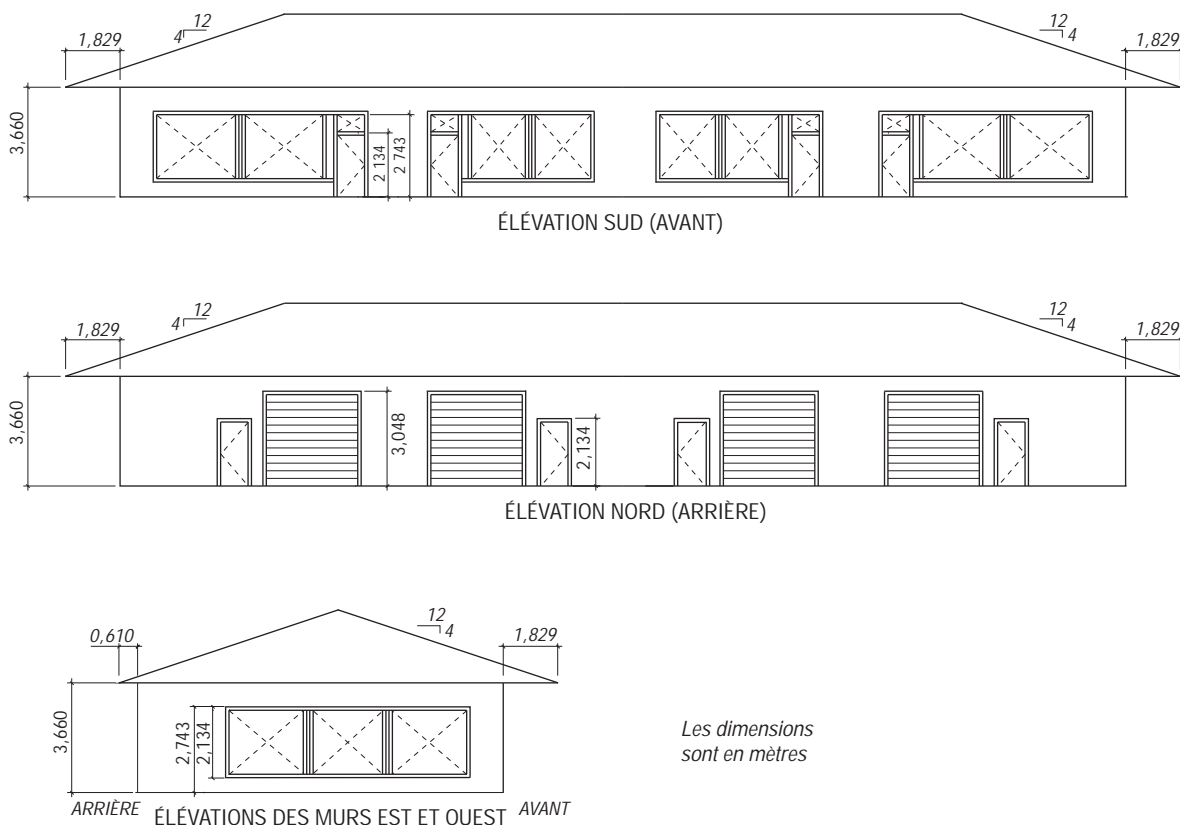
L'exemple retenu est un mail commercial en bande, bien que les tableaux puissent être utilisés pour n'importe quel bâtiment d'un étage.

### 2.1 Élévations du bâtiment

Ces trois élévations illustrent les caractéristiques du bâtiment type. Les caractéristiques comprennent notamment 75 % d'ouvertures dans les baies avant, des fenêtres latérales, des portes de chargement à l'arrière et des

dimensions standard. Une configuration économique de toit en croupe avec pente 4/12 a été choisie pour la structure. Les sections avant et latérales sont surmontées de fermes de bois à porte-à-faux afin de recouvrir les vitrines.

Figure 2.1  
Élévations du bâtiment

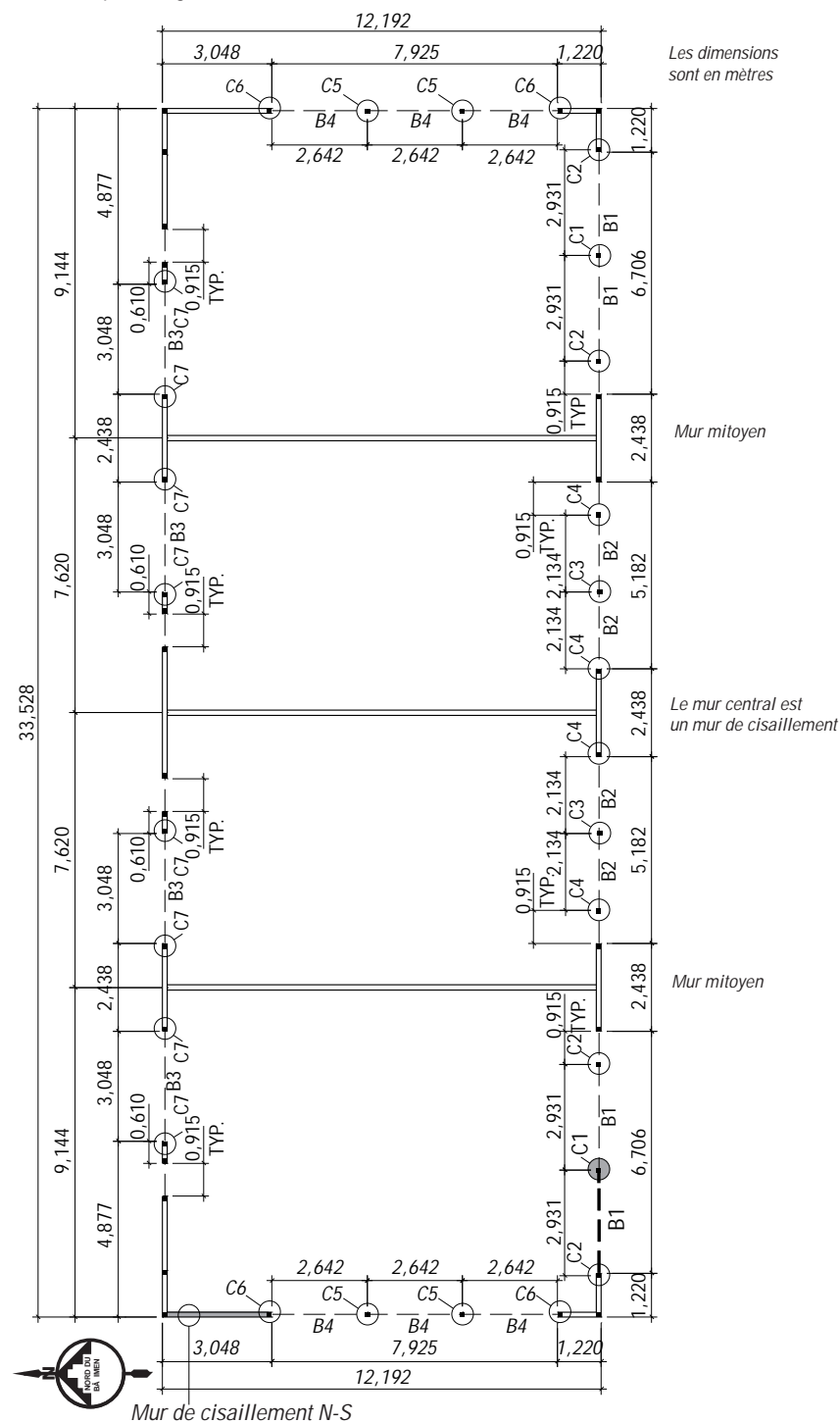


## 2.2 Plan du rez-de-chaussée

Le bâtiment comporte quatre baies de 93-112 m<sup>2</sup> (1000-1200 pi<sup>2</sup>), chacune disposant de fenêtres avant et de portes d'accès de service à l'arrière. Le bâtiment ne nécessite pas de murs porteurs et permet donc de maximiser l'utilisation de l'espace commercial. Les dimensions sont courantes pour ce genre de bâtiment.

La figure 2.2 renvoie aux dimensions et aux éléments de charpente, qui sont ombrés dans la section 4. Les données d'estimation sont dérivées de la figure 2.2.

Figure 2.2  
Plan du  
rez-de-chaussée



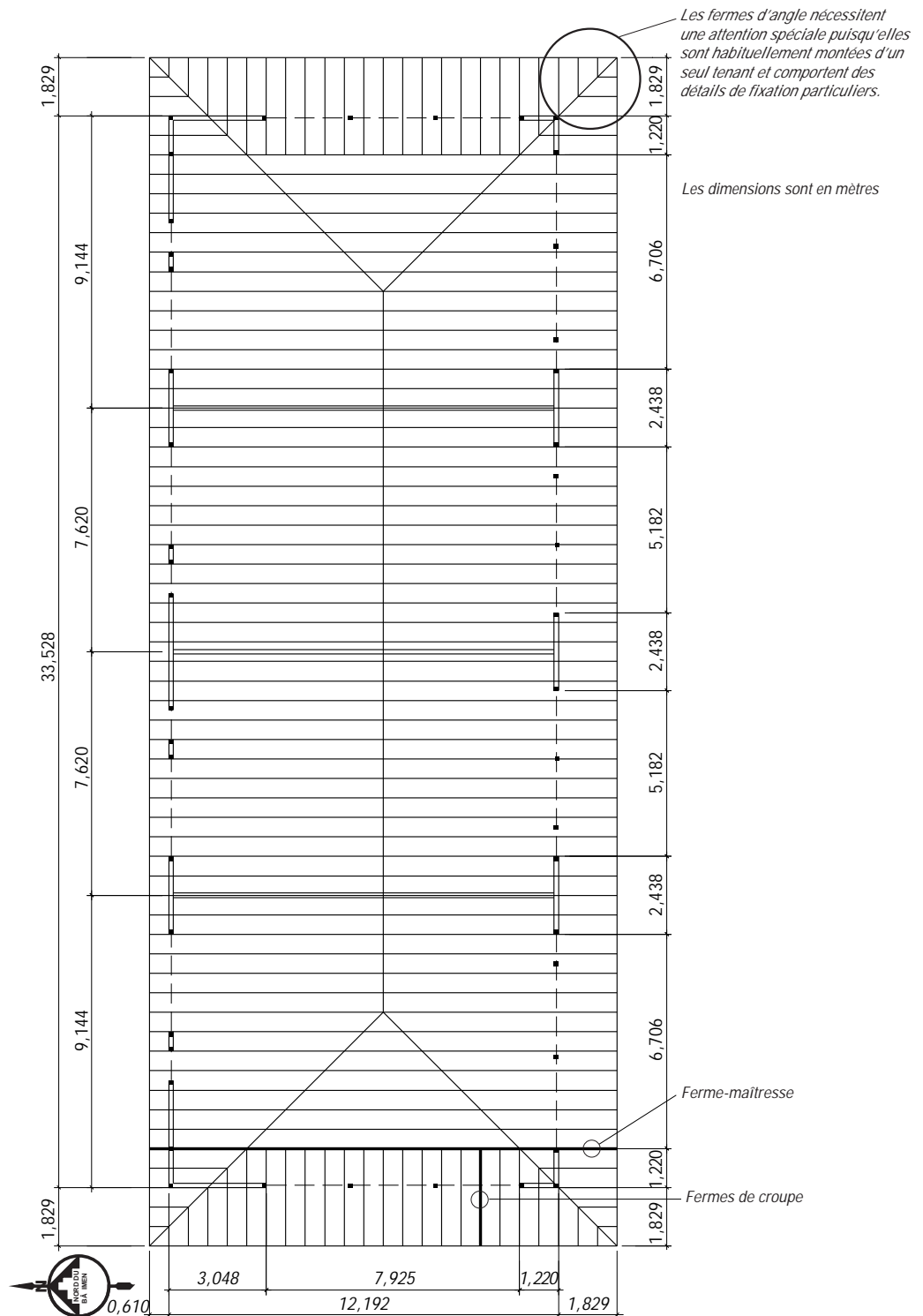


### 2.3 Plan du toit

Le plan du toit illustre le positionnement et l'agencement des fermes en croupe. Le porte-à-faux est de 1,829 m (6 pi) sur trois des faces du bâtiment. Une attention toute particulière doit être apportée aux fermes en porte-à-faux

et à leurs réactions sur les poutres d'appui. Il faut également tenir compte du contreventement latéral des fermes et du transfert approprié des forces latérales aux murs de cisaillement.

Figure 2.3  
Plan du toit



## 2.4 Géométrie du bâtiment

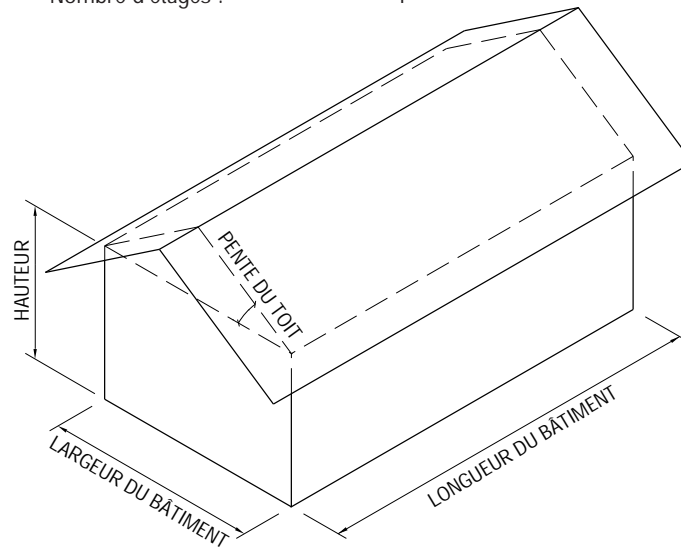
L'emplacement du bâtiment témoin est représentatif d'un cas type. Ce cas particulier utilise une charge de neige modérée, une forte charge

sismique et une légère charge de vent. Les utilisateurs peuvent adapter leur bâtiment en apportant des changements au bâtiment témoin.

### Géométrie du bâtiment

Pente du toit :	18,43° (4/12)
Hauteur sous avant-toit :	3,660 m (12 pi)
Largeur du bâtiment :	12,192 m (40 pi)
Longueur du bâtiment :	33,528 m (110 pi)
Nombre d'étages :	1

Figure 2.4  
Bâtiment standard



## 2.5 Caractéristiques de l'emplacement

Les données de calcul sont celles du Code national du bâtiment du Canada, Annexe C

« Données climatiques pour le calcul des bâtiments au Canada ».

Lieu de référence : Surrey (Colombie-britannique)

### Charges prévues :

Neige	Charge de neige au sol (réurrence 1/30)	$S_s = 2,20 \text{ kPa (45,9 lbf/pi}^2\text{)}$
	Charge de pluie associée	$S_r = 0,30 \text{ kPa (6,26 lbf/pi}^2\text{)}$
Vent	Pression dynamique de référence (réurrence 1/10)	$q_{1/10} = 0,36 \text{ kPa (7,52 lbf/pi}^2\text{)}$
	Pression dynamique de référence (réurrence 1/30)	$q_{1/30} = 0,43 \text{ kPa (8,98 lbf/pi}^2\text{)}$
	Pression dynamique de référence (réurrence 1/100)	$q_{1/100} = 0,52 \text{ kPa (10,9 lbf/pi}^2\text{)}$
Sismiques	Zone sismique d'accélération	$Z_a = 4$
	Zone sismique de vitesse	$Z_v = 4$
	Rapport de vitesse de la zone	$v = 0,20$

## 2.6 Charges permanentes

Les charges permanentes choisies sont représentatives des matériaux de construction types utilisés au Canada pour ce type de construction.

Cependant, les applications diffèrent les unes des autres et l'utilisateur peut modifier le cas de calcul et l'adapter à ses besoins.

### Toit

Acier ondulé $W_D/\text{Cos}$ (18,43)	0,074 kPa	(1,54 lbf/pi <sup>2</sup> )	$W_D = 0,070 \text{ kPa}$ (1,46 lbf/pi <sup>2</sup> )
Revêtement intermédiaire contreplaqué ou OSB $W_D/\text{Cos}$ (18,43) de 12,5 mm	0,079 kPa	(1,65 lbf/pi <sup>2</sup> )	$W_D = 0,075 \text{ kPa}$ (1,57 lbf/pi <sup>2</sup> )
Isolant en matelas, 175 mm	0,035 kPa	(0,73 lbf/pi <sup>2</sup> )	
Fermes du toit (par le fournisseur)	0,096 kPa	(2,00 lbf/pi <sup>2</sup> )	
Plafond panneau sec de 12,5 mm	0,125 kPa	(2,61 lbf/pi <sup>2</sup> )	
Mécanique et électricité	0,145 kPa	(3,03 lbf/pi <sup>2</sup> )	
Divers	0,096 kPa	(2,00 lbf/pi <sup>2</sup> )	
Total relativement à la projection horizontale :	<b>0,65 kPa</b>	<b>(13,57 lbf/pi<sup>2</sup>)</b>	

### Murs extérieurs

Parement d'aluminium	0,070 kPa	(1,46 lbf/pi <sup>2</sup> )
Revêtement intermédiaire contreplaqué ou OSB de 12,5 mm	0,075 kPa	(1,57 lbf/pi <sup>2</sup> )
Montants 38 x 140 mm espacés de 406 mm	0,070 kPa	(1,46 lbf/pi <sup>2</sup> )
Isolant en matelas, 140 mm	0,028 kPa	(0,58 lbf/pi <sup>2</sup> )
Murs, panneau sec de 12,5 mm	0,125 kPa	(2,61 lbf/pi <sup>2</sup> )
Total relativement à la surface murale :	<b>0,37 kPa</b>	<b>(7,68 lbf/pi<sup>2</sup>)</b>

*Ces charges prévues sont celles utilisées pour le calcul.*

Les charges permanentes présentées ci-dessus sont représentatives de certains matériaux de construction courants. Toutes ces valeurs peuvent être remplacées par

celles des matériaux énumérées à la page 571 du **MCCB**. Par exemple : 0,12 kPa pour des bardeaux d'asphalte au lieu de 0,070 kPa pour l'acier ondulé.

## 3.0 Calcul préliminaire

### *Portée*

La section 3 comporte des tableaux et un exemple d'estimation détaillé. Les deux premiers jeux de tableaux (pour le toit et pour les murs d'ossature), permettent à l'utilisateur de choisir une solution en fonction de la géométrie et des charges du bâtiment. Un exemple d'estimation détaillé, dérivé des exigences de calcul de la section 4, est présenté de manière à illustrer l'ensemble du processus d'estimation et de calcul. Un tableau résumé est présenté de manière à souligner les coûts structuraux totaux de chaque élément ainsi que le coût global de la charpente. Un tableau « Résumé des composants » illustre les exigences structurales du même exemple sous trois scénarios de chargement distincts.

### *Paramètres de coût*

Le présent cahier peut faciliter l'estimation des quantités et des coûts d'une charpente de base. Grâce aux tables de coût, l'estimateur peut déterminer l'aire du bâtiment, sa hauteur, sa largeur et son emplacement et ainsi estimer rapidement les coûts de son projet. Deux jeux de tableaux sont présentés : un pour les toits et l'autre pour les murs. Les toits et les murs regroupent l'essentiel des coûts d'un bâtiment d'un étage.

La prescription des matériaux de construction compte essentiellement sur une détermination rapide de la faisabilité du projet. Ce cahier contribue à raccourcir ce processus et à déterminer les effets des changements apportés aux paramètres du bâtiment. Cette méthodologie se base sur des simplifications pour établir une moyenne des coûts d'un système structural. Par conséquent, les tableaux sont recommandés pour les fins d'estimation préliminaire, c'est-à-dire pour les estimations de classe-D. Le processus de soumission exige de déterminer les coûts définitifs qui sont sujets aux fluctuations locales, régionales et commerciales.

### *Comment utiliser les tableaux*

Les tableaux d'estimation permettent à l'utilisateur de déterminer les effets des diverses valeurs de longueur, de largeur, de hauteur, de type et de pente de toit. La modification de la largeur d'un bâtiment ou l'utilisation d'un concept existant à un nouvel endroit, sous d'autres charges, aura une influence sur l'estimation préliminaire.

La première étape consiste à obtenir un indice de coût de chacun des fournisseurs de matériaux, à savoir:

- Fournisseur de fermes –  
\$/pied mesure de planche
- Fournisseur de bois d'oeuvre –  
\$/pied mesure de planche
- Fournisseur de LVL –  
\$/pied mesure de planche
- Fournisseur de revêtement intermédiaire –  
\$/pied carré

L'unité *pied mesure de planche* est utilisée par l'industrie du bois pour mesurer les quantités. Un pied mesure de planche (pmp) équivaut à la largeur nominale multipliée par l'épaisseur nominale (en pouces) et divisée par 12 fois la longueur en pieds. On l'utilise ici pour illustrer les besoins en matériaux relativement à une solution particulière. Par exemple, une ferme de 44 pieds pourrait nécessiter 150 pieds mesure de planche (pmp). En outre, le coût d'un pmp d'une ferme comprend le coût de conception, de fabrication et de matériau. Par exemple, 1,50 \$ pourrait représenter le coût par pmp d'une ferme, pour en arriver à un coût de 225,00 \$ pour la ferme. Cependant, dans le cas du bois d'oeuvre, du revêtement intermédiaire et des produits d'ingénierie en bois, le pmp est plus étroitement associé aux coûts de matériau.

Par conséquent, les coûts en dollars par pmp ou les indices de coût reposent sur certaines hypothèses. Celles-ci sont énumérées à côté de chacun des tableaux qui en font mention. Lorsqu'on demande des coûts en fonction de ces indices, il importe que le fournisseur de matériau comprenne le sens de ces hypothèses. Les coûts associés aux divers matériaux varieront d'une région à l'autre. C'est pourquoi il importe que les indices de coût obtenus soient spécifiques à la région concernée.

Lorsqu'on désire substituer des éléments spécifiques ou brevetés à des produits génériques, il faut dériver les valeurs de calcul des spécifications du fabricant. Il est suggéré de procéder à l'estimation avec précaution puisque l'objet est d'établir une estimation préliminaire. C'est à l'utilisateur qu'il incombe de déterminer avec justesse le coût de chacune des catégories de matériaux envisagées dans le cadre du projet visé.

### 3.1 Tableaux – Fermes du toit

Les tableaux des fermes suivants donnent les pmp de fermes par aire de toit horizontal. Ces chiffres peuvent être traduits en coût de fermes par pied carré d'aire de toit horizontale, par application de l'indice de coût (1,50 \$ par pmp pour le présent exemple).

On peut généralement obtenir cet indice de coût de fermes local ou régional et celui-ci devrait comprendre les coûts de matériau, de main-d'œuvre, de conception et les frais généraux. Ces coûts unitaires sont sujets aux fluctuations locales, régionales et commerciales.

Une ferme utilise habituellement plusieurs qualités et formats de bois d'œuvre. Pour faciliter le processus d'estimation, l'indice de coût comporte un coût de matériau moyen.

Lorsqu'il soumissionne sur un projet spécifique, le fournisseur de fermes soumet un coût plus détaillé.

Les tableaux ci-dessous portent sur deux styles de toit : I) les fermes de divers types et II) les produits en bois d'ingénierie pour les toits plats de faible profondeur utilisés lorsque le dégagement d'étage a une grande importance.

Les tableaux comprennent un porte-à-faux de 1,2 m (4 pi) pour les fermes. L'utilisateur qui vise une estimation budgétaire peut remplacer les valeurs du porte-à-faux par des portées libres, sans changement notable. L'élimination d'un élément d'appui d'âme vertical peut équivaloir, à peu près, à une augmentation de la portée libre de 1,2 m (4 pi).

#### Exemple : Comment utiliser les tableaux de fermes

La présente estimation est basée sur la configuration du bâtiment de calcul témoin.

Les parties ombragées indiquent la solution du calcul témoin de la section 4.

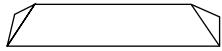
Le premier groupe de tableaux présente une exigence de pmp par pied carré, tandis que le second présente les coûts par pied carré d'aire de toit horizontale.

Étape	Dans l'exemple
1 Choisir le type de système de toit.	Fermes
2 Choisir un profil de toit.	Fermes en croupe du Tableau 3.1.
3 Choisir, dans le tableau Fermes en croupe (pmp/pieds carrés) la portée, la charge prévue et la pente.	La portée est de 13,4 m (y compris le porte-à-faux de 1,2 m), charge de toit prévue de 2 kPa et pente de toit de 4/12.
4 Déterminer, à l'aide du tableau, le nombre de pmp nécessaire par pied carré d'aire de toit horizontal.	Dans la partie ombragée, lire 1,70 pmp/pi <sup>2</sup> d'aire de toit horizontale.
5 Déterminer l'indice de coût du fournisseur de fermes. Voir explication ci-dessus.	Utiliser 1,50 \$ par pmp.
6 Multiplier l'indice par le nombre de pmp/pieds carrés.	1,70 pmp/pi <sup>2</sup> x 1,50 \$ donne 2,55 \$ par pi <sup>2</sup> selon le Tableau 3.6.
7 Multiplier l'aire de bâtiment par 2,55 \$.	2,55 \$ x (44 pi x 110 pi) donne 12,342 \$ pour le système de toit.
8 Pour l'ensemble de calcul du bâtiment, reporter l'aire du bâtiment, le total de pmp et l'indice de coût dans le tableau Résumé des coûts de la page 25.	Aire : 4840 pi <sup>2</sup> . Pmp totaux = 4840 x 1,70 = 8228 et indice de 1,50 \$.

Note : Il s'agit d'un coût préliminaire.

Tableau 3.1

*Pmp par aire de  
toit horizontale (p<sup>2</sup>)  
pour fermes  
en croupe*



Tableaux des besoins en pmp de fermes

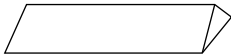
FERMES EN CROUPE	Charges de toit prévues								
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )			2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )			3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )		
pente	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12
portée									
10,4 m (34 pi)	1,46	1,64	1,80	1,63	1,78	1,94	1,85	1,92	1,97
13,4 m (44 pi)	1,70	1,70	1,88	1,70	1,86	2,06	2,04	2,07	2,30
16,5 m (54 pi)	1,64	1,95	2,34	1,67	2,03	2,40	2,02	2,25	2,57
19,5 m (64 pi)	1,81	2,07	–	2,03	2,08	–	2,15	2,41	–

**Notes :**

L'utilisateur notera que l'efficacité est maximale à 16,5 m (54 pi). L'utilisation d'une pente de toit plus faible réduira également les besoins en matériau, surtout dans le cas de la portée de 16,5 m (54 pi).

Tableau 3.2

*Pmp par aire de  
toit horizontale (p<sup>2</sup>)  
pour fermes  
à pignon*



FERMES À PIGNON	Charges de toit prévues								
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )			2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )			3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )		
pente	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12
portée									
10,4 m (34 pi)	1,46	1,58	1,72	1,63	1,78	1,88	2,00	1,92	1,97
13,4 m (44 pi)	1,70	1,70	1,88	1,70	1,86	2,06	2,04	2,07	2,30
16,5 m (54 pi)	1,60	1,95	2,34	1,61	2,03	2,40	2,00	2,25	2,57
19,5 m (64 pi)	1,68	2,07	–	2,08	2,08	–	2,15	2,41	–

**Notes :**

L'utilisateur notera que l'efficacité est maximale à 16,5 m (54 pi). L'utilisation d'une pente de toit plus faible réduira également les besoins en matériau, surtout dans le cas de la portée de 16,5 m (54 pi).



Tableau 3.3

*Pmp par aire de  
toit horizontale ( $pi^2$ )  
pour fermes  
en mansarde*



FERMES EN MANSARDE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )	2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )	3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )
portée			
10,4 m (34 pi)	1,58	1,78	1,92
13,4 m (44 pi)	1,70	1,86	2,07
16,5 m (54 pi)	1,95	2,03	2,25
19,5 m (64 pi)	2,07	2,08	2,41

Tableau 3.4

*Pmp par aire de  
toit horizontale ( $pi^2$ )  
pour fermes à  
faible pente*



FERMES À FAIBLE PENTE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )	2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )	3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )
pente	0,5/12	0,5/12	0,5/12
portée			
10,4 m (34 pi)	1,58	1,78	1,92
13,4 m (44 pi)	1,70	1,86	2,07
16,5 m (54 pi)	1,95	2,03	2,25
19,5 m (64 pi)	2,07	2,08	2,41

Tableau 3.5

*Pmp par aire de  
toit horizontale ( $pi^2$ )  
pour fermes  
monopentes sur  
ferme-maitresse*



FERMES MONOPENTES SUR FERME-MAÎTRESSE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )	2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )	3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )
pente	4/12	4/12	4/12
portée			
20,7 m (68 pi)	2,23	2,77	3,05

*Notes:*

Il est pris pour hypothèse qu'une ferme-maitresse de 7,32 m (24 pi)  
supporte deux fermes monopentes de 10,35 m (34 pi).



### Tableaux des coûts de fermes

Ces tableaux indiquent à l'utilisateur le coût par pied carré basé sur un indice de coût de 1,50 \$ tiré de l'exemple ci-dessus. L'utilisateur doit se procurer cet indice de coût auprès de son fournisseur de fermes puisque ces valeurs fluctuent.

Tableau 3.6

Coût par aire de  
toit horizontale ( $pi^2$ )  
basé sur un indice  
de coût de 1,50 \$  
pour fermes en croupe



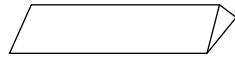
FERMES EN CROUPE	Charges de toit prévues								
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )			2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )			3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )		
portée	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12
10,4 m (34 pi)	2,19 \$	2,47 \$	2,70 \$	2,44 \$	2,68 \$	2,91 \$	2,77 \$	2,88 \$	2,95 \$
13,4 m (44 pi)	2,55 \$	2,55 \$	2,82 \$	2,55 \$	2,79 \$	3,09 \$	3,06 \$	3,11 \$	3,45 \$
16,5 m (54 pi)	2,46 \$	2,93 \$	3,52 \$	2,50 \$	3,05 \$	3,60 \$	3,03 \$	3,37 \$	3,85 \$
19,5 m (64 pi)	2,72 \$	3,10 \$	–	3,04 \$	3,13 \$	–	3,23 \$	3,62 \$	–

#### Notes :

L'utilisateur notera que l'efficacité est maximale à 16,5 m (54 pi). L'utilisation d'une pente de toit plus faible réduira également les besoins en matériau, surtout dans le cas de la portée de 16,5 m (54 pi).

Table 3.7

Coût par aire de  
toit horizontale ( $pi^2$ )  
basé sur un indice  
de coût de 1,50 \$  
pour fermes à pignon



FERMES À PIGNON	Charges de toit prévues								
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )			2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )			3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )		
portée	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12	4/12	6/12	8/12
10,4 m (34 pi)	2,19 \$	2,37 \$	2,58 \$	2,44 \$	2,68 \$	2,81 \$	3,00 \$	2,88 \$	2,95 \$
13,4 m (44 pi)	2,55 \$	2,55 \$	2,82 \$	2,55 \$	2,79 \$	3,09 \$	3,06 \$	3,11 \$	3,45 \$
16,5 m (54 pi)	2,40 \$	2,93 \$	3,52 \$	2,42 \$	3,05 \$	3,60 \$	3,00 \$	3,37 \$	3,85 \$
19,5 m (64 pi)	2,52 \$	3,10 \$	–	3,11 \$	3,13 \$	–	3,23 \$	3,62 \$	–

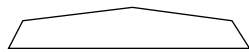
#### Notes :

L'utilisateur notera que l'efficacité est maximale à 16,5 m (54 pi). L'utilisation d'une pente de toit plus faible réduira également les besoins en matériau, surtout dans le cas de la portée de 16,5 m (54 pi).



Tableau 3.8

Coût par aire de toit horizontale ( $\text{pi}^2$ ) basé sur un indice de coût de 1,50 \$ pour fermes en mansarde



FERMES EN MANSARDE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )	2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )	3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )
portée			
10,4 m (34 pi)	2,37 \$	2,68 \$	2,88 \$
13,4 m (44 pi)	2,55 \$	2,79 \$	3,11 \$
16,5 m (54 pi)	2,93 \$	3,05 \$	3,37 \$
19,5 m (64 pi)	3,10 \$	3,13 \$	3,62 \$

Tableau 3.9

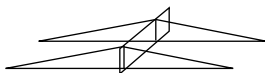
Coût par aire de toit horizontale ( $\text{pi}^2$ ) basé sur un indice de coût de 1,50 \$ pour fermes à faible pente



FERMES À FAIBLE PENTE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )	2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )	3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )
pente	0,5/12	0,5/12	0,5/12
portée			
10,4 m (34 pi)	2,37 \$	2,68 \$	2,88 \$
13,4 m (44 pi)	2,55 \$	2,79 \$	3,11 \$
16,5 m (54 pi)	2,93 \$	3,05 \$	3,37 \$
19,5 m (64 pi)	3,10 \$	3,13 \$	3,62 \$

Tableau 3.10

Coût par aire de toit horizontale ( $\text{pi}^2$ ) basé sur un indice de coût de 1,50 \$ pour fermes monopentes sur ferme-maitresse



FERMES MONOPENTES SUR FERME-MAÎTRESSE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )	2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )	3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )
pente	4/12	4/12	4/12
portée du système			
20,7 m (68 pi)	3,34 \$	4,16 \$	4,57 \$

## Notes :

Il est pris pour hypothèse qu'une ferme-maitresse de 7,32 m (24 pi) supporte deux fermes monopentes de 10,35 m (34 pi).

*Hypothèses des tableaux de fermes du toit*

- Le coût est basé sur des situations types avec les charges de toit prévues 1, 2 et 3 kPa. Les accumulations de neige et les charges mécaniques n'ont pas été prises en compte puisque ces cas peuvent différer très fortement.
- Les fermes sont espacées de 610 mm entre axes.
- Chaque portée comporte un porte-à-faux de 1,2 m (4 pi).
- Les tableaux sont basés sur l'empreinte des fermes relativement au calcul des aires.
- L'indice pmp comprend le coût complet d'une ferme non livrée.
- L'indice de coût de ferme pmp a été établi à 1,50 \$ par pied carré de couverture horizontale.

### 3.2 Tableaux – Produits d'ingénierie en bois

Une variante de toit plat consisterait à utiliser des produits d'ingénierie en bois de la manière indiquée ci-dessous. Si les

exigences de votre bâtiment requièrent une hauteur d'étage supérieure, ces produits pourraient être avantageux.

Tableau 3.11  
Bois d'ingénierie  
Solutions – Produits

SOLIVES DE BOIS EN I OU FERMES À TREILLIS TUBULAIRE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi²)	2 kPa (40 lbf/pi²)	3 kPa (60 lbf/pi²)
portée			
10,4 m (34 pi)	406 mm 16 po série 350	559 mm 22 po série L60	584 mm 23 po série TJL OW
13,4 m (44 pi)	559 mm 22 po série L60	711 mm 28 po série TJL OW	965 mm 38 po série TJLX OW
16,5 m (54 pi)	610 mm 24 po série H90	1016 mm 40 po série TJLX	1118 mm 44 po série TJS OW
19,5 m (64 pi)	940 mm 37 po série TJLX OW	1143 mm 45 po série TJS OW	1016 mm 40 po série TJH OW

Tableau 3.12  
Bois d'ingénierie  
Coûts – Produits  
par aire de toit  
horizontale (p²)

SOLIVES DE BOIS EN I OU FERMES À TREILLIS TUBULAIRE	Charges de toit prévues		
	1 kPa (20 lbf/pi²)	2 kPa (40 lbf/pi²)	3 kPa (60 lbf/pi²)
portée			
10,4 m (34 pi)	1,58 \$	1,59 \$	2,34 \$
13,4 m (44 pi)	1,59 \$	2,47 \$	3,10 \$
16,5 m (54 pi)	2,30 \$	2,87 \$	3,63 \$
19,5 m (64 pi)	2,65 \$	3,63 \$	5,35 \$

#### Notes :

Ces exemples de coûts furent communiqués par Trus Joist MacMillan aux fins d'estimation préliminaire. Il incombe à l'utilisateur de s'informer des coûts représentatifs auprès de son fournisseur, puisque de nombreux fournisseurs offrent une grande diversité de produits et de configurations.

#### Hypothèses des tableaux de produits en bois d'ingénierie

- Le coût est basé sur des situations types avec les charges de toit prévues 1, 2 et 3 kPa. Les accumulations de neige et les charges mécaniques n'ont pas été prises en compte puisque ces cas peuvent différer très fortement.
- Les éléments en bois d'ingénierie sont espacés de 610 mm entre axes.
- Les portées des tableaux comportent un porte-à-faux de 1,2 m (4 pi). Par conséquent, la portée libre est de 1,2 m (4 pi) plus courte que la portée du système.
- S'il veut réaliser la pleine portée du système, l'utilisateur est invité à communiquer avec son fournisseur de produits d'ingénierie en bois.
- Ces tableaux sont basés sur une charge permanente de 0,67 kPa (14 lbf/pi²).

### 3.3 Tableaux – Murs d'ossature

Les tableaux pour murs d'ossature ci-dessous indiquent le format, la hauteur et le coût par mètre relativement à diverses configurations.

Les tableaux généraux pour murs d'ossature indiquent les coûts associés à une hauteur et à un espacement de montants particuliers relativement à une diversité de cas.

Les tableaux solutions pour murs d'ossature indiquent la solution la plus économique et le coût par mètre pour une largeur de bâtiment et une charge de toit à l'aide d'un coût de 0,50 \$ par pmp.

Cet indice de coût devrait être fourni par le fournisseur local de bois d'oeuvre et est sous réserve des fluctuations locales, régionales et commerciales.

#### Tableaux généraux – Murs d'ossature

Tableau 3.13  
Besoins en  
montants de  
38x89 mm

89 mm 2 x 4	espacement mm (po)	hauteur m (pi)	pmp/m de mur	\$/m de mur
	305(12)	3,05 (10)	32,8	16,40 \$
		3,66 (12)	37,2	18,59 \$
		4,27 (14)	43,7	21,87 \$
		4,88 (16)	48,1	24,06 \$
	406(16)	3,05 (10)	27,3	13,67 \$
		3,66 (12)	30,6	15,31 \$
		4,27 (14)	36,1	18,04 \$
		4,88 (16)	39,4	19,68 \$
	610(24)	3,05 (10)	21,9	10,94 \$
		3,66 (12)	24,1	12,03 \$
		4,27 (14)	28,4	14,22 \$
		4,88 (16)	30,6	15,31 \$

Tableau 3.14  
Besoins en  
montants de  
38x140 mm

140 mm 2 x 6	espacement mm (po)	hauteur m (pi)	pmp/m de mur	\$/m de mur
	305(12)	3,05 (10)	49,2	24,61 \$
		3,66 (12)	55,8	27,89 \$
		4,27 (14)	65,6	32,81 \$
		4,88 (16)	72,2	36,09 \$
	406(16)	3,05 (10)	41,0	20,51 \$
		3,66 (12)	45,9	22,97 \$
		4,27 (14)	54,1	27,07 \$
		4,88 (16)	59,1	29,53 \$
	610(24)	3,05 (10)	32,8	16,40 \$
		3,66 (12)	36,1	18,04 \$
		4,27 (14)	42,7	21,33 \$
		4,88 (16)	45,9	22,97 \$

Tableau 3.15  
Besoins en  
montants de  
38x184 mm

184 mm 2 x 8	<i>espacement mm (po)</i>	<i>hauteur m (pi)</i>	<i>pmp/m de mur</i>	<i>\$/m de mur</i>
305(12)		3,05 (10)	65,6	32,81 \$
		3,66 (12)	74,4	37,18 \$
		4,27 (14)	87,5	43,74 \$
		4,88 (16)	96,2	48,12 \$
406(16)		3,05 (10)	54,7	27,34 \$
		3,66 (12)	61,2	30,62 \$
		4,27 (14)	72,2	36,09 \$
		4,88 (16)	78,7	39,37 \$
610(24)		3,05 (10)	43,7	21,87 \$
		3,66 (12)	48,1	24,06 \$
		4,27 (14)	56,9	28,43 \$
		4,88 (16)	61,2	30,62 \$

Tableau 3.16  
Besoins en  
montants de  
38x235 mm

235 mm 2 x 10	<i>espacement mm (po)</i>	<i>hauteur m (pi)</i>	<i>pmp/m de mur</i>	<i>\$/m de mur</i>
305(12)		3,05 (10)	82,0	41,01 \$
		3,66 (12)	93,0	46,48 \$
		4,27 (14)	109,4	54,68 \$
		4,88 (16)	120,3	60,15 \$
406(16)		3,05 (10)	68,4	34,18 \$
		3,66 (12)	76,6	38,28 \$
		4,27 (14)	90,2	45,11 \$
		4,88 (16)	98,4	49,21 \$
610(24)		3,05 (10)	54,7	27,34 \$
		3,66 (12)	60,1	30,07 \$
		4,27 (14)	71,1	35,54 \$
		4,88 (16)	76,6	38,28 \$

*Notes:*

1. Les coûts sont exprimés en dollars par mètre.
2. La seconde colonne représente les pmp par mètre de mur.
3. Ces tableaux s'appliquent à des montants de 38 mm d'épaisseur.

### *Hypothèses des tableaux de murs d'ossature*

- Les coûts sont basés sur un indice de coût de 0,50 \$ par pmp.
- Les murs d'ossature comportent une sablière double et une lisse basse simple et des supports de clouage espacés d'au plus 1,2 m.
- Ces tableaux indiquent les résultats pour charges de gravité et charges de vent.  
Il n'a pas été tenu compte dans le calcul de l'incidence des murs de cisaillement.

### *Exemple*

Les parties ombragées indiquent la solution à l'exemple de calcul présenté dans la partie 4.

#### *Étape*

- 1 Choisir le tableau correspondant à la largeur de votre bâtiment.
- 2 Choisir la hauteur de mur et la charge de toit prévue.
- 3 Déterminer la rencontre de 3,66 m et 2 kPa.
- 4 Déterminer le coût de 38 x 140 mm espacés de 406 mm.

#### *Dans l'exemple*

12,2 m (40 pi) du Tableau 3.18.  
Hauteur de mur de 3,66 m (12 pi), charge de toit prévue de 2 kPa.  
Sous Solution, lire 6 à 16, utiliser 38 x 140 mm espacés de 406 mm.  
Obtenir 45,9 pmp par mètre de matériau au coût de 22,97 \$/mètre.

*Note : Il s'agit d'une estimation de coût préliminaire.*



### Tableaux des ossatures murales les plus économiques

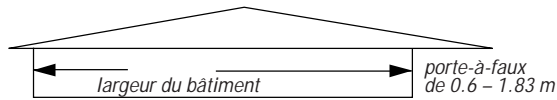


Tableau 3.17  
Ossature murale  
la plus économique  
pour des systèmes  
de 9,1 m de largeur

Largeur de bâtiment Charge de toit prévue	9,1 m (30 pi)								
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )			2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )			3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )		
Longueur de montant	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m
3,05 m (10 pi)	4 à 12	32,8	16,40\$	4 à 12	32,8	16,40\$	6 à 16	41,0	20,51\$
3,66 m (12 pi)	6 à 16	45,9	22,97\$	6 à 16	45,9	22,97\$	6 à 16	45,9	22,97\$
4,27 m (14 pi)	6 à 16	54,1	27,07\$	6 à 16	54,1	27,07\$	6 à 12	65,6	32,81\$
4,88 m (16 pi)	8 à 24	61,2	30,62\$	8 à 24	61,2	30,62\$	8 à 16	78,7	39,37\$

Tableau 3.18  
Ossature murale  
la plus économique  
pour des systèmes  
de 12,2 m de largeur

Largeur de bâtiment Charge de toit prévue	12,2 m (40 pi)								
	1 kPa (20 lbf/pi <sup>2</sup> )			2 kPa (40 lbf/pi <sup>2</sup> )			3 kPa (60 lbf/pi <sup>2</sup> )		
Longueur de montant	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m
3,05 m (10 pi)	4 à 12	32,8	16,40\$	6 à 16	41,0	20,51\$	6 à 16	41,0	20,51\$
3,66 m (12 pi)	6 à 16	45,9	22,97\$	6 à 16	45,9	22,97\$	6 à 16	45,9	22,97\$
4,27 m (14 pi)	6 à 16	54,1	27,07\$	6 à 16	54,1	27,07\$	8 à 24	56,9	28,43\$
4,88 m (16 pi)	8 à 24	78,7	39,37\$	8 à 16	78,7	39,37\$	8 à 16	78,7	39,37\$

**Notes :**

1. 4 à 12 est un montant de 38 x 89 mm à espacement de 305 mm
2. 6 à 12 est un montant de 38 x 140 mm à espacement de 305 mm
3. 6 à 16 est un montant de 38 x 140 mm à espacement de 406 mm
4. 8 à 12 est un montant de 38 x 184 mm à espacement de 305 mm
5. 8 à 16 est un montant de 38 x 184 mm à espacement de 406 mm
6. 8 à 24 est un montant de 38 x 184 mm à espacement de 610 mm



Tableau 3.19  
Ossature murale  
la plus économique  
pour des systèmes  
de 15,2 m de largeur

Largeur de bâtiment Charge de toit prévue	15,2 m (50 pi)								
	1 kPa (20 lbf/pi²)			2 kPa (40 lbf/pi²)			3 kPa (60 lbf/pi²)		
Longueur de montant	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m
3,05 m (10 pi)	4 à 12	32,8	16,40 \$	6 à 16	41,0	20,51 \$	6 à 16	41,0	20,51 \$
3,66 m (12 pi)	6 à 16	45,9	22,97 \$	6 à 16	45,9	22,97 \$	6 à 16	45,9	22,97 \$
4,27 m (14 pi)	6 à 16	54,1	27,07 \$	6 à 12	65,6	32,81 \$	6 à 12	65,6	32,81 \$
4,88 m (16 pi)	8 à 16	78,7	39,37 \$	8 à 16	78,7	39,37 \$	8 à 16	78,7	39,37 \$

Tableau 3.20  
Ossature murale  
la plus économique  
pour des systèmes  
de 18,3 m de largeur

Largeur de bâtiment Charge de toit prévue	18,3 m (60 pi)								
	1 kPa (20 lbf/pi²)			2 kPa (40 lbf/pi²)			3 kPa (60 lbf/pi²)		
Longueur de montant	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m	Solution	Pmp/m	Coût/m
3,05 m (10 pi)	4 à 12	32,8	16,40 \$	6 à 16	41,0	20,51 \$	6 à 16	41,0	20,51 \$
3,66 m (12 pi)	6 à 16	45,9	22,97 \$	6 à 16	45,9	22,97 \$	6 à 12	55,8	27,89 \$
4,27 m (14 pi)	6 à 16	54,1	27,07 \$	6 à 12	65,6	32,81 \$	8 à 16	72,2	36,09 \$
4,88 m (16 pi)	8 à 16	78,7	39,37 \$	8 à 16	78,7	39,37 \$	8 à 16	78,7	39,37 \$

*Notes :*

1. 4 à 12 est un montant de 38 x 89 mm à espacement de 305 mm
2. 6 à 12 est un montant de 38 x 140 mm à espacement de 305 mm
3. 6 à 16 est un montant de 38 x 140 mm à espacement de 406 mm
4. 8 à 12 est un montant de 38 x 184 mm à espacement de 305 mm
5. 8 à 16 est un montant de 38 x 184 mm à espacement de 406 mm
6. 8 à 24 est un montant de 38 x 184 mm à espacement de 610 mm

*Hypothèses des tableaux des ossatures murales les plus économiques*

- Les charges de vent utilisées pour déterminer la pression latérale sont basées sur un  $q_{30}$  de 0,5 kPa et un  $q_{10}$  de 0,4 kPa.
- Il a été supposé une durée d'application courte pour charge combinée.
- Il a été supposé une utilisation en milieu sec et l'absence de traitement.
- Les montants sont immobilisés et retenus latéralement par le revêtement intermédiaire qui prévient également le flambage dans l'axe le plus faible.
- Le mur respecte les critères d'un système de cas 2.
- La largeur du bâtiment est la distance d'un mur extérieur à un autre mur extérieur.
- Les tableaux tiennent compte d'un porte-à-faux de 0,6 à 1,83 m (2 à 6 pi).
- Les tableaux généraux présentent les coûts de nombreux ensembles de murs d'ossature pour ceux qui ont déjà complété leurs calculs.
- Ces coûts sont basés sur un indice de coût de 0,50 \$ par pmp.

### 3.4 Relevé de matériaux

Le relevé de matériau constitue un exemple détaillé des quantités estimatives du calcul type. Chaque élément est calculé de façon exacte et le document laisse à l'utilisateur la possibilité d'ajouter un pourcentage pour tenir compte des découpes, des chutes, du contreventement et du renforcement des grandes baies.

#### Aires totales des murs et du toit

Pour calculer les aires de mur afin de déterminer les quantités de montants, la surface de chaque mur est calculée et l'aire des ouvertures est soustraite de manière à déterminer l'aire de mur exacte. Ce calcul est fait pour déterminer les quantités de revêtement intermédiaire et de montants.

#### Extérieur

Aire du mur nord :	$3,660 \times 33,528 =$	122,7	m <sup>2</sup>
Aire du mur sud :	$3,660 \times 33,528 =$	122,7	m <sup>2</sup>
Aire du mur est :	$3,660 \times 12,192 =$	44,6	m <sup>2</sup>
Aire du mur ouest :	$3,660 \times 12,192 =$	44,6	m <sup>2</sup>
		<hr/>	
		334,7	m <sup>2</sup>

#### Intérieur

Aire du mur de cisaillement :	$3,660 \times 12,192 =$	44,6	m <sup>2</sup>
Aire des murs mitoyens (x 2) :	$3,660 \times 12,192 \times 2 =$	89,2	m <sup>2</sup>
		<hr/>	
		133,8	m <sup>2</sup>

#### Fenêtres

##### Mur nord :

Baies de chargement	$3,048 \times 3,048 \times 4 =$	37,2	m <sup>2</sup>
Portes du personnel	$0,915 \times 2,134 \times 4 =$	7,8	m <sup>2</sup>
		<hr/>	
		45,0	m <sup>2</sup>

##### Mur sud :

Baies fenêtre de bout/porte	$6,706 \times 2,134 \times 2 =$	28,6	m <sup>2</sup>
Baies fenêtre centre/porte	$5,182 \times 2,134 \times 2 =$	22,1	m <sup>2</sup>
		<hr/>	
		50,7	m <sup>2</sup>

##### Mur est :

Baie de fenêtre	$7,925 \times 2,134 =$	16,9	m <sup>2</sup>
-----------------	------------------------	------	----------------

##### Mur ouest :

Baie de fenêtre	$7,925 \times 2,134 =$	16,9	m <sup>2</sup>
Aire de fenêtre totale :		<hr/>	
		129,5	m <sup>2</sup>

Aire de mur totale pour revêtement de 12,5 mm : 339,0 m<sup>2</sup>

L'aire du toit est calculée relativement au toit en croupe de l'exemple. Les quatre panneaux du toit font l'objet d'un calcul tridimensionnel exact. Leur total constitue le besoin en revêtement intermédiaire de toit. Une fois encore, c'est à l'estimateur qu'il incombe de prévoir une quantité additionnelle de revêtement intermédiaire pour tenir compte des configurations de toit particulières.

#### *Toit*

Dans le cas d'un toit à pente de 4/12 (18,43°), le calcul se fait comme suit :

$$\text{Pentes est et ouest : } 2(0,5 (14,631 \times 7,71)) = 112,8 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Pentes nord et sud : } 2(0,5 (37,187 + 22,555) \times 7,71) = 460,6 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Aire de toit totale : } 573,4 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Alternativement } (37,187 \times 14,631) / \cos (18,43) = 573,4 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Aire de toit totale pour revêtement de 12,5 mm : } 573,4 \quad \text{m}^2$$

#### *Murs d'ossature*

La longueur totale des montants des murs est calculée en fonction de l'aire de mur couverte. Dans le cas du présent exemple, le mur de cisaillement et les murs mitoyens utilisent un espacement de 610 mm comparativement à 406 mm pour les murs extérieurs.

##### *Montants espacés de 406 mm*

Aire de surface extérieure du mur (moins les fenêtres) :

$$334,7 - 129,5 = 205,1 \quad \text{m}^2$$

Longueur totale des montants espacés de 406 mm

$$205,1 / 0,406 = 506,5 \quad \text{m}$$

##### *Montants espacés de 610 mm*

$$\text{Aire de surface intérieure du mur : } 133,8 \quad \text{m}^2$$

Longueur totale des montants espacés de 610 mm

$$133,8 / 0,610 = 219,42 \quad \text{m}$$

$$\text{Longueur totale de montants de 38x140 mm (2x6) : } 725,9 \quad \text{m}$$

### Poteaux

Les calculs des poteaux et des poutres sont relativement simples. On détermine les besoins en matériaux en multipliant le nombre d'éléments de la membrure structurale par la longueur des éléments.

<i>Poteau C1 38x140 mm (5 plis)</i>	quantité = 2	
longueur totale de 38x140 mm :	$2 \times 5 \times 3,660 =$	36,6 m
<i>Poteau C2 38x140 mm (3 plis)</i>	quantité = 4	
longueur totale de 38x140 mm :	$4 \times 3 \times 3,660 =$	43,9 m
<i>Poteau C3 38x140 mm (5 plis)</i>	quantité = 2	
longueur totale de 38x140 mm :	$2 \times 5 \times 3,660 =$	36,6 m
<i>Poteau C4 38x140 mm (3 plis)</i>	quantité = 4	
longueur totale de 38x140 mm :	$4 \times 3 \times 3,660 =$	43,9 m
<i>Poteau C5 38x140 mm (4 plis)</i>	quantité = 4	
longueur totale de 38x140 mm :	$4 \times 4 \times 3,660 =$	58,6 m
<i>Poteau C6 38x140 mm (2 plis)</i>	quantité = 4	
longueur totale de 38x140 mm :	$4 \times 2 \times 3,660 =$	29,3 m
<i>Poteau C7 38x140 mm (3 plis)</i>	quantité = 8	
longueur totale de 38x140 mm :	$8 \times 3 \times 3,660 =$	87,8 m
<i>Longueur totale de poteaux 38x140 mm (2x6) :</i>		<u>336,7 m</u>



### *Poutres LVL*

*Poutre B1 45 x 302 mm (2 plis)*      quantité = 4

longueur totale de 45x302 mm :       $4 \times 2 \times 3,211 = 25,7 \text{ m}$

*Poutre B2 45 x 302 mm (2 plis)*      quantité = 4

longueur totale de 45x302 mm :       $4 \times 2 \times 2,414 = 19,3 \text{ m}$

*Poutre B3 45 x 302 mm (2 plis)*      quantité = 4

longueur totale de 45x302 mm :       $4 \times 2 \times 3,328 = 26,6 \text{ m}$

Longueur totale de poutres LVL de 45x302 mm (1 3/4 x 11 7/8) :      71,6 m

### *Poutres en gros bois d'oeuvre*

*Poutre B4 38x286 mm (3 plis)*      quantité = 6

longueur totale de 38x286 mm :       $6 \times 3 \times 2,922 = 52,6 \text{ m}$

Longueur totale de poutres en gros bois d'oeuvre de 38x286 mm (2x12) : 52,6 m

Les résultats de cette estimation de quantités sont reportés dans le tableau  
*Sommaire des coûts* pour l'estimation des coûts du projet.



### 3.5 Tableau – Sommaire des coûts

Ce tableau résume les coûts de chaque élément et, au moyen d'un indice de prix type, calcule le coût du projet. L'utilisateur devrait obtenir son propre indice de prix type, en fonction des quantités, pour fins d'estimation spécifiques.

Ces quantités peuvent être déterminées avec plus de précision dans le cadre d'un processus de calcul complet qui fournit à l'utilisateur les dimensions et les quantités exactes. Cependant, en se servant des tableaux pour le toit et les murs d'ossature, l'utilisateur

peut estimer le coût de ces éléments avec une relative justesse. L'estimation des poutres et des poteaux peut être dérivée des tableaux apparaissant dans le MCCB et des calculs simples. Les besoins en revêtement intermédiaire peuvent être déterminés à partir des calculs d'aires de surface. L'utilisateur doit cependant procéder à un calcul détaillé dans le cas des besoins en murs de cisaillement et en diaphragmes. Une fois que les quantités de matériaux ont été déterminées, l'estimation des coûts, basée sur les indices de coûts, devrait être établie par les fournisseurs de matériaux respectifs.

Tableau 3.21  
Tableau –  
Sommaire des coûts

Éléments structuraux	Dimensions des éléments	Quantité requise	pmp <sup>1</sup>	Indice de prix (par pmp)	Coût
Murs d'ossature	N° 1/N° 2 SPF 38x140 mm espacés de 406 mm	725,9 m	2381	0,50 \$	1,190,47 \$
Poteau C1	N° 1/N° 2 SPF (5) 38x140 mm	36,6 m	120	0,50 \$	60,02 \$
Poteau C2	N° 1/N° 2 SPF (3) 38x140 mm	43,9 m	144	0,50 \$	72,00 \$
Poteau C3	N° 1/N° 2 SPF (5) 38x140 mm	36,6 m	120	0,50 \$	60,02 \$
Poteau C4	N° 1/N° 2 SPF (3) 38x140 mm	43,9 m	144	0,50 \$	72,00 \$
Poteau C5	N° 1/N° 2 SPF (4) 38x140 mm	58,6 m	192	0,50 \$	96,10 \$
Poteau C6	N° 1/N° 2 SPF (2) 38x140 mm	29,3 m	96	0,50 \$	48,05 \$
Poteau C7	N° 1/N° 2 SPF (3) 38x140 mm	87,8 m	288	0,50 \$	143,99 \$
Montants nains	N° 1/N° 2 SPF (2) 38x140 mm	247,0 m	810	0,50 \$	405,08 \$
		1309,6 m	4295 PMP		2,147,74 \$
Sablières doubles	N° 1/N° 2 SPF (2) 38x140 mm	184 m	604	0,50 \$	\$301,76 \$
Lisses basses	N° 1/N° 2 SPF (1) 38x140 mm	92 m	302	0,50 \$	\$150,88 \$
Calage	N° 1/N° 2 SPF (1) 38x140 mm	184 m	604	0,50 \$	301,76 \$
		460 m	1509 PMP		754,40 \$
Poutre B1	LVL (2) 45x302 mm	25,7 m	169	3,00 \$	505,78 \$
Poutre B2	LVL (2) 45x302 mm	19,3 m	127	3,00 \$	379,82 \$
Poutre B3	LVL (2) 45x302 mm	26,6 m	174	3,00 \$	523,49 \$
		71,6 m	470 PMP		1,409,09 \$
Poutre B4	N° 1/N° 2 SPF (3) 38x286 mm	52,6 m	345	0,50 \$	172,53 \$
		52,6 m	345 PMP		172,53 \$
Murs de cisaillement	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm cloué à intervalles de 100 mm avec clous de 75 mm dans des montants SPF	339,0 m <sup>2</sup>	3647 pi <sup>2</sup>	0,75 \$	2,735,07 \$
Revêtement intermédiaire de toit	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm cloué à intervalles de 75 mm avec clous de 75 mm dans des montants SPF	573,4 m <sup>2</sup>	6169 pi <sup>2</sup>	0,75 \$	4,626,65 \$
		912,4 m <sup>2</sup>	9816 pi <sup>2</sup>		7,361,72 \$
Fermes de toit	Ferme en croupe à pente de 4/12	4840 pi <sup>2</sup>	8228 PMP	1,50 \$	12,342,00 \$
					12,342,00 \$
					Coût totale : 24,187,47 \$
Aire du bâtiment	Intérieure	40 X 110	4400 ft <sup>2</sup>	5,50 \$	par pied carré

Note :

1. Un pied mesure de planche (pmp) équivaut à la largeur nominale multipliée par l'épaisseur nominale (pouces) divisée par 12 fois la longueur en pieds. Ex. : 725,9 m de montants de 38 x 140 mm = 725,9 x 3,28 x (2 x 6) ÷ 12 = 2381 pmp.

#### Résultats

Dans le présent exemple, le résultat est 5,50 \$ par pied carré ou 59,20 \$ par mètre carré, ce qui est très concurrentiel pour ce type de bâtiment.

### 3.6 Tableau – Sommaire des éléments

Ce dernier tableau illustre l'évolution de l'exemple de calcul en fonction des diverses charges de toit prévues. Il s'agit d'un sommaire de l'exemple de calcul détaillé selon trois scénarios de chargement.

Tableau 3.22  
Tableau — Sommaire  
des éléments

Élément	Exemple de calcul	Charge de neige de 1 kPa	Charge de neige de 2 kPa	Charge de neige de 3 kPa
Mur d'ossature	38 x 140 N° 1/N° 2 espacés de 610 mm	38 x 140 N° 1/N° 2 espacés de 610 mm	38 x 140 N° 1/N° 2 espacés de 610 mm	38 x 140 N° 1/N° 2 espacés de 487 mm
Poutre B1	(2) 45 x 302 LVL	(2) 45 x 302 LVL	(2) 45 x 302 LVL	(2) 45 x 302 LVL
Poutre B2	(2) 45 x 302 LVL	(3) 38 x 286 N° 1/N° 2 SPF	(2) 45 x 302 LVL	(2) 45 x 302 LVL
Poutre B3	(2) 45 x 302 LVL	(3) 38 x 286 N° 1/N° 2 SPF	(2) 45 x 302 LVL	(2) 45 x 302 LVL
Poutre B4	(3) 38 x 286 N° 1/N° 2 SPF	(2) 38 x 286 N° 1/N° 2 SPF	(2) 38 x 286 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 286 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C1	(5) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(5) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(5) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(6) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C2	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(4) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C3	(5) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(4) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(5) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(5) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C4	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(2) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C5	(4) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(4) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(4) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(4) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C6	(2) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(2) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(2) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Poteau C7	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF	(3) 38 x 140 N° 1/N° 2 SPF
Diaphragme	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm et clous de 2-1/2 po espacés de 150 mm	Contreplaqué ou OSB de 7,5 mm et clous de 2 po espacés de 150 mm	Contreplaqué ou OSB de 9,5 mm et clous de 2 1/2 po espacés de 150 mm	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm et clous de 2-1/2 po espacés de 100-mm (avec calage)
Murs de cisaillement	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm et clous de 3 po espacés de 100 mm	Contreplaqué ou OSB de 9,5 mm et clous de 2 1/2 po espacés de 150 mm	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm et clous de 3 po espacés de 100 mm	Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm et clous de 3 po espacés de 64 mm

Notes :

1. Toutes les dimensions sont exprimées en mm, sauf indications contraires.



## 4.0 Calcul

### Portée

La section 4 présente un exemple de calcul d'un bâtiment d'un seul étage type comme un centre commercial, un restaurant, un mail en bande ou un atelier. L'exemple a été retenu suite à une revue des bâtiments types de ce genre que l'on retrouve en Amérique du Nord. Ses caractéristiques ont été déterminées de manière à pouvoir être facilement adaptées à un bâtiment d'un étage.

L'exemple comporte les calculs détaillés de la charpente en bois d'un bâtiment d'un étage et fait renvoi à des formules structurales, au code du bâtiment et à son commentaire. Les forces sollicitant les éléments de la charpente sont extraites de scénarios de chargement types que l'on retrouve au Canada.

### Paramètres du bâtiment

L'exemple utilisé est à la fois flexible et économique. Il est flexible parce qu'il comporte des travées modulaires de 12,2 m x 16,8 m (40 pi x 55 pi) qui peuvent être orientées de diverses façons. Ses caractéristiques comprennent notamment des sections en surplomb au-dessus des côtés vitrine et des portes de chargement de marchandise à l'arrière de chaque travée.

L'exemple est un concept de calcul générique de la partie 4 du CNBC. Il constitue une utilisation simple et économique du bois dans un environnement commercial. Les charges sont représentatives de la gamme complète des conditions de chargement possibles et visent à démontrer la polyvalence des constructions en bois.





L'emplacement est représentatif des pressions de vent de calcul que l'on retrouve au Canada. Toutefois, ce sont les charges sismiques qui régissent le calcul. L'exemple calcule chacun des éléments de la charpente communs à ce type de bâtiment. Le commentaire a été ajouté à l'appui de nombreuses hypothèses, formules et décisions. Cependant, dans le cas d'un concept différent, le présent exemple pourrait servir de modèle de calcul.

### Comment utiliser l'exemple

L'exemple débute avec le calcul des forces sollicitant un bâtiment prédéfini. Le processus est détaillé de manière que les calculs puissent servir pour d'autres exemples. L'exemple présente une analyse complète des charges de gravité, des pressions dues au vent et des forces sismiques et leurs résultats sont présentés en tableaux, en séquence logique. L'utilisateur peut ainsi adapter ses calculs aux conditions réelles et enregistrer ses résultats.










Une fois que les charges appliquées ont été calculées, l'exemple guide l'utilisateur à travers le calcul type d'un diaphragme de toit, d'un mur de cisaillement, d'une membrure inférieure, d'un mur d'ossature, d'une poutre et d'un poteau. De nombreux produits d'ingénierie en bois sont brevetés et, pour cette raison, le concepteur doit souvent obtenir les valeurs de calcul du fabricant. L'exemple de calcul utilise des valeurs génériques. La substitution avec des valeurs exclusives d'un fabricant nécessite consultation avec le fabricant relativement aux coûts et aux paramètres de calcul. Les hypothèses à l'origine des valeurs de calcul sont données, s'il y a lieu.

La marge gauche a été réservée aux renvois aux sections appropriées des sources suivantes :

-  *Manuel de calcul des charpentes en bois, 1995*
-  *CSA 086.1-94 Règles de calcul aux états limites des charpentes en bois*
-  *Code national du bâtiment du Canada*
-  *Commentaire sur le calcul des structures – CNB 1995 (Partie 4)*

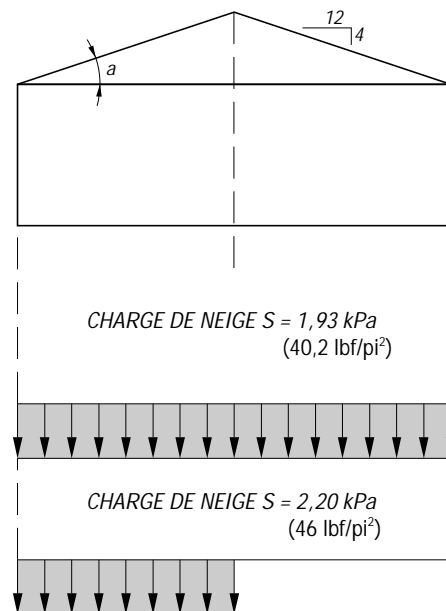
## 4.1 Surcharges dues à la neige

Lieu de référence : Surrey (Colombie-britannique)

	4.1.7.1.(1)	$S = S_s(C_b C_w C_s C_a) + S_r$	Le toit est-il glissant? (oui/non) : oui Pente du toit (degrés) $a = 18,43$
	Annexe C	Charge de neige au sol (récurrence 1/30) :	$S_s = 2,2 \text{ kPa}$
	Annexe C	Charge de pluie associée :	$S_r = 0,30 \text{ kPa}$
	4.1.7.1.(1)	Coefficient de charge de neige au toit de base :	$C_b = 0,8$
	4.1.7.1.(3)	Coefficient d'exposition au vent :	$C_w = 1,0$
	4.1.7.1. Paragraphes (4, 5, 6)	Coefficient de pente = (Toit glissant)	$15 < a < 60$ $(60 - a)/45 = C_s = 0,92$
	4.1.7.1.(7)	Coefficient d'accumulation :	
	4.1.7.2.(1)	1. Charge complète : (Cas de chargement 1)	$C_a = 1,00$  $S = 2,2 \times (0,8 \times 1,0 \times 0,92 \times 1,0) + 0,30$ $= 1,93 \text{ kPa}$
	4.1.7.2.(2)	2. Charge partielle : (Cas de chargement 2)	$0,25 + a/20 = C_a = 1,17$ $S = 2,2 \times (0,8 \times 1,0 \times 0,92 \times 1,17) + 0,30$ $= 2,20 \text{ kPa}$

*Ces charges permanentes prévues sont celles utilisées pour les calculs.*

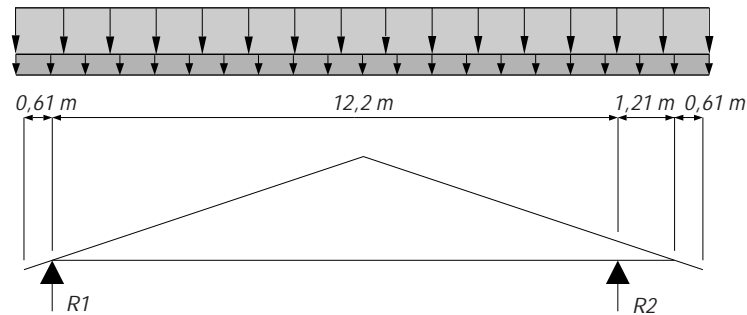
Figure 4.1  
Cas de charges de neige



CNBC 4.1.7.2 exige que le bâtiment soit calculé en fonction de ces deux cas de chargement (charge complète et charge partielle), comme suit :

Cas de chargement 1 : (Charges basées sur la projection horizontale)

Figure 4.2  
Réactions aux murs  
dus aux charges  
de gravité du Cas 1



La charge permanente prévue du toit = 0,65 kPa

$$R1_{1D} = 4,28 \text{ kN/m}$$

$$R2_{1D} = 5,23 \text{ kN/m}$$

La surcharge de la neige prévue = 1,93 kPa

$$R1_{1L} = 12,68 \text{ kN/m}$$

$$R2_{1L} = 15,50 \text{ kN/m}$$

$$W = (D + L) = 16,96 \text{ kN/m}$$

$$W = (D + L) = 20,73 \text{ kN/m}$$

$$W_f = (1,25D + 1,5L) = 24,37 \text{ kN/m}$$

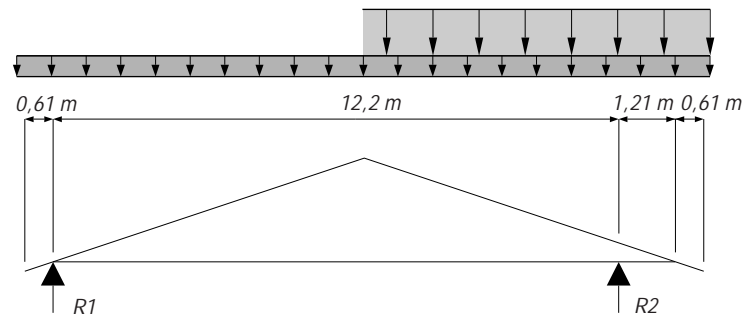
$$W_f = (1,25D + 1,5L) = 29,78 \text{ kN/m}$$

Note :

Le premier indice des réactions détermine le cas de chargement, le second utilise D pour la charge permanente et L pour la surcharge.

Cas de chargement 2 : (Charges basées sur la projection horizontale)

Figure 4.3  
Réactions aux murs  
dus aux charges  
de gravité du Cas 2



La charge permanente prévue du toit = 0,65 kPa

$$R1_{2D} = 4,28 \text{ kN/m}$$

$$R2_{2D} = 5,23 \text{ kN/m}$$

La surcharge de neige prévue = 2,20 kPa

$$R1_{2L} = 2,42 \text{ kN/m}$$

$$R2_{2L} = 13,71 \text{ kN/m}$$

$$W = (D + L) = 6,70 \text{ kN/m}$$

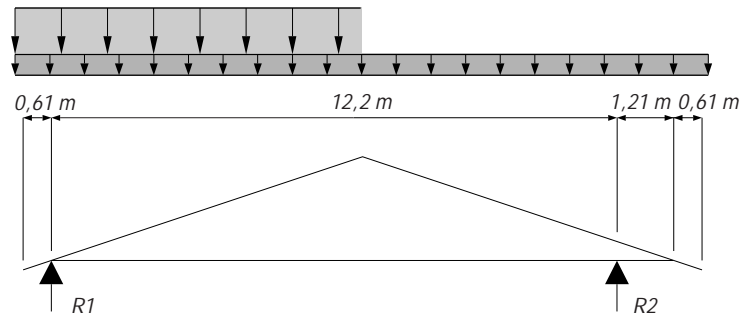
$$W = (D + L) = 18,94 \text{ kN/m}$$

$$W_f = (1,25D + 1,5L) = 8,98 \text{ kN/m}$$

$$W_f = (1,25D + 1,5L) = 27,10 \text{ kN/m}$$

Cas de chargement 3 : (Charges basées sur la projection horizontale)

Figure 4.4  
Réactions aux murs  
dus aux charges  
de gravité du Cas 3



La charge permanente prévue du toit = 0,65 kPa

$$R1_{3D} = 4,28 \text{ kN/m}$$

$$R2_{3D} = 5,23 \text{ kN/m}$$

La surcharge de neige prévue = 2,20 kPa

$$R1_{3L} = \frac{12,10 \text{ kN/m}}{1}$$

$$R2_{3L} = \frac{4,03 \text{ kN/m}}{1}$$

$$W = (D + L) = 16,38 \text{ kN/m}$$

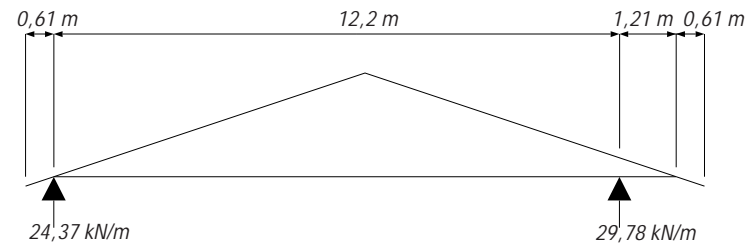
$$W = (D + L) = 9,26 \text{ kN/m}$$

$$W_f = (1,25D + 1,5L) = 23,49 \text{ kN/m}$$

$$W_f = (1,25D + 1,5L) = 12,58 \text{ kN/m}$$

Sommaire des charges de toit sur les murs et les poteaux :

Figure 4.5  
Réactions aux murs  
dus aux charges de  
gravité régissant  
le calcul



Réactions non pondérées

$$W = D + L$$

$$\text{Cas 1 : } R1_1 = 16,96 \text{ kN/m}$$

$$R2_1 = 20,73 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cas 2 : } R1_2 = 6,7 \text{ kN/m}$$

$$R2_2 = 18,94 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cas 3 : } R1_3 = 16,38 \text{ kN/m}$$

$$R2_3 = 9,26 \text{ kN/m}$$

Réactions pondérées

$$W_f = 1,25D + 1,5L$$

$$\text{Cas 1 : } R1_1 = 24,37 \text{ kN/m}$$

$$R2_1 = 29,78 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cas 2 : } R1_2 = 8,98 \text{ kN/m}$$

$$R2_2 = 27,10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cas 3 : } R1_3 = 23,49 \text{ kN/m}$$

$$R2_3 = 12,58 \text{ kN/m}$$

C'EST LE CAS DE CHARGEMENT 1 (CHARGE COMPLÈTE) QUI RÉGIT

La charge maximale linéaire peut servir au calcul des murs d'ossature, des poutres et des poteaux dans le cas d'une estimation rapide et l'établissement de concepts conservateurs.

## 4.2 Surcharges dues au vent

Ces informations sont dérivées de CNBC 4.1.7 et 4.1.8.

### 4.2.1 Pression externe (Pour murs de cisaillement et diaphragmes)



4.1.8.1.(1)

$$p = qC_eC_gC_p$$

Lieu de référence : *Surrey (Colombie-britannique)*



Annexe C

Pression dynamique de référence :  $q = 0,43 \text{ kPa}$



4.1.8.1.(4)

(récurrence de 1/30)



4.1.8.1.(5)

Coefficient d'exposition :  $C_e = (h/10)^{\frac{1}{5}} \geq 0.90$



4.1.8.1.(6)

Coefficient de rafale :

$C_g =$   $C_pC_g$  sont combinés dans les tableaux ci-dessous.



Commentaire B

Coefficient de

pression extérieure :

$C_p =$

(Valeurs tirées du Commentaire B du CNBC 1995)

*Géométrie du bâtiment :*

Pente du toit (degrés)  $a = 18,4^\circ$

Hauteur à l'avant-toit :  $H = 3,66 \text{ m}$

Largeur du bâtiment :  $B = 12,2 \text{ m}$

*Géométrie calculée du bâtiment :*

(Commentaire du CNBC, Figure B-7)

Hauteur de référence :  $h = 4,68 \text{ m}$

Zone d'extrémité «Z» :  $Z = 1,22 \text{ m}$

Zone d'extrémité «Y» :  $Y = 6 \text{ m}$

*Note :*

Les pressions intérieures sont généralement de même intensité et de directions opposées dans le cas de murs se faisant face et, par conséquent, n'ont aucun effet sur les charges latérales globales sollicitant la charpente.



Cas de chargement A : Vents généralement perpendiculaires au faîte

Tableau 4.1  
Coefficients de  
pression externe  
de pointe,  $C_p C_g$ ,  
pour les vents  
perpendiculaires  
au faîte

Pente du toit	Valeurs $C_p C_g$							
	Surface du bâtiment							
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0° à 5°	0,75	1,15	-1,3	-2,0	-0,7	-1,0	-0,55	-0,8
18,4°	0,97	1,46	-1,30	-2,00	-0,88	-1,27	-0,77	-1,16
20°	1,0	1,5	-1,3	-2,0	-0,9	-1,3	-0,8	-1,2
30° à 45°	1,05	1,3	0,4	0,5	-0,8	-1,0	-0,7	-0,9
90°	1,05	1,3	1,05	1,3	-0,7	-0,9	-0,7	-0,9

Ces valeurs sont interpolées pour l'exemple de calcul

Figure 4.6  
Zones du bâtiment  
pour les vents  
perpendiculaires  
au faîte

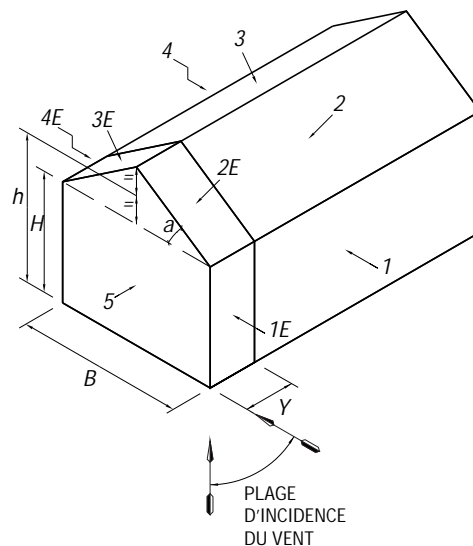


Tableau 4.2  
Pressions externes  
prévues,  $p$ , pour les  
vents perpendiculaires  
au faîte

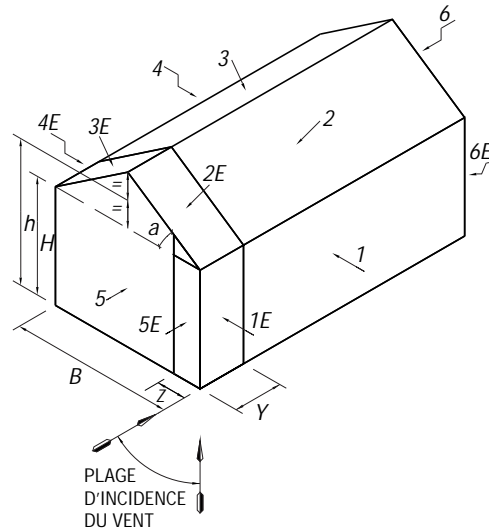
$p = q C_e C_g C_p = \text{Charges de vent prévues (kPa)}$							
1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0,38	0,57	-0,50	-0,77	-0,34	-0,49	-0,30	-0,45

Cas de chargement B : Vents généralement parallèles au faîte

Tableau 4.3  
Coefficients de pression externe de pointe,  $C_p C_g$ , pour les vents parallèles au faîte

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

Figure 4.7  
Zones du bâtiment pour les vents parallèles au faîte



CNBC 4.1.8.1.(2)










Le CNBC exige que le bâtiment soit calculé selon les deux cas (vents perpendiculaires au faîte et vents parallèles au faîte).

Tableau 4.4  
Pressions externes prévues,  $p$ , pour les vents parallèles au faîte

$p = q C_e C_g C_p = \text{Charges de vent prévues (kPa)}$											
1	1E	2	2E	3	3E	4	4E	5	5E	6	6E
-0,33	-0,35	-0,5	-0,77	-0,27	-0,39	-0,33	-0,35	0,29	0,45	-0,21	-0,31



#### 4.2.2 Pressions externe et interne (Pour éléments structuraux secondaires)

	4.1.8.1.(1)	$p = q(C_e C_g C_p \pm C_{ei} C_{gi} C_{pi})$	
	4.1.8.1.(3)		
	Commentaire B Article (37)	Catégorie de bâtiment :	2
	4.1.8.1.(4c)	Pression dynamique de référence : (récurrence de 1/30 pour la résistance)	$q_{1/30} = 0,43 \text{ kPa}$
	4.1.8.1.(4b)	Pression dynamique de référence : (récurrence de 1/10 pour le fléchissement)	$q_{1/10} = 0,36 \text{ kPa}$
	4.1.8.1.(5)	Coefficient d'exposition (externe) :	$C_e = (h / 10)^{\frac{1}{5}} \geq 0,90$
	Commentaire B Figure B-15 Paragraphe (3)	Coefficient d'exposition (interne) :	$C_{ei} = (h / 10)^{\frac{1}{5}} \geq 0,90$
	Commentaire B Figure B-8	Coefficient de rafale externe :	$C_g =$ $C_p C_g$ sont combinés dans les tableaux ci-dessous. (Valeurs tirées du Commentaire B du CNBC 1995)
	Commentaire B Article (37) & Figure B-15	Coefficient de pression externe :	$C_p =$
		Coefficient de rafale interne :	$C_{gi} = 1,0$
		Coefficient de pression interne :	$C_{pi} = 0,7$
			$C_{pi} = -0,7$

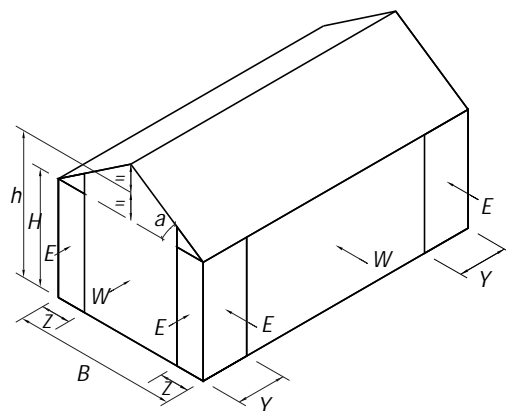
##### Géométrie du bâtiment :

Pente du toit (degrés) :  $a = 18,4^\circ$   
 Hauteur à l'avant-toit :  $H = 3,66 \text{ m}$   
 Largeur du bâtiment :  $B = 12,2 \text{ m}$

##### Géométrie calculée du bâtiment : (Commentaire du CNBC, Figure B-7)

Hauteur de référence :  $h = 4,68 \text{ m}$   
 Zone d'extrémité «Z» :  $Z = 1,22 \text{ m}$   
 Zone d'extrémité «Y» :  $Y = 6 \text{ m}$

Figure 4.8  
Zones du bâtiment  
pour les éléments  
structuraux secondaires



CNBC  
Commentaire B  
Figure B-8

Coefficients de pression extérieure de pointe ( $C_p C_g$ ) :

Les valeurs  $C_p C_g$  qui suivent sont tirées de la figure B-8 du CNBC, l'aire tributaire étant basée sur la hauteur de calcul (H) et l'espacement de montants (406 mm entre axes).

Aire tributaire = 1,48 m<sup>2</sup>

Tableau 4.5  
Coefficients de  
pression externe de  
pointe,  $C_p C_g$ , pour les  
éléments structuraux  
secondaires

Surface extérieure du bâtiment Valeurs $C_p C_g$			
W	W	E	E
-1,77	1,75	-2,04	1,75

Tableau 4.6  
Pressions de vent  
prévues (kPa) pour les  
éléments structuraux  
secondaires



4.1.8.1.(3)

	Charges de vent prévues (kPa)					
	$p_e = \text{Externes}$				$p_i = \text{Internes}$	
	W	W	E	E	W et E	W et E
$q_{1/30}$	-0,68	0,68	-0,79	0,68	0,27	-0,27
$q_{1/10}$	-0,57	0,57	-0,66	0,57	0,23	-0,23

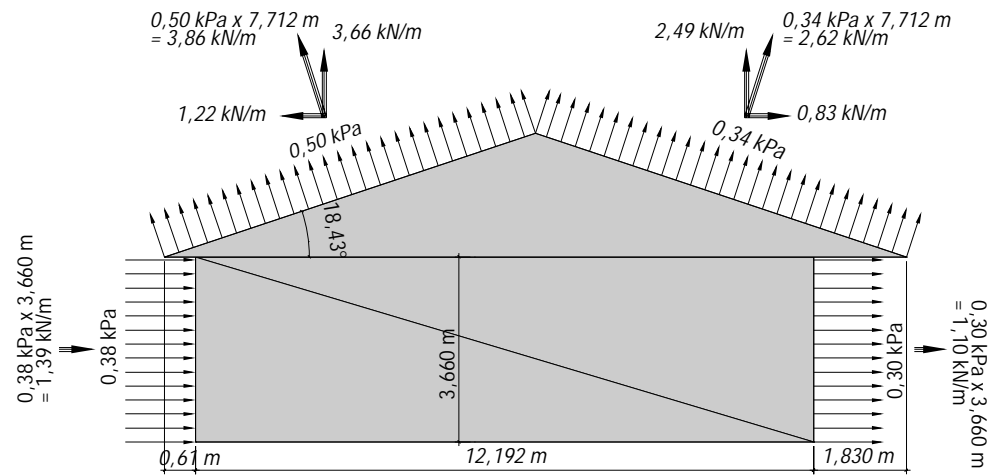
Tableau 4.7  
Pressions de vent  
nettes prévues (kPa)  
pour les éléments  
structuraux secondaires

$p = p_e \pm p_i = \text{Charges de vent nettes prévues (kPa)}$				
	W	W	E	E
$q_{1/30}$	0,95	-0,96	0,95	-1,06
$q_{1/10}$	0,79	-0,80	-0,89	-0,89

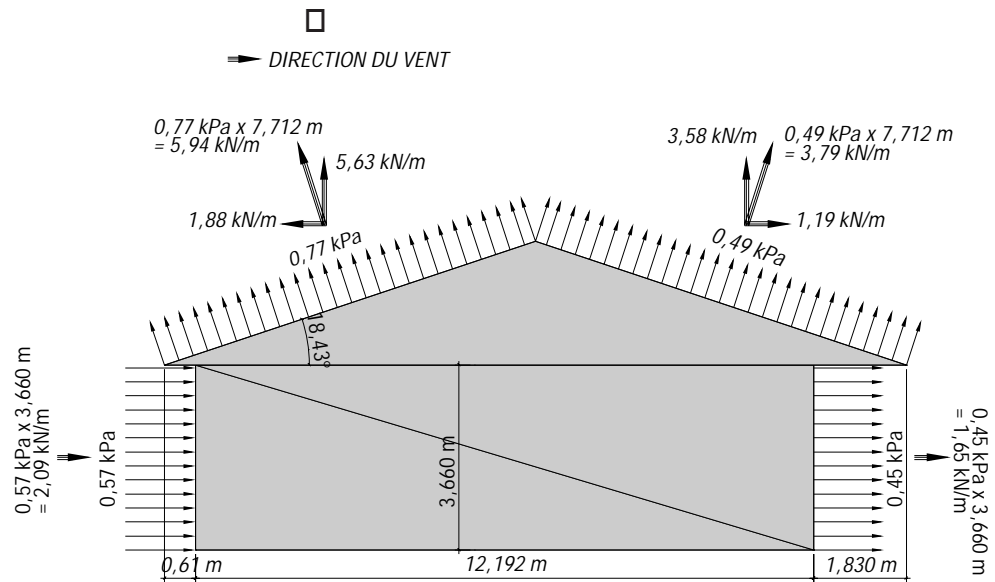
#### 4.2.3 Charges de vent prévues

Les pressions externes prévues de la figure 4.9 sont dérivées du Tableau 4.2 puisqu'il correspond au pire scénario de chargement global pour le calcul des murs de cisaillement et des diaphragmes.

Figure 4.9  
Résultantes des  
charges prévues dues  
aux pressions de vent



CHARGES DE VENT PRÉVUES – SECTIONS DE MUR INTÉRIEUR

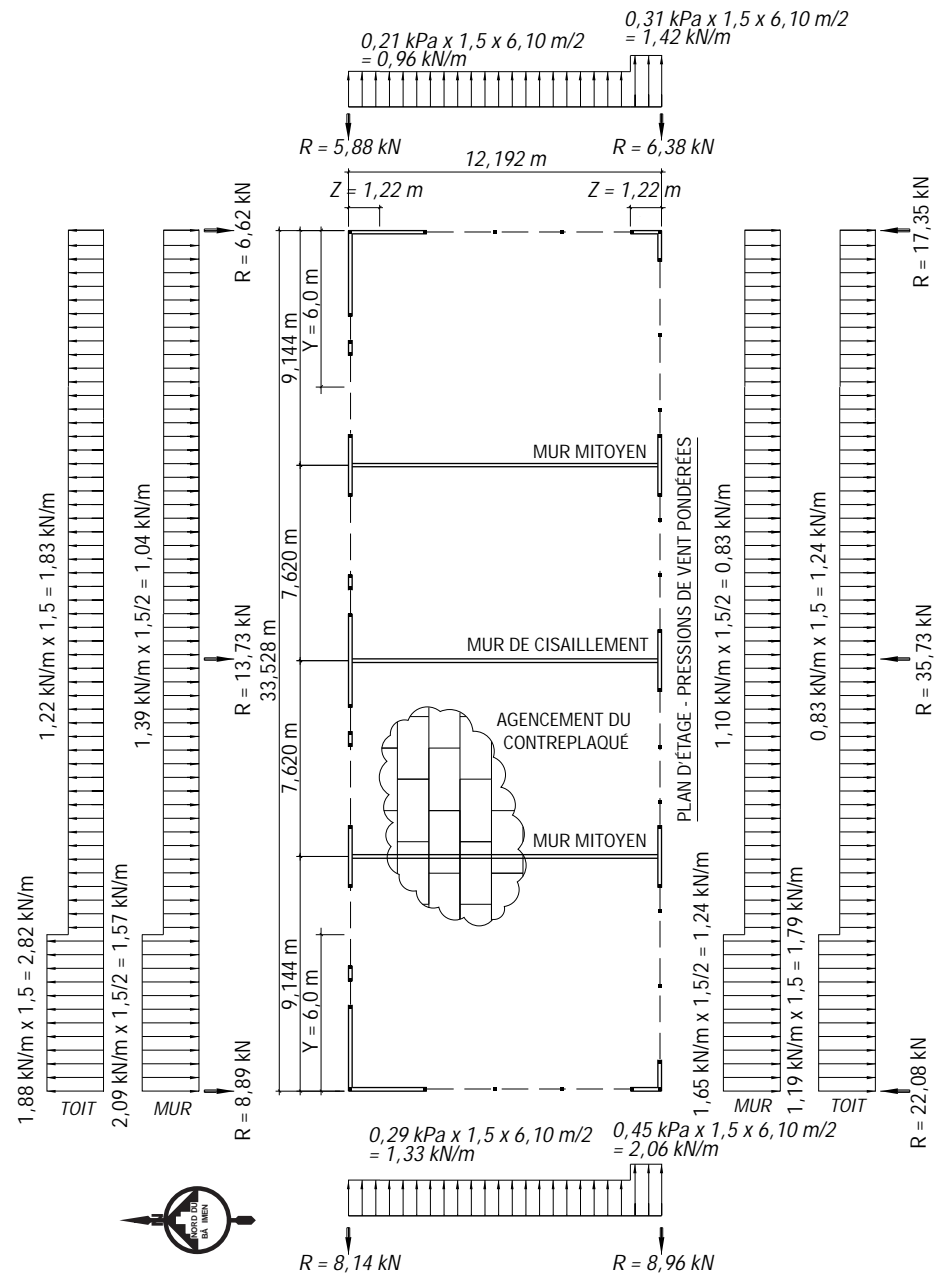


CHARGES DE VENT PRÉVUES – SECTIONS DE MUR D'EXTRÉMITÉ

Diaphragme flexible

### Modèle à 2 portées simples

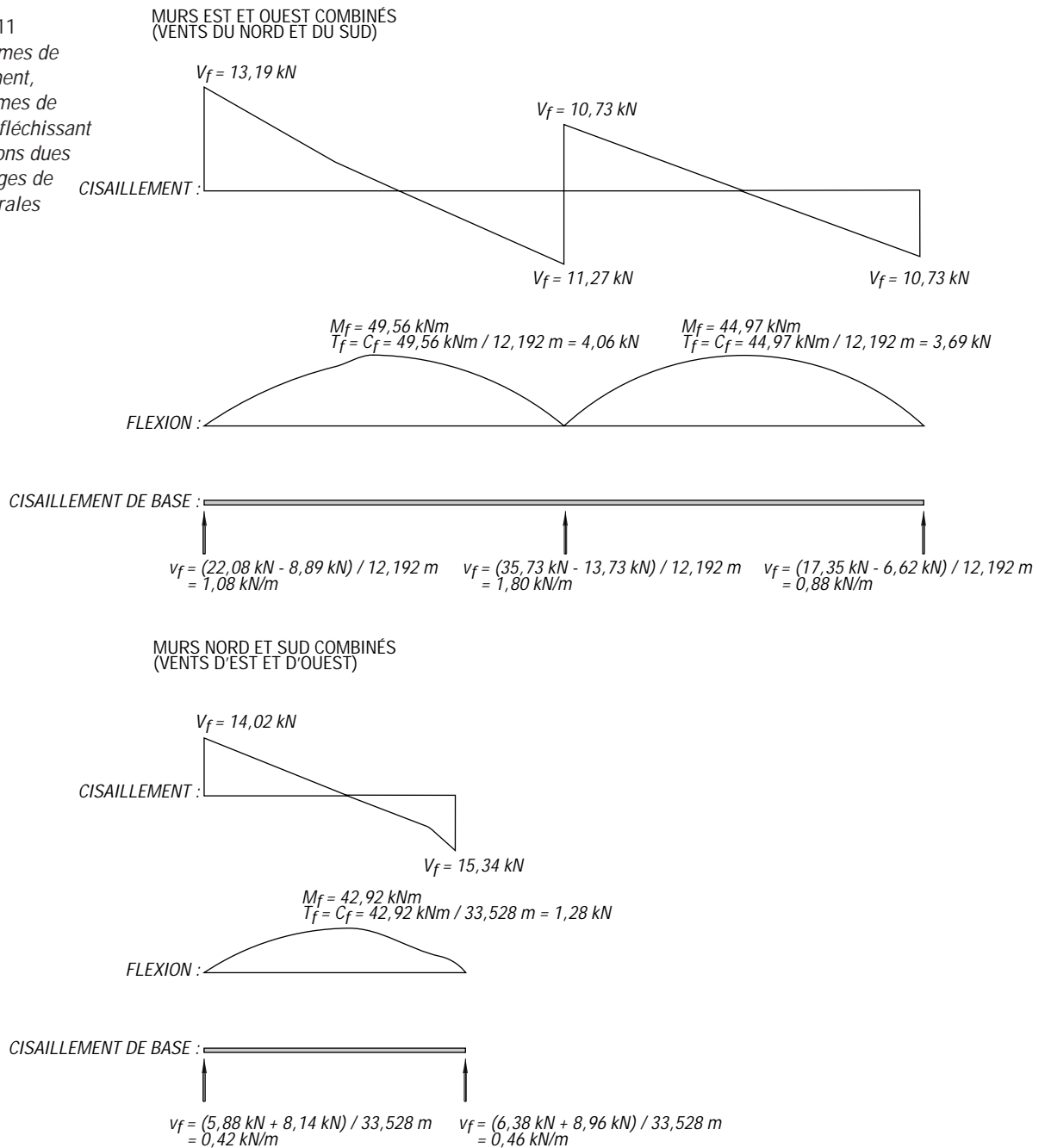
Figure 4.10  
Composantes de  
charges latérales  
pondérées dues  
aux pression de vent,  
pour le calcul des  
diaphragmes et des  
murs de cisaillement



#### 4.2.4 Sommaire des charges latérales dues au vent

Hypothèses : | Diaphragme flexible  
Modèle à 2 portées simples

Figure 4.11  
Diagrammes de cisaillement, diagrammes de moment fléchissant et réactions dues aux charges de vent latérales



### 4.3 Charges dues aux séismes

Ces informations sont dérivées de CNBC 4.1.9.

#### 4.3.1 Calculs sismiques

Déterminer le cisaillement total  $V_e$  agissant sur le bâtiment



4.1.9.1.(5)

$$V_e = vSIFW$$

Étant donné :

Lieu de référence : Surrey (Colombie-britannique)



Annexe C

$$v = 0,2$$



Annexe C

$$Z_a = 4$$



Annexe C

$$Z_v = 4$$

Déterminer  $S$  :



4.1.9.1.(6)

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_s}}$$

Étant donné :



4.1.9.1.(7)(b)

$$h_n = 3,660 \text{ m}$$

Longueur totale des murs supportant les charges latérales

$$D_{s1} = 15,24 \text{ m} \quad \text{Mur nord}$$

$$D_{s2} = 7,314 \text{ m} \quad \text{Mur sud}$$

$$D_{s3} = 3,048 \text{ m} \quad \text{Murs est et ouest}$$

Calculer :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0,084 \\ T_2 = 0,122 \\ T_3 = 0,188 \end{array} \right| T_{\max} < 0,25$$

$$Z_a/Z_v = 1$$



4.1.9.1.(10)

alors :  $S = 3,0$

$$I = 1$$

Le bâtiment n'est pas une construction de protection civile ni une école.



4.1.9.1.(11)

$$F = 1$$

Il n'est pas nécessaire que  $F$  soit plus grand que 1. Voir note ci-dessous.

Note : Puisque  $S = 3,0$  et que  $Z_a = Z_v$ , il n'est pas nécessaire que  $F \times S$  soit supérieur à 3. Par conséquent  $F = 1$ .



4.1.9.1.(5)

*Calculer  $V_e$  :*

$$V_e = vSIFW$$

*Étant donné :*

$$v = 0.2$$

$$S = 3.0$$

$$I = 1.0$$

$$F = 1.0$$

*Calculer :*

$$V_e = 0.2 \times 3 \times 1 \times 1 \times W = 0.60 W$$

*Calculer  $V_f$  :*

$$V_f = \left(\frac{V_e}{R}\right)U$$

*Étant donné :*

$$V_e = 0.60 W$$

$$R = 3.0 \text{ Le système de résistance aux forces latérales est constitué de panneaux de cisaillement en bois cloués.}$$

$$U = 0.6$$

*Calculer :*

$$V_f = 0.12 W$$

Tableau  
4.1.9.1.B

4.1.9.1.(4)



4.1.9.1.(4)



4.1.9.1.(2)

*Calculer  $W$  :*

$$\text{Charge de neige prévue} = 1.93 \text{ kPa}$$

$$0.25 \times \text{neige} = 0.48 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge permanente} \\ \text{du toit} &= 0.65 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge permanente} \\ \text{des murs} &= 0.37 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Aire du toit} = 544 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 50 \% \text{ de l'aire de} \\ \text{mur totale} &= 168 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge permanente} \\ \text{totale du toit} &= 354 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 25 \% \text{ de charge de neige} \\ \text{totale au toit} &= 262 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 50 \% \text{ de la charge} \\ \text{permanente totale du mur} &= \underline{63 \text{ kN}} \end{aligned}$$

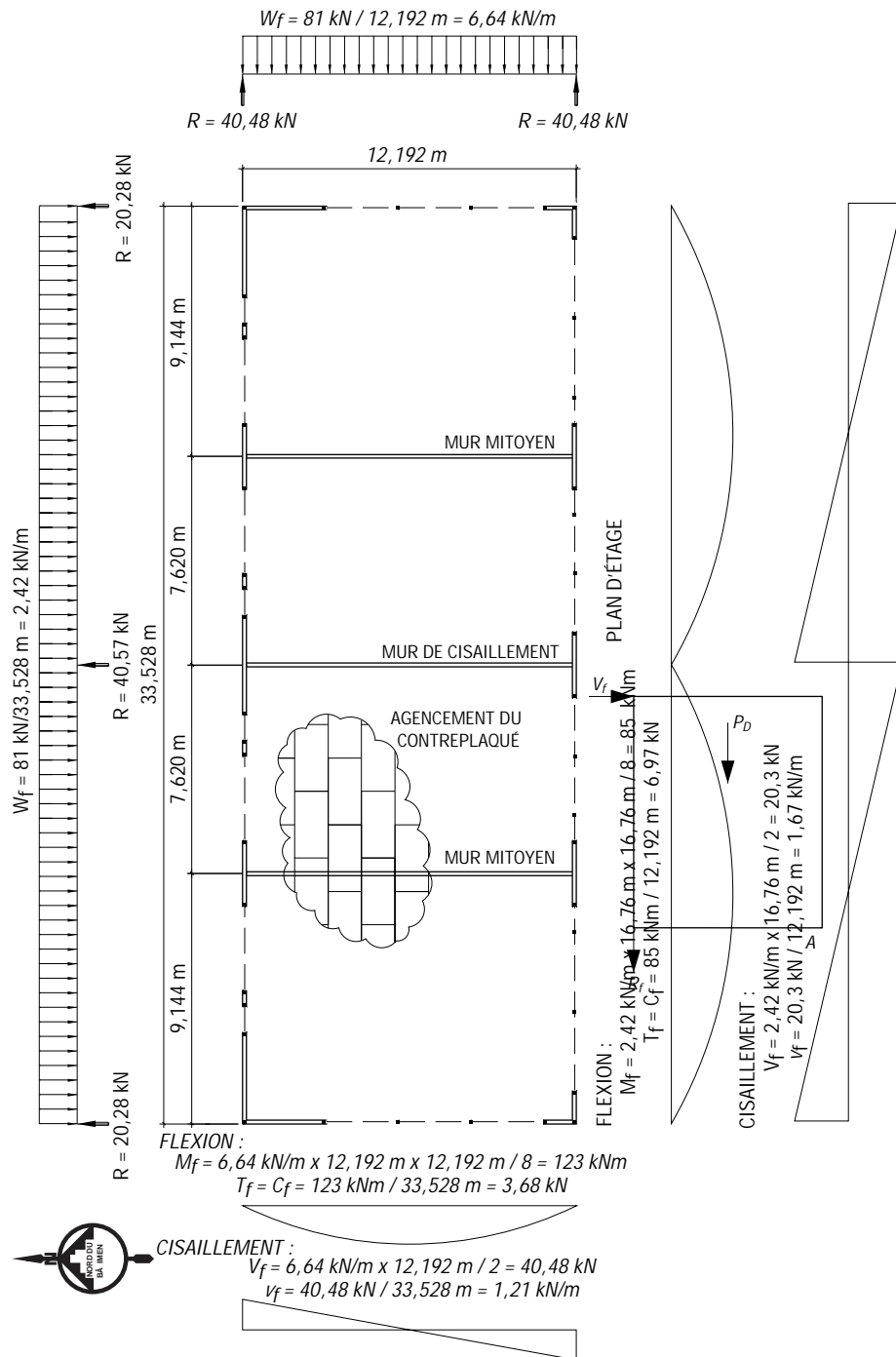
$$W = 678 \text{ kN}$$

*Calculer  $V_f$  :*

$$\text{ainsi, } V_f = 0.12W = 0.12 \times 678 = 81 \text{ kN}$$

### 4.3.2 Sommaire des charges sismiques

Figure 4.12  
Composantes de  
charges latérales  
pondérées dues aux  
charges sismiques,  
pour le calcul des  
diaphragmes et des  
murs de cisaillement





#### 4.4 Résultats du chargement latéral

Le sommaire des charges latérales présenté ci-dessous est basé sur les résultats obtenus des analyses de vent et de séisme.

##### *Charges de vent (Max.) :*

###### *Murs extérieurs nord et sud*

Charge est-ouest pour

le  $v_f$  au mur et au toit  $v_f = 0,46 \text{ kN/m}$

###### *Murs extérieurs est et ouest*

Charge nord-sud pour

le  $v_f$  au mur et au toit  $v_f = 1,08 \text{ kN/m}$

###### *Murs intérieurs*

Charge nord-sud pour

le  $v_f$  au mur  $v_f = 1,80 \text{ kN/m}$

###### *Murs intérieurs*

Charge nord-sud pour

le  $v_f$  au toit  $v_f = 0,90 \text{ kN/m}$

##### *Charges sismiques :*

###### *Murs extérieurs nord et sud*

Charge est-ouest pour

le  $v_f$  au mur et au toit  $v_f = 1,21 \text{ kN/m}$

###### *Murs extérieurs est et ouest*

Charge nord-sud pour

le  $v_f$  au mur et au toit  $v_f = 1,67 \text{ kN/m}$

###### *Murs intérieurs*

Charge nord-sud pour

le  $v_f$  au mur  $v_f = 3,34 \text{ kN/m}$

###### *Murs intérieurs*

Charge nord-sud pour

le  $v_f$  au mur  $v_f = 1,67 \text{ kN/m}$

##### *Résultats*

*Les charges sismiques régissent pour les murs extérieurs nord et sud (charges latérales est-ouest).*

$v_f = 1,21 \text{ kN/m}$

*Les charges sismiques régissent pour les murs extérieurs est et ouest (charges latérales nord-sud).*

$v_f = 1,67 \text{ kN/m}$

*Les charges sismiques régissent pour les murs intérieurs est et ouest (charges latérales nord-sud).*

$v_{\text{au mur}} = 3,34 \text{ kN/m}$

$v_{\text{au toit}} = 1,67 \text{ kN/m}$

## 4.5 Calcul du diaphragme de toit

Ces informations sont dérivées du chapitre 9 du Manuel de calcul des charpenter en bois.

### 4.5.1 Calcul du diaphragme

Hypothèses : Diaphragme flexible  
Fermes de 38 mm en SPF  
Fermes espacées de 610 mm entre axes  
Contreplaqué ou OSB de 12,5 mm  
Sans calage  
Bords du contreplaqué non supportés  
Clous de 2 1/2 pouces espacés de 150 mm

Consulter le tableau 9.5.1A du **MCCB** pour l'agencement de contreplaqué et la configuration de chargement des cas 1,2,3,4.

Selon les tables de diaphragmes du MCCB pour le SPF

$$V_{r \text{ cas 1}} = 3,66 \text{ kN/m}$$

$$V_{r \text{ cas 2,3,4}} = 2,76 \text{ kN/m}$$

Pour les charges latérales est-ouest, l'agencement du contreplaqué de 12,5 mm correspond au Cas 3 :

$$v_r = 2,76 \text{ kN/m}$$

$$v_f = 1,21 \text{ kN/m}$$

$$v_r > v_f \quad (\text{Acceptable})$$

Pour les charges latérales nord-sud, l'agencement du contreplaqué de 12,5 mm correspond au Cas 1 :

Diaphragme aux murs extérieurs

$$v_r = 3,66 \text{ kN/m}$$

$$v_f = 1,67 \text{ kN/m}$$

$$v_r > v_f \quad (\text{Acceptable})$$

Diaphragme aux murs intérieurs

$$v_r = 3,66 \text{ kN/m}$$

$$v_f = 3,34 / 2 = 1,67 \text{ kN/m}$$

$$v_r > v_f \quad (\text{Acceptable})$$

#### 4.5.2 Calcul des membrures

La fonction des membrures est habituellement remplie par la sablière.

$$T_{f \max} = M_f/h = 6,97 \text{ kN}$$

Pour les sablières en SPF :

**MCCB** Chapitre 4, pp. 154

$$T_r = 34,2 \text{ kN} \times 1,15 = 39,3 \text{ kN} \quad T_r > T_f \quad (\text{Acceptable})$$

#### 4.5.3 Calcul des joints

Pour le joint à chevauchement des membrures en SPF (doubles sablières) :

**MCCB** Chapitre 7,  
Tableau 7.3

$$N_r = \phi n_u n_F n_{Se} K' J' \geq T_f$$

Pour clous communs de 3 po :

$$\phi n_u = 0,60 \text{ kN}$$

$$n_{Se} = 1$$

$$K' = 1,15 \text{ charge de courte durée}$$

$$J' = 1$$

$$\frac{T_f}{\phi n_u n_{Se} K' J'} = n_F = 10 \text{ clous sont nécessaires là où le joint de la membrure se trouve à mi-portée entre deux murs de cisaillement.}$$

Il importe de placer les joints des membrures du diaphragme loin de la mi-portée (où le moment fléchissant est très élevé) entre murs de cisaillement. Le déplacement des joints des membrures, dans les portions où les contraintes de flexion sont les plus faibles, permet de réduire les exigences de clouage du joint, comme illustré ci-dessous :

Joint de membrure de diaphragme placé à une distance «x» de l'angle du mur avant : 3,048 m (10 pi)

Moment fléchissant :  $M_f = 62,19 \text{ kNm}$

Traction dans la membrure :  $T_f = 62,19 / 12,19 = 5,10 \text{ kN}$

En utilisant les conditions ci-dessus pour les membrures en SPF :

$$\frac{T_f}{\phi n_u n_{Se} K' J'} = n_F = 7 \text{ Il faut prévoir 7 clous au joint de la membrure situé à 3,048 m de l'angle du bâtiment.}$$

#### Résultats

Pour le diaphragme, utiliser :

Un contreplaqué SPF ou un panneau OSB de 12,5 mm cloué au mur d'ossature SPF de 38 mm avec des clous de 2 1/2 po espacés de 150 mm sur les bords et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

Pour les membrures, utiliser :

2 - 38 x 140 mm SPF N° 1/N° 2, joints avec au moins 10 clous de 3 po par plan de cisaillement.

#### 4.6 Calcul du mur de cisaillement

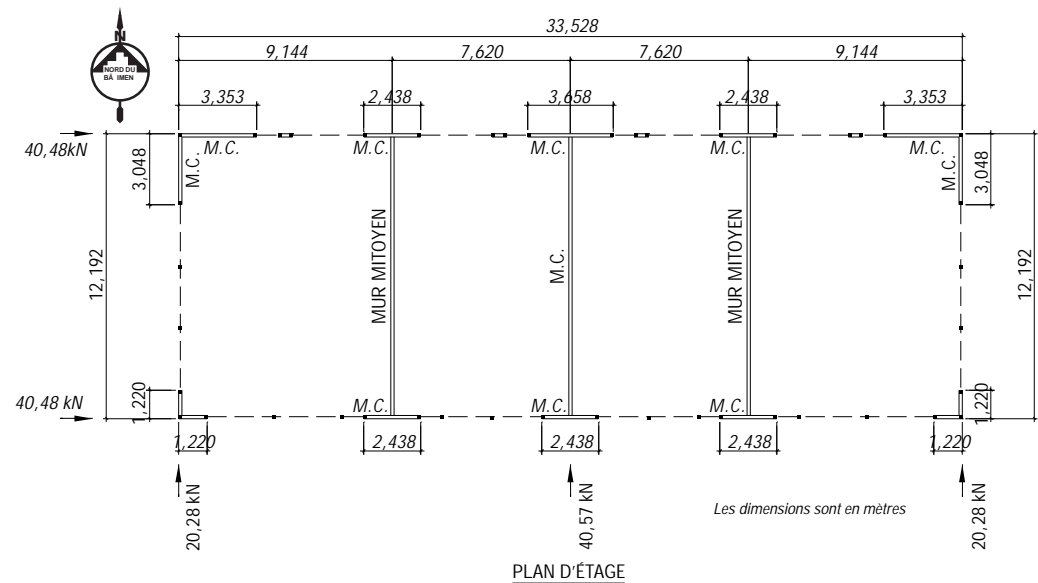
Ces informations sont dérivées du chapitre 9 du Manuel de calcul des charpentes en bois.

##### 4.6.1 Calcul du mur de cisaillement

Supposer un contreplaqué ou un panneau OSB de 12,5 mm cloué aux montants de SPF et au calage au moyen de clous communs de 3 po espacés de 100 mm.

$$v_r = 7,04 \text{ kN/m}$$

Figure 4.13  
Plan d'étage



Dans ce cas-ci, le mur de cisaillement aura un rapport d'aspect hauteur/largeur d'au plus 2:1.

*Murs est et ouest (sismique) :*

$$v_r = 7,04 \text{ kN/m} > v_f = 6,65 \text{ kN/m} \quad (\text{Acceptable})$$

Longueur du mur de cisaillement pleine hauteur : 3,048 m

$$V_{r \text{ mur}} = 21,5 \text{ kN} > V_f = 20,28 \text{ kN} \quad (\text{Acceptable})$$

*Mur sud (sismique) :*

$$v_r = 7,04 \text{ kN/m} > v_f = 5,53 \text{ kN/m} \quad (\text{Acceptable})$$

Longueur du mur de cisaillement pleine hauteur : 7,314 m

$$V_{r \text{ mur}} = 51,5 \text{ kN} > V_f = 40,48 \text{ kN} \quad (\text{Acceptable})$$

*Mur nord (sismique) :*

$$v_r = 7,04 \text{ kN/m} > v_f = 2,66 \text{ kN/m} \quad (\text{Acceptable})$$

Longueur du mur de cisaillement pleine hauteur : 15,240 m

$$V_{r \text{ mur}} = 107,3 \text{ kN} > V_f = 40,48 \text{ kN} \quad (\text{Acceptable})$$

*Mur intérieur (sismique) :*

$$v_r = 7,04 \text{ kN/m} > v_f = 3,41 \text{ kN/m} \quad (\text{Acceptable})$$

Longueur du mur de cisaillement pleine hauteur : 11,912 m

$$V_{r \text{ mur}} = 83,9 \text{ kN} > V_f = 40,57 \text{ kN} \quad (\text{Acceptable})$$

#### 4.6.2 Ancrage de la lisse basse

(Note : Il est recommandé que le mur de cisaillement soit calculé de manière à céder avant la rupture de la lisse basse.)

Lisse basse simple en SPF avec boulons de 19 mm de diamètre.

*Calcul pour la pleine capacité :*

$$v_r = 7,04 \text{ kN/m}$$

CSA 086.1 10.4.2.3

$$P_r = 5,21 \times 1,15 = 5,99 \text{ kN/boulon}$$

$$\text{Espacement des boulons} = 0,85 \text{ m}$$

*Calcul pour le cisaillement maximal du mur extérieur :*

$$V_f = 20,28 \text{ kN}$$

$$\text{Longueur du mur} = 3,048 \text{ m}$$

$$v_f \text{ à la base} = 6,7 \text{ kN/m}$$

SPF et boulons de 19 mm de diamètre.

$$\text{Espacement des boulons} = 0,90 \text{ m}$$

*Calcul pour le cisaillement maximal du mur intérieur :*

$$V_f = 40,57 \text{ kN}$$

$$\text{Longueur du mur} = 11,912 \text{ m}$$

$$v_f \text{ à la base} = 3,41 \text{ kN/m}$$

SPF et boulons de 19 mm de diamètre.

$$\text{Espacement des boulons} = 1,76 \text{ m}$$

*Utiliser au moins 2 boulons par section de mur.*

*Espacer les boulons d'au plus 0,80 m pour assurer que le mur de cisaillement cède en premier.*



4.1.3.2 (2)

#### 4.6.3 Renversement



4.1.3.2 (4a)

Largeur tribulaire du toit = 3,049 m

Longueur de la section de mur = 3,048 m

Longueur de la section de mur réduite de  
300 mm pour faire place aux assemblages = 2,748 m



Commentaire E-5

Charge permanente du toit x 0,85 = 0,55 kPa

Charge permanente du mur x 0,85 = 0,32 kPa

Charge sollicitant le centre du mur  $P_D$  = 8,67 kN

Pour assurer la résistance au renversement dû au vent, utiliser le coefficient 0,85. Pour assurer la résistance au renversement dû à un séisme, utiliser le coefficient 1,0. Le coefficient 0,85 est choisi parce qu'il s'agit d'une estimation conservatrice.

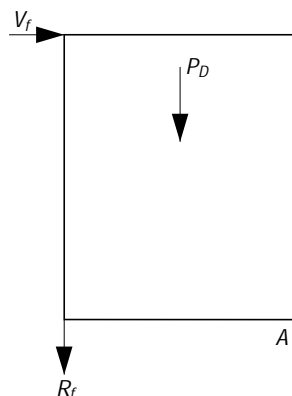
Cisaillement  $V_f$  = 20,28 kN

Réaction au coin du bâtiment :

$$\Sigma M_A = 0 \quad R_f = 22,68 \text{ kN}$$

La retenue nécessaire doit être en fonction d'un effort de soulèvement de 22,68 kN.

Figure 4.14  
Diagramme de corps  
libre du mur  
de cisaillement



#### 4.6.4 Calcul des membrures

*Membrane tendue :*

Force dans la membrane tendue due au moment de renversement :

$$T_f = R_f = 22,68 \text{ kN}$$

Pour 2 – 38 x 140 mm SPF N° 1/N° 2

Charge de courte durée = 1,15

Réduction d'aire due  
au boulon de 19 mm = 0,85

$$T_r = 2 \times 34,2 \text{ kN} \times 1,15 \times 0,85 = 66,86 \text{ kN} \quad T_f < T_r \quad (\text{Acceptable})$$

*Membrane comprimée :*

Force dans la membrane comprimée due au moment de renversement :

Longueur de la section de  
mur réduite de 300 mm pour faire  
place aux assemblages = 2,748 m

$$P_f = 31,35 \text{ kN}$$

Pour 2 – 38 x 140 mm SPF N° 1/N° 2

Charge de courte durée = 1,15

$$\phi F_c A K_{zc} K_c = P_r = 58,77 \text{ kN} \quad P_f < P_r \quad (\text{Acceptable})$$

Il est pris pour hypothèse que la membrane comprimée est supportée sur toute sa longueur par le revêtement de contreplaqué.

#### Résultats

*Pour les murs de cisaillement, utiliser :*

Un contreplaqué SPF ou un panneau OSB de 12,5 mm cloué aux montants d'ossature de 38 mm avec des clous de 3 po espacés de 100 mm sur les bords et de 300 mm le long des appuis intermédiaires.

*Pour les membrures des murs de cisaillement, utiliser :*

2 – 38 x 140 mm SPF N° 1/N° 2 cloués ensemble avec 2 clous de 3 po espacés de 220 mm

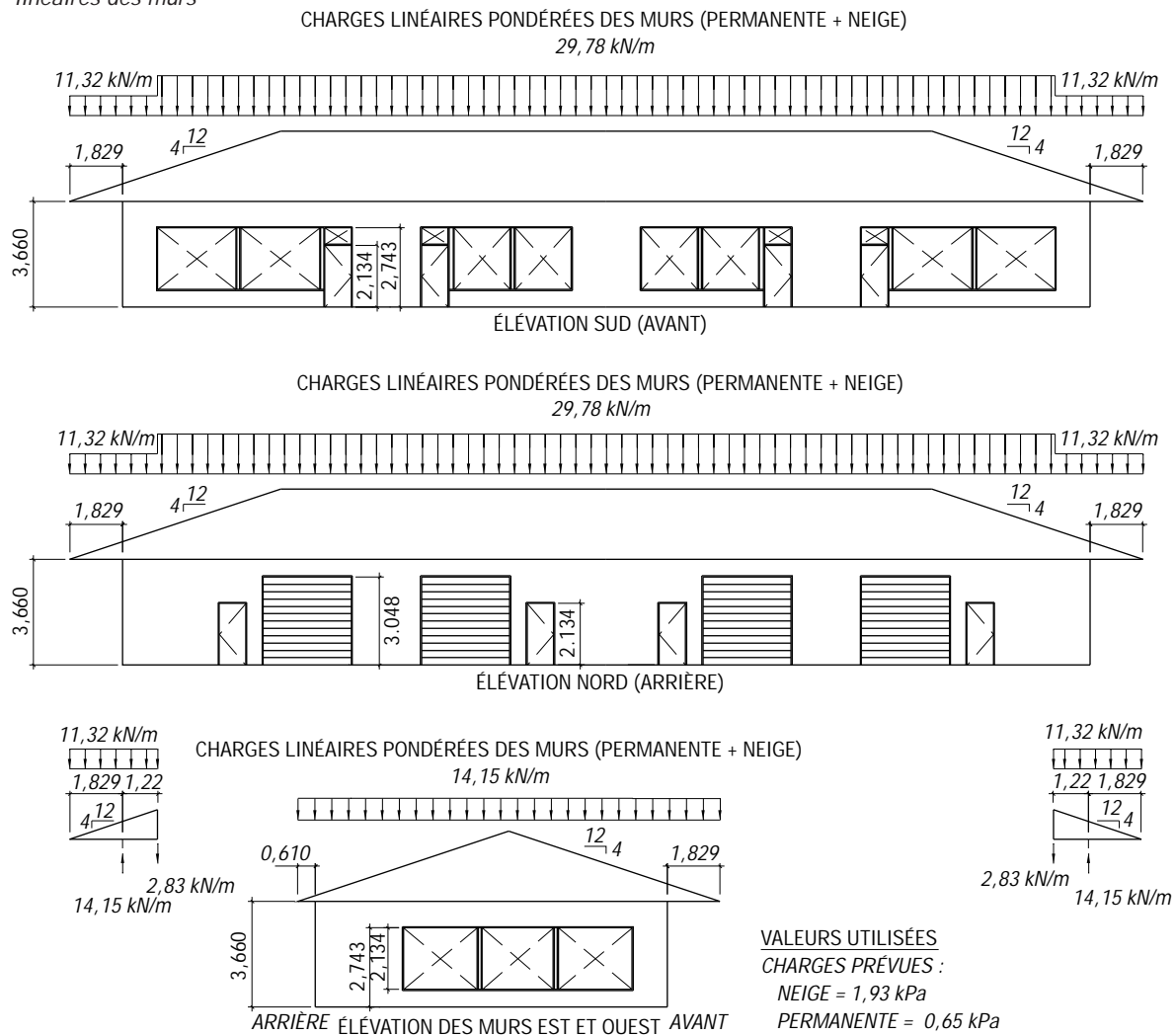
*Pour les ancrages de retenue, utiliser :* Des ancrages ayant une capacité d'au moins 22,68 kN.

#### 4.7 Charges linéaires des murs

Les élévations ci-dessous illustrent les charges linéaires résultantes utilisées pour le calcul des murs d'ossature, des poutres et des poteaux.

Ces valeurs sont tirées du calcul des charges de toit ci-dessus.

Figure 4.15  
Sommaire des charges  
linéaires des murs



Les dimensions sont en mètres

#### VALEURS UTILISÉES

##### CHARGES PRÉVUES :

NEIGE = 1,93 kPa

PERMANENTE = 0,65 kPa

##### CHARGES PONDÉRÉES :

NEIGE = 1,93 kPa x 1,5 = 2,90 kPa

PERMANENTE = 0,65 kPa x 1,25 = 0,81 kPa

TOTAL = 3,71 kPa



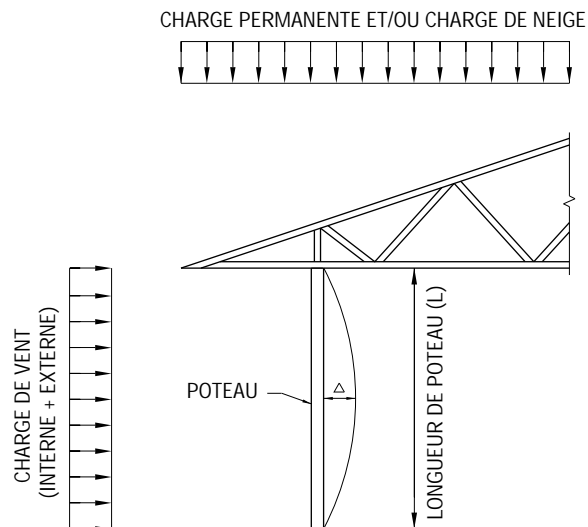
#### 4.8 Calcul des murs d'ossature

Le calcul des murs d'ossature n'est effectué que pour la plus grande charge linéaire. Généralement, on utilise le même agencement pour l'ensemble des murs extérieurs,

pour des raisons d'isolation thermique, de tenue au feu et d'isolation acoustique, même si les agencements plus faibles pourraient être acceptables d'un point de vue structural.

	Caractéristiques du bois d'oeuvre	Coefficients de correction/hypothèses
CSA 086.1 5.4.1 Table 4.3.1.2	Classe de bois : N° 1/N° 2	Durée d'application de la charge :
	Essence : S-P-F	Durée normale $K_D = 1,00$
		Courte durée $K_D = 1,15$
CSA 086.1 5.4.4 Table 5.4.4	Dimensions nominales : 38 x 140 mm (2 x 6)	Système du cas 2 : Flexion $K_H = 1,40$
	Espacement des montants : 406 mm (16 po) entre axes	compression $K_H = 1,10$
CSA 086.1 5.4.2 Table 5.4.2	Géométrie	Coefficient de condition d'utilisation : $K_S = 1,0$ (milieu sec)
CSA 086.1 5.4.3 Table 5.4.3		Coefficient de traitement : $K_T = 1,0$ (non traité)
CSA 086.1 5.5.4.2	Longueur: $L = 3,660$ m	Stabilité latérale : $K_L = 1,0$ (les éléments doivent tous être adéquatement retenus et contreventés relativement au flambage selon l'axe faible)
CSA 086.1 5.5.6.1		Coefficient de longueur efficace : $K_e = 1,0$

Figure 4.16  
Diagramme de mur d'ossature



### Calculs

La formule ci-dessous est utilisée pour déterminer le moment fléchissant amplifiée dû aux charges latérales.

CSA 086.1 5.5.10

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0$$

MCCB pg. 169

$$M_f = M'_f \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right]$$

$$P_E = \frac{\pi^2 E_s I}{(K_e L)^2}$$

$$E_s I = 82,5 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$P_E = 61 \text{ kN}$$

Les résistances sont calculées comme suit :

CSA 086.1 5.5.6.2.2

$$P_r = \phi F_c A K_{Zc} K_c$$

$$P_r = 28,79 \text{ kN} \quad \text{charge de durée normale}$$

$$P_r = 30,66 \text{ kN} \quad \text{charge de courte durée}$$

CSA 086.1 5.5.4.1

$$M_r = \phi F_b S K_{Zb} K_L$$

$$M_r = 2,97 \text{ kNm} \quad \text{charge de courte durée}$$

### Charges pondérées

(basées sur des projections horizontales)

$$\text{Charge permanente (a}_D=1,25) = 0,81 \text{ kPa} \quad \text{Charges linéaires du toit} \quad w_f = 6,54 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge de neige (a}_L=1,50) = 2,89 \text{ kPa} \quad \text{Section de charge de neige} \quad w_f = \frac{23,25 \text{ kN/m}}{29,78 \text{ kN/m}}$$

CNBC 4.1.8.1.4.(c)

Charge de vent (a<sub>L</sub>=1,50) du Tableau 4.6 :

Montants de zone «E»

$$\text{(coin du mur)} = 1,59 \text{ kPa} \quad \text{Charge linéaire par montant : } w_f = 0,64 \text{ kN/m}$$

Montants de zone «W»

$$\text{(intérieur du mur)} = 1,43 \text{ kPa} \quad \text{Charge linéaire par montant : } w_f = 0,58 \text{ kN/m}$$

CNBC 4.1.8.1.4.(b)

Charge de vent prévue (pour la flèche) du Tableau 4.6 :

Montants de zone «E»

$$\text{(coin du mur)} = 0,89 \text{ kPa} \quad \text{Charge linéaire par montant : } w = 0,36 \text{ kN/m}$$

Montants de zone «W»

$$\text{(intérieur du mur)} = 0,80 \text{ kPa} \quad \text{Charge linéaire par montant : } w = 0,32 \text{ kN/m}$$

## Calcul du mur de zone «W»

## Cas de chargement 1 : Permanente + Neige

$$\begin{array}{lll} P_f = 12,1 \text{ kN} & \text{Par montant} \\ P_r = 28,79 \text{ kN} & > P_f & \text{(Acceptable)} \end{array}$$

Cas de chargement 2 : Permanente + Vent ( $\Psi = 1,0$ )  $\Psi$  est le coefficient de combinaison de charges

$$\begin{array}{lll} P_f = 2,65 \text{ kN} & \text{Par montant} \\ P_r = 30,66 \text{ kN} & > P_f & \text{(Acceptable)} \end{array}$$

$$\frac{w_f L^2}{8} = M'_f = 0,97 \text{ kNm} \quad \begin{array}{ll} w_f = 0,58 \text{ kN/m} & \text{Par montant} \end{array}$$

Moment fléchissant amplifié :

$$\begin{array}{lll} M_f = 1,02 \text{ kNm} \\ M_r = 2,97 \text{ kNm} & > M_f & \text{(Acceptable)} \end{array}$$

Charges combinées :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} = 0,43 \leq 1,0 \quad \text{(Acceptable)}$$

Flèche due aux charges de vent :

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \frac{5wL^4}{384E_s I} \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right] = 9,6 \text{ mm} = L/382 < L/180 \quad \text{(Acceptable)}$$

Cas de chargement 3 : Permanente + Vent + Neige ( $\Psi = 0,7$ ) $\Psi = 0,7$  La surcharge et les charges de vent sont simultanées.

$$\begin{array}{lll} P_f = 9,26 \text{ kN} & \text{Par montant} \\ P_r = 30,66 \text{ kN} & > P_f & \text{(Acceptable)} \end{array}$$

$$\frac{w_f L^2}{8} = M'_f = 0,68 \text{ kNm} \quad \begin{array}{ll} w_f = 0,41 \text{ kN/m} & \text{Par montant} \end{array}$$

Moment fléchissant amplifié :

$$\begin{array}{lll} M_f = 0,80 \text{ kNm} \\ M_r = 2,97 \text{ kNm} & > M_f & \text{(Acceptable)} \end{array}$$

Charges combinées :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} = 0,57 \leq 1,0 \quad \text{(Acceptable)}$$

Flèche due aux charges de vent :

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \frac{5wL^4}{384E_s I} \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right] = 10,8 \text{ mm} = L/338 < L/180 \quad \text{(Acceptable)}$$

Le cas de chargement 3 régit

POUR TOUTES LES PARTIES DE MUR INTÉRIEUR, UTILISER :

38 x 140 mm (2 x 6) SPF de classe N° 1/N° 2 ESPACÉS DE 406 mm (16 po) entre axes

## Calcul de mur de zone «E»

Cas de chargement 2 : Permanente + Vent ( $\Psi = 1.0$ )  $\Psi$  est le coefficient de combinaison de charges

$$\begin{array}{llll}
 P_f & = & 2,65 \text{ kN} & \text{Par montant} \\
 P_r & = & 30,66 \text{ kN} & > P_f \quad (\text{Acceptable}) \\
 w_f & = & 0,64 \text{ kN/m} & \text{Par montant} \\
 \frac{w_f L^2}{8} = M'_f & = & 1,08 \text{ kNm} & 
 \end{array}$$

Moment fléchissant amplifié :

$$\begin{array}{llll}
 M_f & = & 1,13 \text{ kNm} & \\
 M_r & = & 2,97 \text{ kNm} & > M_f \quad (\text{Acceptable})
 \end{array}$$

Charges combinées :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} = 0,466 \leq 1,0 \quad (\text{Acceptable})$$

Flèche due aux charges de vent :

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \frac{5wL^4}{384E_s I} \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right] = 10,6 \text{ mm} = L/344 < L/180 \quad (\text{Acceptable})$$

Cas de chargement 3 : Permanente + Neige + Vent ( $\Psi = 0,7$ ) $\Psi = 0,7$  La surcharge et les charges de vent sont simultanées.

$$\begin{array}{llll}
 P_f & = & 9,26 \text{ kN} & \text{Par montant} \\
 P_r & = & 30,66 \text{ kN} & > P_f \quad (\text{Acceptable}) \\
 w_f & = & 0,45 \text{ kN/m} & \text{Par montant} \\
 \frac{w_f L^2}{8} = M'_f & = & 0,75 \text{ kNm} & 
 \end{array}$$

Moment fléchissant amplifié :

$$\begin{array}{llll}
 M_f & = & 0,89 \text{ kNm} & \\
 M_r & = & 2,97 \text{ kNm} & > M_f \quad (\text{Acceptable})
 \end{array}$$

Charges combinées :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} = 0,60 \leq 1,0 \quad (\text{Acceptable})$$

Fléchissement dû aux charges de vent :

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \frac{5wL^4}{384E_s I} \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right] = 12,0 \text{ mm} = L/305 < L/180 \quad (\text{Acceptable})$$

Le cas de chargement 3 régit

POUR TOUTES LES PARTIES DE MUR INTÉRIEUR, UTILISER :

38 x 140 mm (2 x 6) SPF de classe N° 1/N° 2 ESPACÉS DE 406 mm (16 po) entre axes

## Résultats

Pour tous les systèmes de murs d'ossature, utiliser :

38 x 140 mm (2 x 6) SPF de classe N° 1/N° 2 ESPACÉS DE 406 mm (16 po) entre axes

#### 4.9 Calcul de poutre composée (B1)

CSA 086.1 5.4.1  
Tableau 4.3.1.2

##### Caractéristiques du bois d'oeuvre

Classe de bois : N° 1/N° 2  
Essence : SPF

##### Coefficients de correction/hypothèses

Durée d'application de la charge :

Durée normale  $K_D = 1,00$

Courte durée  $K_D = 1,15$

Dimensions nominales : 38 x 286 mm (2 x 12)

CSA 086.1 5.4.4  
Tableau 5.4.4

Nombre de plis : 6

Coefficient de partage  
des charges :

$K_H = 1,1$

CSA 086.1 5.4.2  
Tableau 5.4.2

##### Géométrie

Coefficient de condition  
d'utilisation :

$K_S = 1,0$  (milieu sec)

CSA 086.1 5.4.3  
Tableau 5.4.3

Coefficient de traitement :

$K_T = 1,0$  (non traité)

CSA 086.1 5.5.4.2

Portée simple : 2,931 m

Stabilité latérale :

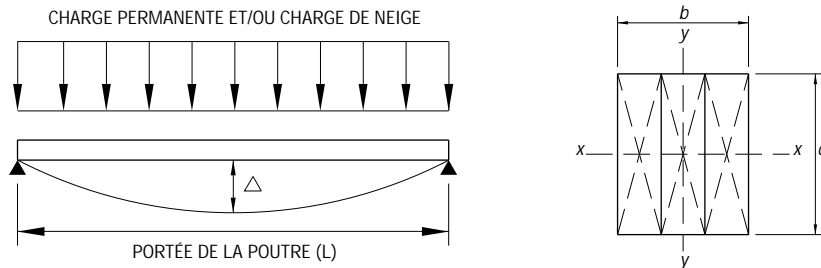
$K_L = 1,0$

Les poutres sont supportées latéralement  
par les fermes de toit.

CSA 086.1 5.5.6.1

Coefficient de longueur efficace :  $K_e = 1,0$

Figure 4.17  
Diagramme de poutre



##### Charges pondérées

(basées sur des projections horizontales)

Charge permanente ( $a_D=1,25$ ) = 0,81 kPa

Charges linéaires du toit  $w_f = 6,54$  kN/m

Charge de neige ( $a_L=1,50$ ) = 2,89 kPa

Section de charge de neige  $w_f = \frac{23,25}{29,78}$  kN/m

##### Charges d'utilisation

(basées sur des projections horizontales)

Charge permanente = 0,65 kPa

Charges linéaires du toit  $w = 5,23$  kN/m

Charge de neige = 1,93 kPa

Section de charge de neige  $w = \frac{15,50}{20,73}$  kN/m

### Calcul

Flexion : (Permanente + neige)

$$\frac{w_f L^2}{8} = M_f = 31,98 \text{ kNm}$$
$$M_r = 36,31 \text{ kNm} > M_f \quad (\text{Acceptable})$$

Cisaillement : (Permanente + neige)

CSA 086.1 5.5.5.2

$$\frac{w_f (L-2d)}{2} = V_f = 35,13 \text{ kN} \quad (\text{Exclut la distance } d = 286 \text{ mm de la face de chaque appui})$$
$$V_r = 43,06 \text{ kN} > V_f \quad (\text{Acceptable})$$

Flèche (Permanente + charges de neige d'utilisation)

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384E_s I} = 4,7 \text{ mm} = L/621 < L/360 \quad (\text{Acceptable})$$

Appui

$$V_f = 43,65 \text{ kN}$$

longueur d'appui minimale = 45,1 mm  
(sur la base d'une poutre de 228 mm de large)

### Résistance pondérée

À l'aide des formules suivantes tirées du MCCB, on peut déterminer que :

CSA 086.1 5.5.4

$$\phi F_b S K_{zb} K_L = M_r = 36,31 \text{ kNm Charge de durée normale}$$

CSA 086.1 5.5.5

$$\phi F_v \frac{2A_n}{3} K_{zv} K_N = V_r = 43,06 \text{ kN Charge de durée normale}$$

CSA 086.1 4.5.1

$$E_s I = 4,22 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

CSA 086.1 5.5.7.1

$$Q_r = 967 \text{ N/mm}$$

### Résultats

POUR LA POUTRE COMPOSÉE, UTILISER :  
6 – 38 X 286 mm SPF N° 1/N° 2

Note :

Cette poutre est plus large que le mur d'ossature en 2 x 6. Une autre solution consisterait à opter pour une poutre composée LVL pour ce type d'application. (Voir la partie Calcul de poutre LVL – Poutre 1).

#### 4.10 Calcul de poutre LVL (B1)

Caractéristiques du bois  
de charpente composite (SCL)  
Tirées de MCCB pp. 63

Coefficients de correction/hypothèses

CSA 086.1 5.4.1  
Tableau 4.3.1.2

$$\begin{aligned}f_b &= 19,3 \text{ MPa} \\f_v &= 1,72 \text{ MPa} \\f_{cp} &= 3,45 \text{ MPa} \\E &= 13800 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Durée d'application de la charge :

$$\begin{aligned}\text{Durée normale} \quad K_D &= 1,00 \\ \text{Courte durée} \quad K_D &= 1,15\end{aligned}$$

CSA 086.1 5.4.4  
Tableau 5.4.4

CSA 086.1 5.4.2  
Tableau 5.4.2

CSA 086.1 5.4.3  
Tableau 5.4.3

CSA 086.1 5.5.4.2

Les valeurs ci-dessus sont les propriétés de calcul aux contraintes admissibles correspondant aux valeurs de calcul aux états limites pour les éléments LVL du présent exemple. Il est recommandé de vérifier les propriétés de calcul auprès du fabricant.

Coefficient de partage des charges :  $K_H = 1,0$

Coefficient de condition d'utilisation :  $K_S = 1,0$  (milieu sec)

Coefficient de traitement :  $K_T = 1,0$  (non traité)

Stabilité latérale :  $K_L = 1,0$

Les poutres sont supportées latéralement par les fermes du toit.

Dimensions nominales :  
45 x 302 mm (1-3/4 x 11-7/8)

CSA 086.1 5.5.6.1

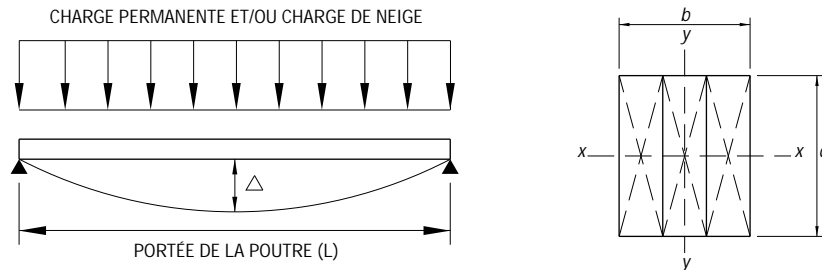
Nombre de plis : 2

Coefficient de longueur efficace :  $K_e = 1,0$

Géométrie

Portée simple : 2,931 m

Figure 4.18  
Diagrammes de poutre



Charges pondérées

(basées sur des projections horizontales)

Charge permanente ( $a_D=1,25$ ) = 0,81 kPa

Charge de neige ( $a_L=1,50$ ) = 2,89 kPa

Charges linéaires du toit  $w_f = 6,54 \text{ kN/m}$

Section de charge de neige  $w_f = \underline{23,25 \text{ kN/m}}$   
29,78 kN/m

Charges d'utilisation

(basées sur des projections horizontales)

Charge permanente = 0,65 kPa

Charge de neige = 1,93 kPa

Charges linéaires du toit  $w = 5,23 \text{ kN/m}$

Section de charge de neige  $w = \underline{15,50 \text{ kN/m}}$   
20,73 kN/m

### Calcul

*Flexion* (Permanente + neige)

$$\frac{w_f L^2}{8} = M_f = 31,98 \text{ kNm}$$
$$M_r = 37,40 \text{ kNm} > M_f \quad (\text{Acceptable})$$

*Cisaillement* (Permanente + neige)

CSA 086.1 5.5.5.2

$$\frac{w_f (L-2d)}{2} = V_f = 34,65 \text{ kN} \quad (\text{inclue la distance } d = 302 \text{ mm de la face de chaque appui})$$
$$V_r = 44,20 \text{ kN} > V_f \quad (\text{Acceptable})$$

*Flèche* (Permanente + charges de neige d'utilisation)

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384E_s I} = 7,1 \text{ mm} = L/412 < L/360 \quad (\text{Acceptable})$$

*Résistance d'appui basée sur le plein cisaillement*

$$V_f = 43,65 \text{ kN}$$

longueur d'appui minimale = 99,2 mm

(sur la base d'une poutre de 90 mm de large)

*Résistances pondérées*

MCCB pp. 63 valeurs SCL

$$M_r = 37,40 \text{ kNm} \text{ Charge de durée normale}$$

$$V_r = 44,20 \text{ kN} \text{ Charge de durée normale}$$

$$E_s I = 2,80 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$Q_r = 0,440 \text{ kN/mm}$$

*Note :*

Les valeurs de calcul du présent exemple sont génériques. Il est recommandé de vérifier les propriétés de calcul auprès du fabricant.

*Résultats*

Pour la poutre B1, utiliser : 2 - 45 x 302 mm (1-3/4 x 11-7/8) LVL





#### 4.11 Calcul de poteau composé (C1)

##### Caractéristiques du bois d'oeuvre

##### Coefficients de correction/hypothèses

CSA 086.1 5.4.1 Tableau 4.3.1.2

Classe de bois : N° 1/N° 2

Durée d'application

de la charge : Durée normale  $K_D = 1,00$

Essence : SPF

Courte durée  $K_D = 1,15$

CSA 086.1 5.4.4 Tableau 5.4.4

Dimensions nominales : 38 x 140 mm (2 x 6)

Coefficient de partage des charges  $K_H = 1,0$

Nombre de plis : 5

Flambage selon l'axe faible empêché : non

CSA 086.1 5.4.2 Tableau 5.4.2

Coefficient de condition d'utilisation :  $K_S = 1,0$  (milieu sec)

MCCB pg. 65

Il est pris pour hypothèse que les plis constitutifs du poteau agissent d'un seul tenant.

##### Géométrie

CSA 086.1 5.5.4.2

Stabilité latérale :  $K_L = 1,0$

CSA 086.1 5.4.3 Tableau 5.4.3

Largeur tribunaire (mur) : 2,931 m

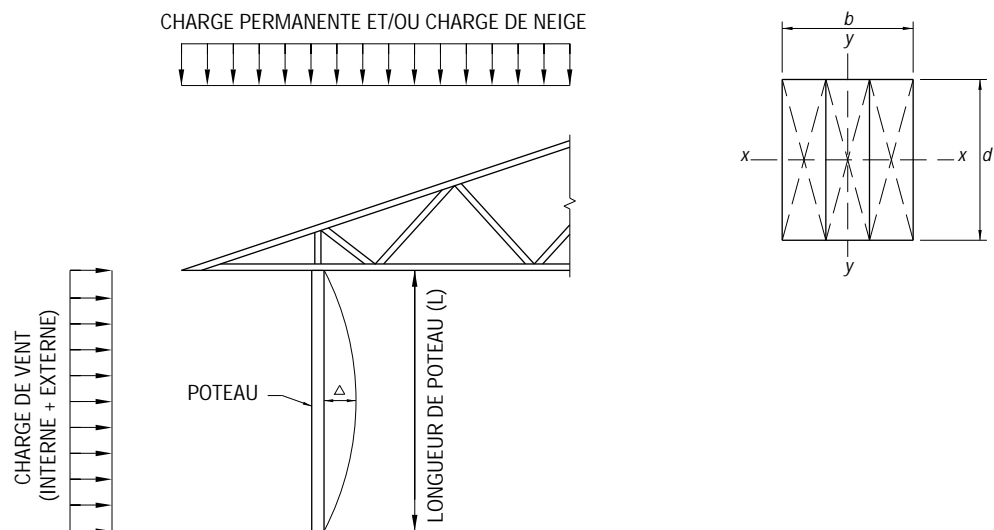
Coefficient de traitement :  $K_T = 1,0$  (non traité)

CSA 086.1 5.5.6.1

Longueur de poteau :  $L = 3,660$  m

Coefficient de longueur efficace :  $K_e = 1,0$

Figure 4.19  
Diagrammes de  
poteau composé



### Calcul

Note : La formule simplifiée suivante pour déterminer le moment fléchissant amplifié dû aux charges latérales ne s'applique qu'aux éléments en appui simple.

MCCB pg. 169

CSA 086.1 5.5.10

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1,0$$

$$M_f = M'_f \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right]$$

$$P_E = \frac{\pi^2 E_S I}{(K_e L)^2}$$

$$E_S I = 412,7 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$P_E = 304 \text{ kN}$$

### Résistances pondérées

CSA 086.1 5.5.6.2.2

$$P_{rx} = \phi F_c A K_{Zc} K_c \quad \text{résistance axiale selon l'axe de plus grande résistance des lamelles}$$

$$P_{ry} = 0,6 \phi F_c A K_{Zc} K_c \quad \text{résistance axiale selon l'axe de moindre résistance des lamelles}$$

CSA 086.1 5.5.6.4.2

$$P_{rx} = 137,48 \text{ kN} \quad \text{Charge de durée normale}$$

CSA 086.1 5.5.6.4.6

$$P_{ry} = 115,28 \text{ kN}$$

$$P_{rx} = 146,92 \text{ kN} \quad \text{Charge de courte durée}$$

$$P_{ry} = 127,17 \text{ kN}$$

CSA 086.1 5.5.4.1

$$M_r = \phi F_b S K_{Zb} K_L$$

$$M_{rx} = 11,67 \text{ kNm} \quad \text{Charge de courte durée}$$

CSA 086.1 4.2.4

### Charges pondérées

(basées sur des projections horizontales)

Charge permanente ( $a_D=1,25$ )	= 0,81 kPa	Charges linéaires du toit	$w_f = 6,54 \text{ kN/m}$
Charge de neige ( $a_L=1,50$ )	= 2,89 kPa	Section de charge de neige	$w_f = \frac{23,25 \text{ kN/m}}{29,78 \text{ kN/m}}$

CNBC

4.1.8.1 4(c)

Charge de vent ( $a_L=1,50$ ) du Tableau 4.6 :

Poteau de zone «E» (coin du mur)	= 1,59 kPa	Selon la largeur du mur	$w_f = 4,66 \text{ kN/m}$
Poteau de zone «W»(intérieur du mur)	= 1,43 kPa	Selon la largeur du mur	$w_f = 4,20 \text{ kN/m}$

CNBC

4.1.8.1 4(b)

Charge de vent prévue (pour la flèche) du Tableau 4.6 :

Poteau de zone «E» (coin du mur)	= 0,89 kPa	Selon la largeur du mur	$w = 2,60 \text{ kN/m}$
Poteau de zone «W»(intérieur du mur)	= 0,80 kPa	Selon la largeur du mur	$w = 2,35 \text{ kN/m}$

### Calcul de Poteau

CSA 086.1 4.2.4.3

Cas de chargement 1 : Permanente + Neige

$$\begin{aligned} P_f &= 87,29 \text{ kN} \\ P_r &= 115,28 \text{ kN} > P_f \quad (\text{Acceptable}) \end{aligned}$$

CSA 086.1 4.2.4.3

Cas de chargement 2 : Permanente + Vent ( $\Psi = 1,0$ )  $\Psi$  est le coefficient de combinaison de charges

$$\begin{aligned} P_f &= 19,16 \text{ kN} \\ P_r &= 127,17 \text{ kN} > P_f \quad (\text{Acceptable}) \\ w_f &= 4,20 \text{ kN/m} \\ \frac{w_f L^2}{8} &= M'_f = 7,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Moment fléchissant amplifié :

$$\begin{aligned} M_f &= 7,51 \text{ kNm} \\ M_r &= 11,67 \text{ kNm} > M_f \quad (\text{Acceptable}) \end{aligned}$$

Charges combinées :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} = 0,79 \leq 1,0 \quad (\text{Acceptable})$$

Flèche due à la charge de vent :

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \frac{5w_f L^4}{384E_s I} \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right] = 14,2 \text{ mm} = L/258 < L/180 \quad (\text{Acceptable})$$

Cas de chargement 3 : Permanente + Neige + Vent ( $\Psi = 0,7$ )

$\Psi = 0,7$  La surcharge et les charges de vent sont simultanées.

$$P_f = 66,85 \text{ kN}$$

$$P_r = 127,17 \text{ kN} > P_f \quad (\text{Acceptable})$$

$$w_f = 2,94 \text{ kN/m}$$

$$\frac{w_f L^2}{8} = M'_f = 4,93 \text{ kNm}$$

Moment fléchissant amplifié :

$$M_f = 6,31 \text{ kNm}$$

$$M_r = 11,67 \text{ kNm} > M_f \quad (\text{Acceptable})$$

Charges combinées :

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} = 1,07 \leq 1,0 \quad (\text{Non acceptable})$$

Dans ce cas-ci, le calcul sert à l'estimation et au dimensionnement préliminaire.

L'utilisation de PSL ou de lamellé-collé peut également être envisagée.

Flèche due à la charge de vent :

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \frac{5wL^4}{384E_s I} \left[ \frac{1}{1 - \frac{P_f}{P_E}} \right] = 17,0 \text{ mm} = L/215 < L/180 \quad (\text{Acceptable})$$

Dans le cas d'un poteau de 5 plis, s'assurer que le poteau agit d'un seul tenant.

### Résultats

Le cas de chargement 3 régit

Pour le poteau C1, utiliser : 5 plis de 38 x 140 mm (2 x 6) SPF N° 1/N° 2



## 5.0 Conclusion

Ce cahier pratique a été conçu pour éduquer et démontrer à l'ensemble des prescripteurs en construction que la charpente de bois est un choix viable dans la construction de bâtiments à vocation commerciale.

Pour ce faire, ce document a été divisé en deux parties principales. Dans un premier temps, il guide le lecteur dans une étude préliminaire de faisabilité et de coûts d'un bâtiment commercial à un étage. La deuxième partie, quant à elle, conduit le concepteur dans l'analyse et le calcul détaillé de tous les éléments de charpente.

Des tables génériques permettront facilement au lecteur d'adapter le bâtiment présenté dans l'exemple à d'autres projets similaires ayant des critères de charge différents (neige, vent, séisme, etc.) suivant son emplacement géographique.

Fait à souligner, l'exemple présenté comporte une liste complète des références (code national du bâtiment du Canada – 1995, norme CSA O86.1-94, Règles de calcul aux états limites des charpentes en bois, Manuel de calcul des charpentes en bois – 1995) qui sont indispensables à ce type d'exercice.

Dorénavant, tout concepteur pourra, grâce à ce nouvel outil de calcul, envisager avec plus de confiance l'utilisation et la mise en valeur de la grande variété des matériaux de construction en bois maintenant disponibles sur le marché ; le bois étant le seul matériau de construction provenant d'une ressource renouvelable.



THE CANADIAN WOOD TRUSS ASSOCIATION



L'ASSOCIATION CANADIENNE DES FABRICANTS DE FERMES DE BOIS



Industry  
Canada

Industrie  
Canada



Natural Resources  
Canada

Ressources naturelles  
Canada



A P A

The Engineered Wood Association



Trus Joist MacMillan



Canadian  
Wood  
Council

Conseil  
canadien  
du bois



<http://topographi.blogspot.com/>