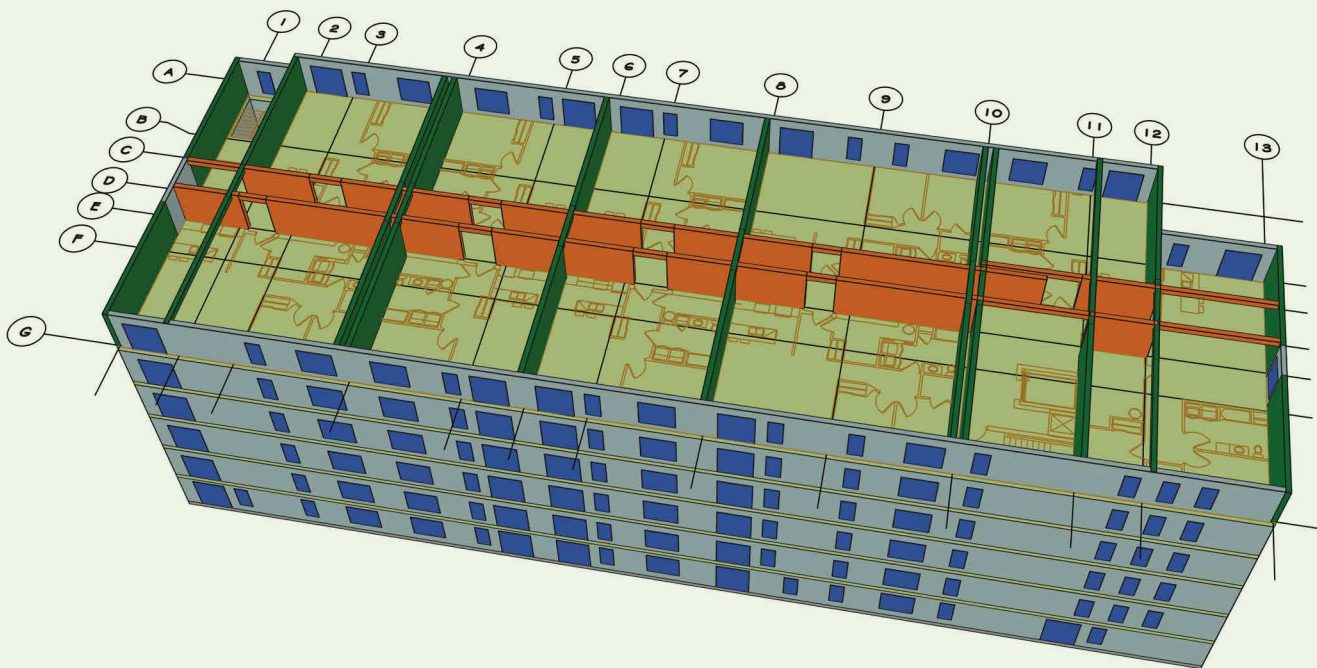


2<sup>e</sup> édition

# Guide technique sur la conception de bâtiments de **5 ou 6 étages à ossature légère en bois**

**Volume 2:** Exemple de calcul d'un bâtiment de 6 étages à ossature légère



**cecobois**

Centre d'expertise  
sur la construction  
commerciale en bois

**cecobois** remercie Ressources naturelles Canada et le ministère des Ressources naturelles et des Forêts pour leur contribution financière à la réalisation de ce guide.

## Partenaires



## Avant-propos

Ce volume 2 du *Guide technique sur la conception de bâtiments de 5 ou 6 étages à ossature légère en bois* présente un exemple de calcul pour un bâtiment de six étages dont la structure est une ossature légère en bois. Cet exemple met l'accent sur les éléments importants de ce type de calcul, incluant :

- le dimensionnement des principaux éléments porteurs, dont les murs (espacement des montants et vérification des lisses et sablières) ainsi que les poutres et colonnes ;
- le système de résistance aux charges latérales (murs de refend et diaphragmes) ;
- le calcul du mouvement vertical anticipé.

## Équipe de rédaction

Cet exemple de calcul a été révisé par les conseillers techniques de **cecobois** :

- François Chaurette, ing., conseiller technique, **cecobois**
- Philipp McFadden, ing., conseiller technique, **cecobois**
- Sébastien Gagné, ing., conseiller technique, **cecobois**
- Joanie Roy, chargée de contenus rédactionnels, **cecobois**

## Remerciements

Les conseillers techniques de **cecobois** remercient les spécialistes suivants pour leurs commentaires constructifs sur les divers aspects techniques de cet exemple de calcul :

- Ali Mikael, Ph. D., P. Eng., Conseil canadien du bois
- Diego Flores, M.Sc P. Eng, Conseil canadien du bois
- Jean-Philippe Carrier, ing., L2C Experts-Conseils
- Kim Lajoie, ing., L2C Experts-Conseils

Les images techniques ont été réalisées par Appalaches Solutions Bois Inc. à l'aide du logiciel Cadwork. Les plans des figures 1 à 4 ont été réalisés par BGA Architectes.

## Responsabilités du lecteur

Bien que cet exemple de calcul ait été conçu avec la plus grande exactitude conformément à la pratique actuelle du calcul des structures en bois, le Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois n'est nullement responsable des erreurs ou des omissions qui peuvent découler de l'usage du présent guide. Toute personne utilisant ce guide en assume pleinement tous les risques et les responsabilités. Toute suggestion visant l'amélioration de notre documentation sera grandement appréciée et considérée dans les versions futures.

# Table des matières

Avant-propos	i
Équipe de rédaction	i
Remerciement	i
Responsabilités du lecteur	i
Table des matières	ii
1 Description du bâtiment et des conditions de calcul	1
1.1 Conditions de calculs	1
1.2 Choix des systèmes structuraux	2
1.3 Configuration du bâtiment	2
2 Étapes à suivre pour la conception structurale du bâtiment	5
2.1 Système de résistance aux forces latérales (SRFL)	6
2.1.1 Analyse dynamique	9
2.1.2 Exigences normatives	9
3 Calcul des charges latérales appliquées	11
3.1 Calcul des charges de vent	12
3.2 Calcul des charges sismiques	15
3.3 Sommaire des forces latérales	16
4 Choix préliminaire du système de résistance aux charges latérales	16
5 Validation des murs de refend du 1 <sup>er</sup> étage – charges latérales	17
6 Calcul du système structural pour les charges gravitaires	18
6.1 Coefficient de durée, $K_D$	18
6.2 Surface tributaire	18
6.3 Murs porteurs	18
6.4 Poutrelles et fermes de toit	19
6.5 Murs extérieurs – Axes 1 et 13	21
6.6 Murs extérieurs – Axes A et G	23
6.7 Action de soulèvement de la toiture par des rafales de vent	23
6.8 Mur mitoyen – Axe 4	27
6.9 Mur intérieur des logements – Axe 9	28
6.10 Mur intérieur du corridor – Axes D et E	28
6.11 Poutres et colonnes à l'intérieur des logements – Axe 5	29
6.11.1 Dimensions des colonnes et des surfaces d'appui au 2 <sup>e</sup> plancher (côté gauche – Axe A)	31
6.11.2 Dimension des colonnes et des surfaces d'appui au 2 <sup>e</sup> plancher (côté droit – Axe B1)	34
7 Calcul détaillé des charges latérales	35
7.1 Axe nord-sud	35
7.1.1 Premier cas: charge de vent et diaphragme flexible – Axe nord-sud	36
7.1.2 Deuxième cas: charge de vent et diaphragme rigide – Axe nord-sud	39
7.1.3 Troisième cas: charge sismique et diaphragme flexible – Axe nord-sud	45
7.1.4 Quatrième cas: charge sismique et diaphragme rigide – Axe nord-sud	49

7.2	Axe est-ouest	55
7.2.1	Charge sismique et diaphragme rigide	55
7.3	Compilation des charges nord-sud et est-ouest	61
8	Calcul détaillé – Calcul des murs de refend	63
8.1	Calcul des membrures d'extrémité et des ancrages de retenue	65
8.1.1	Calcul détaillé du mur de refend MR7	66
8.2	Calcul de la déformation du MR7 (sismique)	78
8.2.1	Calcul du moment d'inertie équivalent d'un segment de mur de refend avec tige d'ancrage ATS	79
8.2.2	Calcul de la déformation du mur	81
8.3	Vérification de la période	85
8.4	Calcul de la déformation de tous les murs de refend (sismique)	92
8.4.1	Premier cas : Axe nord-sud – Charge sismique et diaphragme flexible – $T = 1,094$ s	92
8.4.2	Deuxième cas : Axe nord-sud – Charge sismique et diaphragme rigide – $T = 1,094$ s	94
8.4.3	Troisième cas : Axe est-ouest – Charge sismique et diaphragme rigide – $T = 1,468$ s	96
8.5	Sensibilité à la torsion	97
8.5.1	Axe nord-sud	97
8.5.2	Axe est-ouest	99
8.6	Calcul de la déformation de tous les murs de refend (vent)	101
8.7	Comparaison des résultats	103
9	Calcul détaillé : calcul des diaphragmes	107
9.1	Axe nord-sud	107
9.1.1	Diaphragme flexible	107
9.1.2	Diaphragme rigide	108
9.2	Axe est-ouest	114
9.2.1	Diaphragme rigide	114
9.3	Compilation des résultats et dimensionnement du diaphragme	119
9.4	Calcul des déformations	120
9.4.1	Axe nord-sud	121
9.4.2	Axe est-ouest	124
10	Vérification du mouvement vertical	127
10.1	Mouvement vertical causé par le retrait	127
10.2	Mouvement vertical causé par la déformation élastique des éléments structuraux	127
10.3	Mouvement vertical causé par le fluage des éléments structuraux	128
10.4	Exemple de calcul du mouvement vertical anticipé dans le mur de l'axe 4	128
11	Résultats et recommandations	129
11.1	Résultats	129
11.2	Recommandations	132
12	Références	134
13	Annexes	135

## Liste des figures

Figure 1	Vue en plan du stationnement souterrain	3
Figure 2	Vue en plan du 1 <sup>er</sup> étage	3
Figure 3	Vue en élévation de la façade (élévation nord)	4
Figure 4	Vue en élévation de côté (élévation est)	4
Figure 5	Éléments servant au SRFL	7
Figure 6	Hauteur détaillée de chaque étage et de la toiture	11
Figure 7	Vue en plan – Charges de vent direction nord-sud	13
Figure 8	Élévation du mur sud	13
Figure 9	Vue en plan – Charges de vent direction est-ouest	14
Figure 10	Élévation du mur ouest	14
Figure 11	Position des murs de refend et collecteurs (en orange et vert)	17
Figure 12	Étriers à montage par le dessus de sablière	19
Figure 13	Poutrelle appuyée par membrure double supérieure	19
Figure 14	Orientation des poutrelles et des solives de plancher	20
Figure 15	Orientation des fermes de toit	20
Figure 16	Compression perpendiculaire au fil des lisses et sablières	22
Figure 17	Zones de soulèvement en toiture	25
Figure 18	Schéma des éléments porteurs à l'axe 5	29
Figure 19	Colonne composée – Axe A	31
Figure 20	Écrasement des lisses, sablières et panneau OSB	33
Figure 21	Surface d'appui des colonnes – Axe B-1	34
Figure 22	Déformation du diaphragme	35
Figure 23	Positionnement des murs de refend et collecteurs – charges de vent axe nord-sud	36
Figure 24	Hauteur tributaire aux murs – charge de vent	37
Figure 25	Moment de torsion	40
Figure 26	Application des forces sismiques – Mur sud	45
Figure 27	Distribution de la charge sismique à chaque étage	46
Figure 28	Conversion du moment de torsion accidentel en charge triangulaire	47
Figure 29	Moment de torsion – Sens horaire et anti-horaire	51
Figure 30	Positionnement des murs de refend pour la charge sismique – Axe est-ouest	55
Figure 31	Moment de torsion	56
Figure 32	Coupe type d'un segment de mur de refend	65
Figure 33	Élévation du mur MR7 et charges sismiques appliquées à chaque étage	68
Figure 34	Mur de refend MR7 – 1 <sup>er</sup> étage	69
Figure 35	Charge sismique appliquée au toit du MR7	70
Figure 36	Charge sismique appliquée au plancher du 6 <sup>e</sup> étage	72
Figure 37	Assemblage contre le glissement du mur de refend MR7 des 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>e</sup> étages	75
Figure 38	Assemblage contre le glissement du mur de refend MR7 du 6 <sup>e</sup> étage	77
Figure 39	Moment d'inertie MR7	79
Figure 40	Poutrelle et étriers top mount	83

Figure 41	Rotation anti-horaire pour Bx – Axe nord-sud	97
Figure 42	Rotation horaire pour Bx – Axe nord-sud	98
Figure 43	Rotation anti-horaire pour Bx – Axe est-ouest	99
Figure 44	Rotation horaire pour Bx – Axe est-ouest	100
Figure 45	Application des charges au diaphragme du toit – Axe nord-sud – L <sup>2</sup>	109
Figure 46	Diagramme des forces de cisaillement dans les diaphragmes (kN) – Moment de torsion horaire – L <sup>2</sup>	111
Figure 47	Diagramme des forces de cisaillement dans les diaphragmes (kN) – Moment de torsion anti-horaire – L <sup>2</sup>	113
Figure 48	Application des charges au diaphragme du toit –Axe est-ouest – L <sup>2</sup>	115
Figure 49	Diagramme des forces de cisaillement dans le diaphragme – Moment de torsion horaire – Axe est-ouest – L <sup>2</sup>	117
Figure 50	Diagramme des forces de cisaillement dans le diaphragme – Moment de torsion anti-horaire – Axe est-ouest – L <sup>2</sup>	118
Figure 51	Composition du diaphragme	119
Figure 52	Exemple de blocage de diaphragme	120
Figure 53	Exemple diaphragme rigide	120
Figure 54	Exemple diaphragme flexible	121
Figure 55	Déformation du diaphragme flexible de l'axe nord-sud	121
Figure 56	Comparaison d'une poutre en portée simple avec une poutre en porte-à-faux	124
Figure 57	Déformation du diaphragme flexible de l'axe est-ouest	125
Figure 58	Mouvement vertical	128
Figure 59	Centre de masse (C. M.)	136
Figure 60	Centre de rigidité – Axe nord-sud	137
Figure 61	Centre de rigidité – Axe est-ouest	138
Figure 62	Centre de rigidité partiel – Axe nord-sud	139
Figure 63	Centre d'application des charges de vent	140
Figure 64	Exemple de dessin d'atelier – Ferme de toit	146
Figure 65	Exemple de dessin d'atelier – Poutrelle de plancher	147

## Liste des tableaux

Tableau 1	Éléments et spécifications pour le SRFL	8
Tableau 2	Vérifications sismiques selon le Code ou la norme CSA O86	10
Tableau 3	Sommaire des forces latérales	16
Tableau 4	Charges verticales appliquées à chaque étage (Axes 1 et 13)	22
Tableau 5	Charges verticales appliquées à chaque étage (Axes A et G)	23
Tableau 6	Force de soulèvement de la toiture	24
Tableau 7	Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axes A-2 à A-12)	25
Tableau 8	Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axes B-1 à B-2)	25
Tableau 9	Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axe D – Corridor central)	26
Tableau 10	Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axe E – Corridor central)	26
Tableau 11	Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axes C-12 à C-13 et G-12 à G-13)	26
Tableau 12	Charges verticales appliquées à chaque étage (Axe 4)	27
Tableau 13	Charges verticales appliquées à chaque étage (Axe 9)	28
Tableau 14	Charges verticales appliquées à chaque étage (Axes D et E)	29
Tableau 15	Réactions de la poutre P1A	30
Tableau 16	Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme flexible)	38
Tableau 17	Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme flexible)	39
Tableau 18	Rigidité des murs	41
Tableau 19	Combinaison de la charge concentrique et du moment de torsion – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	42
Tableau 20	Charges pondérées à chaque étage – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	43
Tableau 21	Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	43
Tableau 22	Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	44
Tableau 23	Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme flexible)	48
Tableau 24	Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme flexible)	49
Tableau 25	Combinaison de la charge concentrique et du moment de torsion – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	52
Tableau 26	Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	53
Tableau 27	Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	54
Tableau 28	Rigidité partielle des murs	57
Tableau 29	Combinaison de la charge concentrique et du moment de torsion – Séisme (Axe est-ouest, diaphragme rigide)	58
Tableau 30	Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe est-ouest, diaphragme rigide)	59
Tableau 31	Charge sismique cumulée sur les murs de refend dans la direction est-ouest appliquée à chaque étage	59
Tableau 32	Efforts de torsion dans les murs de refend MR2 à MR5 – Séisme (Axe est-ouest, Diaphragme rigide)	60
Tableau 33	Compilation des charges de vent cumulées à chaque étage	61

Tableau 34	Compilation des charges sismiques cumulées à chaque étage	62
Tableau 35	Composition des murs de refend en fonction des efforts de cisaillement critiques	64
Tableau 36	Résistances pondérées du système d'ancrage ATS de Simpson	66
Tableau 37	Résistances pondérées des poteaux jumelés d'extrémités des murs de refend	67
Tableau 38	Sommaire des réactions du segment de mur de refend MR7	73
Tableau 39	Sommaire des ancrages et des poteaux d'extrémité des segments de mur de refend	74
Tableau 40	Résistance des bandes métalliques Simpson	78
Tableau 41	Moments d'inertie à chaque étage pour le mur MR7	80
Tableau 42	Sommaire des charges sismiques et composition du mur MR7	80
Tableau 43	Déformation due à la flexion à chaque étage du mur MR7	81
Tableau 44	Déformation due au cisaillement à chaque étage du mur MR7	81
Tableau 45	Déformation due au glissement à chaque étage du mur MR7	82
Tableau 46	Types et efforts des ancrages de retenue à chaque étage du mur MR7	82
Tableau 47	Déformation aux ancrages de retenue à chaque étage du mur MR7	83
Tableau 48	Sommaire des déformations à chaque étage du mur MR7	84
Tableau 49	Calcul de la période – 1 <sup>re</sup> itération (Axe nord-sud)	85
Tableau 50	Réajustement des forces latérales – $T = 1,163$ s (Axe nord-sud)	86
Tableau 51	Nouvelle répartition des charges et nouvelle valeur de $J_x - T_a = 1,163$ s (Axe nord-sud)	86
Tableau 52	Calcul de la période – 2 <sup>e</sup> itération (Axe nord-sud)	87
Tableau 53	Déformations interétages – $T = 1,122$ s (Axe nord-sud)	87
Tableau 54	Déformations interétages – $T = 1,542$ s (Axe est-ouest)	88
Tableau 55	Déformation interétages – $T = 1,094$ s – Rigidité $K = V_i/\Delta_i$ (Axe nord-sud)	89
Tableau 56	Déformation interétages – $T = 1,468$ s – Rigidité $K = V_i/\Delta_i$ (Axe est-ouest)	90
Tableau 57	Calcul de la période– 8 <sup>e</sup> itération – Rigidité $K = V_i/\Delta_i$ (Axe nord-sud)	91
Tableau 58	Calcul de la période – 12 <sup>e</sup> itération – Rigidité $K = V_i/\Delta_i$ (Axe est-ouest)	91
Tableau 59	Sommaire des périodes pour le calcul des déformations	92
Tableau 60	Déformations interétages – Séisme – $T = 1,094$ s (Axe nord-sud, diaphragme flexible)	93
Tableau 61	Données servant à déterminer l'effort $V$ appliqué aux murs du 6 <sup>e</sup> étage – Rigidité $K = V_i / \Delta_i$	94
Tableau 62	Déformations interétages – Séisme – $T = 1,094$ s – Rigidité $K = V_i / \Delta_i$ (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	95
Tableau 63	Déformations interétages – Séisme – $T = 1,468$ s – Rigidité $K = V_i / \Delta_i$ (Axe est-ouest, diaphragme rigide)	96
Tableau 64	Rotation anti-horaire – Rapport $B_x$ (Axe nord-sud)	98
Tableau 65	Rotation horaire – Rapport $B_x$ (Axe nord-sud)	98
Tableau 66	Rotation anti-horaire – Rapport $B_x$ (Axe est-ouest)	99
Tableau 67	Rotation horaire – Rapport $B_x$ (Axe est-ouest)	100
Tableau 68	Charges non pondérées cumulées – Vent (Axe nord-sud, diaphragme flexible et rigide)	101
Tableau 69	Déformations interétages et limite de déformation $H_i/500$ – Vent – Rigidité = $L^2$ (Axe nord-sud, diaphragme flexible et rigide)	102

Tableau 70	Comparaison des charges pondérées – T = 0,873 s (Axe nord-sud, étages 4 à 6)	103
Tableau 71	Comparaison des charges pondérées – T = 0,873 s (Axe nord-sud, étages 1 à 3)	104
Tableau 72	Comparaison des charges pondérées – T = 0,873 s (Axe est-ouest, étages 4 à 6)	105
Tableau 73	Comparaison des charges pondérées – T = 0,873 s (Axe est-ouest, étages 1 à 3)	106
Tableau 74	Efforts tranchant au diaphragme du toit – T = 0,873 s (Axe nord-sud, diaphragme flexible et moment de torsion horaire)	107
Tableau 75	Efforts tranchant au diaphragme du toit – T = 0,873 s (Axe nord-sud, diaphragme flexible et moment de torsion anti-horaire)	108
Tableau 76	Forces aux murs de refend – T = 0,873 s (Axe nord-sud, diaphragme rigide)	110
Tableau 77	Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873 s – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion horaire)	111
Tableau 78	Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873 s – Rigidité = V/Δ (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion horaire)	112
Tableau 79	Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873 s – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion anti-horaire)	112
Tableau 80	Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873 s – Rigidité = V/Δ (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion anti-horaire)	113
Tableau 81	Forces aux murs de refend – T = 0,873 s (Axe est-ouest, diaphragme rigide)	116
Tableau 82	Forces de cisaillement dans le diaphragme – T = 0,873 s – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe est-ouest, diaphragme rigide et moment de torsion horaire)	117
Tableau 83	Forces de cisaillement dans le diaphragme – T = 0,873 s – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe est-ouest, diaphragme rigide et moment de torsion anti-horaire)	118
Tableau 84	Données de conception du mur de l'axe 4	128
Tableau 85	Mouvement vertical du mur de l'axe 4	129
Tableau 86	Centre de rigidité – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe nord-sud)	137
Tableau 87	Centre de rigidité – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe est-ouest)	138
Tableau 88	Centre de rigidité partiel – Rigidité = L <sup>2</sup> (Axe nord-sud)	139
Tableau 89	Poids des matériaux	142
Tableau 90	Charge permanente du bâtiment (W) pour le calcul sismique	144

# 1 Description du bâtiment et des conditions de calcul

Cet exemple de calcul est basé sur un bâtiment d'habitation de six étages situé à Québec. Le bâtiment est muni d'espaces de stationnement souterrains. La structure souterraine du stationnement ainsi que le plancher du rez-de-chaussée, sont en béton armé. Une structure en ossature légère en bois est érigée sur six étages à partir du rez-de-chaussée.

Les méthodes de calculs sont basées sur celles référencées dans le *Code de construction du Québec, Chapitre I – Bâtiment, et Code national du bâtiment – Canada 2020 (modifié)*, ci-après nommé «Code».

La norme *CSA O86-19 – Règles de calcul des charpentes en bois* est utilisée pour le calcul des résistances des matériaux bois; ci-après aussi nommée CSA O86.

## 1.1 Conditions de calculs

### Habitation de type multilogements sur stationnement souterrain

**Classement du bâtiment selon le Code:** Habitations, groupe C

**Lieu du projet:** ville de Québec

#### Charges gravitaires:

Neige au sol:  $S_s = 3,6 \text{ kPa}$   $S_r = 0,6 \text{ kPa}$

Neige au toit (toit plat):  $S = (3,6 \times 0,8) + 0,6 = 3,48 \text{ kPa}$

Surcharge au plafond (comble):  $0,5 \text{ kPa}$

Charge permanente au toit:  $0,9 \text{ kPa}$

Surcharge au plancher:  $P_L = 1,9 \text{ kPa}$  (logements)

$P_L = 4,8 \text{ kPa}$  (corridors, balcons et escaliers)

Charge permanente au plancher (avec béton léger):  $P_S = 1,66 \text{ kPa}$

Charge des cloisons:  $1,0 \text{ kPa}$  (charge gravitaire),  $0,5 \text{ kPa}$  (pour calcul sismique)

#### Charges de vent:

Pression de vent horaire 1/50:  $0,41 \text{ kPa}$

#### Données sismiques:

Catégorie d'emplacement: sol de type C,  $V_{s30} = 450 \text{ m/s}$

$S_a(0,2, X_{450}) : 0,774$

$S_a(0,5, X_{450}) : 0,405$

$S_a(1,0, X_{450}) : 0,212$

$S_a(2,0, X_{450}) : 0,0972$

$S_a(5,0, X_{450}) : 0,0258$

$PGA, (X_{450}) : 0,384$

$PGV, (X_{450}) : 0,279$

## 1.2 Choix des systèmes structuraux

- **Murs à ossature légère en bois, préfabriqués en usine et revêtus de panneaux d'OSB conformes à la norme CSA O325** : Pour les montants, du bois de sciage EPS classé visuellement ou mécaniquement (MSR) est sélectionné selon les exigences du calcul. Les lisses et sablières sont en bois de charpente composite de type LSL. Ce type de bois d'ingénierie est particulièrement utile pour limiter le mouvement vertical du bâtiment causé par le retrait en raison de sa faible teneur en humidité à la fabrication.
- **Systèmes de plancher en poutrelles ajourées ou en I** : Les poutrelles ajourées ou en I permettent d'atteindre de plus grandes portées et causent moins de retrait que les solives traditionnelles en bois de sciage. Dans le système étudié, les poutrelles sont recouvertes de panneaux d'OSB conformes à la norme CSA O325 pour assurer la résistance en contreventement des diaphragmes de plancher. Une chape en béton léger de 38 mm est aussi prévue sur les planchers afin d'assurer un niveau adéquat d'isolation acoustique.
- **Systèmes de toiture** : Le système de toiture bassin est composé de fermes légères en bois et recouvert de panneaux d'OSB conformes à la norme CSA O325 pour assurer la résistance du diaphragme du toit. La toiture est recouverte d'une membrane élastomère.
- **Clous à pistolet pneumatique conformes à la norme ASTM F1667** : Les clous à pistolet pneumatique sont utilisés couramment sur les chantiers de construction et dans les usines de préfabrication de composants structuraux. Le choix du diamètre des clous à pistolet pneumatique est toutefois primordial. D'une part, il est important de choisir des clous permettant d'obtenir une résistance des murs de refend et des diaphragmes comparable à celle obtenue avec des clous ordinaires. D'autre part, les clous au diamètre sélectionné doivent être disponibles sur le marché. **Pour la conception des murs de refend et des diaphragmes, des clous de 64 mm de longueur (2,5 po) et de 3,33 mm de diamètre (0,131 po) ont été utilisés dans cet exemple de calcul.**

## 1.3 Configuration du bâtiment

La figure 1 et la figure 2 présentent les vues en plan du bâtiment étudié (fondations et premier étage), alors que la figure 3 et la figure 4 montrent les vues en élévation. Afin que le bâtiment réponde aux exigences du Code (article 3.2.2.51 – Bâtiments du groupe C, au plus 6 étages, protégés par gicleurs), il doit respecter certaines dimensions maximales.

### Aire du bâtiment :

Trame 1-2 :  $A_{1-2} = 18,27 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} = 58 \text{ m}^2$

Trames 2-12 :  $A_{2-12} = 19,51 \text{ m} \times 48,15 \text{ m} = 939 \text{ m}^2$

Trame 12-13 :  $A_{12-13} = 14,94 \text{ m} \times 6,1 \text{ m} = 91 \text{ m}^2$

Aire au sol :  $A_{1-2} + A_{2-12} + A_{12-13} = 58 + 939 + 91$   
 $= 1\,088 \text{ m}^2 \leq 1\,500 \text{ m}^2$  (limite pour 6 étages en bois)

### Hauteur de bâtiment :

Hauteur à partir du sol jusqu'au point le plus haut du toit, (incluant le parapet, voir figure 4) =  $18,8 \text{ m} \leq 25 \text{ m}$

### Hauteur du dernier plancher :

Hauteur à partir du sol jusqu'au-dessus du plancher du 6<sup>e</sup> étage =  $15,3 \text{ m} \leq 18 \text{ m}$

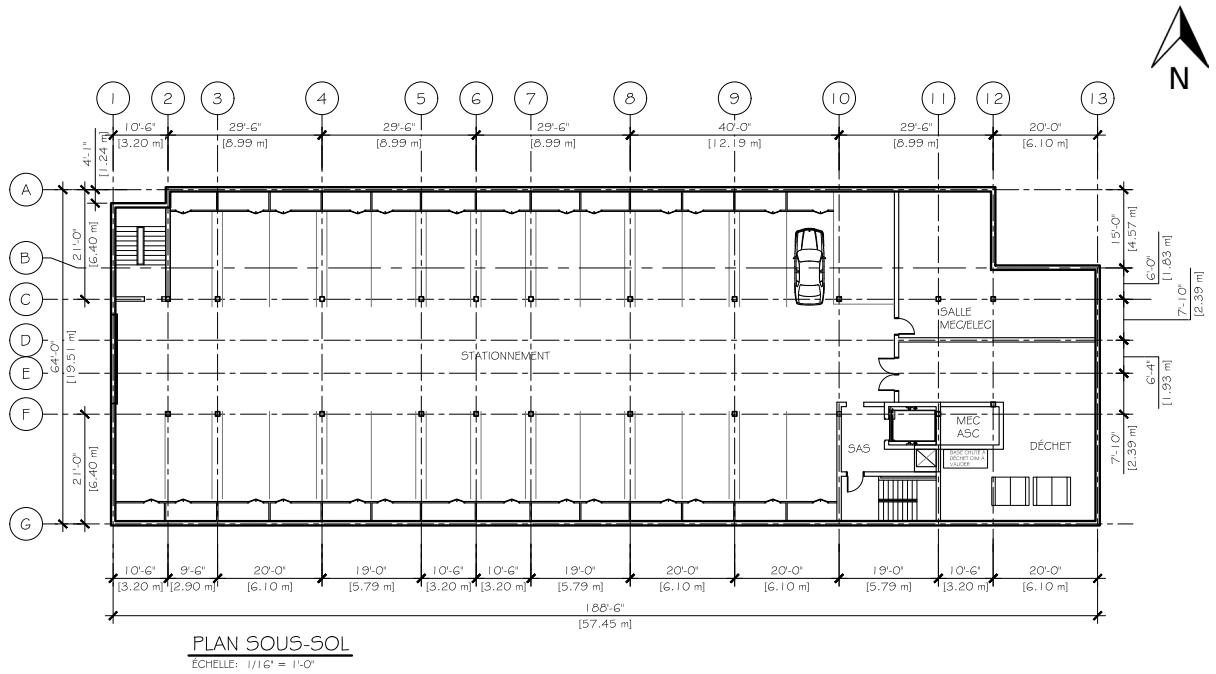


Figure 1 • Vue en plan du stationnement souterrain

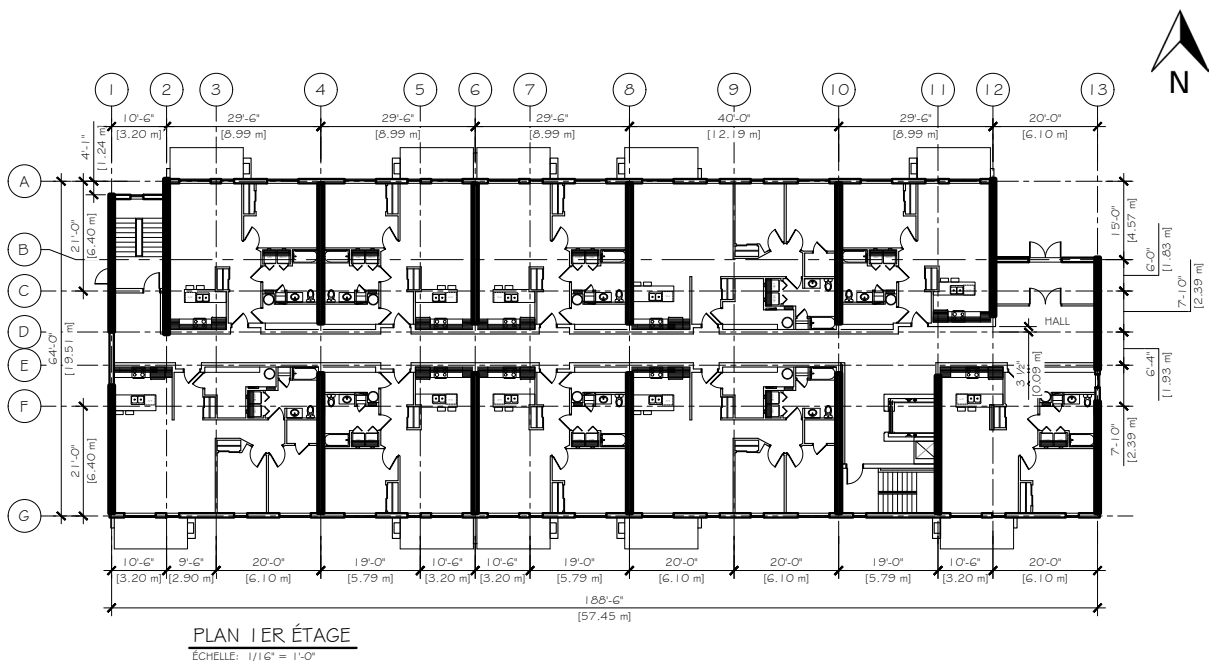


Figure 2 • Vue en plan du 1<sup>er</sup> étage

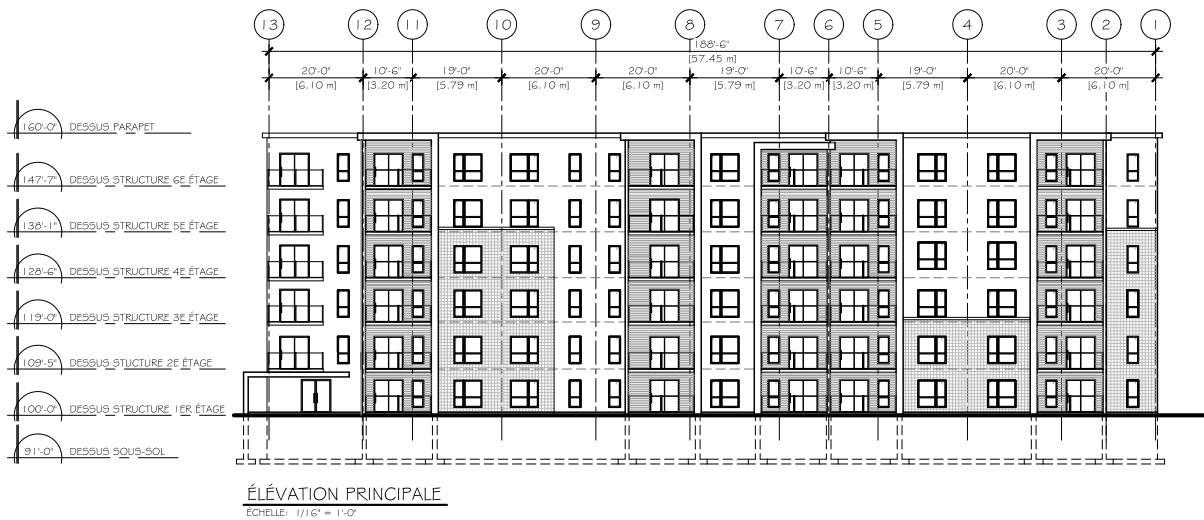


Figure 3 • Vue en élévation de la façade (élévation nord)

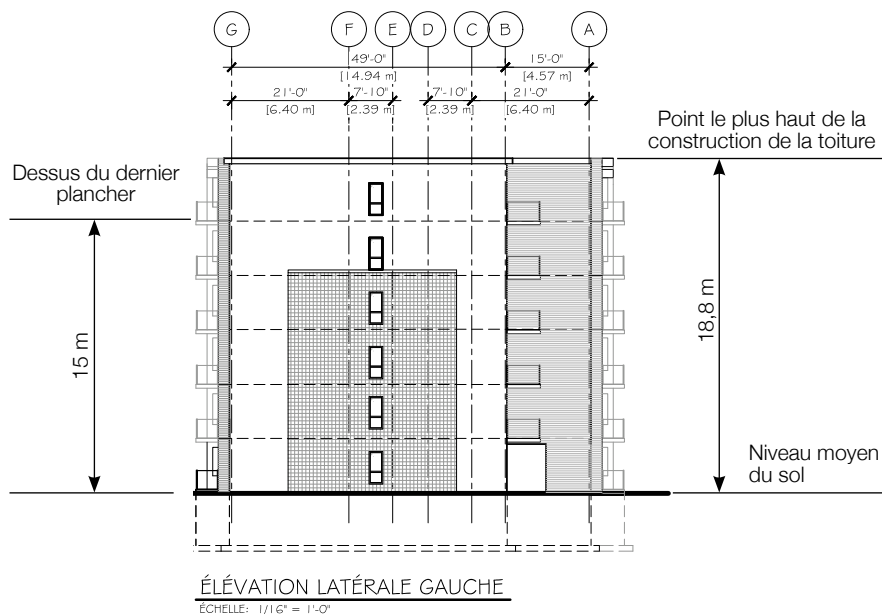


Figure 4 • Vue en élévation de côté (élévation est)

## 2 Étapes à suivre pour la conception structurale du bâtiment

La conception structurale d'un bâtiment de cinq ou six étages en ossature légère en bois comporte plusieurs étapes. L'ensemble des calculs doit être conforme à la norme CSA O86 et au Code.

Le présent guide offre des pistes de solutions pour aider le concepteur lors des étapes comportant des éléments spécifiques aux constructions en bois

de moyenne hauteur. Des éléments plus génériques sur la construction en bois se trouvent dans d'autres documents de référence comme le *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois* (Cecobois, 2019). Voici les étapes de calcul ainsi que les références associées à celles-ci :

Étapes	Référence
<b>1. Détermination des charges latérales</b>	Section 3
<b>2. Choix du système structural</b>	
a. Choix préliminaire	Section 4
b. Murs de refend du 1 <sup>er</sup> étage – charges latérales	Section 5
c. Montants et sablières – charges gravitaires	Section 6
<b>3. Calcul des éléments structuraux pour les charges verticales</b>	CSA O86
a. Systèmes de toiture	<i>Guide technique sur les fermes de toit légères pour la construction commerciale</i>
b. Systèmes de plancher	<i>Guides techniques sur les poutrelles ajourées pour la construction commerciale et Guide technique sur les poutrelles de bois en I pour la construction commerciale</i>
c. Murs porteurs	<i>Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois</i>
d. Poutres, linteaux, colonnes	<i>Guide technique sur la conception de poutres et colonnes en gros bois</i>
e. Assemblages	<i>Guide de conception des assemblages pour les charpentes en bois</i>
<b>4. Calcul des éléments structuraux pour les charges latérales</b>	CSA O86
a. Calcul détaillé des charges latérales	Section 7
b. Calcul des murs de refend	Section 8
c. Calcul des diaphragmes	Section 9
<b>5. Vérification du mouvement vertical</b>	Section 10

## 2.1 Système de résistance aux forces latérales (SRFL)

Le SRFL d'un bâtiment en ossature légère en bois comprend plusieurs éléments permettant de résister aux charges latérales. Le cheminement de ces charges doit être continu et passe par les composants illustrés à la figure 5, soit :

1. Les planchers et les toits, recouverts de panneaux structuraux cloués aux poutrelles et aux fermes de toit pour créer le diaphragme. Le clouage ne sera pas le même en rive des panneaux et au centre des panneaux.
2. Les collecteurs, qui sont principalement les sablières doubles, poutres et poutrelles pour accumuler et acheminer les efforts vers les murs de refend. Des connexions, dont des plaques métalliques, peuvent être requises entre les collecteurs, et entre les collecteurs et les murs de refend.
3. Les murs de refend, recouverts d'un panneau structural, qui sont cloués aux montants, entremises, lisses et sablières. Le clouage ne sera pas le même en rive des panneaux qu'au centre des panneaux.
4. Les poteaux d'extrémités des murs de refend, intégrés derrière le panneau de revêtement des murs, qui reprennent les charges de compression dues au renversement.
5. Les systèmes de transfert de charges de renversement d'un étage à l'autre, soit des tiges continues en acier ou des ancrages de retenue, les deux systèmes étant fixés aux poteaux d'extrémités et servant à contrer le soulèvement induit par le moment renversant. Pour les bâtiments de quatre à six étages, les tiges continues sont à prioriser en raison du compensateur de retrait intégré dans le système.
6. Les ancrages au béton des systèmes de transfert de charges qui contrent le renversement, que ce soient les fondations ou une dalle de transfert.
7. Le clouage ou le vissage entre deux murs verticaux et les ancrages au béton pour contrer le glissement latéral dû au cisaillement des murs de refend.

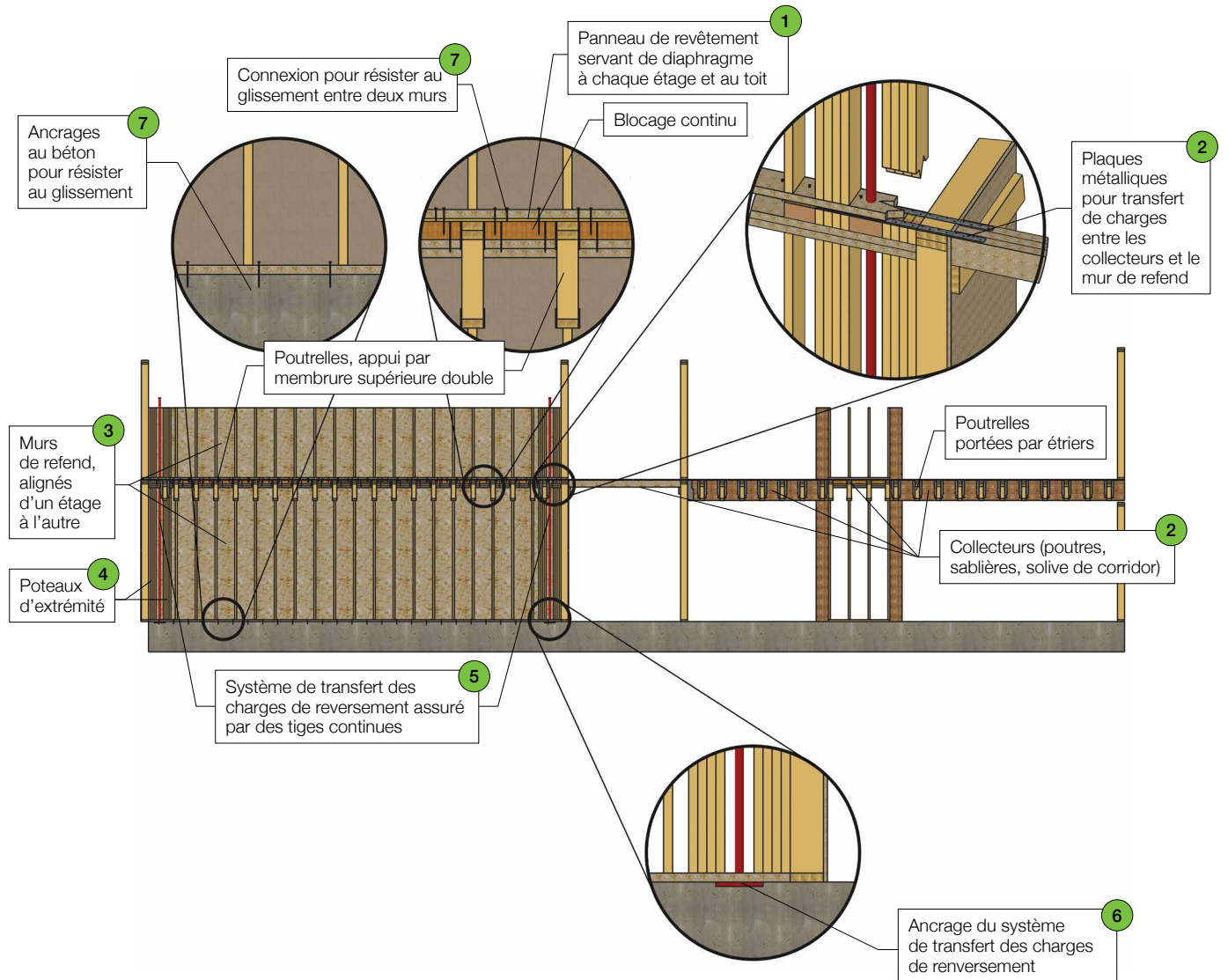


Figure 5 • Éléments servant au SRFL

En ossature légère en bois, contrairement à l'acier ou au bois massif, l'ingénieur du projet doit prévoir toutes les connexions pour assurer le bon transfert des charges latérales jusqu'aux fondations. Les plans doivent montrer, entre autres, les éléments mentionnés au tableau 1, sous la forme de tableaux ou de détails types.

**Tableau 1** • Éléments et spécifications pour le SRFL

Éléments	Spécifications
<b>Montants</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensions (2 x 4, 2 x 6, etc.)</li> <li>• Espacement (12, 16 ou 24 po c/c)</li> <li>• Essence et classe (exemple : EPS n° 1/n° 2)</li> <li>• Espacement des entremises</li> </ul>
<b>Sablières</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensions (2 x 4, 2 x 6, etc.)</li> <li>• Nombre</li> <li>• Essence et classe (exemple : TimberStrand LSL 1.5E)</li> <li>• Patron de clouage des sablières</li> <li>• Patron de clouage des jonctions des sablières</li> </ul>
<b>Lisses</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensions (2 x 4, 2 x 6, etc.)</li> <li>• Nombre</li> <li>• Essence et classe (exemple : EPS MSR 2100Fb – 1.8E)</li> <li>• Clouage entre les étages contre le glissement</li> <li>• Ancrages au béton contre le glissement</li> </ul>
<b>Panneaux structuraux du diaphragme</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Essence (contreplaqué CSP ou DFP, ou OSB)</li> <li>• Épaisseur</li> <li>• Patron de clouage</li> <li>• Espacement des entremises</li> <li>• Configuration des panneaux selon les figures 11.2 ou 11.5 de la norme CSA O86</li> </ul>
<b>Panneaux structuraux des murs de refend</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Essence (contreplaqué ou OSB)</li> <li>• Épaisseur</li> <li>• Nombre de panneaux (sur une face ou deux faces)</li> <li>• Patron de clouage (éviter le clouage à 2 po c/c)</li> <li>• Configuration des panneaux selon les figures 11.1 ou 11.6 de la norme CSA O86</li> </ul>
<b>Clous</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diamètre</li> <li>• Longueur</li> <li>• Espacement des clous en rive et au centre des panneaux structuraux</li> <li>• Espacement des clous aux lisses, sablières, linteaux, poteaux, etc.</li> <li>• Distance par rapport aux rives</li> </ul>
<b>Vis d'ingénierie</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diamètre</li> <li>• Longueur</li> <li>• Espacement</li> <li>• Distance par rapport aux rives</li> </ul>
<b>Poteaux d'extrémité</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensions (2 x 4, 2 x 6, etc.)</li> <li>• Essence et classe (Exemple. PSEPS n° 1/n° 2)</li> <li>• Nombre de montants</li> <li>• Patron de clouage</li> </ul>

Éléments	Spécifications
<b>Système de retenue</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ancrage de retenue <ul style="list-style-type: none"> <li>- Modèle du fournisseur</li> <li>- Diamètre de la tige entre les étages et ancrée aux fondations</li> <li>- Méthode de fixation aux fondations</li> </ul> </li> <li>• Système de tiges continues <ul style="list-style-type: none"> <li>- Modèle du fournisseur</li> <li>- Diamètre de la tige à chaque étage</li> <li>- Modèle de compensateur de retrait</li> <li>- Méthode de fixation aux fondations</li> </ul> </li> </ul>
<b>Collecteurs</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de connecteur entre les collecteurs pour le transfert des efforts</li> <li>• Type de connecteur entre les collecteurs et le mur de refend</li> <li>• Charges des collecteurs aux plans</li> </ul>
<b>Transfert de charges entre les diaphragmes et les murs de refend</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Détails spécifiques pour le transfert des charges autant aux planchers qu'en toiture.</li> <li>• Clouage ou vissage requis</li> </ul>

### 2.1.1 Analyse dynamique

Lorsqu'une analyse dynamique est requise, ce qui est le cas lorsque le bâtiment est sensible à la torsion, entre autres, une bonne méthode à utiliser est celle proposée dans la fiche technique *Systèmes de résistance aux charges latérales pour les bâtiments à ossature de bois*, publiée par FPIInnovations. Une fois la modélisation effectuée, les changements dans l'aménagement (position des murs, positions des portes d'entrée des logements, etc.) doivent être évités le plus possible puisque la modélisation devra être recommencée.

À noter que plus il y a d'étages dans un bâtiment, plus la torsion est amplifiée. Pratiquement tous les bâtiments de cinq ou six étages ont une irrégularité en torsion pour le calcul sismique, ce qui oblige d'effectuer une analyse linéaire spectrale selon

le Code. Il faut faire attention à la déformation non linéaire des clous, ce qui nécessite un calcul itératif. Dans le logiciel d'analyse, la charge latérale est appliquée sur le bâtiment qui se déforme. Cette déformation donne l'information sur le patron de clouage nécessaire, donnant une rigidité, ce qui influencera la répartition des forces entre les murs de refend. Ce processus itératif est répété jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint. Lorsque l'équilibre est atteint, il est possible d'optimiser pour éviter d'avoir des murs trop chargés.

La conception du bâtiment de cet exemple de calcul a toutefois été arrangée pour rendre possible une analyse statique afin de montrer la démarche.

### 2.1.2 Exigences normatives

L'ingénieur doit respecter les exigences du Code et de la norme CSA O86. Le tableau infra présente une liste non exhaustive des éléments à vérifier pour les bâtiments de cinq ou six étages selon ces documents.

**Tableau 2** • Vérifications sismiques selon le Code ou la norme CSA O86

Élément à vérifier	Document	Article
Hauteur maximale des bâtiments de catégories sismiques CS3 et CS4 de respectivement 30 m et 20 m	Code	Tableau 4.1.8.9
Majoration de 20 % pour les bâtiments de 5 et 6 étages	Code	4.1.8.11. 12)
Irrégularités non permises pour les bâtiments de 5 et 6 étages	Code	4.1.8.10. 4) 4.1.8.10. 5) 4.1.8.10. 6)
Sensibilité à la torsion exigeant une analyse dynamique	Code	4.1.8.11. 11)b)
Utilisation de V à 100 % lors d'une analyse dynamique	Code	4.1.8.12 12)
Majoration de 20 % des efforts pour les ancrages de retenue et assemblages de transfert du cisaillement dans les murs de refend	CSA O86	11.8.2
Majoration de la force de calcul pour le diaphragme, le moindre de $C_{Di}$ ou 1,2	CSA O86	11.8.4.2
Majoration de 20 % pour les éléments de transfert (collecteurs) de la force de calcul parasismique $V_{Di}$ qui agit sur les diaphragmes	CSA O86	11.8.6
Majoration de 20 % des forces de cisaillement à transférer pour les assemblages entre les segments verticaux du mur de refend et du diaphragme	CSA O86	11.8.6
Limitation à l'utilisation des plaques de plâtre pour la résistance sismique	CSA O86	11.3.3 11.8.8 11.8.9

Pour les bâtiments de cinq et six étages, une majoration des charges de 20 % est exigée selon l'article 4.1.8.11.12) du Code lorsque la période est calculée selon 4.1.8.11.3)d). Pour une structure de 4 étages en ossature légère déposée sur un podium en béton de 1 ou 2 étages, cette majoration de 20 % des charges ne s'applique pas. De plus, la structure en ossature légère en bois étant au moins trois fois moins rigide que celle en béton, ces deux structures peuvent être considérées indépendantes pour le calcul sismique, chaque section ayant ses coefficients  $R_d$  et  $R_o$  propres à son matériau. Ces allègements des structures sur podium sont expliqués aux paragraphes 211 et 212 des Commentaires sur le calcul des structures (*Guide de l'utilisateur – CNB 2020: Partie 4 de la division B*).

### 3 Calcul des charges latérales appliquées

Dans un premier temps, il est nécessaire d'établir les charges latérales de vent et les charges latérales sismiques et les acheminer jusqu'au premier plancher, qui permettront de vérifier la faisabilité du système de résistance aux charges latérales (murs de refend). La figure 6 indique les hauteurs de référence utilisées pour le calcul des charges latérales.

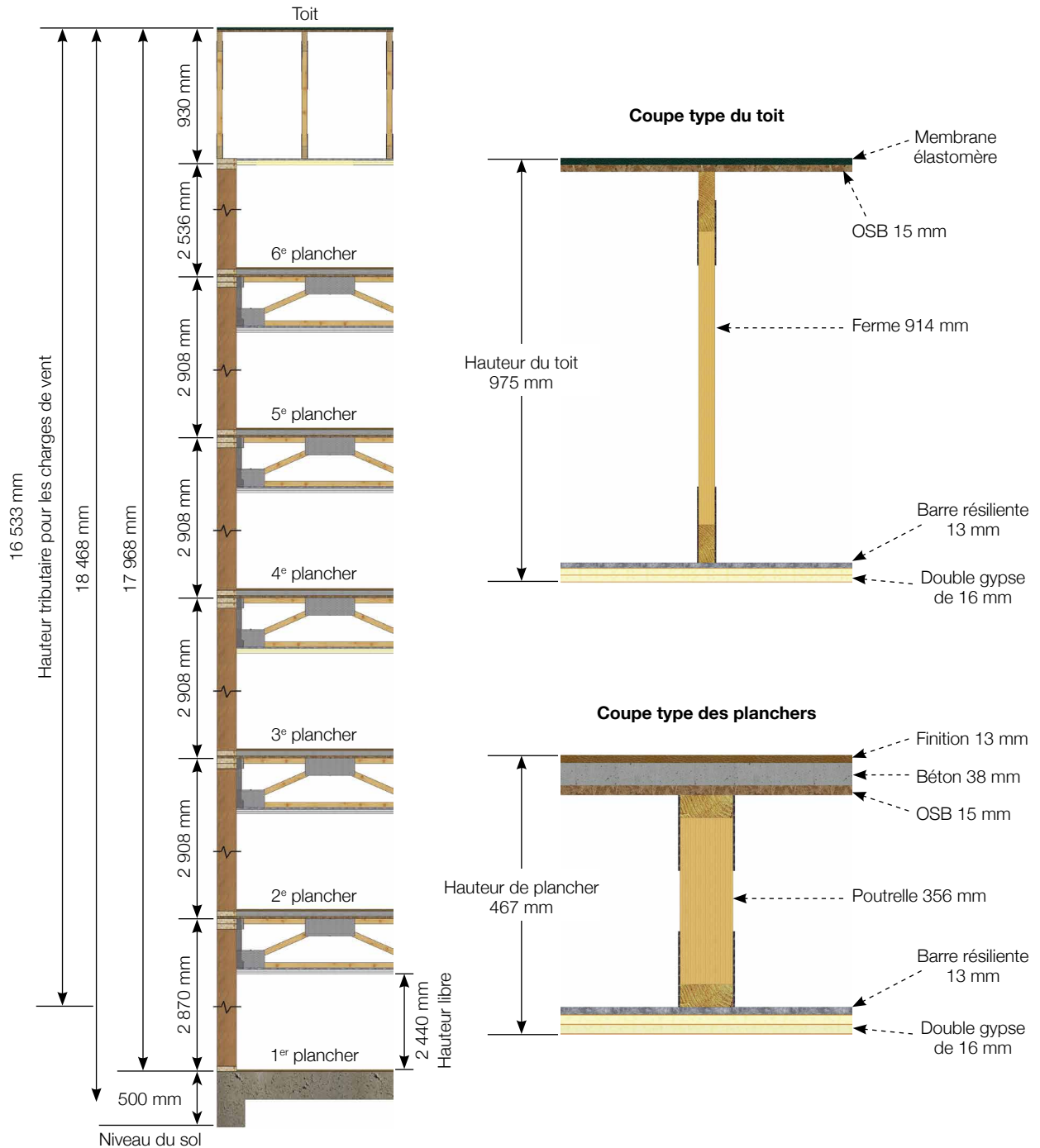


Figure 6 • Hauteur détaillée de chaque étage et de la toiture

## 3.1 Calcul des charges de vent

### Calcul des charges de vent (structure du bâtiment)

La méthode statique présentée à l'article 4.1.7.3 du Code est utilisée pour le calcul des charges latérales dues au vent sur l'ensemble de la structure du bâtiment. Les coefficients  $C_p C_g$  sont déterminés selon la figure 4.1.7.6.-A.

$H = 18,47 \text{ m} \leq 20 \text{ m}$  (hauteur du bâtiment, sans les parapets)

$D = 19,51 \text{ m}$  (largeur du bâtiment)

$H/D = 18,47 \text{ m} / 19,51 \text{ m} = 0,95 \leq 1$

$$p = I_w q C_e C_t C_g C_p$$

$I_w$ : 1,0 (catégorie de risque normal)

$q$ : 0,41 kPa (pour une probabilité annuelle de dépassement de 1 : 50)

$C_e$ :  $(h/10)^{0,2} = 1,13$  ( $h = 18,47 \text{ m}$ , terrain à découvert)

$C_t$ : 1,0 (bâtiment non construit sur une colline ou un coteau)

$C_p C_g$  (appliquée sur la longueur du bâtiment, direction nord-sud)

= 0,75 (pression, zone 1)

= 1,15 (pression, zone 1E,  $y = 6 \text{ m}$ )

= - 0,55 (suction, zone 4)

= - 0,80 (suction, zone 4E,  $y = 6 \text{ m}$ )

$C_p C_g$  (appliquée sur la largeur du bâtiment, direction est-ouest)

= 0,75 (pression, zone 5)

= 1,15 (pression, zone 5E,  $z = 1,95 \text{ m}$ )

= - 0,55 (suction, zone 6)

= - 0,80 (suction, zone 6E,  $z = 1,95 \text{ m}$ )

Les efforts de soulèvement créés par les zones 2, 2E, 3 et 3E sont négligés dans le calcul, car ils sont supposés être repris essentiellement par les murs longitudinaux extérieurs et intérieurs.

Hauteur tributaire pour la pression de vent appliquée au premier étage (figure 8): 16,53 m (hauteur mesurée du dessus du toit jusqu'à la mi-hauteur du mur du premier étage).

Les charges de vent dans la direction nord-sud sont montrées à la figure 7 et à la figure 8, tandis que celle dans la direction est-ouest sont montrées à la figure 9 et à la figure 10.

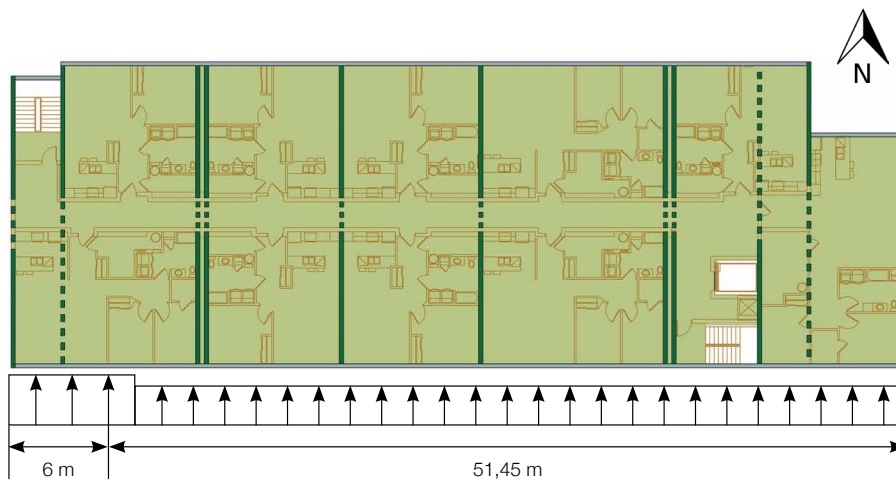


Figure 7 · Vue en plan – Charges de vent direction nord-sud

Pression de vent totale pondérée appliquée au 1<sup>er</sup> étage, axe nord-sud :

$$\begin{aligned}
 &= [1,0 \times (0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times (1,15 + 0,8)) \times 6 \text{ m} \times 16,53 \text{ m}] + \\
 &\quad 1,0 \times (0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times (0,75 + 0,55)) \times 51,45 \text{ m} \times 16,53 \text{ m}] \times 1,4 \\
 &= \mathbf{843 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

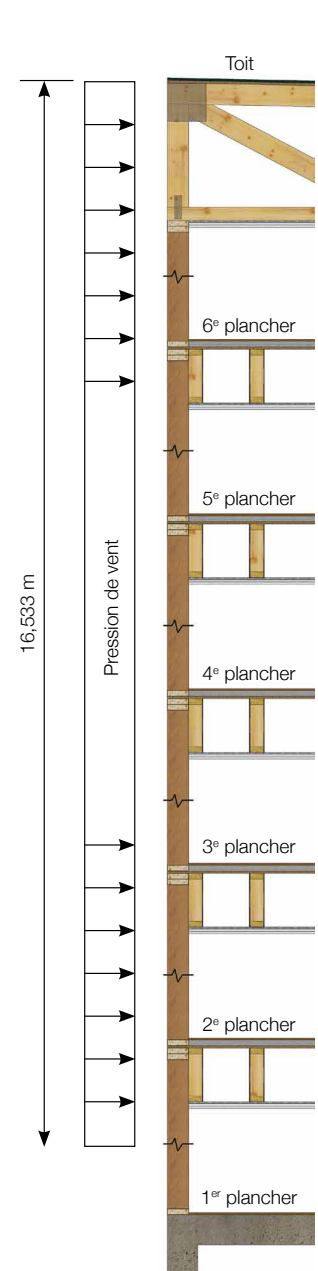


Figure 8 · Élévation du mur sud

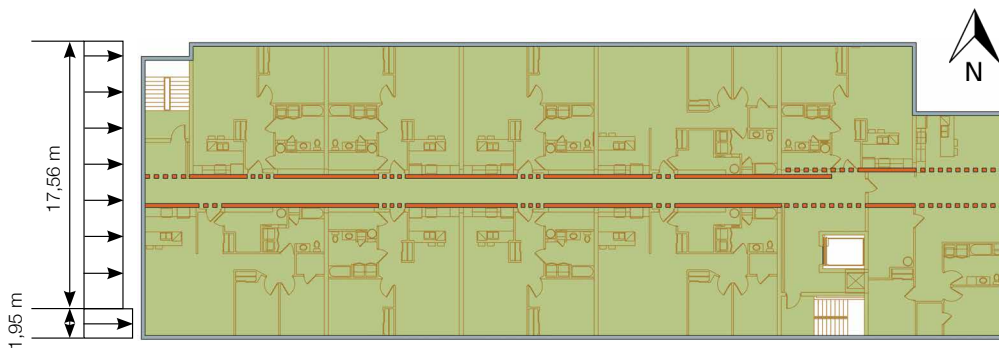


Figure 9 • Vue en plan – Charges de vent direction est-ouest

Pression de vent totale pondérée appliquée au 1<sup>er</sup> étage, axe est-ouest :

$$= [1,0 \times (0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times (1,15 + 0,8) \times 1,95 \text{ m} \times 16,53 \text{ m}) + 1,0 \times (0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times (0,75 + 0,55) \times 17,56 \text{ m} \times 16,53 \text{ m})] \times 1,4$$

$$= 286 \text{ kN}$$

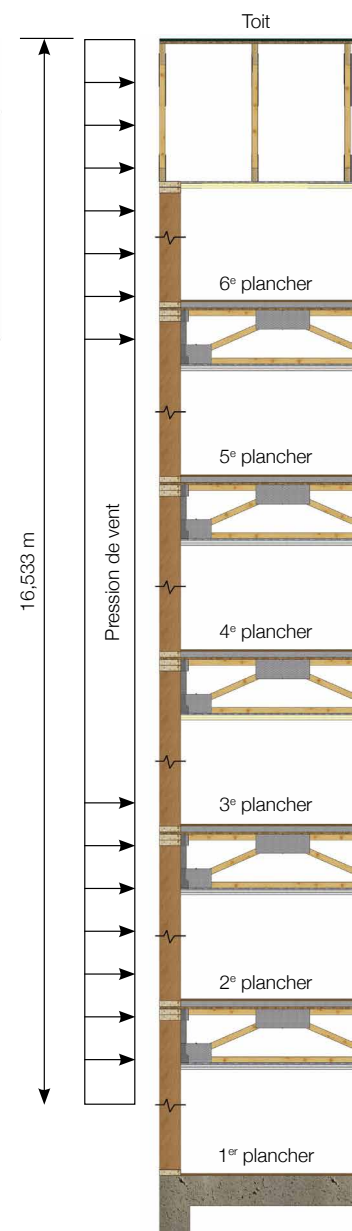


Figure 10 • Élévation du mur ouest

## 3.2 Calcul des charges sismiques

Pour le calcul sismique, la méthode de calcul de la force statique équivalente pour les structures satisfaisant aux conditions de l'article 4.1.8.7 du Code est utilisée.

$h_n = 17,97$  m (mesuré du dessus de la dalle de béton du rez-de-chaussée au toit)

$T_a = 0,05 (h_n)^{3/4} = 0,436$  s (4.1.8.11.3.c, Code)

La période du bâtiment,  $T_a$ , est obtenue à l'aide de la formule empirique ci-dessus. Il est toutefois permis d'utiliser d'autres méthodes établies tel qu'indiqué à l'article 4.1.8.11.3. d) du Code. Pour des structures à ossature légère en bois, l'expérience a démontré que la période réelle du bâtiment est généralement supérieure à la période empirique calculée selon la formule suggérée (voir référence CCB-2). Pour la résistance structurale, l'article 4.1.8.11.3. d) iii) limite la période calculée à deux fois la période empirique. Cette valeur est donc utilisée comme hypothèse de départ pour le calcul de la force sismique latérale  $V$ . Cette hypothèse devra être confirmée lors du calcul détaillé de la structure.

**$T_a = 2 \times 0,436 \text{ s} = 0,873 \text{ s}$**

Avec une période de 0,873 s, nous obtenons une force sismique  $V$  à la base de 890,4 kN (Annexe 1). Lorsque nous utilisons une période calculée à partir d'une formule différente de la formule empirique du Code, cette force sismique  $V$  à la base doit être majorée de 20 % pour réduire le risque de formation d'un étage faible (4.1.8.11.12, Code).

**$V = 1,2 \times 890,4 = 1\ 068,5 \text{ kN}$**

La structure étudiée est une structure à ossature légère en bois de six étages qui repose sur une dalle structurale et une fondation de béton dont les éléments porteurs pour le transfert des charges latérales ne sont pas alignés avec ceux de la structure de bois. Selon les paragraphes 211 et 212 du commentaire J du Code, il est possible de concevoir le bâtiment selon la méthode statique équivalente en distinguant la structure supérieure en bois, qui est flexible, de la partie inférieure en béton, une structure rigide. Pour cet exemple, nous présumons que ces exigences sont satisfaites.

### Vérification de la hauteur maximale permise selon le tableau 4.1.8.9 du Code

La catégorie sismique du bâtiment est déterminée à partir du tableau 4.1.8.5.-B, selon le cas le plus critique.

$I_E S(0,2) = 1,0 \times 0,774 = 0,774 > 0,75 \Rightarrow$  Catégorie sismique CS4

$I_E S(1,0) = 1,0 \times 0,212 = 0,212 \geq 0,2$  et  $\leq 0,3 \Rightarrow$  Catégorie sismique CS3

Pour des murs travaillant en cisaillement cloués avec des panneaux dérivés du bois et pour une catégorie sismique CS4 :  $H_{\max} = 20 \text{ m} \geq h_n = 17,97 \text{ m}$

### 3.3 Sommaire des forces latérales

Les charges sismiques et de vent dans les deux directions sont présentées dans le tableau 3.

Tableau 3 • Sommaire des forces latérales

Orientation	Charges de vent	Charges sismiques
Axe nord-sud	843 kN	<b>1068,5 kN</b>
Axe est-ouest	286 kN	<b>1068,5 kN</b>

## 4 Choix préliminaire du système de résistance aux charges latérales

La détermination du système de résistance aux charges latérales est un processus qui peut demander des ajustements au fur et à mesure de l'avancement des vérifications. À titre d'exemple, parmi les conditions pour utiliser la méthode de la force statique équivalente, le bâtiment ne doit pas être sensible à la torsion. Cependant, cette vérification est effectuée à un stade avancé dans les calculs, soit après le dimensionnement des murs et du calcul des déformations. Cette étape de vérification préliminaire est toutefois nécessaire dès le début afin de s'assurer que la solution proposée est possible.

Dans le cas présent, la solution illustrée a déjà fait l'objet d'une vérification complète. Cette vérification préliminaire a donc pour but d'illustrer cette première étape de vérification. Cet exercice consiste à vérifier que la solution proposée procure, en

théorie, suffisamment de murs de refend en se basant sur le premier étage, là où les forces latérales sont maximales.

Afin de limiter le nombre d'ancrages nécessaires pour le système de résistance aux charges latérales, l'utilisation de longs segments de mur sans ouverture est favorisée puisque les murs courts sont peu efficaces, surtout pour un bâtiment de 6 étages. Compte tenu de la présence de nombreuses fenêtres dans les murs extérieurs, les murs intérieurs (corridors et mitoyens) sont préférés comme murs de refend (figure 11). Un segment de mur court peut être utilisé lorsqu'il est dans le même axe que d'autres segments de murs longs. Dans ce cas, il résistera aux efforts au pro rata de sa rigidité par rapport à celle des murs longs.

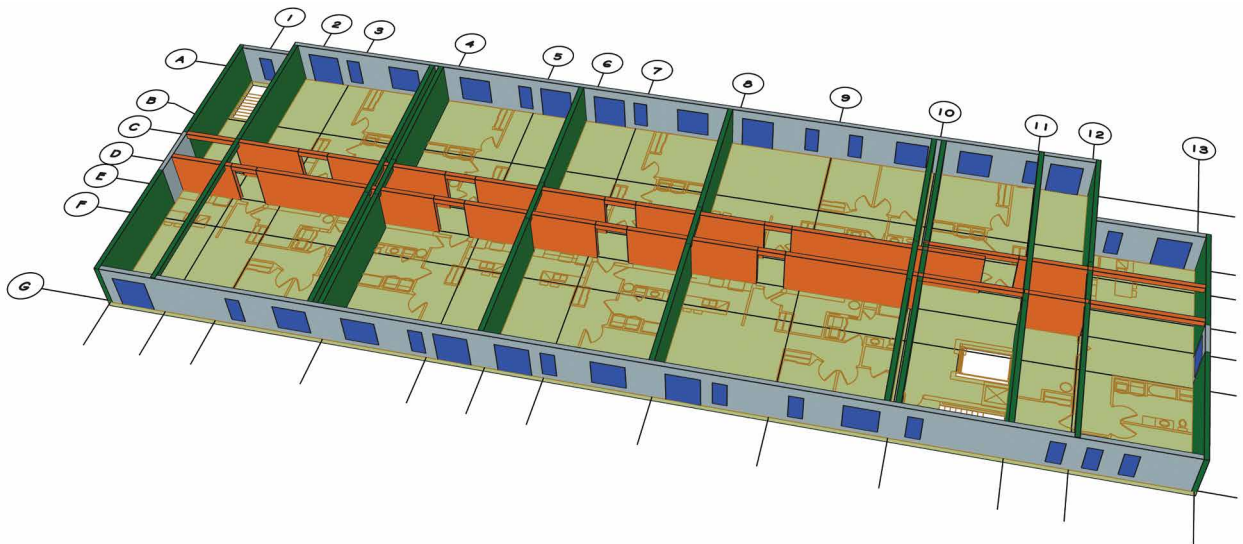


Figure 11 • Position des murs de refend et collecteurs (en orange et vert)

## 5 Validation des murs de refend du 1<sup>er</sup> étage – charges latérales

Pour tenir compte de l'effet de torsion, la force latérale est majorée de 20 % pour la première estimation. Une majoration de 20 % correspond à une excentricité de 10 % de la dimension d'un bâtiment rectangulaire avec des murs de refend au périmètre uniquement lorsque les centres de masse et de rigidité coïncident.

### Direction nord-sud

$$F_{\text{total nord-sud}} = 1068,5 \text{ kN} \times 1,20 = 1282,2 \text{ kN}$$

Longueur totale des murs de refend dans la direction nord-sud = 156,4 m

$$F_{\text{par mètre de mur}} = 1282,2 \text{ kN} / 156,4 \text{ m} = 8,2 \text{ kN/m}$$

La force unitaire dans les murs est donc approximativement de **8,2 kN/m**, ce qui est réalisable avec un mur revêtu d'un panneau OSB d'un côté (tableau 35).

### Direction est-ouest

$$F_{\text{total est-ouest}} = 1068,5 \text{ kN} \times 1,20 = 1282,2 \text{ kN}$$

Longueur totale de murs de refend dans la direction est-ouest = 79,2 m

$$F_{\text{par mètre de mur}} = 1282,2 \text{ kN} / 79,2 \text{ m} = 16,2 \text{ kN/m}$$

Dans la direction est-ouest, nous obtenons une force unitaire de **16,2 kN/m** dans les murs, ce qui est réalisable avec un mur revêtu d'un panneau OSB de chaque côté.

## 6 Calcul du système structural pour les charges gravitaires

La particularité des bâtiments de six étages dans le calcul des éléments structuraux est l'effet cumulé des charges sur les étages inférieurs. Une attention spéciale doit être apportée aux surfaces d'appui de façon à respecter les limites de résistance spécifiées dans la norme CSA O86, en particulier la compression perpendiculaire au fil dont la résistance est relativement faible par rapport à la compression parallèle du bois.

Dans cet exemple, les éléments structuraux ne sont pas tous dimensionnés. Le calcul se limite aux éléments critiques et seul le calcul de la compression perpendiculaire au fil est détaillé. Des logiciels de calcul ont été utilisés pour le dimensionnement des éléments structuraux. L'annexe 7 présente les calculs informatiques des fermes de toit et des poutrelles de plancher. Le *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois* de **cecobois** contient des exemples de calculs détaillés pour les poutres et poteaux.

### 6.1 Coefficient de durée, $K_D$

À l'exception des corridors et des escaliers, la charge permanente est supérieure à la surcharge de plancher. Dans ce cas, il faut déterminer le coefficient de durée,  $K_D$ , selon l'article 5.3.2.2 de la norme CSA O86.

$$K_D = 1,0 - 0,50 \log (P_L / P_S) \geq 0,65$$

### 6.2 Surface tributaire

L'article 4.1.5.8 du Code permet une réduction de surcharge pour les grandes surfaces tributaires. Cette règle est rarement utilisée dans le calcul des structures légères en bois, car ses effets sont généralement négligeables. Cependant, dans le cas d'un bâtiment de six étages, elle peut s'avérer avantageuse, en particulier pour le calcul des poutres et poteaux des étages inférieurs. Son effet est toutefois atténué, car le coefficient de durée  $K_D$  doit être réduit pour tenir compte de l'augmentation du ratio de la charge permanente sur la surcharge.

Dans l'exemple à l'étude, la formule de l'article 4.1.5.8.4) du Code s'applique:

Coefficient de réduction de la surcharge =  $0,3 + \sqrt{9,8/B}$   
où B est la surface tributaire en m<sup>2</sup> (pour B ≥ 20 m<sup>2</sup>)

### 6.3 Murs porteurs

Le choix des montants a un effet sur la résistance des murs, non seulement pour les charges gravitaires et les charges de vent appliquées perpendiculairement au plan du mur, mais également pour les murs de refend. À titre d'exemple, le bois EPS MSR 2100F<sub>b</sub> 1.8E procure une résistance accrue aux murs de refend et aux diaphragmes d'environ 4 % par rapport au bois EPS classé visuellement. Cette augmentation de résistance n'est cependant possible que si tous les éléments de l'ossature du mur (montants, lisses, sablières, blocages, membrures, étrésoillons) sont réalisés avec cette même classe de bois. En effet, le calcul de résistance du mur de refend dépend, entre autres, de la résistance des clous, qui à son tour dépend de la densité du bois. Le bois EPS MSR ayant une densité un peu plus grande que le bois EPS classé visuellement, la résistance du mur de refend en sera alors légèrement augmentée.

Afin de limiter le mouvement vertical du bâtiment (principalement causé par le retrait dans les éléments horizontaux), nous préconisons des lisses et des sablières en bois de charpente composite de type LSL pour les murs porteurs. Dans cet exemple, les propriétés du TimberStrand 1.3E et 1.5E de la compagnie Weyerhaeuser sont utilisées. En plus d'avoir une très faible teneur en humidité (inférieure à 8 %), ce produit offre une bonne résistance à la compression perpendiculaire au fil. Cependant, la densité relative du LSL pour une application de mur de refend est de 0,42, soit l'équivalent du bois de sciage EPS classé visuellement (Guide technique TJ-9503F de Weyerhaeuser). Par conséquent, même en utilisant des montants en bois EPS MSR 2100 F<sub>b</sub> 1.8E avec des lisses et des sablières en LSL, les résistances aux charges latérales des murs de refend sont équivalentes aux résistances pour du bois de sciage EPS classé visuellement, car les lisses et les sablières sont en LSL TimberStrand 1.3E ou 1.5E. De plus, l'espacement des clous est limité à 6 po c/c pour le TimberStrand LSL 1.3E et à 3 po c/c pour le TimberStrand LSL 1.5E.

## 6.4 Poutrelles et fermes de toit

Il a été décidé d'orienter les poutrelles de plancher dans la direction est-ouest pour les raisons suivantes :

- La réduction des charges sur les murs extérieurs permet de conserver un espacement raisonnable des montants afin de limiter les ponts thermiques et d'obtenir une meilleure performance thermique de l'enveloppe ;
- Les murs entre les logements, qui sont doublés pour une meilleure isolation acoustique, peuvent porter une charge plus élevée. Cependant, afin de limiter le nombre d'ancrages de retenue, un seul côté du mur double sera utilisé comme mur de refend, sauf aux axes 4 et 10 où les deux murs sont utilisés comme mur de refend ;
- Étant donné que les murs mitoyens reprennent plus de charges latérales que les murs des corridors, tel que cela sera démontré dans ce guide, déposer les poutrelles sur les murs mitoyens permettra de leur distribuer les charges permanentes et de réduire le moment de renversement causé par les charges latérales, réduisant ainsi la force d'ancrage requise aux extrémités des murs de refend. En contrepartie, cet ajout de charge permanente viendra augmenter la charge de compression aux poteaux d'extrémité des murs de refend. Toutefois, la réduction de la force d'ancrage est généralement plus bénéfique que la réduction de la charge de compression aux poteaux d'extrémité ;
- Étant donné la présence d'un stationnement souterrain, il importe de réduire les charges sur les murs de corridor qui ne sont pas supportés par des colonnes au sous-sol, mais reposent sur la dalle de béton structurale du rez-de-chaussée.

Dans la direction est-ouest, la portée maximale des poutrelles de plancher est de 6 096 mm (20 pi). Pour les charges indiquées à la sous-section 1.1, nous utiliserons des poutrelles (ajourées ou en I) de 356 mm de hauteur (14 po) à 406 mm c/c d'espacement. Pour ce qui est du corridor, nous utiliserons des solives de 38 x 140 EPS n° 1/n° 2 à 406 mm c/c et soutenues par les murs du corridor. La faible épaisseur des solives dans le corridor permettra le passage de la mécanique sous le plafond. Les poutrelles et les solives de plancher seront supportées par les murs au moyen d'étriers à montage par le dessus de sablière (figure 12). Ces étriers permettent aussi de limiter le retrait (voir la section 10 sur le calcul du retrait).



Figure 12 • Étriers à montage par le dessus de sablière

Une autre option pour l'appui des poutrelles de plancher serait d'avoir une membrure supérieure double appuyée sur la sablière du mur. Pour compenser le retrait, des blocages en LSL sont installés entre chaque poutrelle sur la sablière (figure 13). Ce type d'installation est plus adéquat pour les poutrelles ajourées, qui sont souvent fabriquées sur mesure.



Figure 13 • Poutrelle appuyée par membrure double supérieure

Les fermes de toit seront orientées nord-sud et appuyées sur les murs extérieurs et les murs de corridor. Des fermes à pente faible de 914 mm de hauteur (36 po) à 610 mm d'espacement seront utilisées.

La figure 14 et la figure 15 illustrent l'orientation des poutres, des poutrelles, des solives de plancher et des fermes de toit.

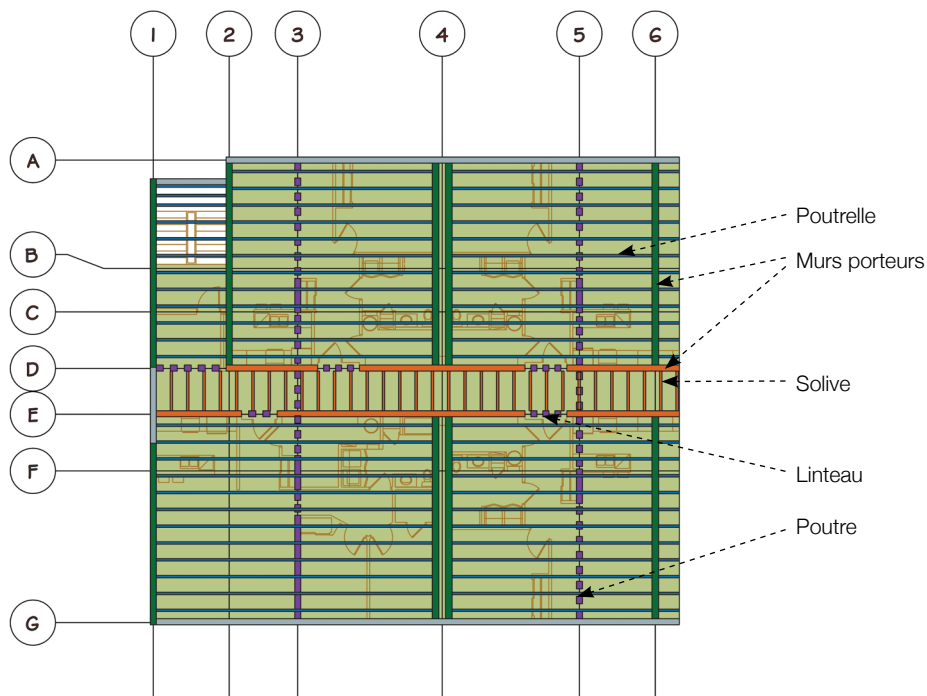


Figure 14 • Orientation des poutrelles et des solives de plancher

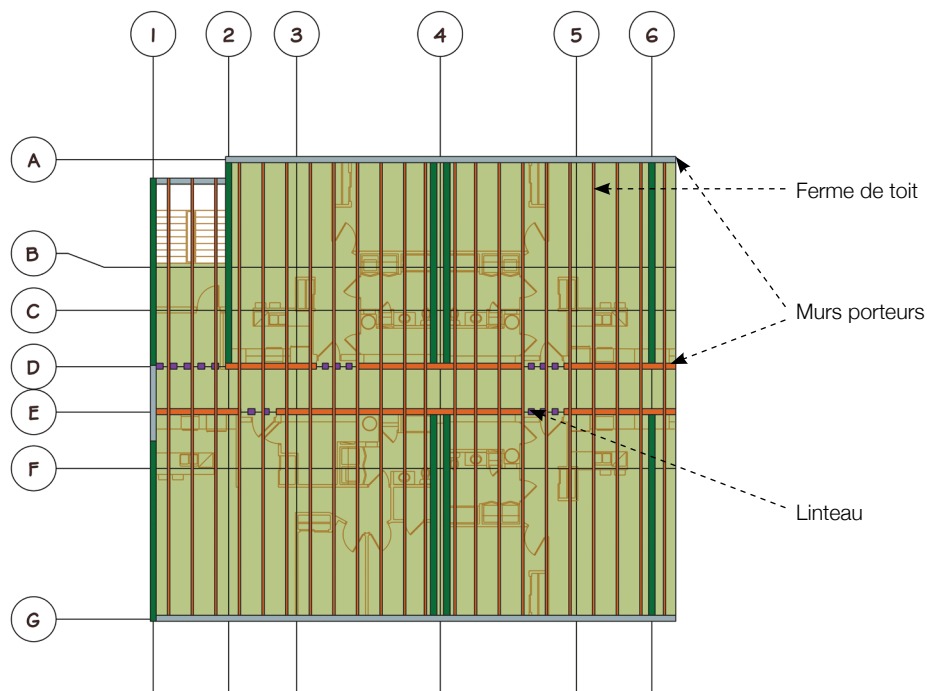


Figure 15 • Orientation des fermes de toit

## 6.5 Murs extérieurs - Axes 1 et 13

### Charges de calcul

Charge de neige au toit:  $3,48 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 2,12 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble):  $0,5 \text{ kPa} \times 0,610 / 2 = 0,15 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit:  $0,9 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 0,55 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage):  $1,9 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 5,8 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage):  $2,66 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 8,11 \text{ kN/m}$

Poids du mur:  $0,5 \text{ kPa}$

La figure 4.1.7.6.-B du Code sera utilisée pour identifier le produit des coefficients  $C_p C_g$  pour le calcul individuel des montants de mur sous la charge de vent perpendiculaire au mur:

$I_w$ : 1,0 (catégorie de risque normal)

$q$ : 0,41 kPa (pour une probabilité annuelle de dépassement de 1 : 50)

$C_e$ :  $(h/10)^{0,2} = 1,13$  ( $h = 18,47 \text{ m}$ , terrain à découvert)

$C_t$ : 1,0

$C_p C_g$ : Mur de 2 908 mm de hauteur, montants espacés à 406 mm c/c:  
Aire de la zone =  $2,908 \text{ m} \times 0,406 \text{ m} = 1,18 \text{ m}^2$

$C_p C_{g \text{ positif}}$ : 1,80

$C_p C_{g \text{ négatif}}$ : - 2,1

$C_{pi}$ : - 0,45 à 0,3 (tableau 4.1.7.7 du Code)

$C_{gi}$ : 2,0

$$\begin{aligned} \text{Charge de vent } p_1 &= I_w q C_e C_t (C_p C_{g \text{ positif}} + C_{pi} C_{gi}) \\ &= 1 \times 0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times [1,8 + (0,45 \times 2)] = 1,25 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge de vent } p_2 &= I_w q C_e C_t (C_p C_{g \text{ négatif}} - C_{pi} C_{gi}) \\ &= 1 \times 0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times [-2,1 - (0,3 \times 2)] = -1,25 \text{ kPa} \end{aligned}$$

La valeur critique est donc de 1,25 kPa.

Le tableau 4 de la page suivante indique les charges verticales appliquées à chaque étage et le choix des montants utilisés. Le calcul a été effectué en tenant compte d'une excentricité de charge de 23,3 mm, soit 1/6 de la largeur du montant. L'espacement des montants a été fixé à 406 mm c/c pour tous les étages de façon à aligner les montants avec les poutrelles de plancher. Les montants au premier étage seront doublés. Une vérification de l'écrasement des lisses a également été effectuée.

**Tableau 4** • Charges verticales appliquées à chaque étage (Axes 1 et 13)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	W (kPa)	Montants à 406 c/c	Q <sub>f</sub> (kN)	K <sub>D</sub>	Q <sub>r</sub> (kN) TimberStrand 1,5E
6 <sup>e</sup>	2 536	1,82	2,12	0,15	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	2,28	1,00	46,6
5 <sup>e</sup>	2 908	11,4	2,12	5,95	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	10,3	0,89	41,7
4 <sup>e</sup>	2 908	21,0	2,12	11,7	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	18,6	0,89	41,6
3 <sup>e</sup>	2 908	30,5	2,12	17,5	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	27,0	0,89	41,6
2 <sup>e</sup>	2 908	40,1	2,12	23,3	1,25	38 x 140 EPS MSR 2100Fb - 1.8E	35,4	0,89	41,6
1 <sup>er</sup>	2 870	49,6	2,12	29,1	1,25	2 - 38 x 140 EPS n° 1/n° 2	43,8	0,89	75,9

**Exemple de calcul de Q<sub>r</sub> et Q'<sub>r</sub> pour les lisses et sablières du 6<sup>e</sup> étage**

Matériau: TimberStrand 1.5E

$$Q_r = \phi F_{cp} A_b K_B K_{Zcp} \text{ (15.3.3.7.2, CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$f_{cp} = 9,33 \text{ MPa (Rapport d'évaluation CCMC 12627-R)}$$

$$F_{cp} = 9,33 \text{ MPa} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,33 \text{ MPa}$$

$$A_b = b \times d = 38 \times 140 = 5\,320 \text{ mm}^2$$

$$K_B = 1,25 \text{ (pour une largeur d'appui de 38 mm, tableau 6.16, CSA O86)}$$

$$K_{Zcp} = 1,0 \text{ (15.3.3.7.2, CSA O86)}$$

$$Q_r = 0,8 \times 9,33 \times 5320 \times 1,25 \times 1,0 = \mathbf{49,6 \text{ kN}}$$

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \text{ (15.3.3.7.3, CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$f_{cp} = 9,33 \text{ MPa (Rapport d'évaluation CCMC 12627-R)}$$

$$F_{cp} = 9,33 \text{ MPa} \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 9,33 \text{ MPa}$$

$$A'_b = b (L_{b1} + L_{b2}) / 2 \leq 1,5 b (L_{b1})$$

$$= 140 \times (38 + 114) / 2 = 10\,640 \text{ mm}^2$$

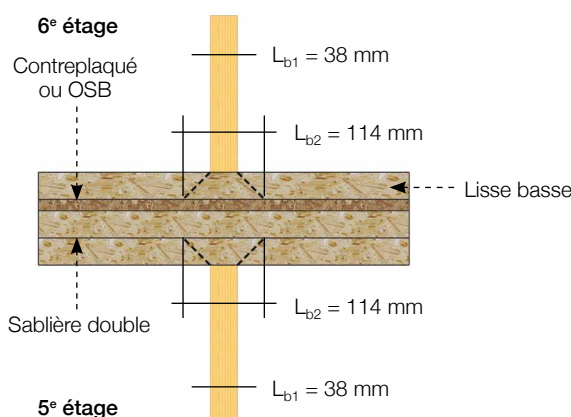
$$\leq 1,5 \times 140 \times 38 = 7\,980 \text{ mm}^2$$

$$K_B = 1,173 \text{ (pour une largeur d'appui de } 1,5 \times 38 \text{ mm} = 57 \text{ mm)}$$

$$K_{Zcp} = 1,0 \text{ (15.3.3.7.2, CSA O86)}$$

$$Q'_r = (2/3) \times 0,8 \times 9,33 \times 7980 \times 1,173 \times 1,0 = \mathbf{46,6 \text{ kN}}$$

(gouverne, car < Q<sub>r</sub>)



**Figure 16** • Compression perpendiculaire au fil des lisses et des sablières

Le calcul précédent suppose que la fin de la lisse ou de la sablière est toujours à au moins 75 mm du bord du montant, sinon le facteur K<sub>B</sub> doit être égale à 1. Aux coins du bâtiment, puisque la largeur tributaire appliquée au dernier montant est divisée en deux, les efforts appliqués sur celui-ci sont également réduits de moitié.

## 6.6 Murs extérieurs – Axes A et G

### Charges de calcul

Charge de neige au toit :  $3,48 \text{ kPa} \times 8,79 \text{ m} / 2 = 15,3 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble) :  $0,5 \text{ kPa} \times 8,79 / 2 = 2,20 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit :  $0,9 \text{ kPa} \times 8,79 \text{ m} / 2 = 4,0 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage) :  $1,9 \text{ kPa} \times 0,406 \text{ m} / 2 = 0,39 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage) :  $2,66 \text{ kPa} \times 0,406 \text{ m} / 2 = 0,54 \text{ kN/m}$

Poids du mur :  $0,5 \text{ kPa}$

Charge de vent :  $1,25 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge (d/6) :  $23,3 \text{ mm}$

Le tableau 5 indique les charges verticales appliquées à chaque étage, le choix des montants utilisés et la résistance à l'écrasement des lisses.

**Tableau 5** • Charges verticales appliquées à chaque étage (Axes A et G)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	W (kPa)	Montants à 406 c/c	$Q_f$ (kN)	$K_D$	$Q'_r$ (kN) TimberStrand 1,5E
6 <sup>e</sup>	2 536	5,22	15,3	2,20	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	12,9	1,00	46,6
5 <sup>e</sup>	2 908	7,22	15,3	2,58	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	14,0	1,00	46,6
4 <sup>e</sup>	2 908	9,21	15,3	2,97	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	15,2	1,00	46,6
3 <sup>e</sup>	2 908	11,2	15,3	3,35	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	16,4	1,00	46,6
2 <sup>e</sup>	2 908	13,2	15,3	3,74	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	17,5	1,00	46,6
1 <sup>er</sup>	2 870	15,2	15,3	4,13	1,25	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	18,7	1,00	46,6

## 6.7 Action de soulèvement de la toiture par des rafales de vent

Il faut aussi prendre en considération le soulèvement potentiel de la toiture occasionné par des rafales de vents tel que prescrit par la figure 4.1.7.6.-C. du Code. Les fermes de toit étant appuyées sur les murs longitudinaux, soit ceux des axes A, B, C, D, E et G, ils présentent des charges de soulèvement assez importantes, en particulier près des extrémités du bâtiment.

## Charges de soulèvement

Charge permanente au toit : 0,9 kPa

Charge permanente au plancher (par étage) : 2,66 kPa

Poids du mur : 0,5 kPa

La figure 4.1.7.6.-C du Code sera utilisée pour identifier le produit des coefficients  $C_p C_g$  extérieurs pour le calcul des charges individuelles sur les éléments d'ossatures du toit :

$I_w$  : 1,0 (catégorie de risque normal)

$q$  : 0,41 kPa (pour une probabilité annuelle de dépassement de 1 : 50)

$C_e$  :  $(h/10)^{0,2} = 1,13$  ( $h = 18,47$  m, terrain à découvert)

$C_t$  : 1,0

$C_p C_g$  : Fermes de toit espacés à 610 mm c/c

Valeur de  $Z = 1,95$  m

Aire de la zone « c » =  $1,95 \text{ m} \times 0,610 \text{ m} = 1,19 \text{ m}^2$

$C_p C_{g \text{ négatif}}$  : -5,33 tiré de la figure 4.1.7.6.-C

$C_{pi}$  : -0,45 (tableau 4.1.7.7 du Code, seule la valeur négative est conservée pour le soulèvement)

$C_{gi}$  : 2,0

$$\begin{aligned} \text{Charge de vent } p_{\text{soulèvement}} &= I_w q C_e C_t (C_p C_{g \text{ négatif}} + C_{pi} C_{gi}) \\ &= 1 \times 0,41 \text{ kPa} \times 1,13 \times 1,0 \times [-5,33 + (-0,45 \times 2)] = -2,89 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Les forces de soulèvement de la toiture et les zones de soulèvement sont montrées au tableau 6 et à la figure 17.

**Tableau 6** • Force de soulèvement de la toiture

Zone selon figure 4.1.7.6.-C	Aire tributaire d'un élément structural (m <sup>2</sup> )	$C_p C_g$	$C_{pi} C_{gi}$	$p_{\text{soulèvement}}$ (kPa)	Aire totale (m <sup>2</sup> )
c	1,19	-5,33	-0,9	-2,89	22,84
S longueur axe G	1,19	-2,50	-0,9	-1,58	104,47
S zone 4 axe A	1,19	-2,50	-0,9	-1,58	86,33
S zone 6 axe C	1,19	-2,50	-0,9	-1,58	8,09
S largeur axe 12 zone 5	1,60	-2,50	-0,9	-1,58	5,11
S axe A zone 2	1,19	-2,50	-0,9	-1,58	2,44
S largeur axe 13 zone 7	6,73	-2,50	-0,9	-1,58	21,54
S largeur axe 1 zone 1	8,76	-2,47	-0,9	-1,56	30,45
r	9,51	-1,83	-0,9	-1,27	807,74
Aire de bâtiment totale (m <sup>2</sup> ) =					1 089,00
Valeur totale de soulèvement (N) (pondéré) =					-2 094,64
Facteur de pondération =					1,4

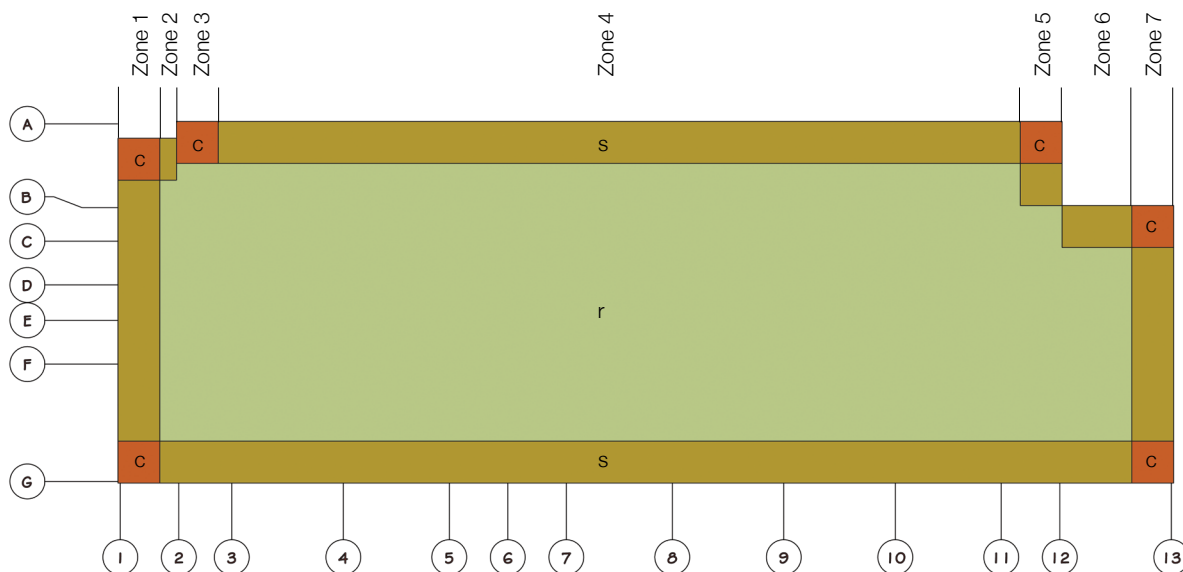


Figure 17 • Zones de soulèvement en toiture

Les charges de soulèvement doivent donc être prises en considération pour les transférer jusqu'aux fondations. Ces charges sont montrées aux tableaux 7 et 11. La conception n'est toutefois pas démontrée dans cet exemple de calcul.

Tableau 7 • Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axes A-2 à A-12)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	Cas de chargement (0,9D+1,4W) sur l'axe A (kN/m)		
			Zone 3	Zone 4	Zone 5
6 <sup>e</sup>	2 536	5,22	- 7,03	- 3,84	- 7,74
5 <sup>e</sup>	2 908	7,22	- 5,23	- 2,05	- 5,94
4 <sup>e</sup>	2 908	9,21	- 3,44	- 0,26	- 4,15
3 <sup>e</sup>	2 908	11,2	- 1,64	1,54	- 2,36
2 <sup>e</sup>	2 908	13,2	0,15	3,33	- 0,56
1 <sup>er</sup>	2 870	15,2	1,93	5,11	1,22

Tableau 8 • Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axes B-1 à B-2)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	Cas de chargement (0,9D+1,4W) sur l'axe B (kN/m)	
			Zone 1	Zone 2
6 <sup>e</sup>	2 536	4,67	-7,21	-3,23
5 <sup>e</sup>	2 908	6,66	-5,41	-1,44
4 <sup>e</sup>	2 908	8,65	-3,62	0,36
3 <sup>e</sup>	2 908	10,6	-1,82	2,15
2 <sup>e</sup>	2 908	12,6	- 0,03	3,95
1 <sup>er</sup>	2 870	14,6	1,75	5,72

**Tableau 9** • Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axe D – Corridor central)

Étage	Hauteur (mm)	D (axe D-1 à D-2) (kN/m)	Cas de chargement (0,9D+1,4W) sur l'axe D (kN/m)		D (axe D-2 à D-12) (kN/m)	Cas de chargement (0,9D+1,4W) sur l'axe D (kN/m)		
			Zone 1	Zone 2		Zone 3	Zone 4	Zone 5
6 <sup>e</sup>	2 536	5,53	-5,85	-3,54	6,09	-4,52	-4,12	-4,92
5 <sup>e</sup>	2 908	7,53	-4,06	-1,74	8,09	-2,72	-2,32	-3,12
4 <sup>e</sup>	2 908	9,52	-2,26	0,05	10,08	-0,93	-0,53	-1,33
3 <sup>e</sup>	2 908	11,5	-0,47	1,85	12,07	0,87	1,27	0,47
2 <sup>e</sup>	2 908	13,5	1,33	3,64	14,07	2,66	3,06	2,26
1 <sup>er</sup>	2 870	15,48	3,11	5,42	16,04	4,44	4,84	4,04

**Tableau 10** • Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axe E – Corridor central)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	Cas de chargement (0,9D+1,4W) sur l'axe D (kN/m)				
			Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
6 <sup>e</sup>	2 536	6,09	-6,64	-4,12	-4,12	-4,12	-3,71
5 <sup>e</sup>	2 908	8,09	-4,84	-2,32	-2,32	-2,32	-2,09
4 <sup>e</sup>	2 908	10,08	-3,05	-0,53	-0,53	-0,53	-0,48
3 <sup>e</sup>	2 908	12,07	-1,25	1,27	1,27	1,27	1,14
2 <sup>e</sup>	2 908	14,07	0,54	3,06	3,06	3,06	2,75
1 <sup>er</sup>	2 870	16,04	2,32	4,84	4,84	4,84	4,35

**Tableau 11** • Charge appliquée aux murs selon l'effort de soulèvement (Axes C-12 à C-13 et G-12 à G-13)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	Cas de chargement (0,9D+1,4W) sur les axes C et G (kN/m)	
			Zone 6	Zone 7
6 <sup>e</sup>	2 536	7,99	-6,90	-12,76
5 <sup>e</sup>	2 908	9,98	-5,11	-10,97
4 <sup>e</sup>	2 908	11,98	-3,31	-9,17
3 <sup>e</sup>	2 908	14,0	-1,52	-7,38
2 <sup>e</sup>	2 908	16,0	0,28	-5,58
1 <sup>er</sup>	2 870	17,9	2,05	-3,80

## 6.8 Mur mitoyen – Axe 4

Les murs mitoyens seront doublés pour des raisons d'insonorisation. Il est supposé qu'une ferme de toit soit directement posée au-dessus de chaque mur.

### Charges de calcul

Charge de neige au toit:  $3,48 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} / 2 = 1,06 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble) =  $0,5 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} / 2 = 0,15 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit:  $0,9 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} / 2 = 0,27 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage):  $1,9 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 5,80 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage):  $2,66 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} / 2 = 8,11 \text{ kN/m}$

Poids du mur:  $0,38 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge (d/6):  $14,8 \text{ mm}$  (38 x 89) et  $23,3 \text{ mm}$  (38 x 140)

Le tableau 12 indique les charges verticales appliquées à chaque étage, le choix des montants utilisés et la résistance à l'écrasement des lisses. Les murs du 2<sup>e</sup> étage sont de classe MSR 2100F<sub>b</sub> - 1.8E, tandis que ceux du 1<sup>er</sup> étage sont doublés, mais en EPS n° 1/n° 2.

**Tableau 12** • Charges verticales appliquées à chaque étage (Axe 4)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	Montants à 406 c/c	Q <sub>f</sub> (kN)	K <sub>D</sub>	Q' <sub>r</sub> (kN) TimberStrand 1.3E / 1.5E
6 <sup>e</sup>	2 536	1,24	1,06	0,15	38 x 89 EPS n° 1/n° 2	1,34	0,98	26,1
5 <sup>e</sup>	2 908	10,5	1,06	5,95	38 x 89 EPS n° 1/n° 2	9,4	0,90	23,9
4 <sup>e</sup>	2 908	19,7	1,06	11,7	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	17,6	0,90	41,8
3 <sup>e</sup>	2 908	28,9	1,06	17,5	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	25,8	0,90	41,8
2 <sup>e</sup>	2 908	38,1	1,06	23,3	38 x 140 EPS MSR 2100F <sub>b</sub> - 1.8E	34,0	0,90	41,9
1 <sup>er</sup>	2 870	47,3	1,06	29,1	2 - 38 x 140 EPS n° 1/n° 2	42,2	0,90	76,5

Les murs mitoyens seront donc composés de deux murs de 38 x 89 (étages cinq et six) et 38 x 140 (étages 1 à 4). Pour les murs de 38 x 89, nous utilisons des lisses et sablières TimberStrand 1.3E ( $f_{cp} = 8,39 \text{ MPa}$  selon le rapport d'évaluation CCMC 12627-R). Pour les murs de 38 x 140, nous utilisons des lisses et des sablières TimberStrand 1.5E ( $f_{cp} = 9,33 \text{ MPa}$ ).

Pour les murs mitoyens, il est généralement préférable, dans la mesure du possible, d'utiliser des montants de 38 x 89 afin de limiter l'épaisseur totale du mur. Pour les étages inférieurs, compte tenu des charges gravitaires élevées, cela peut nécessiter parfois d'avoir à doubler ou tripler les montants pour respecter l'alignement avec les poutrelles de plancher de façon à ne pas surcharger les sablières des murs. Par conséquent, dans le présent exemple, nous avons choisi d'utiliser des montants de 38 x 140 pour les étages inférieurs.

## 6.9 Mur intérieur des logements – Axe 9

Il s'agit d'un mur simple qui supportera les plus grandes charges (figure 2). On suppose qu'une ferme de toit est posée directement au-dessus de ce mur. Les résultats sont montrés au tableau 13.

### Charges de calcul

Charge de neige au toit:  $3,48 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 2,12 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble) =  $0,5 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 0,30 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit:  $0,9 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} = 0,55 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage):  $1,9 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} = 11,6 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage):  $2,66 \text{ kPa} \times 6,1 \text{ m} = 16,2 \text{ kN/m}$

Poids du mur:  $0,38 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge:  $0 \text{ mm}$ . Comme ce mur portera des poutrelles de même longueur de chaque côté, nous pouvons considérer qu'il n'y a pas d'excentricité due aux charges totales.

**Tableau 13** • Charges verticales appliquées à chaque étage (Axe 9)

Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	Montants à 406 c/c	$Q_f$ (kN)	$K_D$	$Q'_r$ (kN) TimberStrand 1.3E/1.5E
6 <sup>e</sup>	2 536	0,96	2,12	0,31	38 x 89 EPS n° 1/n° 2	1,91	1,00*	26,6
5 <sup>e</sup>	2 908	18,3	2,12	11,9	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	17,39	0,93	43,1
4 <sup>e</sup>	2 908	35,6	2,12	23,5	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	33,24	0,92	42,8
3 <sup>e</sup>	2 908	53,0	2,12	35,1	2 - 38 x 140 EPS n° 1/n° 2	49,10	0,92	78,1
2 <sup>e</sup>	2 908	70,3	2,12	46,7	2 - 38 x 140 EPS n° 1/n° 2	64,95	0,92	78,0
1 <sup>er</sup>	2 870	87,6	2,12	58,3	3 - 38 x 140 EPS n° 1/n° 2	80,80	0,92	96,9

Note: Les lisses et les sablières du mur en 38 x 89 mm sont de classe TimberStrand 1.3E et celles des murs en 38 x 140 sont de grade TimberStrand 1.5E.

## 6.10 Mur intérieur du corridor – Axes D et E

### Charges de calcul

Charge de neige au toit:  $3,48 \text{ kPa} \times (8,79 \text{ m} + 1,93 \text{ m}) / 2 = 18,7 \text{ kN/m}$

Surcharge au toit (comble):  $0,5 \text{ kPa} \times (8,79 \text{ m} + 1,93 \text{ m}) / 2 = 2,68 \text{ kN/m}$

Charge permanente au toit:  $0,9 \text{ kPa} \times (8,79 \text{ m} + 1,93 \text{ m}) / 2 = 4,82 \text{ kN/m}$

Surcharge du plancher (par étage):  $4,8 \text{ kPa} \times 1,93 \text{ m} / 2 + 1,9 \text{ kPa} \times 0,406 \text{ m} / 2 = 5,01 \text{ kN/m}$

Charge permanente au plancher (par étage):  $1,66 \text{ kPa} \times 1,93 \text{ m} / 2 + 2,66 \text{ kPa} \times 0,406 \text{ m} / 2 = 2,14 \text{ kN/m}$   
(le poids des cloisons dans le corridor a été négligé)

Poids du mur:  $0,55 \text{ kPa}$

Excentricité de la charge:  $23,3 \text{ mm}$

Le tableau 14 indique les charges verticales appliquées à chaque étage, le choix des montants utilisés et la résistance à l'écrasement des lisses. Les murs des deux premiers étages sont de classe MSR 2100F<sub>b</sub> – 1.8E.

**Tableau 14** • Charges verticales appliquées à chaque étage (Axes D et E)

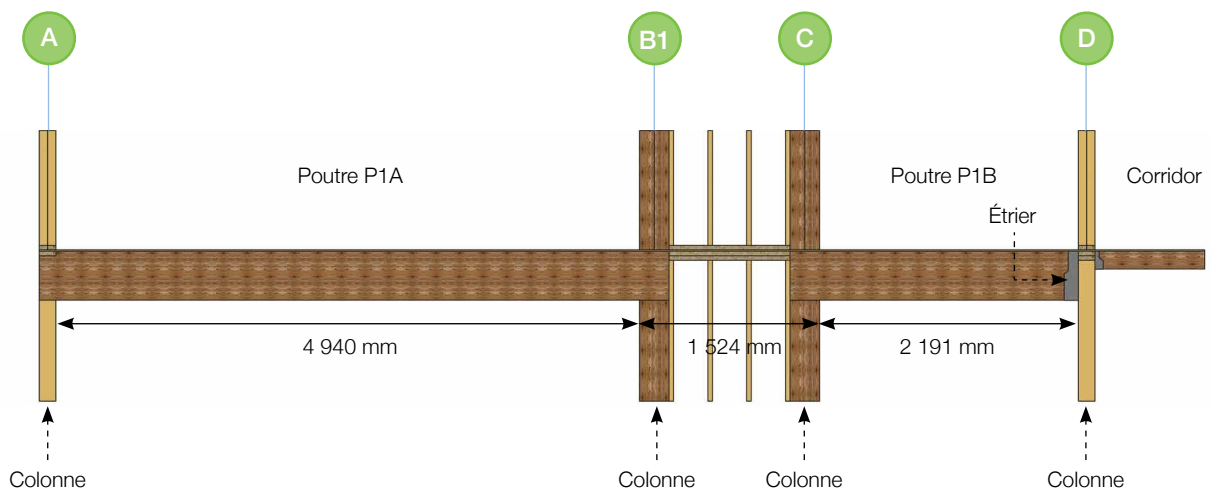
Étage	Hauteur (mm)	D (kN/m)	S (kN/m)	L (kN/m)	Montants à 406 c/c	Q <sub>f</sub> (kN)	K <sub>D</sub>	Q <sub>f</sub> (kN) TimberStrand 1.5E
6 <sup>e</sup>	2 536	6,22	18,7	2,68	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	15,6	1,00	46,6
5 <sup>e</sup>	2 908	9,96	18,7	7,70	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	19,5	1,00	46,6
4 <sup>e</sup>	2 908	13,70	18,7	12,72	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	23,5	1,00	46,6
3 <sup>e</sup>	2 908	17,44	18,7	17,73	38 x 140 EPS n° 1/n° 2	27,4	1,00	46,6
2 <sup>e</sup>	2 908	21,18	18,7	22,75	38 x 140 EPS MSR 2100F <sub>b</sub> - 1.8E	32,2	1,00	46,6
1 <sup>er</sup>	2 870	24,90	18,7	27,77	38 x 140 EPS MSR 2100F <sub>b</sub> - 1.8E	37,1	1,00	46,6

## 6.11 Poutres et colonnes à l'intérieur des logements – Axe 5

La figure 18 illustre les éléments porteurs à l'axe 5. La portée libre de la poutre P1A est de 4 940 mm et celle de la poutre P1B est de 2 191 mm. Les charges à supporter par étage sont les suivantes :

Surcharge (par étage) :  $1,9 \text{ kPa} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 = 8,54 \text{ kN/m}$

Charge permanente (par étage) :  $2,66 \text{ kPa} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 = 12,0 \text{ kN/m}$



**Figure 18** • Schéma des éléments porteurs à l'axe 5

Étant donné que la hauteur des poutrelles de plancher est de 356 mm, cette même hauteur sera privilégiée pour les poutres. Le logiciel Sizer du Conseil canadien du bois (CCB) permet d'obtenir les dimensions suivantes (limite de flèche : L/480 surcharge et L/360 charge totale) :

Poutre P1A: PSL 2.0E ou LVL 2.0E de  
267 mm x 356 mm (3 x 89 mm x 356 mm)

Poutre P1B: PSL 2.0E ou LVL 2.0E  
de 89 x 356 mm

Une poutre en bois de charpente composite d'une largeur de 267 mm (poutre P1A) est inhabituelle, mais cette solution est acceptable puisqu'elle supporte des poutrelles de part et d'autre. Une attention particulière devra être portée au détail d'assemblage de cette poutre composée de façon à répartir adéquatement les charges entre les différents éléments qui la composent. Le concepteur pourrait également choisir une poutre en bois plus étroite, mais plus profonde. Une partie de la poutre serait toutefois apparente au plafond. Il serait aussi possible d'utiliser une poutre d'acier.

### Calcul des réactions aux appuis de la poutre P1A au 2<sup>e</sup> plancher

Afin de simplifier les calculs de cette section, les charges ci-dessous ont été négligées. Ces charges devraient être considérées par un ingénieur dans le cadre d'un projet réel. Les résultats sont présentés au tableau 15.

- Charges provenant de la toiture (D, S et L) ;
- Poids du mur : la colonne étant intégrée au mur, le poids du mur extérieur (axe A) ou de corridor intérieur (axe D) devrait être considéré dans les charges mortes ;
- Poids de la colonne : étant donné que les dimensions de la colonne varient à chaque étage, une hypothèse conservatrice pourrait être d'appliquer le poids de la colonne du 1<sup>er</sup> étage à tous les étages.

• **Tableau 15** • Réactions de la poutre P1A

Plancher	Hauteur (mm)	Réactions cumulées non pondérées			B, Aire tributaire cumulée (m <sup>2</sup> )	0,3 + $\sqrt{(9,8/B)}$	K <sub>D</sub>	Réactions cumulées totales pondérées (kN)
		D (kN)	L (kN) (étage supérieur)	L (kN) (étage)				
6 <sup>e</sup>	2 536	32,5	0,0	22,0	11,6	1,000	0,92	74
5 <sup>e</sup>	2 908	65,1	22,0	22,0	23,2	0,950	0,90	144
4 <sup>e</sup>	2 908	97,6	44,0	22,0	34,7	0,831	0,87	204
3 <sup>e</sup>	2 908	130,1	66,0	22,0	46,3	0,760	0,86	263
2 <sup>e</sup>	2 908	162,6	88,0	22,0	57,9	0,711	0,84	321

- La charge permanente inclus le poids propre, estimé à 0,67 kN/m pour la P1A.
- Le calcul du coefficient de durée K<sub>D</sub> tient compte du facteur de réduction des aires tributaires pour la charge vive.

### 6.11.1 Dimensions des colonnes et des surfaces d'appui au 2<sup>e</sup> plancher (côté gauche – Axe A)

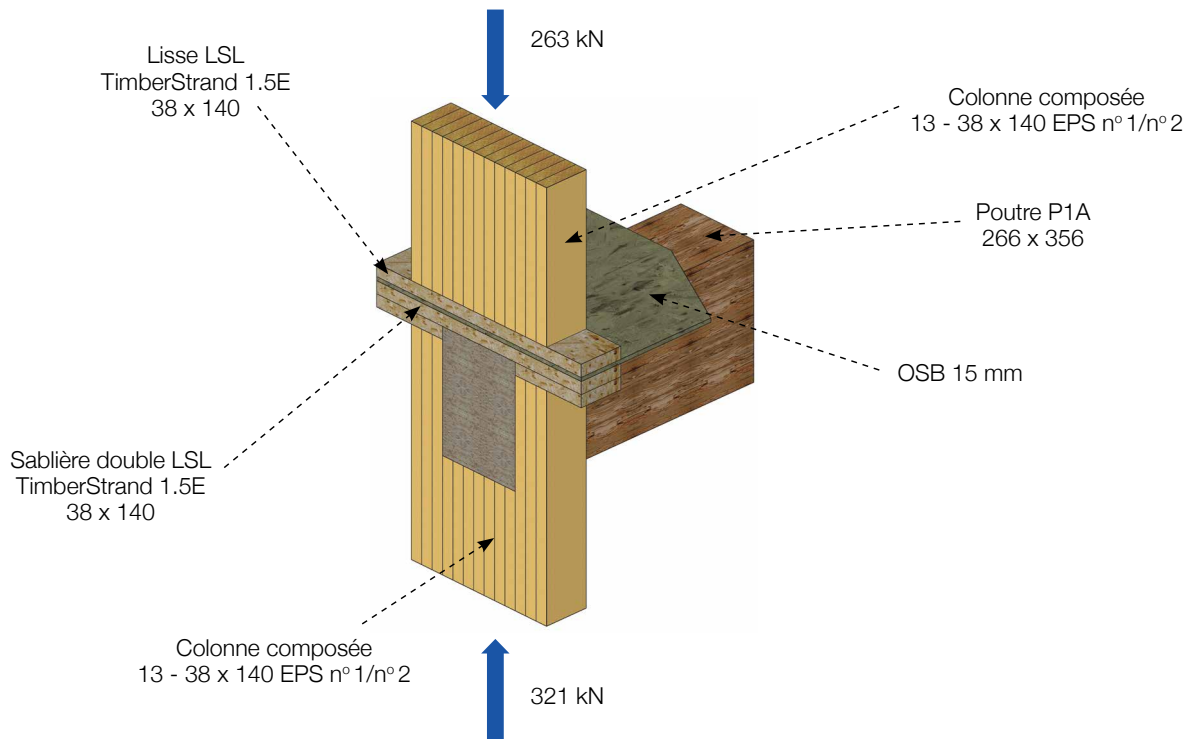


Figure 19 • Colonne composée – Axe A

### Colonne composée sous la poutre au 1<sup>er</sup> étage (figure 19): 13 – 38 x 140 EPS n° 1/n° 2

$$P_r = \phi F_C A K_{Zc} K_C \text{ (6.5.5.2.4., CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_C = f_c (K_D K_H K_{Sc} K_T)$$

$$= 11,5 \text{ MPa} \times 0,84 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 = 10,63 \text{ MPa}$$

$$A = 13 \times 38 \times 140 = 69\,160 \text{ mm}^2$$

$$\text{Longueur colonne, } L = 2514 \text{ mm (2870 – 356)}$$

$$K_{Zc} = 6,3 (140 \times 2514)^{-0,13} = 1,198$$

$$C_C = 2514 / 140 = 17,96 \text{ (colonne supportée latéralement dans l'axe faible)}$$

$$K_C = [1 + (F_C K_{Zc} C_C^3) / (35 E_{05} K_{SE} K_T)]^{-1} = 0,755$$

$$E_{05} = 6500 \text{ MPa}$$

$$P_r = 0,8 \times 10,63 \times 69\,160 \times 1,198 \times 0,755 = \mathbf{532 \text{ kN}}$$

$$M_r = \phi F_b S K_{Zb} K_L \text{ (6.5.3.1., CSA O86)}$$

$$\phi = 0,9$$

$$F_b = f_b (K_D K_H K_{Sb} K_T)$$

$$= 11,8 \text{ MPa} \times 0,84 \times 1,1 \times 1,0 \times 1,0 = 10,90 \text{ MPa}$$

$$S = 13 \times 38 \times 140^2 / 6 = 1\,613\,733 \text{ mm}^3$$

$$K_{Zb} = 1,4 \text{ (pour } 38 \times 140, \text{ tableau 6.13, CSA O86)}$$

$$K_L = 1,0$$

$$M_r = 0,9 \times 10,90 \times 1\,613\,733 \times 1,4 \times 1,0 = \mathbf{22,2 \text{ kN-m}}$$

$$I = 13 \times 38 \times 140^3 / 12 = 112,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$P_E = \pi^2 E_{05} K_{SE} K_T I / (K_e L)^2 \text{ (article 6.5.9, CSA O86)}$$

$$= \pi^2 \times 6500 \times 1,0 \times 1,0 \times (112,9 \times 10^6) / (1,0 \times 2514)^2 = \mathbf{1\,147 \text{ kN}}$$

$$P_f = \mathbf{321 \text{ kN}}$$

### Flexion à la mi-hauteur de la colonne composée

Le *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois* montre une approche combinée de la flexion créée par l'excentricité de la charge gravitaire et par la charge de vent. Pour que les deux charges agissent dans la même direction, la charge de vent en succion doit être utilisée, soit 1,25 kPa dans cet exemple (voir section 6.5). Étant donné que la colonne est composée de 13 montants, la largeur tributaire utilisée pour l'aire d'application de la charge de vent est l'espacement entre les montants du mur, additionné de la largeur de la colonne.

$$\text{Excentricité, } e = 140 / 6 = 23,3 \text{ mm}$$

$$M_{fv, \text{milieu}} = P_f e / 2 + w_{\text{vent}} L^2 / 8$$

$$= 321 \times 0,023 / 2 + 1,25 \times (0,406 + 13 \times 0,038) \times 2,514^2 / 8 = \mathbf{8,37 \text{ kN-m}}$$

### Taux de sollicitation

$$P_f / P_r = 321 / 532 = \mathbf{0,60 < 1,0}$$

Au sommet de la colonne :  $(P_f / P_r)^2 + P_f e / M_r = (321 / 532)^2 + (321 \times 0,023) / 22,2 = \mathbf{0,70 < 1,0}$   
(Voir le *Manuel de calcul des charpentes en bois*, chapitre 5)

À la mi-hauteur de la colonne :  $(P_f / P_r)^2 + (M_{fv \text{ milieu}} / M_r) \times (1 / (1 - P_f / P_E)) = (321 / 532)^2 + (8,37 / 22,2) \times 1,39 = \mathbf{0,62 < 1,0}$

### Vérification de l'écrasement de la lisse basse et de la sablière en LSL 1.5E au-dessus de la poutre du 2<sup>e</sup> plancher (figure 20)

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \quad (15.3.3.7.3., \text{CSA O86})$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T) \\ = 9,33 \text{ MPa} \times 0,86 \times 1,0 \times 1,0 = 8,02 \text{ MPa}$$

$$A'_b = b (L_{b1} + L_{b2}) / 2 \leq 1,5 b (L_{b1}) \\ = 140 \times [(13 \times 38) + 570] / 2 = 74\,480 \text{ mm}^2 \\ \leq 1,5 \times 140 \times (13 \times 38) = 103\,740 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = (2/3) \times 0,8 \times 8,02 \times 74\,480 \times 1,0 \times 1,0 = \mathbf{319 \text{ kN} > 263 \text{ kN}}$$

### Vérification de l'écrasement du revêtement d'OSB (2<sup>e</sup> plancher) (figure 20)

$$Q_r = \phi Q_p A_p \quad (9.5.8., \text{CSA O86})$$

$$\phi = 0,95$$

$$Q_p = q_p (K_D K_S K_T) = 4,2 \text{ MPa} \times 0,86 \times 1,0 \times 1,0 = 3,61 \text{ MPa}$$

Surface de contact de l'OSB avec la sablière et la lisse basse

$$A = 570 \times 140 = 79\,800 \text{ mm}^2$$

$$Q_r = 0,95 \times 3,61 \times 79\,800 = \mathbf{274 \text{ kN} > 263 \text{ kN}}$$

### Vérification de l'écrasement de la lisse sur la dalle de béton

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \quad (15.3.3.7.3., \text{CSA O86})$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T) \\ = 9,33 \text{ MPa} \times 0,84 \times 1,0 \times 1,0 = 7,84 \text{ MPa}$$

$$A'_b = 1,5 b (L_{b1}) \quad (\text{voir note à l'article 6.5.6.3.2, CSA O86}) \\ = 1,5 \times 140 \times 494 = 103\,740 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = (2/3) \times 0,8 \times 7,84 \times 103\,740 \times 1,0 \times 1,0 = \mathbf{434 \text{ kN} > 321 \text{ kN}}$$

Une colonne composée de 9, 11 ou 13 éléments de 38 x 140 mm n'est pas très pratique. D'une part, l'assemblage de ces éléments entre eux s'avère difficile. D'autre part, une telle largeur dans un mur à ossature représente un pont thermique important. Une colonne plus étroite en bois d'ingénierie ou en acier avec des plaques de base de dimensions suffisantes pour résister à l'écrasement des lisses et des sablières pourrait s'avérer une solution alternative plus appropriée. Si une colonne d'acier est utilisée, on doit s'assurer de la compatibilité du mouvement vertical (voir section 10).

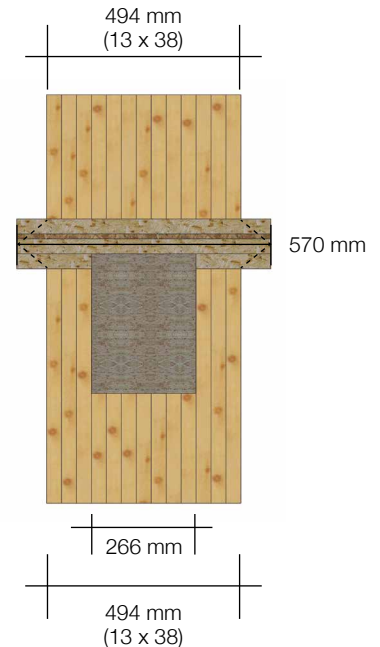


Figure 20 • Écrasement des lisses, sablières et panneau OSB

## 6.11.2 Dimension des colonnes et des surfaces d'appui au 2<sup>e</sup> plancher (côté droit – Axe B1)

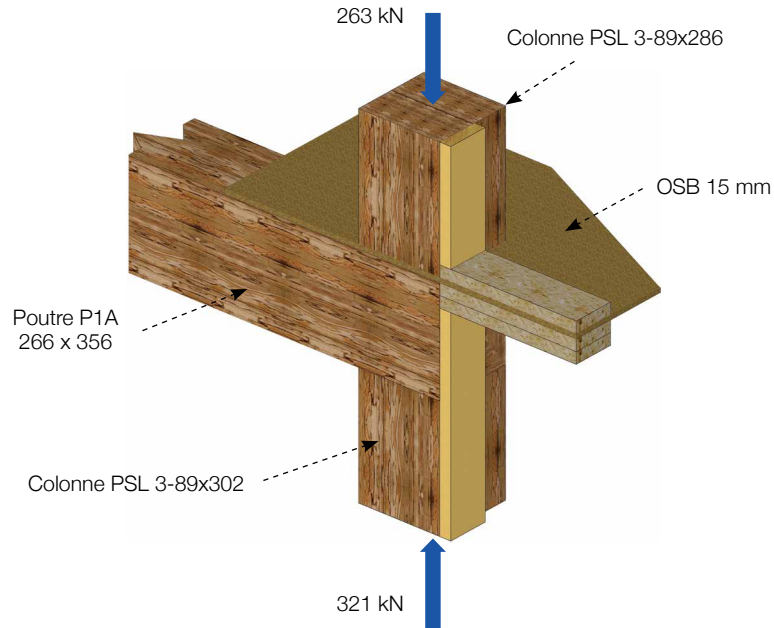


Figure 21 • Surface d'appui des colonnes – Axe B-1

**Colonne PSL 1.8E – 3 x 89 x 302** (figure 21, calcul effectué sur le logiciel Sizer du CCB, non inclus)

$$P_r = 654 \text{ kN} \geq 321 \text{ kN}$$

### Vérification de l'écrasement du revêtement d'OSB

$$Q_r = \phi Q_p A_p \text{ (9.5.8., CSA O86)} \geq 263 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,95$$

$$Q_p = q_p (K_D K_S K_T) = 4,2 \text{ MPa} \times 0,86 \times 1,0 \times 1,0 = 3,61 \text{ MPa}$$

Longueur de contact requise entre l'OSB et la colonne:

$$L_{p \text{ min colonne}} = Q_f / \phi Q_p b_{\text{poutre}} = 263 \text{ 000} / (0,95 \times 3,61 \times 266) = 288 \text{ mm} < 302 \text{ mm}$$

## Vérification de l'écrasement de la poutre sur la colonne

Pour toutes les charges

$$Q_r = \phi F_{cp} A_b K_B K_{Zcp} \text{ (15.3.3.7.2., CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$f_{cp} = 9,4 \text{ MPa (pour poutre PSL 2.0E, rapport d'évaluation CCMC 11161-R)}$$

$$= 9,4 \text{ MPa} \times 0,84 \times 1,0 \times 1,0 = 7,9 \text{ MPa}$$

$$A_b = 266 \text{ mm} \times 302 \text{ mm} = 80\,332 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q_r = 0,8 \times 7,9 \times 80\,332 \times 1 \times 1 = \mathbf{508 \text{ kN} > 321 \text{ kN}}$$

Pour les charges près de l'appui

$$Q'_r = (2/3) \phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp} \text{ (15.3.3.7.3., CSA O86)}$$

$$\phi = 0,8$$

$$F_{cp} = f_{cp} (K_D K_{Scp} K_T)$$

$$= 9,4 \text{ MPa} \times 0,84 \times 1,0 \times 1,0 = 7,9 \text{ MPa}$$

$$A'_b = 266 \text{ mm} \times 302 \text{ mm} = 80\,332 \text{ mm}^2$$

$$K_B = K_{Zcp} = 1,0$$

$$Q'_r = 2/3 \times 0,8 \times 7,9 \times 80\,332 \times 1 \times 1 = \mathbf{338 \text{ kN} > 321 \text{ kN}}$$

## 7 Calcul détaillé des charges latérales

### 7.1 Axe nord-sud

Bien que les charges sismiques soient plus élevées que les charges de vent dans la direction nord-sud, les deux conditions seront vérifiées étant donné que leurs limites de déformation sont différentes. Les rigidités respectives des murs de refend et des diaphragmes étant inconnues, l'approche dite «enveloppe» sera privilégiée et les résultats les plus élevés entre les diaphragmes flexible et rigide seront considérés. On applique généralement la règle suivante pour définir si le diaphragme est flexible ou rigide (figure 22, voir référence CCB-1):

Si la déformation du diaphragme > 2 x la déformation du mur de refend => diaphragme flexible

Si la déformation du diaphragme < 0,5 x la déformation du mur de refend => diaphragme rigide

Entre les deux, le diaphragme est considéré comme semi-rigide.

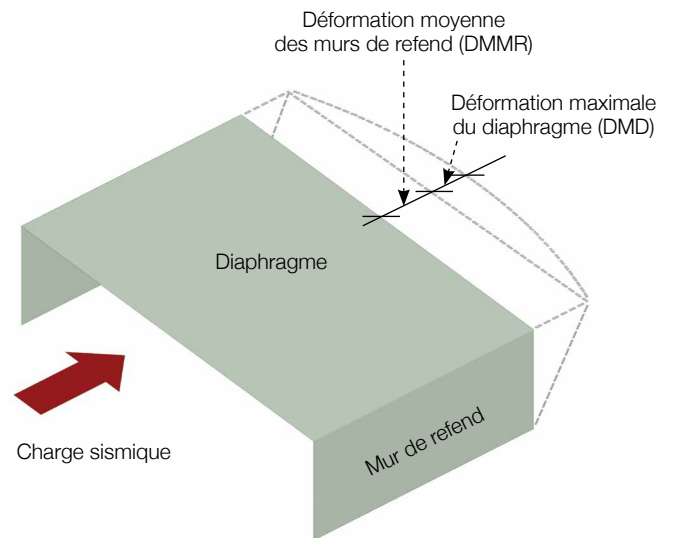


Figure 22 • Déformation du diaphragme

Tel que mentionné précédemment, les murs entre les logements sont doublés pour des raisons d'insonorisation. Bien que chacun de ces murs doubles soient porteurs, on peut considérer un seul de ces murs comme mur de refend, ce qui permet une économie au niveau du système d'ancrage de retenue. Cependant, dans le cas d'un bâtiment de moyenne hauteur, les forces cumulées de cisaillement aux étages inférieures requièrent souvent d'installer un panneau de bois (OSB ou C.P.) de chaque côté du mur. Cela a pour effet de compliquer l'installation des fournitures électriques avec l'utilisation de murs préfabriqués en usine. Afin de favoriser des murs de refend avec des panneaux de bois sur un seul côté, il devient alors préférable de considérer chacun des murs doubles comme mur de refend.

Aussi, certains bâtiments peuvent s'avérer être sensibles à la torsion (irrégularité de type 7 selon le tableau 4.1.8.6 du Code) comme les bâtiments de forme rectangulaire dont le ratio longueur/largeur est assez élevé. C'est le cas de cet exemple de calcul. La position des murs de refend doit donc être judicieusement déterminée afin de respecter cette exigence pour l'utilisation de la méthode de la force statique équivalente. Nous avons noté qu'il était préférable de positionner les murs de refend les plus rigides vers les extrémités du bâtiment. Dans le cas présent, nous avons utilisé comme murs de refend chacun des murs doubles aux axes 4 et 10 (murs MR2 et MR5), mais uniquement un des murs doubles aux axes 6 et 8 (murs MR3 et MR4).

### 7.1.1 Premier cas : charge de vent et diaphragme flexible – Axe nord-sud

Pour un diaphragme flexible, la charge latérale est distribuée en fonction des aires tributaires et selon la hauteur tributaire de l'étage (figure 24). Les segments de mur de refend dans un axe donné sont réunis les uns aux autres par le biais d'un collecteur. Souvent, la sablière au sommet des segments de mur joue ce rôle. D'autres éléments de structure comme des poutres, des solives ou des poutrelles de plancher peuvent également servir de collecteurs. La figure 23 montre l'emplacement des murs de refends et des collecteurs, ainsi que les charges de vent appliquées.

Les charges de vent appliquées en bout doivent être appliquées en alternance pour tenir compte de la torsion. Dans le cas présent, elles seront appliquées simultanément afin de déterminer les charges maximales dans les segments de mur de refend.

Les charges de soulèvement de la toiture doivent aussi être prises en compte pour le calcul des murs de refend. Ce soulèvement a été omis pour faciliter les calculs de cet exemple.

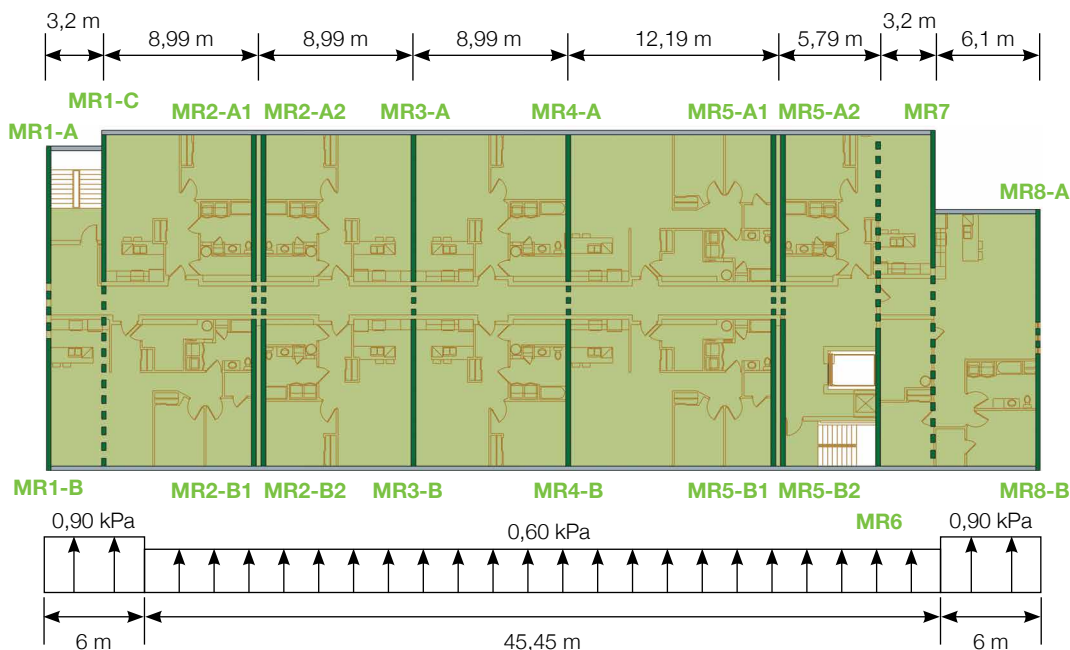
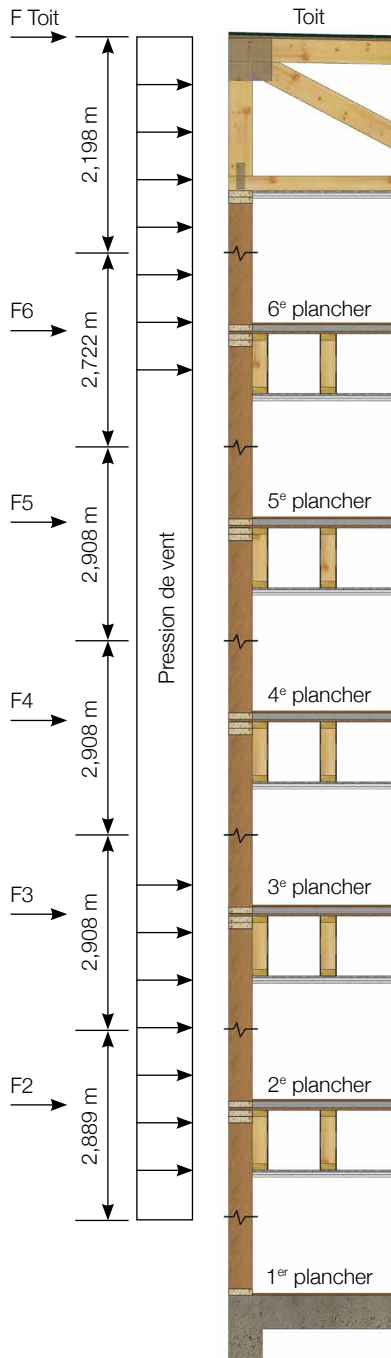


Figure 23 • Positionnement des murs de refend et collecteurs – charges de vent axe nord-sud



**Figure 24** • Hauteur tributaire aux murs – charge de vent

### Longueur des segments de mur:

- R1-A = MR1-B = 7,7 m
- MR1-C = 8,6 m
- MR2-A1 et A2 = MR2-B1 et B2 = 8,6 m
- MR3-A = MR3-B = 8,6 m
- MR4-A = MR4-B = 8,6 m
- MR5-A1 et A2 = MR5-B1 et B2 = 8,6 m
- MR6 = 8,0 m
- MR7 = 8,2 m
- MR8-A = 6,5 m
- MR8-B = 6,5 m

### Segments de murs de refend dans un même axe

Lorsque plusieurs segments de murs sont alignés dans un même axe, ils se déforment de la même valeur puisqu'ils sont reliés entre eux. La force latérale appliquée à ce groupe de segments de murs se distribue alors dans chaque segment selon leur rigidité respective. Lors de la distribution initiale des charges, la charge est généralement répartie au prorata de la longueur des murs. Toutefois, pour un bâtiment de six étages, l'expérience démontre qu'une distribution au prorata du carré des longueurs des murs s'avère un meilleur choix. Cette hypothèse sera vérifiée lors du calcul des déformations des murs (section 8.3). Les charges appliquées sur les murs à chaque étage et cumulées sont respectivement présentées aux tableau 16 et tableau 17.

### Charge de vent pondérée sur les murs de refend appliquée selon la surface tributaire

- Exemple:** F4 pour MR6 =  $2,908 \text{ m} \times (5,79 \text{ m} + 3,2 \text{ m}) / 2 \times 0,6 \text{ kPa} \times 1,4 = 10,98 \text{ kN}$
- F6 pour MR1A =  $2,198 \text{ m} \times (3,2 \text{ m} / 2) / 2 \text{ murs} \times 0,9 \text{ kPa} \times 1,4 = 2,22 \text{ kN}$

**Tableau 16** • Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme flexible)

Mur	L <sub>i</sub> (m)	Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
		F Toit	F6	F5	F4	F3	F2
MR1-A	7,7	2,22	2,74	2,93	2,93	2,93	2,91
MR1-B	7,7	2,22	2,74	2,93	2,93	2,93	2,91
MR1-C	8,6	14,91	18,47	19,73	19,73	19,73	19,60
MR2-A1	8,6	4,25	5,26	5,62	5,62	5,62	5,59
MR2-A2	8,6	4,25	5,26	5,62	5,62	5,62	5,59
MR2-B1	8,6	4,25	5,26	5,62	5,62	5,62	5,59
MR2-B2	8,6	4,25	5,26	5,62	5,62	5,62	5,59
MR3-A	8,6	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR3-B	8,6	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR4-A	8,6	9,78	12,11	12,93	12,93	12,93	12,85
MR4-B	8,6	9,78	12,11	12,93	12,93	12,93	12,85
MR5-A1	8,6	4,15	5,14	5,49	5,49	5,49	5,45
MR5-A2	8,6	4,15	5,14	5,49	5,49	5,49	5,45
MR5-B1	8,6	4,15	5,14	5,49	5,49	5,49	5,45
MR5-B2	8,6	4,15	5,14	5,49	5,49	5,49	5,45
MR6	8,0	8,30	10,28	10,98	10,98	10,98	10,91
MR7	8,2	11,40	14,12	15,08	15,08	15,08	14,99
MR8-A	6,5	4,22	5,23	5,59	5,59	5,59	5,55
MR8-B	6,5	4,22	5,23	5,59	5,59	5,59	5,55
Hauteur tributaire par étage (m)		2,198	2,722	2,908	2,908	2,908	2,889

**Tableau 17** • Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme flexible)

		Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
Mur	$L_i$ (m)	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
MR1-A	7,7	2,22	0,29	5,0	0,64	7,9	1,02	10,8	1,41	13,8	1,79	16,7	2,16
MR1-B	7,7	2,22	0,29	5,0	0,64	7,9	1,02	10,8	1,41	13,8	1,79	16,7	2,16
MR1-C	8,6	14,91	1,73	33,4	3,88	53,1	6,18	72,8	8,47	92,6	10,76	112,2	13,04
MR2-A1	8,6	4,25	0,49	9,5	1,11	15,1	1,76	20,8	2,41	26,4	3,07	32,0	3,72
MR2-A2	8,6	4,25	0,49	9,5	1,11	15,1	1,76	20,8	2,41	26,4	3,07	32,0	3,72
MR2-B1	8,6	4,25	0,49	9,5	1,11	15,1	1,76	20,8	2,41	26,4	3,07	32,0	3,72
MR2-B2	8,6	4,25	0,49	9,5	1,11	15,1	1,76	20,8	2,41	26,4	3,07	32,0	3,72
MR3-A	8,6	8,30	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR3-B	8,6	8,30	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR4-A	8,6	9,78	1,14	21,9	2,54	34,8	4,05	47,8	5,55	60,7	7,06	73,5	8,55
MR4-B	8,6	9,78	1,14	21,9	2,54	34,8	4,05	47,8	5,55	60,7	7,06	73,5	8,55
MR5-A1	8,6	4,15	0,48	9,3	1,08	14,8	1,72	20,3	2,36	25,8	3,00	31,2	3,63
MR5-A2	8,6	4,15	0,48	9,3	1,08	14,8	1,72	20,3	2,36	25,8	3,00	31,2	3,63
MR5-B1	8,6	4,15	0,48	9,3	1,08	14,8	1,72	20,3	2,36	25,8	3,00	31,2	3,63
MR5-B2	8,6	4,15	0,48	9,3	1,08	14,8	1,72	20,3	2,36	25,8	3,00	31,2	3,63
MR6	8,0	8,30	1,04	18,6	2,32	29,6	3,69	40,5	5,07	51,5	6,44	62,4	7,80
MR7	8,2	11,40	1,39	25,5	3,11	40,6	4,95	55,7	6,79	70,8	8,63	85,8	10,46
MR8-A	6,5	4,22	0,65	9,5	1,45	15,0	2,31	20,6	3,17	26,2	4,03	31,8	4,89
MR8-B	6,5	4,22	0,65	9,5	1,45	15,0	2,31	20,6	3,17	26,2	4,03	31,8	4,89

### 7.1.2 Deuxième cas : charge de vent et diaphragme rigide – Axe nord-sud

Pour un diaphragme rigide, la répartition se fait selon la rigidité respective de chacun des murs. Puisque, dans le cas présent, la composition des murs est inconnue au départ, nous supposons que la rigidité est proportionnelle au carré de la longueur des segments de murs. Ainsi, la répartition de la charge se fait de façon concentrique par rapport au centre de rigidité du bâtiment et les effets de torsion sont ajoutés pour tenir compte de l'excentricité du diagramme des charges de vent.

#### Charge concentrique

Somme du carré des longueurs dans la direction nord-sud = 1295,8 m<sup>2</sup>

$$MR1-A = MR1-B = 0,046 V, (V \times 7,7^2 / 1295,8)$$

$$MR1-C = 0,057 V, (V \times 8,6^2 / 1295,8)$$

$$MR2-A1 \text{ et } A2 = MR2-B1 \text{ et } B2 = 0,057 V, (V \times 8,6^2 / 1295,8)$$

$$MR3-A = MR3-B = 0,057 V, (V \times 8,6^2 / 1295,8)$$

$$MR4-A = MR4-B = 0,057 V, (V \times 8,6^2 / 1295,8)$$

$$MR5-A1 \text{ et } A2 = MR5-B1 \text{ et } B2 = 0,057 V, (V \times 8,6^2 / 1295,8)$$

$$MR6 = 0,049 V, (V \times 8,0^2 / 1295,8)$$

$$MR7 = 0,052 V, (V \times 8,2^2 / 1295,8)$$

$$MR8-A = MR8-B = 0,033 V, (V \times 6,5^2 / 1295,8)$$

## Moment de torsion

Pour tenir compte du moment de torsion, la méthode de répartition selon l'inertie polaire est utilisée. La figure 25 indique la position de l'axe d'application des charges de vent et du centre de rigidité (voir annexes 3 et 4 pour le calcul détaillé).

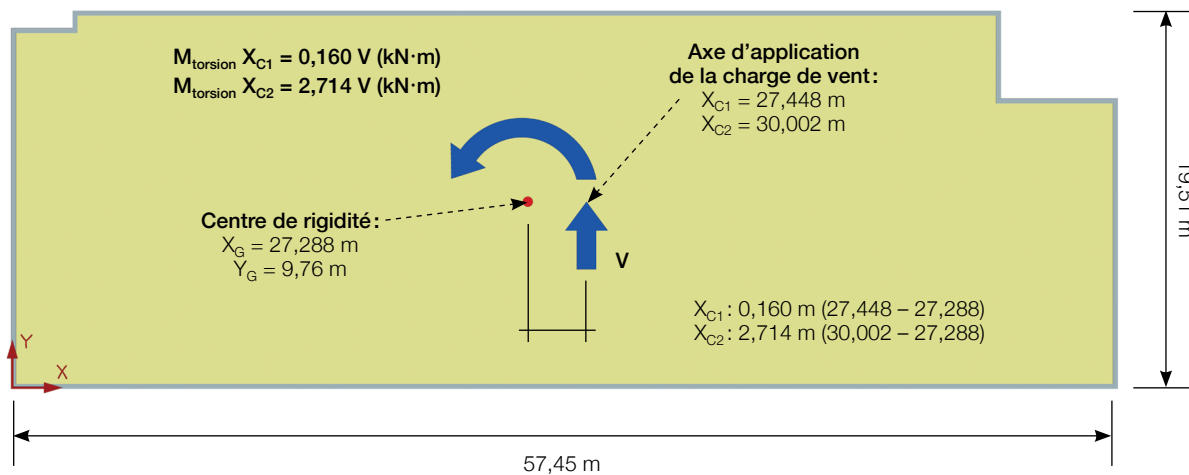


Figure 25 • Moment de torsion

Pour un diaphragme rigide, les forces créées par le moment de torsion dans chacun des murs se distribuent de la façon suivante :

$$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$$

$K_i$  = rigidité du mur, N/mm. Nous supposons que la rigidité des murs est proportionnelle au carré de la longueur, donc  $K_i = L_i^2$  (m<sup>2</sup>)

$d_i$  = distance du mur par rapport au centre de rigidité, m

Selon l'axe «X» : valeur négative pour les murs à gauche du centre de rigidité

Selon l'axe «Y» : valeur négative pour les murs sous le centre de rigidité

Dans cet exemple, les deux cas de charge de vent produisent un moment en sens anti-horaire. Le moment créé par  $X_{C2}$  étant plus grand, il aura pour effet d'augmenter les charges dans les murs situés à droite du centre de rigidité et de les réduire dans ceux situés à gauche. S'il y avait eu un moment de torsion en sens horaire, l'effet aurait été inversé. Le moment créé par  $X_{C1}$  étant presque nul, les charges dans les murs de gauche seront peu réduites. Il faut donc vérifier l'impact des deux cas de charges de vent. Pour la conception des murs, l'effet maximal sur chacun de ceux-ci a été utilisé, indépendamment des cas de chargement.

Notons que les murs MR9 à MR20 sont très peu sollicités lorsque la charge de vent est appliquée en direction nord-sud. Le tableau 18 présente la rigidité des murs et le tableau 19 indique les ratios d'application de la charge pour chaque mur de refend et pour le moment de torsion appliqués par  $X_{C1}$  et  $X_{C2}$ .

Tableau 18 • Rigidité des murs

Mur	$L_i$ (m)	$K_i = L_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$d_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$K_i d_i^2$ (m <sup>4</sup> )
MR1-A	7,7	59,29	-27,288	744,62	44 148,27
MR1-B	7,7	59,29	-27,288	744,62	44 148,27
MR1-C	8,6	73,96	-24,088	580,21	42 912,69
MR2-A1	8,6	73,96	-15,098	227,94	16 858,37
MR2-A2	8,6	73,96	-15,098	227,94	16 858,37
MR2-B1	8,6	73,96	-15,098	227,94	16 858,37
MR2-B2	8,6	73,96	-15,098	227,94	16 858,37
MR3-A	8,6	73,96	-6,108	37,30	2 758,96
MR3-B	8,6	73,96	-6,108	37,30	2 758,96
MR4-A	8,6	73,96	2,882	8,31	614,46
MR4-B	8,6	73,96	2,882	8,31	614,46
MR5-A1	8,6	73,96	15,072	227,18	16 801,92
MR5-A2	8,6	73,96	15,072	227,18	16 801,92
MR5-B1	8,6	73,96	15,072	227,18	16 801,92
MR5-B2	8,6	73,96	15,072	227,18	16 801,92
MR6	8	64	20,862	435,24	27 855,21
MR7	8,2	67,24	24,062	579,00	38 931,74
MR8-A	6,5	42,25	30,162	909,77	38 437,67
MR8-B	6,5	42,25	30,162	909,77	38 437,67
MR9	3,4	11,56	-0,97	0,941	10,88
MR10	3,9	15,21	0,96	0,922	14,02
MR11	10,4	108,16	-0,97	0,941	101,76
MR12	7	49	0,96	0,922	45,16
MR13	7,4	54,76	-0,97	0,941	51,52
MR14	7,4	54,76	0,96	0,922	50,47
MR15	7,3	53,29	-0,97	0,941	50,13
MR16	7,3	53,29	0,96	0,922	49,12
MR17	7	49	-0,97	0,941	46,10
MR18	10,3	106,09	0,96	0,922	97,78
MR19	3,9	15,21	1,05	1,103	16,77
MR20	3,9	15,21	-0,97	0,941	14,31
$\Sigma k_x d_x^2 + \Sigma k_y d_y^2 =$					416 807,53

Tableau 19 • Combinaison de la charge concentrique et du moment de torsion (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

Mur	Moment de torsion selon $X_{C1}$			Moment de torsion selon $X_{C2}$			Effet critique
	$V_i = M_{torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$	Charge concentrique	Total	$V_i = M_{torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$	Charge concentrique	Total	
MR1-A	-0,001	0,0458	0,045	-0,011	0,0458	0,035	0,045
MR1-B	-0,001	0,0458	0,045	-0,011	0,0458	0,035	0,045
MR1-C	-0,001	0,0571	0,056	-0,012	0,0571	0,045	0,056
MR2-A1	0,000	0,0571	0,057	-0,007	0,0571	0,050	0,057
MR2-A2	0,000	0,0571	0,057	-0,007	0,0571	0,050	0,057
MR2-B1	0,000	0,0571	0,057	-0,007	0,0571	0,050	0,057
MR2-B2	0,000	0,0571	0,057	-0,007	0,0571	0,050	0,057
MR3-A	0,000	0,0571	0,057	-0,003	0,0571	0,054	0,057
MR3-B	0,000	0,0571	0,057	-0,003	0,0571	0,054	0,057
MR4-A	0,000	0,0571	0,057	0,001	0,0571	0,058	0,058
MR4-B	0,000	0,0571	0,057	0,001	0,0571	0,058	0,058
MR5-A1	0,000	0,0571	0,058	0,007	0,0571	0,064	0,064
MR5-A2	0,000	0,0571	0,058	0,007	0,0571	0,064	0,064
MR5-B1	0,000	0,0571	0,058	0,007	0,0571	0,064	0,064
MR5-B2	0,000	0,0571	0,058	0,007	0,0571	0,064	0,064
MR6	0,001	0,0494	0,050	0,009	0,0494	0,058	0,058
MR7	0,001	0,0519	0,053	0,011	0,0519	0,062	0,062
MR8-A	0,000	0,0326	0,033	0,008	0,0326	0,041	0,041
MR8-B	0,000	0,0326	0,033	0,008	0,0326	0,041	0,041
MR9	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR10	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR11	0,000	0	0,000	-0,001	0	-0,001	-0,001
MR12	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR13	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR14	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR15	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR16	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR17	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR18	0,000	0	0,000	0,001	0	0,001	0,001
MR19	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR20	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000

Le tableau 20 présente les charges de vent avec un diaphragme rigide dans l'axe nord-sud pour chaque étage.

**Tableau 20** • Charges pondérées à chaque étage – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

<b>F Toit (kN) =</b>	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,198 \text{ m} \times 1,4 =$	<b>112,0</b>
<b>F6 (kN) =</b>	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,722 \text{ m} \times 1,4 =$	<b>138,7</b>
<b>F5 (kN) =</b>	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,908 \text{ m} \times 1,4 =$	<b>148,2</b>
<b>F4 (kN) =</b>	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,908 \text{ m} \times 1,4 =$	<b>148,2</b>
<b>F3 (kN) =</b>	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,908 \text{ m} \times 1,4 =$	<b>148,2</b>
<b>F2 (kN) =</b>	$[(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})] \times 2,889 \text{ m} \times 1,4 =$	<b>147,3</b>
<b>Total (kN) =</b>		<b>842,7</b>

**Exemple:** F4 pour MR6 = 0,058 x 148,2 kN = **8,6 kN** (pire cas:  $X_{c2}$ , tableau 19)

F Toit pour MR1-B = 0,045 x 112 kN = **5,1 kN** (pire cas:  $X_{c1}$ , tableau 19)

Les tableaux 21 et 22 présentent les plus grandes sollicitations pour chaque mur selon l'application du moment de torsion par rapport à  $X_{c1}$  ou  $X_{c2}$ .

**Tableau 21** • Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

Mur	$L_i$ (m)	Total (ratio de F)	Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
			F Toit	F6	F5	F4	F3	F2
			112,0	138,7	148,2	148,2	148,2	147,3
MR1-A	7,7	0,045	5,1	6,3	6,7	6,7	6,7	6,6
MR1-B	7,7	0,045	5,1	6,3	6,7	6,7	6,7	6,6
MR1-C	8,6	0,056	6,3	7,8	8,4	8,4	8,4	8,3
MR2-A1	8,6	0,057	6,3	7,9	8,4	8,4	8,4	8,3
MR2-A2	8,6	0,057	6,3	7,9	8,4	8,4	8,4	8,3
MR2-B1	8,6	0,057	6,3	7,9	8,4	8,4	8,4	8,3
MR2-B2	8,6	0,057	6,3	7,9	8,4	8,4	8,4	8,3
MR3-A	8,6	0,057	6,4	7,9	8,4	8,4	8,4	8,4
MR3-B	8,6	0,057	6,4	7,9	8,4	8,4	8,4	8,4
MR4-A	8,6	0,058	6,6	8,1	8,7	8,7	8,7	8,6
MR4-B	8,6	0,058	6,6	8,1	8,7	8,7	8,7	8,6
MR5-A1	8,6	0,064	7,2	8,9	9,5	9,5	9,5	9,5
MR5-A2	8,6	0,064	7,2	8,9	9,5	9,5	9,5	9,5
MR5-B1	8,6	0,064	7,2	8,9	9,5	9,5	9,5	9,5
MR5-B2	8,6	0,064	7,2	8,9	9,5	9,5	9,5	9,5
MR6	8	0,058	6,5	8,1	8,6	8,6	8,6	8,6
MR7	8,2	0,062	7,0	8,7	9,3	9,3	9,3	9,2
MR8-A	6,5	0,041	4,6	5,7	6,1	6,1	6,1	6,0
MR8-B	6,5	0,041	4,6	5,7	6,1	6,1	6,1	6,0

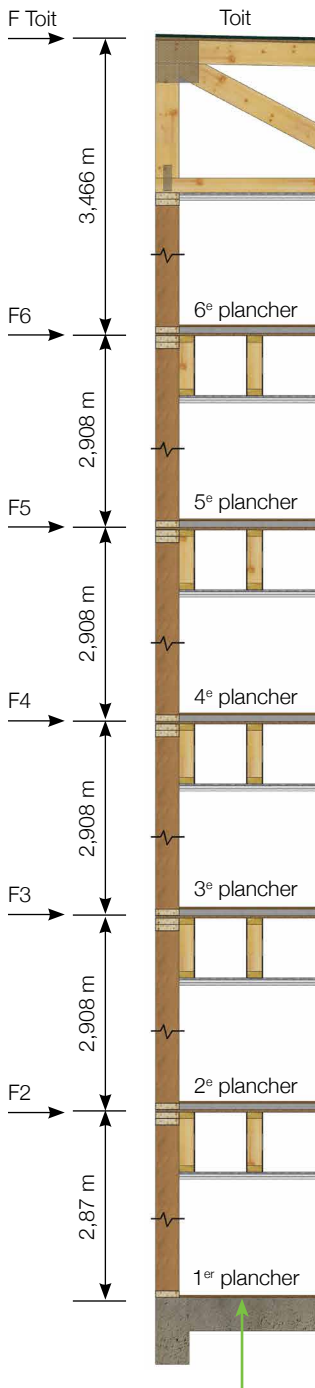
**Tableau 22** • Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Vent (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

Mur	Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
	112,0		250,8		399,0		547,2		695,5		842,7	
MR1-A	5,1	0,66	11,3	1,47	18,0	2,34	24,7	3,21	31,4	4,08	38,0	4,94
MR1-B	5,1	0,66	11,3	1,47	18,0	2,34	24,7	3,21	31,4	4,08	38,0	4,94
MR1-C	6,3	0,73	14,1	1,64	22,5	2,62	30,9	3,59	39,2	4,56	47,5	5,53
MR2-A1	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR2-A2	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR2-B1	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR2-B2	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR3-A	6,4	0,74	14,3	1,66	22,7	2,64	31,1	3,62	39,6	4,60	48,0	5,58
MR3-B	6,4	0,74	14,3	1,66	22,7	2,64	31,1	3,62	39,6	4,60	48,0	5,58
MR4-A	6,6	0,76	14,7	1,70	23,3	2,71	32,0	3,72	40,7	4,73	49,3	5,73
MR4-B	6,6	0,76	14,7	1,70	23,3	2,71	32,0	3,72	40,7	4,73	49,3	5,73
MR5-A1	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR5-A2	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR5-B1	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR5-B2	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR6	6,5	0,81	14,6	1,82	23,2	2,90	31,8	3,97	40,4	5,05	48,9	6,12
MR7	7,0	0,85	15,7	1,91	24,9	3,04	34,2	4,17	43,4	5,29	52,6	6,42
MR8-A	4,6	0,71	10,3	1,58	16,3	2,51	22,4	3,44	28,4	4,38	34,5	5,30
MR8-B	4,6	0,71	10,3	1,58	16,3	2,51	22,4	3,44	28,4	4,38	34,5	5,30

Note : Si on additionne les sollicitations de tous les murs pour un étage, la somme sera différente de la valeur totale de l'étage (première ligne), car ce sont les maximums des sollicitations par rapport à l'application de  $X_{c1}$  ou  $X_{c2}$  présentés dans le tableau 22.

### 7.1.3 Troisième cas : charge sismique et diaphragme flexible – Axe nord-sud

La charge sismique à la base du bâtiment,  $V = 1\ 068,5\ \text{kN}$ , est répartie à chaque étage de la façon suivante (article 4.1.8.11.-7 du Code, voir les détails à l'annexe 6) :



$$F_x = (V-F_i) W_x h_x / \sum(W_i h_i)$$

$$F_t = 0,07 T_a V \leq 0,25 V; \text{ Pour } T_a > 0,7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0; \text{ Pour } T_a \leq 0,7 \text{ sec}$$

$$T_a = 0,873 > 0,7 \text{ donc } F_t = 0,07 \times 0,873 \times 1\ 068,5 = 65,28\ \text{kN} \leq 0,25 V$$

$$\sum(W_i h_i) = (3\ 119,5 \times 2,87) + (3\ 085,5 \times 5,78) + (3\ 051,5 \times 8,69) + (2\ 951,8 \times 11,59) + (2\ 911,9 \times 14,50) + (2\ 135,8 \times 17,97) = 168\ 113,91\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

Voir l'annexe 6 pour le calcul de  $W_i$  et  $h_i$ .

On obtient alors les forces suivantes (voir les détails à l'annexe 6) :

#### Force sismique à chaque étage (kN)

F Toit = **294,3**  
 F6 = **252,0**  
 F5 = **204,2**  
 F4 = **158,2**  
 F3 = **106,4**  
 F2 = **53,4**

Total = **1 068,5**

#### Force sismique cumulée à chaque étage (kN)

V6 = **294,3**  
 V5 = **546,3**  
 V4 = **750,5**  
 V3 = **908,7**  
 V2 = **1 015,1**  
 V1 = **1 068,5**

Pour un diaphragme flexible, la charge sismique est distribuée aux murs de refend au prorata des aires tributaires selon la figure 27.

Figure 26 • Application des forces sismiques – Mur sud

Aire totale du plancher: 1 089 m<sup>2</sup>

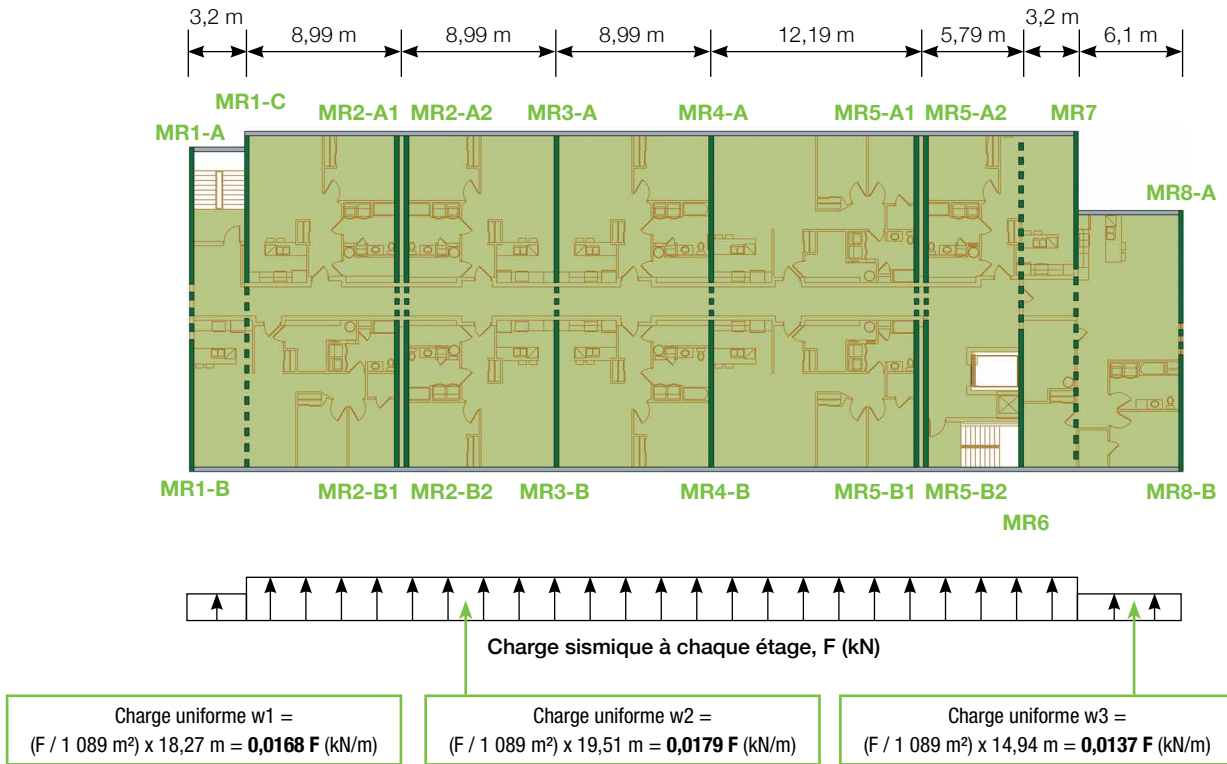


Figure 27 • Distribution de la charge sismique à chaque étage

### Torsion accidentelle pour un diaphragme flexible

Sans qu'on ait à déterminer la sensibilité à la torsion pour les diaphragmes flexibles, on doit tenir compte de la torsion accidentelle engendrée par l'incertitude relative à la répartition de la masse, comme l'exige le commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB 2020 (par. 255 et 257). Pour considérer la torsion accidentelle, il faut déplacer le centre de masse de  $\pm 0,05 D_{nx}$  par rapport au centre de masse et en utilisant la plus élevée des charges sismiques pour chaque mur.  $D_{nx}$  est la dimension plane du bâtiment à l'étage X perpendiculaire à la direction de la charge sismique appliquée.

$$D_{nx} = 57,45\text{ m}$$

$$0,05 D_{nx} = 2,873\text{ m}$$

Le moment de torsion accidentelle appliqué par rapport au centre de masse est donc de 2,873 F (kN.m)

Le centre de masse dans l'axe nord-sud est situé à 28,167 m du côté gauche du bâtiment (voir annexe 2). Le moment de torsion accidentel est converti en charge triangulaire (figure 28), laquelle s'ajoutera à la charge uniforme de base.

L'aire sous le triangle de gauche est égale à l'aire sous le triangle de droite.

$$\sum F_y = 0: Wt1 \times 28,167 / 2 = wt2 \times 29,283 / 2 \quad (\text{équation 1})$$

$$\sum M = 0: Wt1 \times 28,167^2 / 3 + wt2 \times 29,283^2 / 3 = 2,873\text{ F} \quad (\text{équation 2})$$

- $Wt1 = 0,00533\text{ F (kN/m)}$
- $Wt2 = 0,00512\text{ F (kN/m)}$

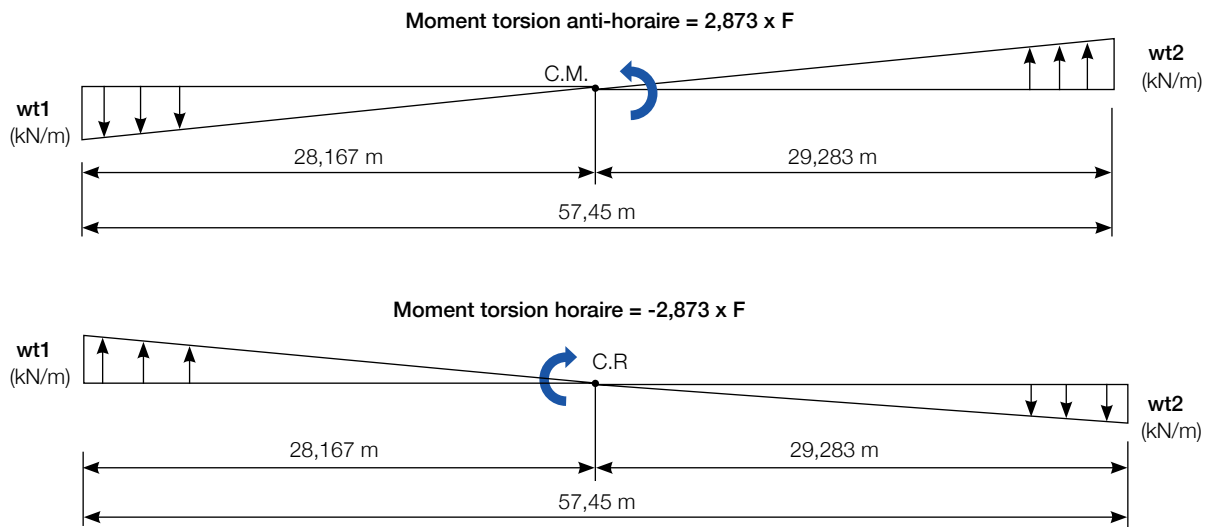


Figure 28 • Conversion du moment de torsion accidentel en charge triangulaire

En combinant les charges uniforme et accidentelle maximales selon le pire effet du moment de torsion et en nous basant sur une distribution selon l'aire tributaire, nous obtenons les charges indiquées aux tableau 23 et tableau 24 pour chaque mur de refend.

#### Exemple – F-Toit pour MR2-A2

$$F = 294,3 \text{ kN}$$

$$\text{Charge uniforme} = (0,0179 \times 294,3) \text{ kN/m} \times 8,99 \text{ m} / 4 \text{ murs} = 11,85 \text{ kN} / \text{mur}$$

Charge occasionnée par la torsion accidentelle =

$$Wt1 \text{ à axe 2} = 0,00533F - 3,2 \text{ m} \times 0,00533F / 28,167 \text{ m} = 0,00472F$$

$$Wt1 \text{ à axe 4} = 0,00533F - (3,2 \text{ m} + 8,99 \text{ m}) \times 0,00533F / 28,167 \text{ m} = 0,00302F$$

$$Wt1 \text{ à axe 6} = 0,00132F$$

$$= [0,00302F \text{ kN/m} \times 8,99 \text{ m} / 2 + (0,00472F - 0,00302F) \text{ kN/m} \times 8,99 \text{ m} / 2 \times 1 / 3 + 0,00132F \text{ kN/m} \times 8,99 \text{ m} / 2 + (0,00302F - 0,00132F) \text{ kN/m} \times 8,99 \text{ m} / 2 \times 2 / 3] / 4 \text{ murs} = 2,00 \text{ kN} / \text{mur}$$

$$\text{Charge totale} = 11,85 \text{ kN} + 2,00 \text{ kN} = \mathbf{13,85 \text{ kN}}$$

**Tableau 23** • Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme flexible)

Mur	L <sub>i</sub> (m)	Charge F max appliquée à chaque étage (kN)					
		F Toit	F6	F5	F4	F3	F2
		<b>294,3</b>	<b>252,0</b>	<b>204,2</b>	<b>158,2</b>	<b>106,4</b>	<b>53,4</b>
MR1-A	7,7	5,16	4,42	3,58	2,77	1,86	0,94
MR1-B	7,7	5,16	4,42	3,58	2,77	1,86	0,94
MR1-C	8,6	39,41	33,75	27,35	21,18	14,25	7,15
MR2-A1	8,6	13,85	11,86	9,61	7,44	5,01	2,51
MR2-A2	8,6	13,85	11,86	9,61	7,44	5,01	2,51
MR2-B1	8,6	13,85	11,86	9,61	7,44	5,01	2,51
MR2-B2	8,6	13,85	11,86	9,61	7,44	5,01	2,51
MR3-A	8,6	25,44	21,79	17,66	13,68	9,20	4,62
MR3-B	8,6	25,44	21,79	17,66	13,68	9,20	4,62
MR4-A	8,6	28,74	24,61	19,94	15,45	10,39	5,22
MR4-B	8,6	28,74	24,61	19,94	15,45	10,39	5,22
MR5-A1	8,6	13,24	11,34	9,19	7,12	4,79	2,40
MR5-A2	8,6	13,24	11,34	9,19	7,12	4,79	2,40
MR5-B1	8,6	13,24	11,34	9,19	7,12	4,79	2,40
MR5-B2	8,6	13,24	11,34	9,19	7,12	4,79	2,40
MR6	8,0	28,12	24,08	19,51	15,11	10,17	5,11
MR7	8,2	26,53	22,72	18,41	14,26	9,59	4,82
MR8-A	6,5	8,30	7,10	5,76	4,46	3,00	1,51
MR8-B	6,5	8,30	7,10	5,76	4,46	3,00	1,51

**Tableau 24** • Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme flexible)

		Charge V cumulée max à chaque étage (kN) et (kN/m)											
Mur	L <sub>i</sub> (m)	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
MR1-A	7,7	5,2	0,67	9,6	1,24	13,1	1,71	15,9	2,07	17,8	2,31	18,7	2,43
MR1-B	7,7	5,2	0,67	9,6	1,24	13,1	1,71	15,9	2,07	17,8	2,31	18,7	2,43
MR1-C	8,6	39,4	4,58	73,2	8,51	100,5	11,69	121,7	14,15	135,9	15,81	143,1	16,64
MR2-A1	8,6	13,8	1,61	25,7	2,99	35,3	4,11	42,8	4,97	47,8	5,55	50,3	5,85
MR2-A2	8,6	13,8	1,61	25,7	2,99	35,3	4,11	42,8	4,97	47,8	5,55	50,3	5,85
MR2-B1	8,6	13,8	1,61	25,7	2,99	35,3	4,11	42,8	4,97	47,8	5,55	50,3	5,85
MR2-B2	8,6	13,8	1,61	25,7	2,99	35,3	4,11	42,8	4,97	47,8	5,55	50,3	5,85
MR3-A	8,6	25,4	2,96	47,2	5,49	64,9	7,55	78,6	9,14	87,8	10,20	92,4	10,74
MR3-B	8,6	25,4	2,96	47,2	5,49	64,9	7,55	78,6	9,14	87,8	10,20	92,4	10,74
MR4-A	8,6	28,7	3,34	53,3	6,20	73,3	8,52	88,7	10,32	99,1	11,53	104,3	12,13
MR4-B	8,6	28,7	3,34	53,3	6,20	73,3	8,52	88,7	10,32	99,1	11,53	104,3	12,13
MR5-A1	8,6	13,2	1,54	24,6	2,86	33,8	3,93	40,9	4,75	45,7	5,31	48,1	5,59
MR5-A2	8,6	13,2	1,54	24,6	2,86	33,8	3,93	40,9	4,75	45,7	5,31	48,1	5,59
MR5-B1	8,6	13,2	1,54	24,6	2,86	33,8	3,93	40,9	4,75	45,7	5,31	48,1	5,59
MR5-B2	8,6	13,2	1,54	24,6	2,86	33,8	3,93	40,9	4,75	45,7	5,31	48,1	5,59
MR6	8,0	28,1	3,51	52,2	6,52	71,7	8,96	86,8	10,85	97,0	12,12	102,1	12,76
MR7	8,2	26,5	3,24	49,2	6,01	67,7	8,25	81,9	9,99	91,5	11,16	96,3	11,75
MR8-A	6,5	8,3	1,28	15,4	2,37	21,2	3,25	25,6	3,94	28,6	4,40	30,1	4,63
MR8-B	6,5	8,3	1,28	15,4	2,37	21,2	3,25	25,6	3,94	28,6	4,40	30,1	4,63

#### 7.1.4 Quatrième cas : charge sismique et diaphragme rigide – Axe nord-sud

Pour un diaphragme rigide, la répartition se fait selon la rigidité respective de chacun des murs. Puisque, dans le cas présent, la composition des murs est inconnue au départ, nous supposons que la rigidité est proportionnelle au carré de la longueur des segments de murs. La répartition de la charge se fait de façon concentrique par rapport au centre de rigidité du bâtiment et les effets de torsion accidentelle sont ajoutés pour tenir compte de l'excentricité du centre de masse.

### Charge concentrique

Somme du carré des longueurs dans la direction nord-sud = 1295,8 m<sup>2</sup>

Charge concentrique =  $L_i^2 / (\sum L_i^2 \text{ nord-sud}) \times V$

MR1-A = MR1-B = 0,046 V, ( $V \times 7,7^2 / 1295,8$ )

MR1-C = 0,057 V, ( $V \times 8,6^2 / 1295,8$ )

MR2-A1 et A2 = MR2-B1 et B2 = 0,057 V, ( $V \times 8,6^2 / 1295,8$ )

MR3-A = MR3-B = 0,057 V, ( $V \times 8,6^2 / 1295,8$ )

MR4-A = MR4-B = 0,057 V, ( $V \times 8,6^2 / 1295,8$ )

MR5-A1 et A2 = MR5-B1 et B2 = 0,057 V, ( $V \times 8,6^2 / 1295,8$ )

MR6 = 0,049 V, ( $V \times 8,0^2 / 1295,8$ )

MR7 = 0,052 V, ( $V \times 8,2^2 / 1295,8$ )

MR8-A = MR8-B = 0,033 V, ( $V \times 6,5^2 / 1295,8$ )

### Effet de torsion

Pour tenir compte de la torsion, la méthode de répartition selon l'inertie polaire est utilisée. La figure 29 indique la position du centre de masse et du centre de rigidité (voir annexes 2 et 3 pour le calcul détaillé).

Pour un diaphragme rigide, le CNB demande de tenir compte de la torsion en déplaçant le centre de masse d'une distance de  $0,10 D_{nx}$  (commentaire J du guide de l'utilisateur du CNB 2020 (par. 256)).

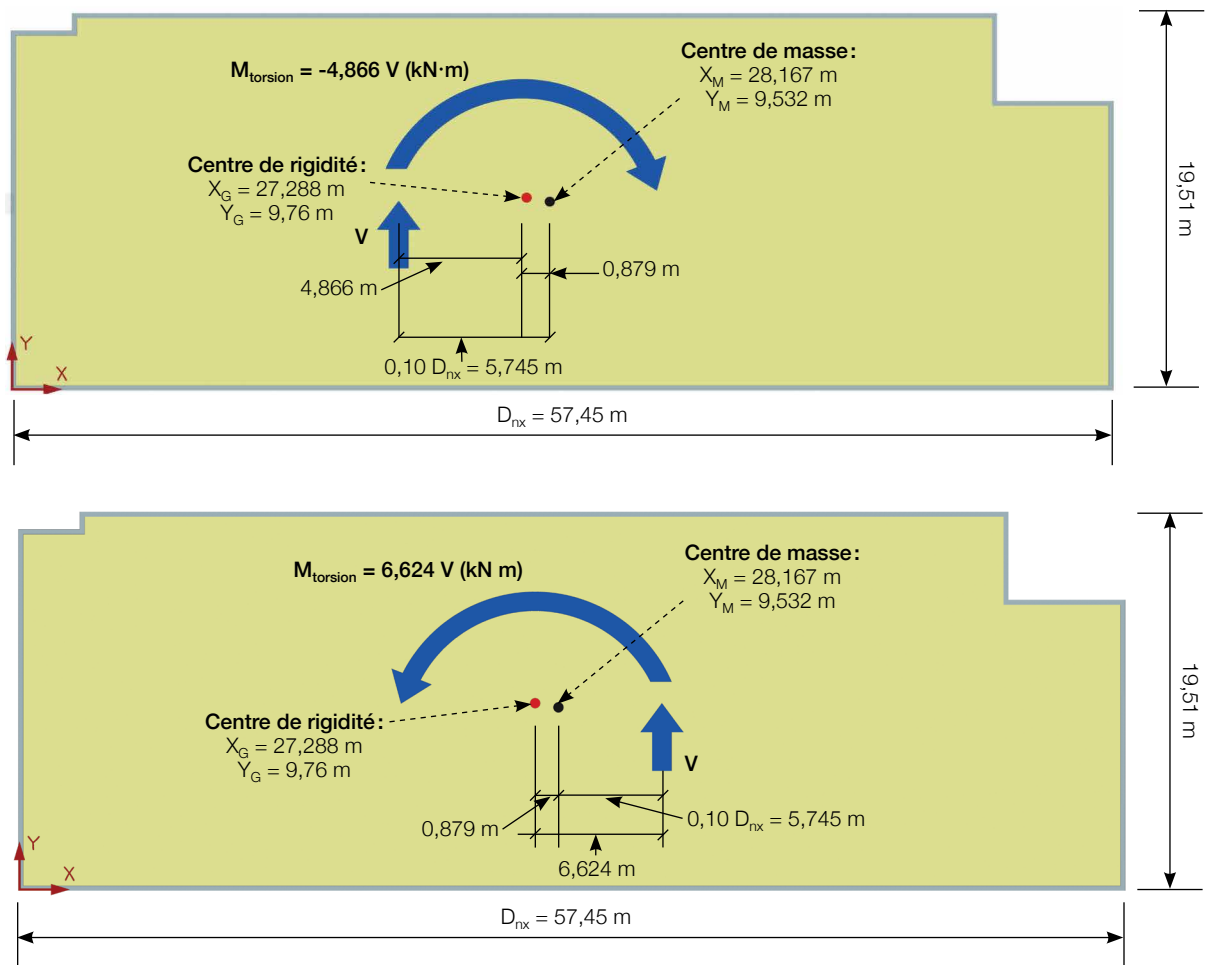


Figure 29 • Moment de torsion – Sens horaire et anti-horaire

Pour un diaphragme rigide, les forces créées par le moment de torsion dans chacun des murs se distribuent de la façon suivante :

$$V_i = M \text{ torsion} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$$

$K_i$  = rigidité du mur. Dans le cas présent, nous supposons que la rigidité des murs est proportionnelle au carré de la longueur, donc  $K_i = L_i^2$  (m<sup>2</sup>).

$d_i$  = distance du mur par rapport au centre de rigidité, m

    Selon l'axe « X » : valeur négative pour les murs à gauche du centre de rigidité

    Selon l'axe « Y » : valeur négative pour les murs sous le centre de rigidité

La rigidité des murs est présentée au tableau 18.

En combinant la charge concentrique et l'effet de torsion nous obtenons les résultats montrés au tableau 25. Notons que les murs MR9 à MR20 sont très peu sollicités lorsque la charge sismique est appliquée en direction nord-sud.

Tableau 25 • Combinaison de la charge concentrique et du moment de torsion – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

Mur	Moment de torsion horaire			Moment de torsion anti-horaire			Effet critique
	$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$	Charge concentrique	Total	$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$	Charge concentrique	Total	
MR1-A	0,019	0,0458	0,065	-0,026	0,0458	0,020	0,065
MR1-B	0,019	0,0458	0,065	-0,026	0,0458	0,020	0,065
MR1-C	0,021	0,0571	0,078	-0,028	0,0571	0,029	0,078
MR2-A1	0,013	0,0571	0,070	-0,018	0,0571	0,039	0,070
MR2-A2	0,013	0,0571	0,070	-0,018	0,0571	0,039	0,070
MR2-B1	0,013	0,0571	0,070	-0,018	0,0571	0,039	0,070
MR2-B2	0,013	0,0571	0,070	-0,018	0,0571	0,039	0,070
MR3-A	0,005	0,0571	0,062	-0,007	0,0571	0,050	0,062
MR3-B	0,005	0,0571	0,062	-0,007	0,0571	0,050	0,062
MR4-A	-0,002	0,0571	0,055	0,003	0,0571	0,060	0,060
MR4-B	-0,002	0,0571	0,055	0,003	0,0571	0,060	0,060
MR5-A1	-0,013	0,0571	0,044	0,018	0,0571	0,075	0,075
MR5-A2	-0,013	0,0571	0,044	0,018	0,0571	0,075	0,075
MR5-B1	-0,013	0,0571	0,044	0,018	0,0571	0,075	0,075
MR5-B2	-0,013	0,0571	0,044	0,018	0,0571	0,075	0,075
MR6	-0,016	0,0494	0,034	0,021	0,0494	0,071	0,071
MR7	-0,019	0,0519	0,033	0,026	0,0519	0,078	0,078
MR8-A	-0,015	0,0326	0,018	0,020	0,0326	0,053	0,053
MR8-B	-0,015	0,0326	0,018	0,020	0,0326	0,053	0,053
MR9	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR10	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR11	0,001	0	0,001	-0,002	0	-0,002	-0,002
MR12	-0,001	0	-0,001	0,001	0	0,001	0,001
MR13	0,001	0	0,001	-0,001	0	-0,001	-0,001
MR14	-0,001	0	-0,001	0,001	0	0,001	0,001
MR15	0,001	0	0,001	-0,001	0	-0,001	-0,001
MR16	-0,001	0	-0,001	0,001	0	0,001	0,001
MR17	0,001	0	0,001	-0,001	0	-0,001	-0,001
MR18	-0,001	0	-0,001	0,002	0	0,002	0,002
MR19	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000
MR20	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000

La même méthode que pour les charges de vent avec diaphragme rigide est utilisée pour déterminer la charge sismique à chaque étage. Les résultats des charges appliquées à chaque étage et cumulées sont présentés aux tableau 26 et tableau 27.

**Tableau 26** • Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

Mur	L <sub>i</sub> (m)	Total (ratio de F)	Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
			F Toit	F6	F5	F4	F3	F2
			294,3	252,0	204,2	158,2	106,4	53,4
MR1-A	7,7	0,065	19,0	16,3	13,2	10,2	6,9	3,5
MR1-B	7,7	0,065	19,0	16,3	13,2	10,2	6,9	3,5
MR1-C	8,6	0,078	22,9	19,6	15,9	12,3	8,3	4,2
MR2-A1	8,6	0,070	20,6	17,7	14,3	11,1	7,5	3,7
MR2-A2	8,6	0,070	20,6	17,7	14,3	11,1	7,5	3,7
MR2-B1	8,6	0,070	20,6	17,7	14,3	11,1	7,5	3,7
MR2-B2	8,6	0,070	20,6	17,7	14,3	11,1	7,5	3,7
MR3-A	8,6	0,062	18,3	15,7	12,7	9,9	6,6	3,3
MR3-B	8,6	0,062	18,3	15,7	12,7	9,9	6,6	3,3
MR4-A	8,6	0,060	17,8	15,2	12,3	9,6	6,4	3,2
MR4-B	8,6	0,060	17,8	15,2	12,3	9,6	6,4	3,2
MR5-A1	8,6	0,075	22,0	18,8	15,3	11,8	8,0	4,0
MR5-A2	8,6	0,075	22,0	18,8	15,3	11,8	8,0	4,0
MR5-B1	8,6	0,075	22,0	18,8	15,3	11,8	8,0	4,0
MR5-B2	8,6	0,075	22,0	18,8	15,3	11,8	8,0	4,0
MR6	8	0,071	20,8	17,8	14,4	11,2	7,5	3,8
MR7	8,2	0,078	22,8	19,6	15,8	12,3	8,3	4,1
MR8-A	6,5	0,053	15,6	13,3	10,8	8,4	5,6	2,8
MR8-B	6,5	0,053	15,6	13,3	10,8	8,4	5,6	2,8

**Tableau 27** • Charge cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

		Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
		V6		V5		V4		V3		V2		V1	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	294,3		546,3		750,5		908,7		1 015,1		1 068,5	
MR1-A	7,7	19,0	2,47	35,3	4,59	48,5	6,30	58,7	7,63	65,6	8,52	69,1	8,97
MR1-B	7,7	19,0	2,47	35,3	4,59	48,5	6,30	58,7	7,63	65,6	8,52	69,1	8,97
MR1-C	8,6	22,9	2,66	42,5	4,95	58,4	6,80	70,8	8,23	79,0	9,19	83,2	9,68
MR2-A1	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR2-A2	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR2-B1	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR2-B2	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR3-A	8,6	18,3	2,13	34,1	3,96	46,8	5,44	56,7	6,59	63,3	7,36	66,6	7,75
MR3-B	8,6	18,3	2,13	34,1	3,96	46,8	5,44	56,7	6,59	63,3	7,36	66,6	7,75
MR4-A	8,6	17,8	2,07	33,0	3,84	45,4	5,28	54,9	6,39	61,4	7,14	64,6	7,51
MR4-B	8,6	17,8	2,07	33,0	3,84	45,4	5,28	54,9	6,39	61,4	7,14	64,6	7,51
MR5-A1	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR5-A2	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR5-B1	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR5-B2	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR6	8	20,8	2,60	38,6	4,82	53,0	6,62	64,2	8,02	71,7	8,96	75,4	9,43
MR7	8,2	22,8	2,79	42,4	5,17	58,2	7,10	70,5	8,60	78,8	9,61	82,9	10,11
MR8-A	6,5	15,6	2,39	28,9	4,44	39,7	6,10	48,0	7,39	53,7	8,25	56,5	8,69
MR8-B	6,5	15,6	2,39	28,9	4,44	39,7	6,10	48,0	7,39	53,7	8,25	56,5	8,69

## 7.2 Axe est-ouest

### 7.2.1 Charge sismique et diaphragme rigide

Dans la direction est-ouest, il n'y a pas lieu de tenir compte des charges de vent puisque les charges sismiques sont beaucoup plus élevées. Étant donné l'absence de murs de refend dans les murs extérieurs (figure 30), nous utiliserons l'hypothèse d'un diaphragme rigide. Ce sont les murs dans la direction nord-sud qui reprendront en grande partie les effets de la torsion.

Cette hypothèse est acceptable puisque le diaphragme de l'axe est-ouest est très profond par rapport à sa largeur. De plus, le bâtiment est relativement symétrique, ce qui a pour effet de créer peu de torsion dans le bâtiment.

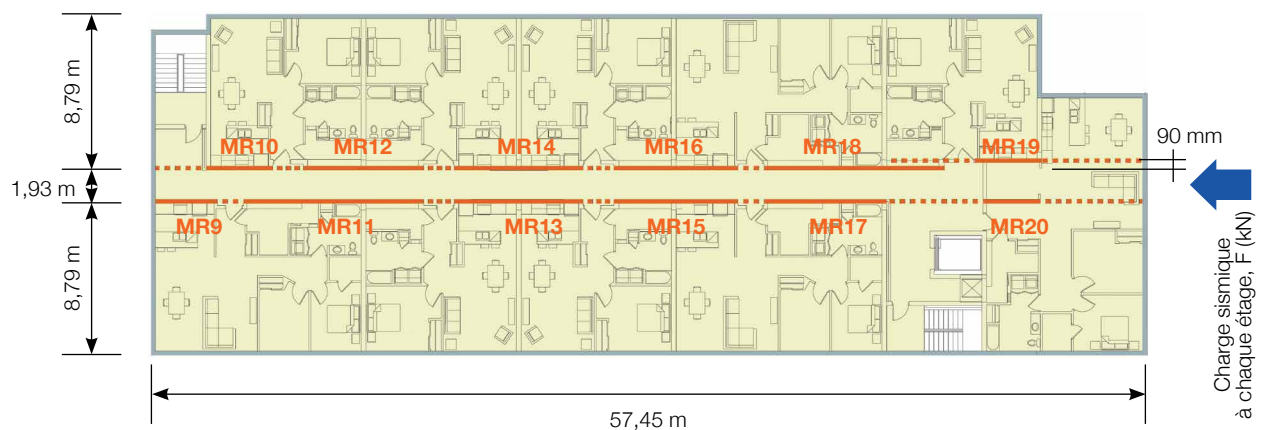


Figure 30 • Positionnement des murs de refend pour la charge sismique – Axe est-ouest

#### Charge concentrique

Somme du carré des longueurs dans la direction est-ouest = 585,54 m<sup>2</sup>

$$MR9 = 0,0197 V, (V \times 3,4^2 / 585,54)$$

$$MR10 = 0,0260 V, (V \times 3,9^2 / 585,54)$$

$$MR11 = 0,1847 V, (V \times 10,4^2 / 585,54)$$

$$MR12 = 0,0837 V, (V \times 7,0^2 / 585,54)$$

$$MR13 = 0,0935 V, (V \times 7,4^2 / 585,54)$$

$$MR14 = 0,0935 V, (V \times 7,4^2 / 585,54)$$

$$MR15 = 0,0910 V, (V \times 7,3^2 / 585,54)$$

$$MR16 = 0,0910 V, (V \times 7,3^2 / 585,54)$$

$$MR17 = 0,0837 V, (V \times 7,0^2 / 585,54)$$

$$MR18 = 0,1812 V, (V \times 10,3^2 / 585,54)$$

$$MR19 = 0,0260 V, (V \times 3,9^2 / 585,54)$$

$$MR20 = 0,0260 V, (V \times 3,9^2 / 585,54)$$

### Effet de torsion

Pour un diaphragme rigide, le Code demande de tenir compte de la torsion en déplaçant le centre de masse par rapport au centre de rigidité d'une distance de  $0,10 D_{rx}$ , soit 1,951 m.

Pour un diaphragme rigide, les forces créées par le moment de torsion dans chacun des murs se distribuent de la façon suivante :

$$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum K_y d_y^2)$$

$K_i$  = rigidité du mur. Dans le cas présent nous supposons que la rigidité des murs est proportionnelle au carré de la longueur, donc  $K_i = L_i^2$  (m<sup>2</sup>)

$d_i$  = distance du mur par rapport au centre de rigidité, m

Selon l'axe « X » : valeur négative pour les murs à gauche du centre de rigidité

Selon l'axe « Y » : valeur négative pour les murs sous le centre de rigidité

Comme mentionné précédemment, ce sont principalement les murs de refend dans la direction nord-sud qui reprendront l'effet de torsion. Compte tenu des ouvertures des cages d'escalier et d'ascenseur dans le diaphragme, seuls les murs situés entre les axes 4 et 10 seront pris en compte pour les effets de torsion. Ces murs sont positionnés dans une portion du diaphragme considérée très rigide (figure 31). Les charges seront distribuées selon un nouveau centre de rigidité basé sur ces murs de refend. Les sections de diaphragme entre les axes 1 et 4 ainsi qu'entre les axes 10 et 13 devront être reliées au diaphragme principal au moyen de collecteurs.

Pour les charges concentriques appliquées dans la direction est-ouest, ce ne sont que les murs de refend aux axes D et E qui devront résister à ces charges.

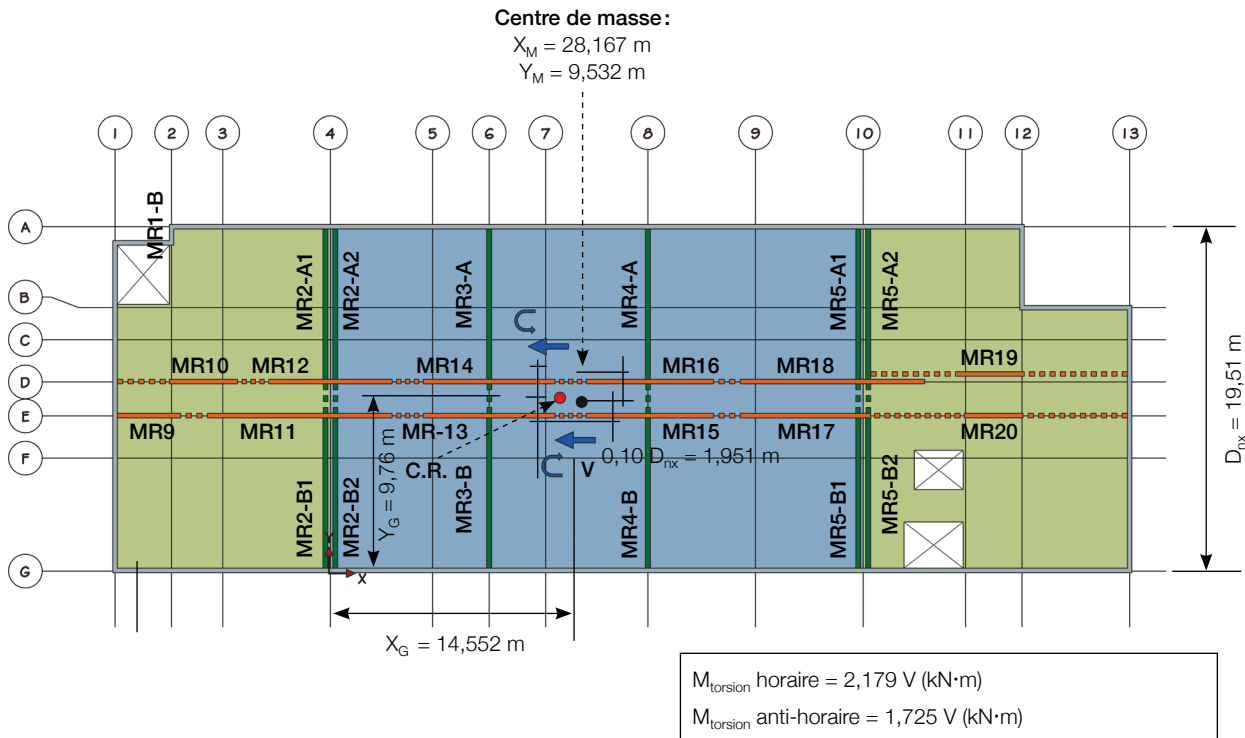


Figure 31 • Moment de torsion

Le tableau 28 montre la rigidité partielle des murs obtenue et le tableau 29 montre la combinaison des charges concentriques et l'effet de torsion dans le sens horaire et anti-horaire.

**Tableau 28** • Rigidité partielle des murs

Mur	$L_i$ (m)	$K_i = L_i^3$ (m)	$d_i$ (m)	$d_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$K_i d_i^2$ (m <sup>4</sup> )
MR2-A1	8,6	73,96	-14,55	211,75	15 661,10
MR2-A2	8,6	73,96	-14,55	211,75	15 661,10
MR2-B1	8,6	73,96	-14,55	211,75	15 661,10
MR2-B2	8,6	73,96	-14,55	211,75	15 661,10
MR3-A	8,6	73,96	-5,56	30,93	2 287,74
MR3-B	8,6	73,96	-5,56	30,93	2 287,74
MR4-A	8,6	73,96	3,43	11,75	869,29
MR4-B	8,6	73,96	3,43	11,75	869,29
MR5-A1	8,6	73,96	15,62	243,93	18 041,24
MR5-A2	8,6	73,96	15,62	243,93	18 041,24
MR5-B1	8,6	73,96	15,62	243,93	18 041,24
MR5-B2	8,6	73,96	15,62	243,93	18 041,24
MR9	3,4	11,56	-0,97	0,941	10,88
MR10	3,9	15,21	0,96	0,922	14,02
MR11	10,4	108,16	-0,97	0,941	101,76
MR12	7	49,00	0,96	0,922	45,16
MR13	7,4	54,76	-0,97	0,941	51,52
MR14	7,4	54,76	0,96	0,922	50,47
MR15	7,3	53,29	-0,97	0,941	50,13
MR16	7,3	53,29	0,96	0,922	49,12
MR17	7	49,00	-0,97	0,941	46,10
MR18	10,3	106,09	0,96	0,922	97,78
MR19	3,9	15,21	1,05	1,103	16,77
MR20	3,9	15,21	-0,97	0,941	14,31
$\Sigma k_x d_x^2 + \Sigma k_y d_y^2 =$					141 671,43

**Tableau 29** • Combinaison de la charge concentrique et du moment de torsion – Séisme (Axe est-ouest, diaphragme rigide)

Mur	Moment de torsion horaire			Moment de torsion anti-horaire			Effet critique
	$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$	Charge concentrique	Total	$V_i = M_{\text{torsion}} \times K_i \times d_i / (\sum k_x d_x^2 + \sum k_y d_y^2)$	Charge concentrique	Total	
MR2-A1	0,017	0	0,017	-0,013	0	-0,013	0,017
MR2-A2	0,017	0	0,017	-0,013	0	-0,013	0,017
MR2-B1	0,017	0	0,017	-0,013	0	-0,013	0,017
MR2-B2	0,017	0	0,017	-0,013	0	-0,013	0,017
MR3-A	0,006	0	0,006	-0,005	0	-0,005	0,006
MR3-B	0,006	0	0,006	-0,005	0	-0,005	0,006
MR4-A	-0,004	0	-0,004	0,003	0	0,003	-0,004
MR4-B	-0,004	0	-0,004	0,003	0	0,003	-0,004
MR5-A1	-0,018	0	-0,018	0,014	0	0,014	-0,018
MR5-A2	-0,018	0	-0,018	0,014	0	0,014	-0,018
MR5-B1	-0,018	0	-0,018	0,014	0	0,014	-0,018
MR5-B2	-0,018	0	-0,018	0,014	0	0,014	-0,018
MR9	0,0002	0,020	0,020	-0,0001	0,020	0,020	0,020
MR10	-0,0002	0,026	0,026	0,0002	0,026	0,026	0,026
MR11	0,0016	0,185	0,186	-0,0013	0,185	0,183	0,186
MR12	-0,0007	0,084	0,083	0,0006	0,084	0,084	0,084
MR13	0,0008	0,094	0,094	-0,0006	0,094	0,093	0,094
MR14	-0,0008	0,094	0,093	0,0006	0,094	0,094	0,094
MR15	0,0008	0,091	0,092	-0,0006	0,091	0,090	0,092
MR16	-0,0008	0,091	0,090	0,0006	0,091	0,092	0,092
MR17	0,0007	0,084	0,084	-0,0006	0,084	0,083	0,084
MR18	-0,0016	0,181	0,180	0,0012	0,181	0,182	0,182
MR19	-0,0002	0,026	0,026	0,0002	0,026	0,026	0,026
MR20	0,0002	0,026	0,026	-0,0002	0,026	0,026	0,026

Selon l'hypothèse d'un diaphragme rigide dans l'axe est-ouest, les charges appliquées à chaque étage et cumulées sont présentées au tableau 31. La même méthode que pour les charges de vent avec diaphragme rigide est utilisée pour déterminer la charge sismique à chaque étage.

**Tableau 30** • Charge non cumulée pondérée sur les murs de refend – Séisme (Axe est-ouest, diaphragme rigide)

Mur	L <sub>i</sub> (m)	Total (ratio de F)	Charge F appliquée à chaque étage (kN)					
			F Toit	F6	F5	F4	F3	F2
			294,3	252,0	204,2	158,2	106,4	53,4
MR9	3,4	0,020	5,9	5,0	4,1	3,2	2,1	1,1
MR10	3,9	0,026	7,7	6,6	5,3	4,1	2,8	1,4
MR11	10,4	0,186	54,8	47,0	38,1	29,5	19,8	10,0
MR12	7	0,084	24,8	21,2	17,2	13,3	9,0	4,5
MR13	7,4	0,094	27,8	23,8	19,3	14,9	10,0	5,0
MR14	7,4	0,094	27,7	23,7	19,2	14,9	10,0	5,0
MR15	7,3	0,092	27,0	23,1	18,7	14,5	9,8	4,9
MR16	7,3	0,092	27,0	23,1	18,7	14,5	9,7	4,9
MR17	7	0,084	24,8	21,3	17,2	13,4	9,0	4,5
MR18	10,3	0,182	53,7	46,0	37,3	28,9	19,4	9,7
MR19	3,9	0,026	7,7	6,6	5,3	4,1	2,8	1,4
MR20	3,9	0,026	7,7	6,6	5,4	4,1	2,8	1,4

**Tableau 31** • Charge sismique cumulée sur les murs de refend dans la direction est-ouest appliquée à chaque étage

Mur	Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
	294,3		546,3		750,5		908,7		1015,1		1068,5	
MR9	5,9	1,72	10,9	3,20	14,9	4,40	18,1	5,32	20,2	5,95	21,3	6,26
MR10	7,7	1,97	14,3	3,66	19,6	5,03	23,8	6,09	26,5	6,81	27,9	7,17
MR11	54,8	5,27	101,8	9,79	139,8	13,45	169,3	16,28	189,1	18,19	199,1	19,14
MR12	24,8	3,54	46,0	6,58	63,2	9,03	76,6	10,94	85,5	12,22	90,0	12,86
MR13	27,8	3,75	51,5	6,96	70,8	9,57	85,7	11,58	95,8	12,94	100,8	13,62
MR14	27,7	3,74	51,4	6,95	70,7	9,55	85,6	11,56	95,6	12,92	100,6	13,60
MR15	27,0	3,70	50,2	6,87	68,9	9,44	83,4	11,43	93,2	12,77	98,1	13,44
MR16	27,0	3,69	50,1	6,86	68,8	9,42	83,3	11,41	93,0	12,74	97,9	13,41
MR17	24,8	3,55	46,1	6,59	63,4	9,05	76,7	10,96	85,7	12,24	90,2	12,89
MR18	53,7	5,21	99,7	9,68	136,9	13,29	165,8	16,09	185,2	17,98	194,9	18,92
MR19	7,7	1,97	14,3	3,67	19,6	5,04	23,8	6,10	26,6	6,81	28,0	7,17
MR20	7,7	1,98	14,3	3,67	19,7	5,04	23,8	6,11	26,6	6,82	28,0	7,18

Le tableau 32 indique les efforts dans les murs de refend transversaux MR2 à MR5 créés par le moment de torsion dans la direction de l'axe est-ouest. Ces efforts sont très faibles en comparaison avec les charges appliquées dans l'axe nord-sud.

**Tableau 32** • Efforts de torsion dans les murs de refend MR2 à MR5 – Séisme (Axe est-ouest, diaphragme rigide)

Mur	Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
	294,3		546,3		750,5		908,7		1 015,1		1 068,5	
MR2-A1	4,9	0,57	9,0	1,05	12,4	1,44	15,0	1,75	16,8	1,95	17,7	2,06
MR2-A2	4,9	0,57	9,0	1,05	12,4	1,44	15,0	1,75	16,8	1,95	17,7	2,06
MR2-B1	4,9	0,57	9,0	1,05	12,4	1,44	15,0	1,75	16,8	1,95	17,7	2,06
MR2-B2	4,9	0,57	9,0	1,05	12,4	1,44	15,0	1,75	16,8	1,95	17,7	2,06
MR3-A1	1,9	0,22	3,5	0,40	4,7	0,55	5,7	0,67	6,4	0,75	6,8	0,79
MR3-B1	1,9	0,22	3,5	0,40	4,7	0,55	5,7	0,67	6,4	0,75	6,8	0,79
MR4-A1	1,1	0,13	2,1	0,25	2,9	0,34	3,5	0,41	4,0	0,46	4,2	0,48
MR4-B1	1,1	0,13	2,1	0,25	2,9	0,34	3,5	0,41	4,0	0,46	4,2	0,48
MR5-A1	5,2	0,61	9,7	1,13	13,3	1,55	16,1	1,88	18,0	2,10	19,0	2,21
MR5-A2	5,2	0,61	9,7	1,13	13,3	1,55	16,1	1,88	18,0	2,10	19,0	2,21
MR5-B1	5,2	0,61	9,7	1,13	13,3	1,55	16,1	1,88	18,0	2,10	19,0	2,21
MR5-B2	5,2	0,61	9,7	1,13	13,3	1,55	16,1	1,88	18,0	2,10	19,0	2,21

Les efforts obtenus dans les murs de refend pour un chargement est-ouest sont basés sur l'hypothèse d'un diaphragme entièrement rigide. En réalité, il s'agit plutôt d'un diaphragme semi-rigide. Dans ce cas, la distribution des efforts dans les murs de refend sera différente selon la rigidité à la fois des murs et du diaphragme. Cette redistribution des

efforts n'est pas critique pour les murs situés dans l'axe nord-sud, mais pourrait affecter les efforts dans les murs situés dans l'axe est-ouest. **Ce calcul ne peut se faire manuellement: il doit être effectué à l'aide d'un logiciel de calcul**

## 7.3 Compilation des charges nord-sud et est-ouest

### Compilation des charges dans les murs de refend

En compilant tous les résultats des différentes hypothèses (diaphragmes flexible et rigide, charges dans la direction nord-sud ou est-ouest), les résultats montrés aux tableau 33 et tableau 34 sont obtenus pour chaque mur de refend à chaque étage.

**Tableau 33** • Compilation des charges de vent cumulées à chaque étage

Mur	L <sub>i</sub> (m)	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
		kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m
MR1-A	7,7	5,1	0,66	11,3	1,47	18,0	2,34	24,7	3,21	31,4	4,08	38,0	4,94
MR1-B	7,7	5,1	0,66	11,3	1,47	18,0	2,34	24,7	3,21	31,4	4,08	38,0	4,94
MR1-C	8,6	14,9	1,73	33,4	3,88	53,1	6,18	72,8	8,47	92,6	10,76	112,2	13,04
MR2-A1	8,6	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR2-A2	8,6	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR2-B1	8,6	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR2-B2	8,6	6,3	0,74	14,2	1,65	22,6	2,63	31,0	3,60	39,4	4,58	47,7	5,55
MR3-A	8,6	8,3	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR3-B	8,6	8,3	0,97	18,6	2,16	29,6	3,44	40,5	4,71	51,5	5,99	62,4	7,26
MR4-A	8,6	9,8	1,14	21,9	2,54	34,8	4,05	47,8	5,55	60,7	7,06	73,5	8,55
MR4-B	8,6	9,8	1,14	21,9	2,54	34,8	4,05	47,8	5,55	60,7	7,06	73,5	8,55
MR5-A1	8,6	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR5-A2	8,6	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR5-B1	8,6	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR5-B2	8,6	7,2	0,84	16,1	1,88	25,7	2,98	35,2	4,09	44,7	5,20	54,2	6,30
MR6	8	8,3	1,04	18,6	2,32	29,6	3,69	40,5	5,07	51,5	6,44	62,4	7,80
MR7	8,2	11,4	1,39	25,5	3,11	40,6	4,95	55,7	6,79	70,8	8,63	85,8	10,46
MR8-A	6,5	4,6	0,71	10,3	1,58	16,3	2,51	22,4	3,44	28,4	4,38	34,5	5,30
MR8-B	6,5	4,6	0,71	10,3	1,58	16,3	2,51	22,4	3,44	28,4	4,38	34,5	5,30

Tableau 34 • Compilation des charges sismiques cumulées à chaque étage

		Charge V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m)											
		V6		V5		V4		V3		V2		V1	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m
MR1-A	7,7	19,0	2,47	35,3	4,59	48,5	6,30	58,7	7,63	65,6	8,52	69,1	8,97
MR1-B	7,7	19,0	2,47	35,3	4,59	48,5	6,30	58,7	7,63	65,6	8,52	69,1	8,97
MR1-C	8,6	39,4	4,58	73,2	8,51	100,5	11,69	121,7	14,15	135,9	15,81	143,1	16,64
MR2-A1	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR2-A2	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR2-B1	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR2-B2	8,6	20,6	2,40	38,3	4,45	52,6	6,12	63,7	7,41	71,2	8,28	74,9	8,71
MR3-A	8,6	25,4	2,96	47,2	5,49	64,9	7,55	78,6	9,14	87,8	10,20	92,4	10,74
MR3-B	8,6	25,4	2,96	47,2	5,49	64,9	7,55	78,6	9,14	87,8	10,20	92,4	10,74
MR4-A	8,6	28,7	3,34	53,3	6,20	73,3	8,52	88,7	10,32	99,1	11,53	104,3	12,13
MR4-B	8,6	28,7	3,34	53,3	6,20	73,3	8,52	88,7	10,32	99,1	11,53	104,3	12,13
MR5-A1	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR5-A2	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR5-B1	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR5-B2	8,6	22,0	2,56	40,9	4,75	56,1	6,53	68,0	7,90	75,9	8,83	79,9	9,29
MR6	8	28,1	3,51	52,2	6,52	71,7	8,96	86,8	10,85	97,0	12,12	102,1	12,76
MR7	8,2	26,5	3,24	49,2	6,01	67,7	8,25	81,9	9,99	91,5	11,16	96,3	11,75
MR8-A	6,5	15,6	2,39	28,9	4,44	39,7	6,10	48,0	7,39	53,7	8,25	56,5	8,69
MR8-B	6,5	15,6	2,39	28,9	4,44	39,7	6,10	48,0	7,39	53,7	8,25	56,5	8,69
MR9	3,4	5,9	1,72	10,9	3,20	14,9	4,40	18,1	5,32	20,2	5,95	21,3	6,26
MR10	3,9	7,7	1,97	14,3	3,66	19,6	5,03	23,8	6,09	26,5	6,81	27,9	7,17
MR11	10,4	54,8	5,27	101,8	9,79	139,8	13,45	169,3	16,28	189,1	18,19	199,1	19,14
MR12	7	24,8	3,54	46,0	6,58	63,2	9,03	76,6	10,94	85,5	12,22	90,0	12,86
MR13	7,4	27,8	3,75	51,5	6,96	70,8	9,57	85,7	11,58	95,8	12,94	100,8	13,62
MR14	7,4	27,7	3,74	51,4	6,95	70,7	9,55	85,6	11,56	95,6	12,92	100,6	13,60
MR15	7,3	27,0	3,70	50,2	6,87	68,9	9,44	83,4	11,43	93,2	12,77	98,1	13,44
MR16	7,3	27,0	3,69	50,1	6,86	68,8	9,42	83,3	11,41	93,0	12,74	97,9	13,41
MR17	7	24,8	3,55	46,1	6,59	63,4	9,05	76,7	10,96	85,7	12,24	90,2	12,89
MR18	10,3	53,7	5,21	99,7	9,68	136,9	13,29	165,8	16,09	185,2	17,98	194,9	18,92
MR19	3,9	7,7	1,97	14,3	3,67	19,6	5,04	23,8	6,10	26,6	6,81	28,0	7,17
MR20	3,9	7,7	1,98	14,3	3,67	19,7	5,04	23,8	6,11	26,6	6,82	28,0	7,18

Remarquons que les charges sismiques causent des efforts plus élevés que les charges de vent pour tous les murs de refend. Toutefois, comme mentionné précédemment, il faudra vérifier les limites de déformation pour les charges sismiques et les charges de vent puisqu'elles ne sont pas les mêmes, celles des charges de vent étant plus restrictives.

## 8 Calcul détaillé – Calcul des murs de refend

La composition des murs est fonction des efforts de cisaillement indiqués au tableau 35. Il faut également vérifier l'exigence de l'article 11.8.3.2. de la norme CSA O86 qui s'applique aux bâtiments de trois étages et plus. Cet article exige que le niveau de surcapacité du système de résistance aux charges latérales (les murs de refend) des deux premiers étages soit semblable :

$$0,9 < C_2 / C_1 \leq 1,2$$

$$C_2 = V_{r2} / V_{f2}$$

$$C_1 = V_{r1} / V_{f1}$$

$V_{r2}$  = résistance pondérée du mur de refend à l'étage 2

$V_{f2}$  = effort pondéré dans le mur de refend à l'étage 2

$V_{r1}$  = résistance pondérée du mur de refend à l'étage 1

$V_{f1}$  = effort pondéré dans le mur de refend à l'étage 1

Selon le commentaire de la CSA O86, il est avisé de vérifier les rapports  $C_{i+1}/C_i$  pour les autres étages du bâtiment et d'utiliser la même procédure, surtout si le bâtiment compte jusqu'à six étages, ce qui n'a pas été fait dans cet exemple de calcul. Les résultats des analyses dynamiques menées sur des bâtiments de quatre étages à ossature à plateforme donnent à penser que les deux premiers étages contribuent davantage à la réaction aux forces sismiques et à la dispersion de l'énergie que les autres étages du bâtiment.

Explication concernant la composition des murs :

Le type de mur doit se lire comme suit (exemple : 11-150-1) :

11 = épaisseur du revêtement OSB (mm)

150 = espacement des clous

1 = panneau OSB installé d'un côté du mur seulement (2 indique des panneaux OSB installés sur chaque face du mur)

Les résistances indiquées ( $V_r$ ) sont basées sur une densité des éléments d'ossature de 0,42 (voir le tableau A-11 de la norme CSA O86). Les calculs ont été effectués selon l'article 11.6.2.2 de la norme CSA O86. Les tableaux de sélection de mur de refend du *Manuel de calcul des charpentes en bois* peuvent aussi être utilisés pour déterminer la résistance en cisaillement  $V_r$ .

Tableau 35 • Composition des murs de refend en fonction des efforts de cisaillement critiques

Mur	L (m)	V6		V5		V4		V3		V2		V1		Ratio C <sub>2</sub>	Ratio C <sub>1</sub>	Ratio (C <sub>2</sub> /C <sub>1</sub> )							
		V <sub>r</sub> (kN/m)	Type	V <sub>r</sub> (kN/m)	Type	V <sub>r</sub> (kN/m)	Type	V <sub>r</sub> (kN/m)	Type	V <sub>r</sub> (kN/m)	Type	V <sub>r</sub> (kN/m)	Type										
MR1-A	7,7	2,47	11-150-1	5,32	11-150-1	5,32	11-150-1	6,30	11-100-1	7,90	7,63	11-75-1	10,05	8,52	11-75-1	10,05	1,18	8,97	11-75-1	10,05	1,12	1,05	
MR1-B	7,7	2,47	11-150-1	5,32	11-150-1	5,32	11-150-1	6,30	11-100-1	7,90	7,63	11-75-1	10,05	8,52	11-75-1	10,05	1,18	8,97	11-75-1	10,05	1,12	1,05	
MR1-C	8,6	4,58	11-150-1	5,32	11-75-1	8,51	11-75-1	10,05	11,69	11-100-2	15,80	14,15	11-100-2	15,80	15,81	11-75-2	20,10	1,27	16,64	11-75-2	20,10	1,21	1,05
MR2-A1	8,6	2,40	11-150-1	5,32	11-150-1	4,45	11-150-1	5,32	6,12	11-100-1	7,90	7,41	11-75-1	10,05	8,28	11-75-1	10,05	1,21	8,71	12-75-1	10,40	1,19	1,02
MR2-A2	8,6	2,40	11-150-1	5,32	11-150-1	4,45	11-150-1	5,32	6,12	11-100-1	7,90	7,41	11-75-1	10,05	8,28	12-75-1	10,40	1,26	8,71	12-75-1	10,40	1,19	1,05
MR2-B1	8,6	2,40	11-150-1	5,32	11-150-1	4,45	11-150-1	5,32	6,12	11-100-1	7,90	7,41	11-75-1	10,05	8,28	12-75-1	10,40	1,26	8,71	12-75-1	10,40	1,19	1,05
MR2-B2	8,6	2,40	11-150-1	5,32	11-150-1	4,45	11-150-1	5,32	6,12	11-100-1	7,90	7,41	11-75-1	10,05	8,28	12-75-1	10,40	1,26	8,71	12-75-1	10,40	1,19	1,05
MR3-A	8,6	2,96	11-150-1	5,32	11-150-1	5,49	11-100-1	7,90	7,55	11-100-1	7,90	9,14	11-75-1	10,05	10,20	15-75-1	11,42	1,12	10,74	15-75-1	11,42	1,06	1,05
MR3-B	8,6	2,96	11-150-1	5,32	11-150-1	5,49	11-100-1	7,90	7,55	11-100-1	7,90	9,14	11-75-1	10,05	10,20	15-75-1	11,42	1,12	10,74	15-75-1	11,42	1,06	1,05
MR4-A	8,6	3,34	11-150-1	5,32	11-100-1	6,20	11-100-1	7,90	8,52	11-75-1	10,05	10,32	15-75-1	11,42	11,53	11-100-2	15,80	1,37	12,13	11-100-2	15,80	1,30	1,05
MR4-B	8,6	3,34	11-150-1	5,32	11-100-1	6,20	11-100-1	7,90	8,52	11-75-1	10,05	10,32	15-75-1	11,42	11,53	11-100-2	15,80	1,37	12,13	11-100-2	15,80	1,30	1,05
MR5-A1	8,6	2,56	11-150-1	5,32	11-150-1	4,75	11-150-1	5,32	6,53	11-100-1	7,90	7,90	11-75-1	10,05	8,83	11-75-1	10,05	1,14	9,29	11-75-1	10,05	1,08	1,05
MR5-A2	8,6	2,56	11-150-1	5,32	11-150-1	4,75	11-150-1	5,32	6,53	11-100-1	7,90	7,90	11-75-1	10,05	8,83	11-75-1	10,05	1,14	9,29	11-75-1	10,05	1,08	1,05
MR5-B1	8,6	2,56	11-150-1	5,32	11-150-1	4,75	11-150-1	5,32	6,53	11-100-1	7,90	7,90	11-75-1	10,05	8,83	11-75-1	10,05	1,14	9,29	11-75-1	10,05	1,08	1,05
MR5-B2	8,6	2,56	11-150-1	5,32	11-150-1	4,75	11-150-1	5,32	6,53	11-100-1	7,90	7,90	11-75-1	10,05	8,83	11-75-1	10,05	1,14	9,29	11-75-1	10,05	1,08	1,05
MR6	8	3,52	11-150-1	5,32	11-150-1	6,52	11-100-1	7,90	8,96	11-75-1	10,05	10,85	11-100-2	15,80	12,12	11-100-2	15,80	1,30	12,76	11-100-2	15,80	1,24	1,05
MR7	8,2	3,24	15-150-1	6,04	15-100-1	6,01	15-100-1	8,97	8,25	15-100-1	8,97	9,99	15-75-1	11,42	11,16	15-100-2	17,95	1,61	11,75	15-100-2	17,95	1,53	1,05
MR8-A	6,5	2,39	11-150-1	5,32	11-150-1	4,44	11-150-1	5,32	6,10	11-100-1	7,90	7,39	11-100-1	7,90	8,25	11-75-1	10,05	1,22	8,69	11-75-1	10,05	1,16	1,05
MR8-B	6,5	2,39	11-150-1	5,32	11-150-1	4,44	11-150-1	5,32	6,10	11-100-1	7,90	7,39	11-100-1	7,90	8,25	11-75-1	10,05	1,22	8,69	11-75-1	10,05	1,16	1,05
MR9	3,4	1,72	11-150-1	5,32	11-150-1	3,20	11-150-1	5,32	4,40	11-150-1	5,32	5,32	11-150-1	5,32	5,95	11-100-1	7,90	1,33	6,26	11-100-1	7,90	1,26	1,05
MR10	3,9	1,97	11-150-1	5,32	11-150-1	3,66	11-150-1	5,32	5,03	11-150-1	5,32	6,09	11-100-1	7,90	6,81	11-100-1	7,90	1,16	7,17	11-100-1	7,90	1,10	1,05
MR11	10,4	5,27	11-100-1	7,90	11-75-1	9,79	11-75-1	10,05	13,45	11-100-2	15,80	16,28	11-75-2	20,10	18,19	11-75-2	20,10	1,11	19,14	11-75-2	20,10	1,05	1,05
MR12	7	3,54	11-150-1	5,32	11-100-1	6,58	11-100-1	7,90	9,03	11-75-1	10,05	10,94	11-100-2	15,80	12,22	11-100-2	15,80	1,29	12,86	11-100-2	15,80	1,23	1,05
MR13	7,4	3,75	11-150-1	5,32	11-100-1	6,96	11-100-1	7,90	9,57	11-75-1	10,05	11,58	11-100-2	15,80	12,94	11-100-2	15,80	1,22	13,62	11-100-2	15,80	1,16	1,05
MR14	7,4	3,74	11-150-1	5,32	11-100-1	6,95	11-100-1	7,90	9,55	11-75-1	10,05	11,56	11-100-2	15,80	12,92	11-100-2	15,80	1,22	13,60	11-100-2	15,80	1,16	1,05
MR15	7,3	3,70	11-150-1	5,32	11-100-1	6,87	11-100-1	7,90	9,44	11-75-1	10,05	11,43	11-100-2	15,80	12,77	11-100-2	15,80	1,24	13,44	11-100-2	15,80	1,18	1,05
MR16	7,3	3,69	11-150-1	5,32	11-100-1	6,86	11-100-1	7,90	9,42	11-75-1	10,05	11,41	11-100-2	15,80	12,74	11-100-2	15,80	1,24	13,41	11-100-2	15,80	1,18	1,05
MR17	7	3,55	11-150-1	5,32	11-100-1	6,59	11-100-1	7,90	9,05	11-75-1	10,05	10,96	11-100-2	15,80	12,24	11-100-2	15,80	1,29	12,89	11-100-2	15,80	1,23	1,05
MR18	10,3	5,21	11-100-1	7,90	11-75-1	9,68	11-75-1	10,05	13,29	11-100-2	15,80	16,09	11-75-2	20,10	17,98	11-75-2	20,10	1,12	18,92	11-75-2	20,10	1,06	1,05
MR19	3,9	1,97	11-150-1	5,32	11-150-1	3,67	11-150-1	5,32	5,04	11-150-1	5,32	6,10	11-100-1	7,90	6,81	11-100-1	7,90	1,16	7,17	11-100-1	7,90	1,10	1,05
MR20	3,9	1,98	11-150-1	5,32	11-150-1	3,67	11-150-1	5,32	5,04	11-150-1	5,32	6,11	11-100-1	7,90	6,82	11-100-1	7,90	1,16	7,18	11-100-1	7,90	1,10	1,05

## 8.1 Calcul des membrures d'extrémité et des ancrages de retenue

Les membrures d'extrémité et les ancrages de retenue doivent être calculés pour chacun des segments formant les murs de refend. Afin de limiter la déformation des murs de refend causée par le retrait, nous utiliserons des ancrages de retenue de type tige d'acier avec compensateur de retrait. Plusieurs compagnies, tel que Simpson, MiTek ou EarthBound, offrent ce système. Pour cet exemple nous utiliserons le système ATS de Simpson.

La figure 32 illustre une coupe type d'un segment de mur de refend.

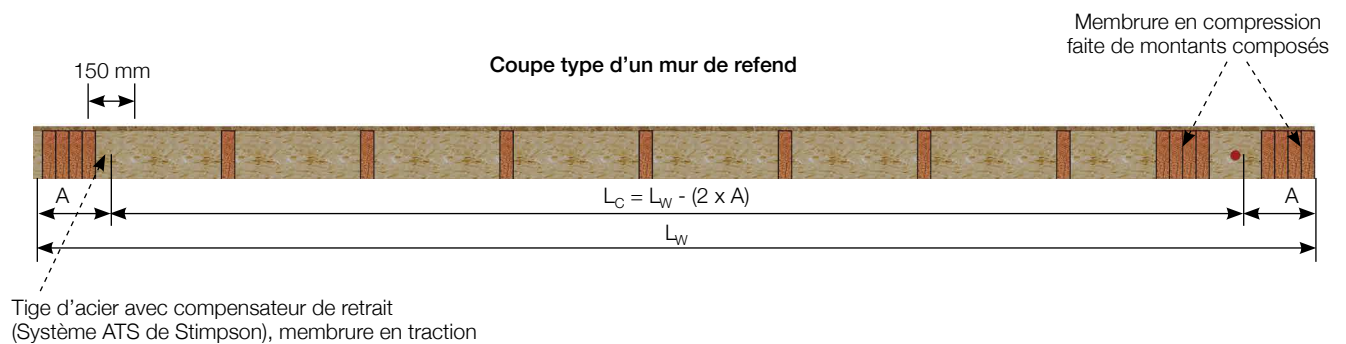


Figure 32 • Coupe type d'un segment de mur de refend

### 8.1.1 Calcul détaillé du mur de refend MR7

Le mur MR7 est un mur de refend qui est situé à l'axe 12. Il supporte des poutrelles de plancher de 3,2 m situées entre les axes 11 et 12. Les poutrelles de plancher entre les axes 12 et 13 seront supportées par un mur additionnel à l'axe 12, situé le long du mur MR7. Ce mur sera porteur mais non refend. Puisqu'une portion du mur MR7 se situe à l'extérieur, des montants de 38 x 140 mm seront utilisés sur toute la hauteur du mur pour assurer l'isolation du mur extérieur.

Le choix de la composition des murs de refend est établi selon la résistance requise. Toutefois, il est possible d'avoir à réajuster les compositions lors du calcul des déformations. Il s'agit donc d'un processus itératif.

Le tableau 36 présente les résistances pondérées du système d'ancrage ATS de Simpson et le tableau 37 donne les résistances pondérées des poteaux jumelés d'extrémité des murs de refend.

**Tableau 36** • Résistances pondérées du système d'ancrage ATS de Simpson

ATS	Diamètre de la tige lisse ( $\rho$ )	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	$T_r$ (kN)	E (MPa)
ATS-SR5	0,566	158,7	145,8	151,0	43,36	200 000
ATS-SR6	0,685	234,2	215,5	223,0	63,52	200 000
ATS-SR7	0,803	321,3	298,1	307,4	87,26	200 000
ATS-SR8	0,919	419,4	391,0	402,3	114,30	200 000
ATS-SR9	1,032	531,6	492,3	508,0	144,25	200 000
ATS-SR6H	0,685	234,2	215,5	223,0	133,90	200 000
ATS-SR7H	0,803	321,3	298,1	307,4	185,21	200 000
ATS-SR9H	1,032	531,6	492,3	508,0	305,88	200 000

- $A_g$  = aire de la tige brute, section non fileté (référence: Simpson Strong-Tie, *Systèmes Strong-Rod®*, *Guide du système d'ancrage contre les séismes et le vent*)
- $A_n$  = aire de la tige fileté, section fileté (référence: même que  $A_g$ )
- Pour le calcul de l'élongation de l'acier, la section 3.12.1 du *Manuel pour la construction à ossature en bois de moyenne hauteur*, publié par FPInnovations en 2015, propose d'utiliser une aire modifiée pour tenir compte de la section fileté et de la section non fileté. En supposant que 40 % de la tige est non fileté et 60 % est fileté, la surface modifiée devient :
  - $A_t$  = aire nette efficace de la tige (= 40 %  $A_g$  + 60 %  $A_n$ )

**Tableau 37** • Résistances pondérées des poteaux jumelés d'extrémités des murs de refend

Montants		Pr (kN)	Lisses	
Dimension, essence et grade	Nb		Grade	Q'r (kN)
38 x 89 EPS n° 1/n° 2	2	<b>25,29</b>	Timberstrand 1.3E	52,21
	4	<b>51,91</b>		104,42
	6	<b>77,87</b>		139,23
	8	<b>103,82</b>		174,03
	10	<b>129,78</b>		208,84
38 x 140 EPS n° 1/n° 2	2	<b>82,05</b>	Timberstrand 1.5E	91,33
	4	<b>173,91</b>		182,66
	6	260,86		<b>243,55</b>
	8	347,82		<b>304,43</b>
	10	434,77		<b>365,32</b>
38 x 140 MSR 2100Fb-1.8E	2	136,48	Timberstrand 1.5E	91,33
	4	288,60		182,66
	6	432,91		243,55
	8	577,21		304,43
	10	721,51		365,32

- Longueur des montants : 2 908 mm
- Les montants sont séparés de chaque côté de la tige ATS. Pour 4 – 38 x 140 mm, il y a deux montants de chaque côté de la tige.
- $K_D = 1,15$
- $K_S = K_T = K_B = K_{Zcp} = 1,0$

$K_H = 1,0$  pour 1 montant de chaque côté et  $K_H = 1,10$  pour 2 montants et plus de chaque côté.

Les charges appliquées au MR7 sont illustrées à la figure 33 et la configuration du mur au premier étage est montrée à la figure 34.

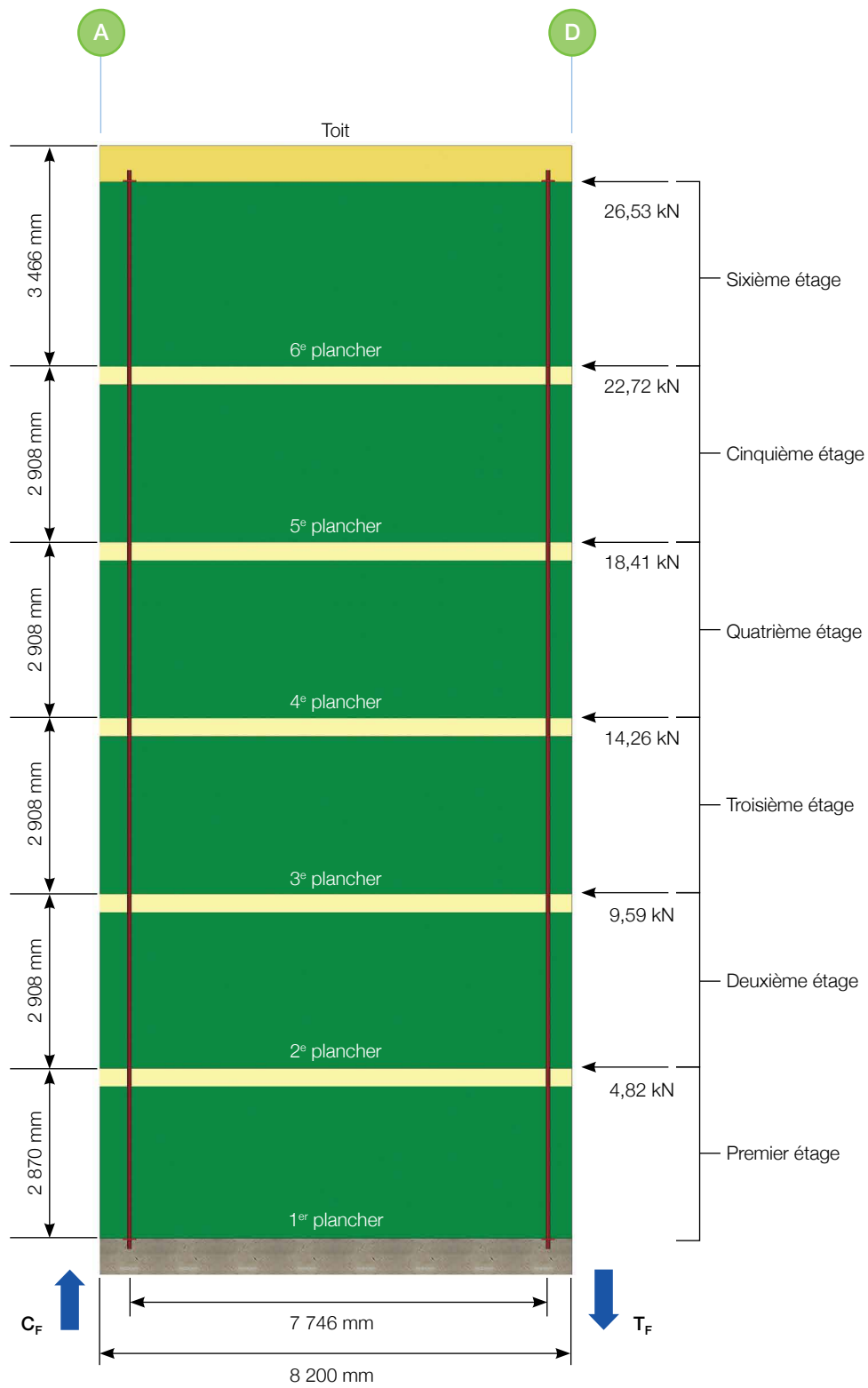
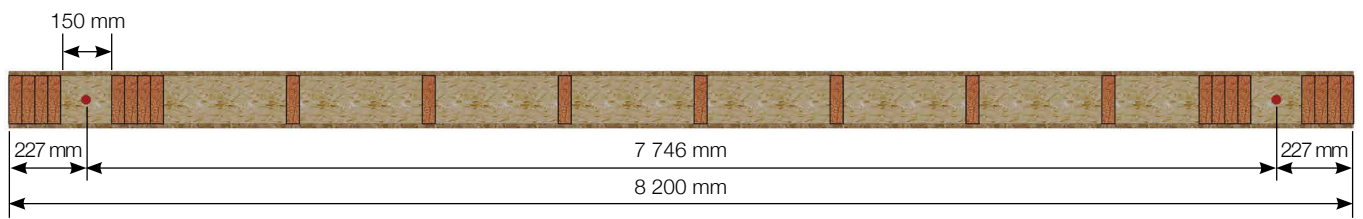


Figure 33 • Élévation du mur MR7 et charges sismiques appliquées à chaque étage



Vue en plan

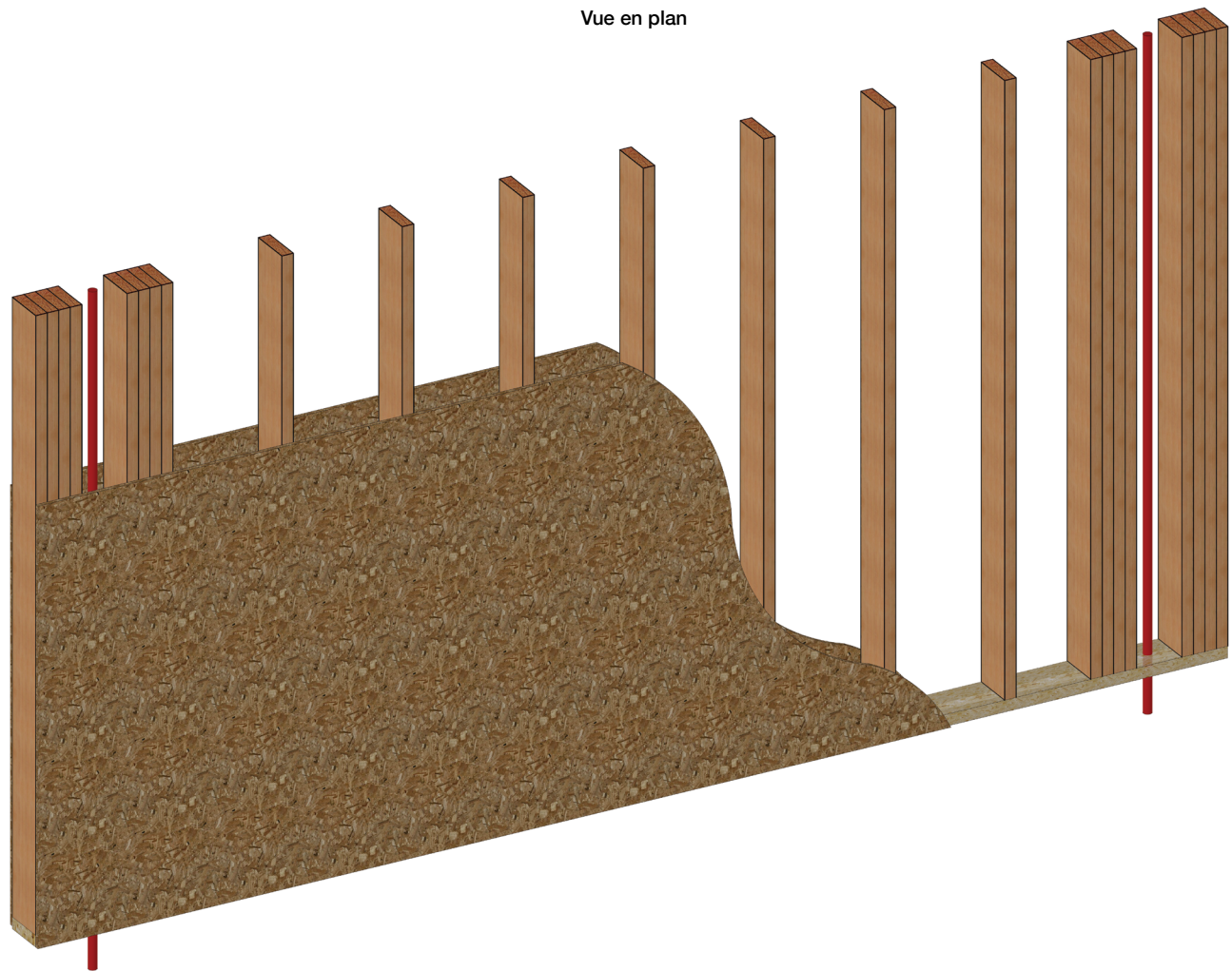


Figure 34 • Mur de refend MR7 – 1<sup>er</sup> étage

### Calcul des réactions du segment de mur de refend MR7 (contrôlées par les charges sismiques)

Selon les combinaisons de charges du Code, il faut appliquer le pire cas de charge en compression et en traction, soit :

	<u>Compression</u>	<u>Traction</u>
<u>Vent</u>	1,25D + 1,4W + 0,5L et 1,25D + 1,4W + 0,5S	0,9D + 1,4W
<u>Séisme</u>	D + E + 0,5L + 0,25S	D + E

Dans le cas des charges sismiques, le Code et la norme appliquent des exigences supplémentaires. La conception du mur MR7 étant gouverné par les charges sismiques, les exigences applicables à ce cas seront démontrées dans ce calcul. Les dimensions sont montrées aux figure 35 et figure 36.

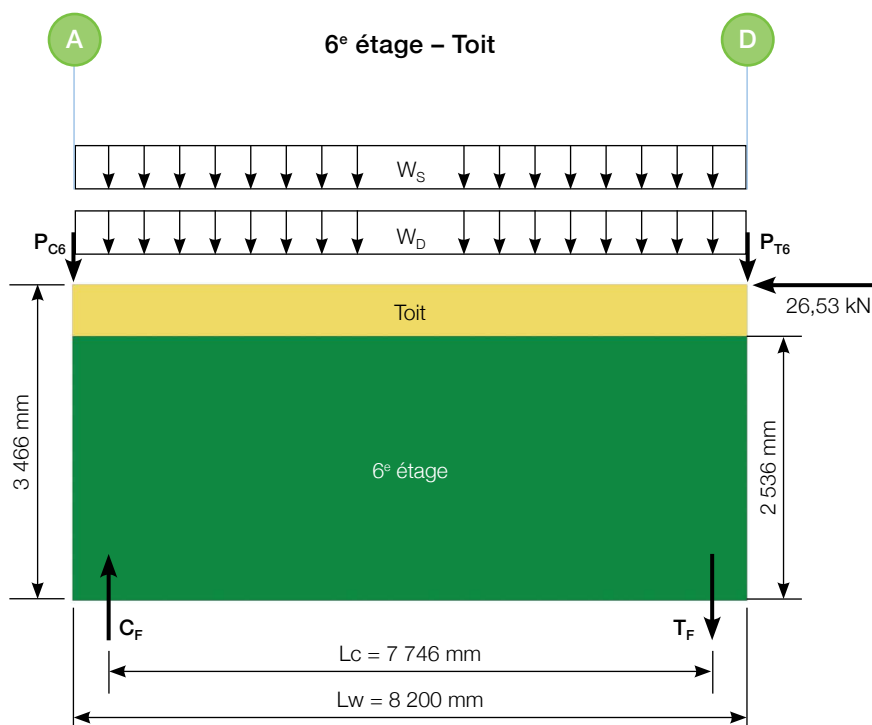


Figure 35 • Charge sismique appliquée au toit du MR7

Environ la moitié du mur MR7 se situe sur la face extérieure entre les axes A et B et l'autre moitié fait partie d'un mur mitoyen entre les axes B et D. Le poids propre du mur varie donc sur sa longueur, soit de 0,5 kPa entre les axes A et B, à 0,75 kPa pour le mur double, soit 0,375 kPa pour un des deux murs. Pour simplifier l'exemple, le poids propre de 0,5 kPa a été retenu. La conception d'un projet réel doit tenir compte de ces particularités.

$$W_D = \text{Charge permanente du toit} + \text{poids du mur} = (0,9 \text{ kPa} \times 0,610 \text{ m} / 2) + (0,5 \text{ kPa} \times 2,536 \text{ m}) = 1,543 \text{ kN/m}$$

$$W_S = \text{Charge de neige au toit} = 3,48 \text{ kPa} \times 25\% \times 0,610 \text{ m} / 2 = 0,265 \text{ kN/m}$$

**Remarque:** Pour la longueur de charge à appliquer aux extrémités des segments de mur, la demi-longueur du segment de mur est généralement utilisée. Toutefois, pour les longs segments, cette longueur peut s'avérer inappropriée. Dans l'exemple suivant, la plus petite valeur entre la demi-longueur du segment et la hauteur du segment de mur a été prise en compte. Puisqu'il ne s'agit pas d'une règle établie, le choix de cette longueur d'application de la charge est donc laissé au jugement du concepteur.

$P_C^*$  = Charge concentrée pondérée qui s'ajoute au poteau d'extrémité du segment de mur

$$P_{C6} = 2,536 \text{ m} \times (1,543 \text{ kN/m} + 0,265 \text{ kN/m}) = 4,58 \text{ kN}$$

Pour cet exemple, seules les charges mortes au-dessus du mur sont transférées au poteau d'extrémité. Dans une situation où un mur aurait un linteau à son extrémité, par exemple un mur de refend du corridor avec une porte à son extrémité, la moitié de la charge morte de ce linteau pourrait être ajoutée à  $P_C$ , tout dépendant du concept de l'ingénieur.

$P_T^*$  = Charge concentrée pondérée qui diminue la force d'ancrage à l'extrémité du segment de mur

$$P_{T6} = 2,536 \text{ m} \times 1,543 \text{ kN/m} = 3,91 \text{ kN}$$

Le Code permet également de tenir compte d'un coefficient de réduction du moment de renversement «  $J_x$  » (voir annexe 5 pour plus de détails).

$$M_6 = \text{Moment de renversement au 6<sup>e</sup> étage} \times J_x = 26,53 \text{ kN} \times 3,466 \text{ m} \times 1,0 = 91,953 \text{ kN m}$$

Pour les forces d'ancrage, l'article 11.8.2 de la norme CSA O86 requiert une surrésistance de 20 % pour les bâtiments de catégorie sismique CS3 ou CS4 (11.8.1).

Selon l'article 11.8.2, cette surrésistance est appliquée aux ancrages de retenue des murs de refend, pour contrer les efforts de soulèvement, et aux assemblages de transfert du cisaillement dans ces murs. Cet article n'est toutefois pas explicite quant à l'application de cette surrésistance sur le poteau en compression du mur de refend. Dans ce guide, le choix a été fait d'appliquer la surrésistance de 20 % sur le moment de renversement, qui sera transféré en traction et en compression, comme dans l'exemple 1 de la page 673 du Manuel de calcul des charpentes en bois du CCB (2021).

$$T_F = \text{Force d'ancrage} = (1,2 \times M_6 / L_C) - P_T = (1,2 \times 91,95 / 7,746) - 3,91 = 10,34 \text{ kN}$$

$$P_F = \text{Force de compression} = (1,2 \times M_6 / L_C) + P_C = (1,2 \times 91,95 / 7,746) + 4,58 = 18,82 \text{ kN}$$

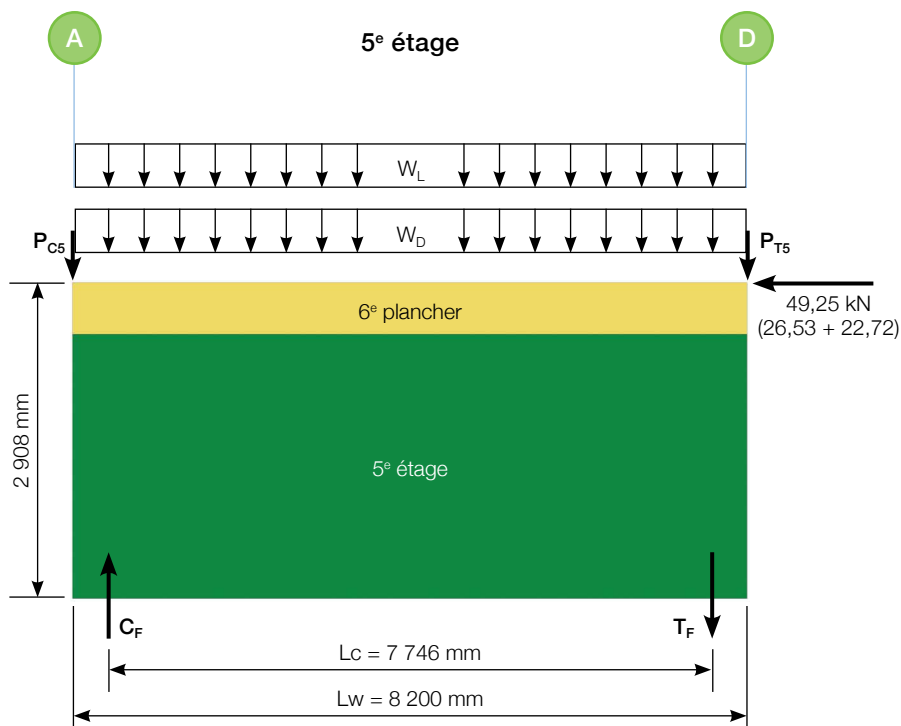


Figure 36 • Charge sismique appliquée au plancher du 6<sup>e</sup> étage

$W_D$  = Charge permanente du plancher =  $[(1,66 \text{ kPa} + 0,5 \text{ kPa}) \times 3,2 \text{ m} / 2] + (0,5 \text{ kPa} \times 2,908 \text{ m}) = 4,91 \text{ kN/m}$

$W_L$  = Surcharge au plancher =  $1,9 \text{ kPa} \times 50\% \times 3,2 \text{ m} / 2 = 1,52 \text{ kN/m}$

$P_{C5}$  = Charge concentrée pondérée qui s'ajoute au poteau d'extrémité du segment de mur +  $P_{C6}$

$P_{C5} = [2,908 \text{ m} \times (4,91 \text{ kN/m} + 1,52 \text{ kN/m})] + 4,58 \text{ kN} = 23,28 \text{ kN}$

$P_{T5}$  = Charge concentrée pondérée qui diminue la force d'ancrage à l'extrémité du segment de mur +  $P_{T6}$

$P_{T5} = [2,908 \text{ m} \times 4,91 \text{ kN/m}] + 3,91 \text{ kN} = 18,19 \text{ kN}$

$M_5 = [\text{Moment de renversement au 5<sup>e</sup> étage} + M_6 / J_x \text{ du 6<sup>e</sup> étage}] \times J_x \text{ du 5<sup>e</sup> étage} = [49,25 \text{ kN} \times 2,908 \text{ m} + 91,95 / 1,0] \times 1,0 = 235,15 \text{ kN m}$

$T_F$  = Force d'ancrage =  $(1,2 \times M_5 / L_c) - P_T = (1,2 \times 235,15 / 7,746) - 18,19 = 18,24 \text{ kN}$

$P_F$  = Force de compression =  $(1,2 \times M_5 / L_c) + P_C = (1,2 \times 235,15 / 7,746) + 23,28 = 59,71 \text{ kN}$

En continuant le même exercice, nous obtenons les résultats du tableau 38.

**Tableau 38** • Sommaire des réactions du segment de mur de refend MR7

Plancher	$\Sigma w_D$ (kN)	$\Sigma w_L$ (kN)	Vf (kN)	$J_x$	$M_f \times J_x$ (kN m)	$1,2 \times T_f$ (kN)	$1,2 \times C_f$ (kN)	Nombre de poteaux 38 x 140	Tf brut	Tige ATS
6 <sup>e</sup>	3,91	0,67	26,5	1,000	91,95	10,33	18,83	4	14,24	SR5
5 <sup>e</sup>	18,19	5,09	49,2	1,000	235,15	18,24	59,71	4	36,43	SR5
4 <sup>e</sup>	32,47	9,51	67,7	0,951	410,67	31,15	105,60	4	63,62	SR6
3 <sup>e</sup>	46,75	13,93	81,9	0,883	591,48	44,88	152,31	4	91,63	SR8
2 <sup>e</sup>	61,02	18,35	91,5	0,814	762,51	57,10	197,51	6	118,13	SR9
1 <sup>er</sup>	75,06	22,72	96,3	0,747	906,05	65,30	238,14	8	140,36	SR9

Pour le dimensionnement des tiges d'acier continues ATS, il est recommandé de considérer une force de traction basée sur  $T_f$  sans considérer l'allègement en soulèvement qu'apporte la charge permanente « $\Sigma w_D$ », représenté par la colonne «Tf brut» du tableau 38. Le système d'ancrage avec tiges d'acier continues a pour effet de réduire l'inertie globale du segment de mur comme nous verrons plus loin dans le calcul des déformations. Des tiges avec un plus gros diamètre aident légèrement à réduire les contraintes internes de la tige et à augmenter l'inertie de la section de mur, donc à réduire la déformation. Les résultats pour toutes les tiges et poteaux d'extrémités sont montrés au tableau 39 de la page suivante.

**Tableau 39** • Sommaire des ancrages et des poteaux d'extrémité des segments de mur de refend

Segment de mur	Ancrage ATS						Nombre de poteaux d'extrémité (38 x 140 EPS n° 1/n° 2 sauf indication contraire)							
	1 <sup>er</sup> plancher	2 <sup>e</sup> plancher	3 <sup>e</sup> plancher	4 <sup>e</sup> plancher	5 <sup>e</sup> plancher	6 <sup>e</sup> plancher	1 <sup>er</sup> plancher	2 <sup>e</sup> plancher	3 <sup>e</sup> plancher	4 <sup>e</sup> plancher	5 <sup>e</sup> plancher	6 <sup>e</sup> plancher		
MR1-A	SR8	SR8	SR7	SR6	SR5		6	4	4		4	4		
MR1-B							6							
MR1-C	SR9H	SR9H	SR9	SR8	SR6		8	6						
MR2-A1	SR8	SR8	SR7	SR6	SR5	SR5	8	6	4	4	6-38 x 89 EPS n° 1/n° 2	6-38 x 89 EPS n° 1/n° 2		
MR2-A2														
MR2-B1														
MR2-B2														
MR3-A	SR9				SR5	SR5	6		4					
MR3-B														
MR4-A	SR9H	SR9	SR8	SR7			8		4					
MR4-B														
MR5-A1	SR8	SR8	SR7	SR6		SR5	8	6	4	4				
MR5-A2														
MR5-B1														
MR5-B2														
MR6	SR9H	SR9H	SR9	SR7	SR6		6	4	4					
MR7	SR9			SR6	SR5									
MR8-A	SR9	SR8	SR7	SR6	SR5		6		4	4	4	4		
MR8-B														
MR9	SR7	SR7	SR6	SR5	SR5	SR5	4	4	4	4	4	4		
MR10	SR8													
MR11	SR9H	SR9H	SR9H	SR8	SR7	SR5	10	8	4	4	4	4		
MR12		SR9	SR8	SR7	SR6		SR5	8					6	6
MR13														
MR14														
MR15														
MR16														
MR17														
MR18		SR9H	SR9H	SR8	SR7		10	8						
MR19	SR8	SR7	SR6	SR5	SR5	4	4	4						
MR20														

### Ancrage des murs de refend contre le glissement

En plus d'être dotés d'ancrages de retenue aux extrémités pour résister au moment de renversement, les segments de mur de refend doivent être attachés sur toute leur longueur pour résister au glissement causé par les forces horizontales. La figure 37 représente un assemblage du mur de refend MR7 aux premier et deuxième planchers.

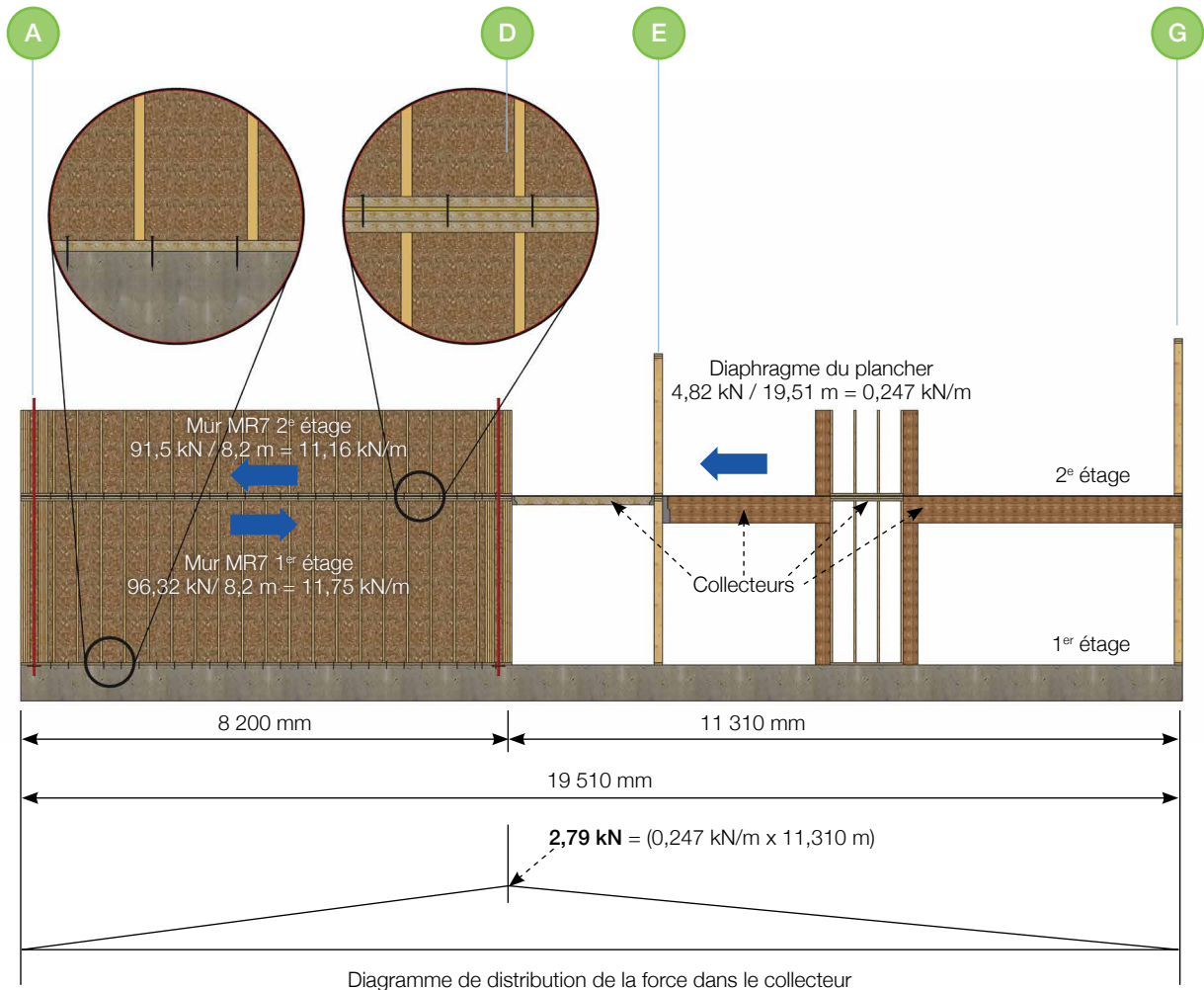


Figure 37 • Assemblage contre le glissement du mur de refend MR7 des 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étages

### Ancrage du mur au premier plancher

Au premier plancher, le mur MR7 devra être ancré au plancher de béton pour une force horizontale de 11,75 kN/m (96,32 kN/8,2 m). L'article 11.8.2. de la norme CSA O86 requiert toutefois de majorer les forces d'ancrage et les assemblages de transfert du cisaillement dans les murs de refend de 20%. Par conséquent, le mur doit être ancré pour une force de cisaillement de 14,1 kN/m (11,75 x 1,2). On utilisera une rangée de boulons d'ancrage de 12,7 mm de diamètre espacés à 406 mm.

### Résistance d'un boulon d'ancrage (article 12.4, CSA O86)

Données :

- Force de cisaillement : 14,1 kN/m
- Charge de courte durée:  $K_D = 1,15$
- Diamètre des boulons : 12,7 mm
- Espacement des boulons : 406 mm c/c
- Membrane de 38 mm d'épaisseur x 140 mm de largeur
- Groupe d'essences D.Fir (ou équivalent tel que Timberstrand avec densité de 0,50 pour charge appliquée sur la face large)
- Enfoncement dans le béton : 32 mm (article 12.4.2.3, CSA O86).

Résultats :

Calcul avec le logiciel Woodworks Connections 2020 :

- Résistance à la rupture ductile ( $N_r$ ) = **14,28 kN/m > 14,1 kN/m**
- Résistance au cisaillement de fil ( $P_{Rr}$ ) = 45,33 kN/m > 14,1 kN/m

Calcul selon 15.3.3.9 (CSA O86) :

- Résistance à la traction ( $T_r$ ) =  $\phi f_t (K_D K_{St} K_T) A_n K_{Zt}$   
 $f_t = 19,1 \text{ MPa}$  (TimberStrand LSL 1.5E, rapport CCMC)  
 $= 0,9 \times 19,1 \text{ MPa} \times (1,15 \times 1 \times 1) \times (38 \text{ mm} \times 140 \text{ mm} - 13 \text{ mm} \times 38 \text{ mm}) \times 1$   
 $= 95,40 \text{ kN} > 14,1 \text{ kN/m} \times 0,406 \text{ m} = 5,7 \text{ kN}$

La résistance du boulon d'ancrage répond aux critères de la norme CSA O86. Elle doit toutefois répondre également aux critères de la norme CSA A23.3 – Calcul des ouvrages en béton, qui n'est pas abordée dans cet exemple de calcul.

### Ancrage du mur au deuxième plancher

Au deuxième étage, on utilisera des vis spécialisées autotaraudeuses telles que les vis SDS de Simpson ou WS de MiTek. Puisque les vis connectent la lisse du deuxième étage à la sablière du premier étage, les vis doivent résister aux efforts de cisaillement majorés du premier étage.

Vis WS45 de MiTek (114,3 mm de longueur, 6,1 mm de diamètre) = 2,41 kN/vis pour une membrane de 38 mm d'épaisseur (groupe d'essences D.Fir ou équivalent) x 1,15 ( $K_D$ ) = 2,77 kN

(Référence : *Structural Products Catalogue, 60<sup>th</sup> Edition – Limit States Design*)

On utilisera deux rangées de vis espacées de 305 mm. L'espacement des vis doit être conforme aux recommandations du fabricant.

Résistance des vis =  $2 \times 2,77 \text{ kN} / 0,305 \text{ m} = \mathbf{18,2 \text{ kN/m} \geq 14,1 \text{ kN/m}}$

### Continuité du collecteur

Le transfert des charges du diaphragme au mur de refend doit se faire au moyen de collecteurs. Dans l'exemple du mur MR7, la force de cisaillement est cheminée par les collecteurs, soit les éléments structuraux entre l'axe D et l'axe G, vers le mur de refend MR7. Il faudra donc assurer une connexion permettant un transfert des efforts entre chacun des éléments jusqu'au mur MR7. Les forces de cisaillement

dans le mur MR7 sont maximales au premier étage et la force à transférer du collecteur au mur est de 2,79 kN (figure 37). Toutefois, il faut également vérifier les étages supérieurs, car les forces de cisaillement dans les diaphragmes seront plus élevées. La figure 38 illustre la répartition des efforts au plancher du sixième étage.

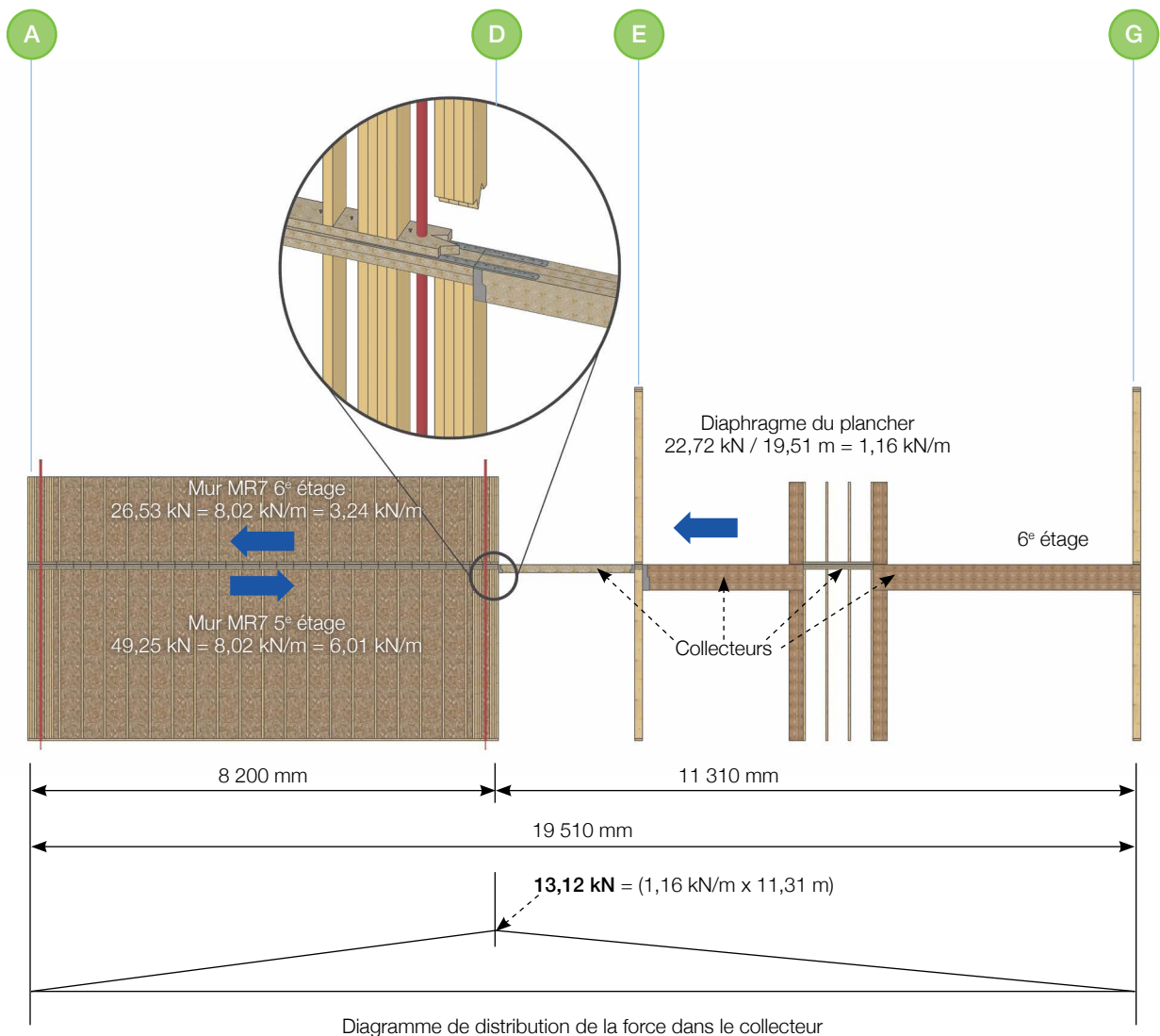


Figure 38 • Assemblage contre le glissement du mur de refend MR7 du 6° étage

La force à transférer est beaucoup plus élevée, soit de 13,12 kN. L'article 11.8.4.2. de la norme CSA O86 requiert une majoration de la résistance du diaphragme de la valeur moindre entre 20% ou  $C_i$ . Pour faciliter les calculs et éviter les erreurs pouvant découler de modifications ultérieures à la structure, la valeur de 20% est utilisée. De plus, les éléments de transfert des forces du diaphragme doivent également être majorés de 20% de la résistance du diaphragme selon l'article 11.8.6. Par conséquent, nous devons calculer cette attache pour une force de 18,89 kN (13,12 kN x 1,2 x 1,2). On utilisera ici

deux minces bandes de métal clouées sur le dessus des solives et sur le dessus du mur dans les sablières doubles. Les bandes de métal seront disposées de chaque côté de la tige ATS. Selon le catalogue de la compagnie Simpson Strong-Tie (C-C CAN2022) (tableau 40), une bande métallique MSTA30 (31,75 mm x 762 mm) procure une résistance de 11,57 kN avec 20 clous ordinaires de 76 mm de longueur (10d), soit 10 clous posés dans les solives et 10 dans la sablière

$$2 \times 11,57 \text{ kN} = \mathbf{23,14 \text{ kN} > 18,89 \text{ kN}}$$

**Tableau 40** • Résistance des bandes métalliques Simpson

Modèle N°	Ca	Dimensions (po)		Attaches (Total)	Résistance pondérée à la traction							
		W	L		Douglas-Mélèze		EPS					
					( $K_D = 1,00$ )	( $K_D = 1,15$ )	( $K_D = 1,00$ )	( $K_D = 1,15$ )				
					lbs	lbs	lbs	lbs				
MSTA30	16	1¼	30	(20) 10d	2 470	2 800	2 260	2 600	10,99	12,46	10,05	11,57

Référence: Simpson Strong-Tie, Connecteurs pour constructions en bois – C-C-CAN2025CF, p. 291.

Il est à noter que l'article 4.1.8.15. 1) b) du CNB stipule que les diaphragmes, les éléments collecteurs, les membrures, les contre-fiches ou les poinçons et leurs assemblages doivent être calculés pour « une force minimale correspondant au cisaillement à la base divisé par N (nombre d'étages) au niveau x du diaphragme ». Dans le cas du MR7, la charge minimale à considérer dans le collecteur, peu importe l'étage, est de :

$$(96,32 \text{ kN} / 6 \text{ étages}) / 19,51 \text{ m} \times 11,31 \text{ m} = \mathbf{9,31 \text{ kN} < 18,89 \text{ kN}}$$

## 8.2 Calcul de la déformation du MR7 (sismique)

L'article 11.7.1. de la norme CSA O86 nous donne la formule à utiliser pour calculer la déformation des murs de refend avec et sans entremises pour un seul étage. Lorsque plusieurs étages se superposent, il faut tenir compte de l'effet de transfert du moment de flexion et de rotation entre les étages, dont l'information se retrouve à l'article A.11.7.1 de la norme.

La formule pour le calcul de la déformation des murs de refend devient alors :

$$\Delta_i = \underbrace{M_{top,i} H_i^2 / 2(EI)_i + V_i H_i^3 / 3(EI)_i}_{\text{Déformation due à la flexion}} + \underbrace{H_i(\sum_{j=1}^{i-1} \theta_j)}_{\text{Déformation due à la rotation causée par le moment de flexion}} + \underbrace{V_i H_i / (L_s B_{v,i})}_{\text{Déformation due au cisaillement des panneaux}} + \underbrace{0,0025 H_i e_{n,i}}_{\text{Déformation due au glissement des clous}} + \underbrace{H_i (d_a)_i / L_s}_{\text{Déformation due aux ancrages de retenue}} + \underbrace{H_i(\sum_{j=1}^{i-1} \alpha_j)}_{\text{Déformation due à la rotation causée par les ancrages de retenue}}$$

Afin de limiter les conséquences du retrait, le système d'ancrages de retenue ATS de Simpson avec compensateur de retrait a été utilisé pour cet exemple de calcul. Avec ce système, le moment de renversement dans les segments de mur de refend est repris, d'un côté du mur, par les tiges d'acier (côté tendu) et de l'autre côté par des poteaux composés en bois (côté comprimé). Par conséquent, le moment d'inertie équivalent du mur de refend doit être déterminé.

### 8.2.1 Calcul du moment d'inertie équivalent d'un segment de mur de refend avec tige d'ancrage ATS

$E_c$  = Module d'élasticité de la membrure en bois = 9500 MPa pour EPS n° 1/n° 2

$E_t$  = Module d'élasticité de la tige d'acier = 200 000 MPa

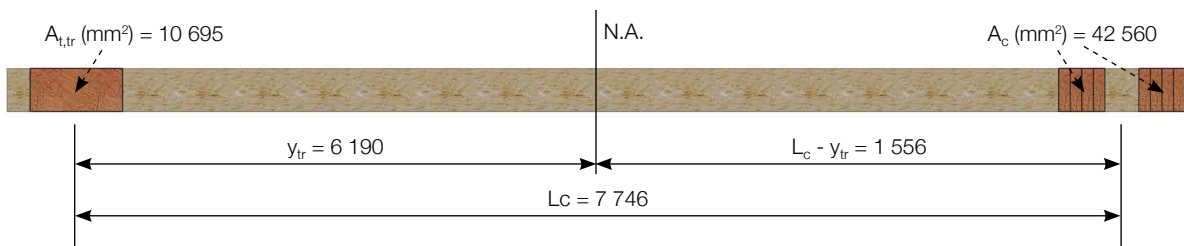
$$\eta = E_t / E_c$$

$A_{t,tr} = A_t \times \eta$  = Aire de la tige d'acier en équivalent de bois

$$y_{t,tr} = A_c \times L_c / (A_{t,tr} + A_c)$$

$$I_{tr} = (A_{t,tr} \times y_{tr}^2) + (A_c \times (L_c - y_{tr})^2)$$

#### Calcul du moment d'inertie du mur MR7 pour le 1<sup>er</sup> étage



$$A_c = 8 \times 38 \times 140 = 42\,560 \text{ mm}^2$$

$$A_{t,tr} = A_t \times \eta = 508 \times (200\,000 / 9\,500) = 10\,695 \text{ mm}^2$$

$$y_{t,tr} = 42\,560 \times 7\,746 / (10\,695 + 42\,560) = 6\,190 \text{ mm}$$

$$L_c - y_{t,tr} = 1\,556 \text{ mm}$$

$$I_{tr} = (10\,695 \times 6\,190^2) + (42\,560 \times 1\,556^2) = \mathbf{5,13 \times 10^{11} \text{ mm}^4}$$

Figure 39 • Moment d'inertie MR7

Pour tous les étages, on obtient les résultats présentés au tableau 41 pour le mur MR7.

**Tableau 41** • Moments d'inertie à chaque étage pour le mur MR7

Étage	Nb poteaux 38 x 140 mm	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	Tige ATS	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{t,tr}$ (mm <sup>2</sup> )	$Y_{tr}$ (mm)	$I_{tr}$ (mm <sup>4</sup> )
6 <sup>e</sup> plancher	4	21 280	SR5	151,0	3 178	6 739	1,66E+11
5 <sup>e</sup> plancher	4	21 280	SR5	151,0	3 178	6 739	1,66E+11
4 <sup>e</sup> plancher	4	21 280	SR6	223,0	4 694	6 346	2,31E+11
3 <sup>e</sup> plancher	4	21 280	SR8	402,3	8 470	5 541	3,64E+11
2 <sup>e</sup> plancher	6	31 920	SR9	508,0	10 695	5 802	4,81E+11
1 <sup>er</sup> plancher	8	42 560	SR9	508,0	10 695	6 190	5,13E+11

Les tiges d'acier continues possèdent une grande résistance à la traction. Cependant, elles ont pour effet de diminuer significativement l'inertie du segment de mur comparativement à l'utilisation d'éléments de bois aux deux extrémités. À titre d'exemple, pour le mur MR7 au premier étage, avec 8 poteaux de 38 x 140 mm EPS n° 1/n° 2 aux deux extrémités, nous obtiendrions plutôt une inertie de  $12,77 \times 10^{11} \text{ mm}^4$  [ $2 \times 42 560 \times (7 746 / 2)^2$ ], soit 2,5 fois plus élevée qu'avec les tiges continues. L'inertie des segments de murs aura un effet sur la déformation de ceux-ci. Par conséquent, pour corriger un excès de déformation, il peut être nécessaire de surdimensionner les tiges. Le tableau 42 présente les charges sismiques et la composition du MR7.

**Tableau 42** • Sommaire des charges sismiques et composition du mur MR7

Plancher	F (kN)	V (kN/m)	Épaisseur du panneau d'OSB (mm)	Nombre de panneaux d'OSB	Diamètre des clous (mm)	Espacement des clous (mm)	Nombre de montants 38 x 140
Toit	26,53	–	–	–	–	–	–
6 <sup>e</sup>	22,72	26,53	15	1	3,33	150	4
5 <sup>e</sup>	18,41	49,24	15	1	3,33	100	4
4 <sup>e</sup>	14,26	67,65	15	1	3,33	100	4
3 <sup>e</sup>	9,59	81,91	15	1	3,33	75	4
2 <sup>e</sup>	4,82	91,50	15	2	3,33	100	6
1 <sup>er</sup>	–	96,32	15	2	3,33	100	8

## 8.2.2 Calcul de la déformation du mur

### Déformation due à la flexion (interétage)

$$\Delta_{i\text{-flexion}} = M_{\text{top},i} H_i^2 / 2(EI)_i + V_i H_i^3 / 3(EI)_i + H_i (\sum_{j=1}^i \theta_j) \text{ (voir tableau 43)}$$

**Tableau 43** • Déformation due à la flexion à chaque étage du mur MR7

Étage	H <sub>i</sub> (mm)	V <sub>i</sub> (N)	M <sub>Top,i</sub> (N mm)	J <sub>x</sub>	E (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>tr</sub> (mm <sup>4</sup> )	θ <sub>i</sub> (rad)	Σ <sub>j=1 à i-1</sub> θ <sub>j</sub> (rad)	Δ <sub>i-flexion</sub> (mm)
6 <sup>e</sup>	3 466	26 528	0	1,000	9 500	1,659E+11	non requis	2,02E-03	7,24
5 <sup>e</sup>	2 908	49 244	9,195E+07	1,000	9 500	1,659E+11	3,017E-04	1,72E-03	5,50
4 <sup>e</sup>	2 908	67 654	2,351E+08	0,951	9 500	2,307E+11	4,207E-04	1,30E-03	4,45
3 <sup>e</sup>	2 908	81 912	4,319E+08	0,883	9 500	3,635E+11	4,095E-04	8,90E-04	3,23
2 <sup>e</sup>	2 908	91 502	6,701E+08	0,814	9 500	4,806E+11	4,166E-04	4,73E-04	2,01
1 <sup>er</sup>	2 870	96 318	9,362E+08	0,747	9 500	5,128E+11	4,729E-04	0	0,71

$$\theta_i = M_{\text{top},i} H_i / (EI)_i + V_i H_i^2 / 2(EI)_i$$

H<sub>i</sub> = Hauteur de l'étage i (mm) (mur + plancher ou toit)

V<sub>i</sub> = Force de cisaillement à l'étage i (N) = Σ<sub>j=i à n</sub> F<sub>j</sub>

M<sub>top,i</sub> = Moment au sommet de l'étage i = Moment à la base de l'étage i + 1 = Σ<sub>j=i+1 à n</sub> V<sub>j</sub>H<sub>j</sub>

(EI)<sub>i</sub> = EI<sub>tr</sub> du mur de refend de l'étage i (N mm<sup>2</sup>)

Pour tenir compte de la réduction du moment de renversement aux étages inférieurs, le coefficient J<sub>x</sub> est appliqué aux moments des équations de déformation par la flexion. Les équations deviennent donc :

$$\Delta_{i\text{-flexion}} = (M_{\text{top},i} J_x) H_i^2 / 2(EI)_i + (V_i H_i^3 J_x) / 3(EI)_i + H_i (\sum_{j=1}^i \theta_j)$$

$$\theta_i = (M_{\text{top},i} J_x) H_i / (EI)_i + (V_i H_i^2 J_x) / 2(EI)_i$$

### Déformation due au cisaillement (interétage)

$$\Delta_{i\text{-cisaillement}} = V_i H_i / (L_s B_{v,i}) \text{ (voir tableau 44)}$$

**Tableau 44** • Déformation due au cisaillement à chaque étage du mur MR7

Étage	H <sub>i</sub> (mm)	V <sub>i</sub> (N)	L <sub>s</sub> (mm)	B <sub>v</sub> (N/mm)	Nb de panneaux	Δ <sub>i-cisaillement</sub> (mm)
6 <sup>e</sup>	3 466	26 528	8 200	12 000	1	0,93
5 <sup>e</sup>	2 908	49 244	8 200	12 000	1	1,46
4 <sup>e</sup>	2 908	67 654	8 200	12 000	1	2,00
3 <sup>e</sup>	2 908	81 912	8 200	12 000	1	2,42
2 <sup>e</sup>	2 908	91 502	8 200	12 000	2	1,35
1 <sup>er</sup>	2 870	96 318	8 200	12 000	2	1,40

$B_v$  = Rigidité au cisaillement en épaisseur (N/mm) selon le tableau 9.3 de la norme CSA O86  
 Pour un panneau d'OSB de 15 mm (2R40/2F20) (un panneau d'un côté) =>  $B_v = 12\ 000$  N/mm

#### Déformation due au glissement des clous (interétage)

$\Delta_{i\text{-clous}} = 0,0025 H_i e_{n,i}$  (voir tableau 45)

**Tableau 45** • Déformation due au glissement à chaque étage du mur MR7

Étage	$H_i$ (mm)	$V_i$ (N)	$L_s$ (mm)	Diamètre du clou, $d_F$ (mm)	Espacement des clous (mm)	$V_e$ (N)	$e_n$ (mm)	$\Delta_{i\text{ Clous}}$ (mm)
6 <sup>e</sup>	3 466	26 528	8 200	3,33	150	485,3	0,325	2,81
5 <sup>e</sup>	2 908	49 244	8 200	3,33	100	600,5	0,497	3,61
4 <sup>e</sup>	2 908	67 654	8 200	3,33	100	825,0	0,938	6,82
3 <sup>e</sup>	2 908	81 912	8 200	3,33	75	749,2	0,774	5,63
2 <sup>e</sup>	2 908	91 502	8 200	3,33	100	557,9	0,429	3,12
1 <sup>er</sup>	2 870	96 318	8 200	3,33	100	587,3	0,476	3,41

$V_e$  = Charge par clou (N) =  $((V_i / L_s) / \text{nombre de panneaux}) \times \text{espacement des clous (mm)}$

$e_n$  = Déformation des clous (mm). Pour le calcul de  $e_n$ , la formule proposée dans la norme CSA O86 (A.11.7) a été utilisée :  $e_n = (0,013 V_e / d_F^2)^2$ .

#### Déformation due aux ancrages de retenue (interétage)

$\Delta_{i\text{-ancrages}} = H_i (d_{a,i} / L_s + H_i (\sum_{j=1}^i \alpha_j)) = H_i (\sum_{j=1}^i \alpha_j)$  (voir tableau 46 et tableau 47)

**Tableau 46** • Types et efforts des ancrages de retenue à chaque étage du mur MR7

Étage	ATS	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	$d_{\max}$ (mm)	$T_{ri}$ (kN)	$T_{fi}$ (kN)	$C_{ri}$ (kN)	$C_{fi}$ (kN)
6 <sup>e</sup>	SR5	151,0	2,0	43,36	7,96	173,9	16,45
5 <sup>e</sup>	SR5	151,0	2,0	43,36	12,17	173,9	53,64
4 <sup>e</sup>	SR6	223,0	2,0	63,52	20,55	173,9	95,00
3 <sup>e</sup>	SR8	402,3	2,0	114,30	29,61	173,9	137,04
2 <sup>e</sup>	SR9	508,0	2,0	144,25	37,41	243,6	177,82
1 <sup>er</sup>	SR9	508,0	2,0	144,25	41,91	304,4	214,75

$A_t$  = aire efficace de la tige d'acier

$d_{max}$  = écrasement des plaques d'appui du système d'ancrage dans les lisses (côté tendu du mur de refend) à la pleine capacité des tiges d'acier aux jonctions des planchers ainsi que du mouvement dans le compensateur de retrait. L'allongement de la tige d'acier est déjà tenu en compte dans le calcul de l'inertie transformé du segment de mur. Nous avons supposé que  $d_{max} = 2$  mm.

Pour le côté comprimé du mur de refend, nous avons considéré également un écrasement de 2 mm sous les charges maximales. Afin de minimiser le mouvement vertical dû aux poteaux d'extrémité des murs de refend ainsi qu'au retrait, les poutrelles de plancher s'appuieront sur des étriers à clouage par le dessus (*top mount*, figure 40) plutôt que sur la membrure inférieure avec une solive de rive.

Les charges de compression et de traction ( $C_f$  et  $T_f$ ) n'incluent pas la surrésistance de 20% pour le calcul des déplacements.



$$E_{c-perp} = \text{environ } E_{par} / 20$$

$$E_{par} \text{ TimberStrand (N/mm}^2\text{)} = 10\,345 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{c-perp} \text{ TimberStrand (N/mm}^2\text{)} = 517 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Largeur des montants} = 140 \text{ mm}$$

Figure 40 • Poutrelle et étriers *top mount*

Tableau 47 • Déformation aux ancrages de retenue à chaque étage du mur MR7

Étage	$H_i$ (mm)	$L_i$ (mm)	$(d_a)_i$ (mm)	$\alpha_i$ (rad)	$\sum_{j=1 \text{ à } i} \alpha_j$ (rad)	$\Delta_i \text{ ancrage}$ (mm)
6 <sup>e</sup>	3 466	8 200	0,56	6,78E-05	1,16E-03	4,032
5 <sup>e</sup>	2 908	8 200	1,18	1,44E-04	1,10E-03	3,186
4 <sup>e</sup>	2 908	8 200	1,74	2,12E-04	9,52E-04	2,768
3 <sup>e</sup>	2 908	8 200	2,09	2,55E-04	7,40E-04	2,151
2 <sup>e</sup>	2 908	8 200	1,98	2,41E-04	4,84E-04	1,408
1 <sup>er</sup>	2 870	8 200	1,99	2,43E-04	2,43E-04	0,697

$$\alpha_i = (d_a)_i / L_s$$

$$(d_a)_i = (T_{f,i} / T_{r,i}) \times d_{max} + (C_{f,i} / C_{r,i}) \times 2 \text{ mm}$$

Pour une charge gravitaire plus importante que la charge de soulèvement  $T_f$ , le côté du mur qui subit un soulèvement se retrouvera en compression. L'équation de  $d_a$  devient :

$$(d_a)_i = (C_{r,i} / C_{r,i})_{\text{côté soulèvement}} \times 2 \text{ mm} + (C_{f,i} / C_{r,i})_{\text{côté compression}} \times 2 \text{ mm}$$

Dans cet exemple, le calcul de  $C_r$  est basé sur la valeur critique entre la résistance en compression des montants ( $P_c$ ) et la résistance en écrasement des lisses et les sablières ( $Q_c$ ). Pour une valeur plus réaliste, le calcul de  $C_r$  pourrait être basé uniquement sur la résistance en écrasement des lisses et des sablières ( $Q_c$ ), puisque ce sont principalement ces éléments qui se déforment.

Le tableau 48 présente les déformations à chaque étage et cumulées. La limite de déformation interétage est de 0,025 fois la hauteur de l'étage et les déformations doivent être multipliées par  $R_d R_o / I_E$  ( $3,0 \times 1,7 / 1,0$ ) selon l'article 4.1.8.13 du Code.

**Tableau 48** • Sommaire des déformations à chaque étage du mur MR7

Déformation interétage									
Étage	$\Delta_i$ -flexion (mm)	$\Delta_i$ - cisaillement (mm)	$\Delta_i$ Clous (mm)	$\Delta_i$ ancrage (mm)	$\Delta_i$ total Interétage (mm)	$\Delta_i$ total $\times R_d R_o$ interétage (mm)	Ratio de déformation interétage $\Delta_i \times R_d R_o / H_i$	Limite de déformation interétage = 0,025	$\Delta_i$ total $\times R_d R_o$ cumulé (mm)
6 <sup>e</sup>	7,2	0,9	2,8	4,0	15,0	76,6	0,0221	OK $\leq$ 0,025	369,0
5 <sup>e</sup>	5,5	1,5	3,6	3,2	13,8	70,2	0,0241	OK $\leq$ 0,025	292,4
4 <sup>e</sup>	4,4	2,0	6,8	2,8	16,0	81,8	0,0281	Excès	222,2
3 <sup>e</sup>	3,2	2,4	5,6	2,2	13,4	68,5	0,0235	OK $\leq$ 0,025	140,4
2 <sup>e</sup>	2,0	1,4	3,1	1,4	7,9	40,3	0,0138	OK $\leq$ 0,025	72,0
1 <sup>er</sup>	0,7	1,4	3,4	0,7	6,2	31,7	0,0111	OK $\leq$ 0,025	31,7

### 8.3 Vérification de la période

Les forces sismiques utilisées pour le calcul des déformations du tableau 48 ont été établies pour une période de 0,873 seconde, soit la limite permise pour le calcul de la résistance selon le CNB. Toutefois, pour le calcul de la déformation, il est possible d'utiliser une période plus élevée mais sans excéder 2 secondes (article 4.1.8.11.3 d) du Code), pour « autres systèmes », voir annexe 1 pour explication). La période réelle du mur à partir des déformations obtenues sera donc calculée à l'aide de la méthode de Rayleigh. Étant donné que la rigidité des murs de refend n'est pas constante à cause de la déformation non linéaire des clous, plusieurs itérations devront être effectuées jusqu'à la convergence.

Pour établir cette limite supérieure de la période, la répartition de la charge sismique à chaque étage sera basée sur un diaphragme rigide sans tenir compte des effets de torsion (voir commentaire J, paragraphes 234 et 260, du CNB 2020).

Cette vérification de la période réelle du bâtiment pour la déformation est essentielle afin de s'assurer qu'elle soit au moins supérieure à la période de  $2 \times T_a$  qui a été utilisée pour le calcul de la résistance des murs de refend initialement. Si cette période s'avère inférieure à  $2 \times T_a$ , il faudra revoir le dimensionnement des murs de refend et leurs ancrages pour cette période.

#### Formule de Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i^2) / (g \sum_{i=1}^n F_i \Delta_i)}$$

$w_i$  = Poids à l'étage  $i$  (kN) pour le calcul sismique (voir l'annexe 1)

$\Delta_i$  = déformation latérale moyenne à l'étage  $i$  due à la force  $F_i$  (mm)

$F_i$  = force sismique latérale appliquée à l'étage  $i$  (kN)

$g$  = accélération gravitationnelle = 9 800 mm/s<sup>2</sup>

Avec une période initiale de 0,873 seconde, nous obtenons les résultats du tableau 49 pour les murs situés dans l'axe nord-sud.

**Tableau 49** • Calcul de la période – 1<sup>re</sup> itération (Axe nord-sud)

Étage	$W_i$ étage (kN)	F (kN)	$\Delta$ (mm)	$w \Delta^2$ (kN·mm <sup>2</sup> )	F $\Delta$ (kN·mm)
Toit	2 135,8	294,3	41,6	3 693 456	12 238
6 <sup>e</sup>	2 911,9	252,0	33,1	3 186 258	8 336
5 <sup>e</sup>	2 951,8	204,2	24,7	1 799 949	5 043
4 <sup>e</sup>	3 051,5	158,2	17,0	880 631	2 687
3 <sup>e</sup>	3 085,5	106,4	10,3	325 201	1 092
2 <sup>e</sup>	3 119,5	53,4	4,6	65 982	246
	<b>17 256</b>	<b>1 068,52</b>		<b>9 951 476</b>	<b>29 642</b>

$$T = 2 \times 3,1416 \times \sqrt{[9 951 476 / (9 800 \times 29 642)]} = 1,163 \text{ seconde}$$

Avec une période de 1,163 seconde, au lieu de 0,873 seconde initialement, les forces latérales déterminées au départ étaient trop élevées. Nous pouvons donc réajuster les forces latérales en fonction de cette nouvelle période (tableau 50).

**Tableau 50** • Réajustement des forces latérales –  $T = 1,163$  s (Axe nord-sud)

$T_a = 1,163$	
$V_{\min}$ (kN) = $S(2.0)M_v I_E W / R_d R_0$	498,2
$V$ (kN) = $S(T_a)M_v I_E W / R_d R_0$	<b>719,4</b>
$V_{\max}$ (kN) = $\text{Max}[2/3 S(0.2); S(0.5)] I_E W / R_d R_0$	1 745,9

Pour  $T_a = 1,163$  seconde, nous obtenons les forces du tableau 51. À noter que la valeur de  $V$  doit être majoré de 20 % ( $719,4 \text{ kN} \times 1,2 = 863,3 \text{ kN}$ ). Le tableau 52 montre la 2<sup>e</sup> itération à partir de la nouvelle période.

**Tableau 51** • Nouvelle répartition des charges et nouvelle valeur de  $J_x - T_a = 1,163$  s (Axe nord-sud)

Force sismique nord-sud à chaque étage (kN)		
$T_a =$	1,163	
$V =$	863,3	
$F_1 =$	70,27	
$\Sigma(W_i h_i) =$	168 113,91	$J_x$
<b>F Toit =</b>	<b>251,3</b>	1,000
<b>F6 =</b>	<b>199,2</b>	1,000
<b>F5 =</b>	<b>161,4</b>	0,935
<b>F4 =</b>	<b>125,0</b>	0,845
<b>F3 =</b>	<b>84,1</b>	0,755
<b>F2 =</b>	<b>42,2</b>	0,666
Total =	863,3	

**Tableau 52** • Calcul de la période – 2<sup>e</sup> itération (Axe nord-sud)

Étage	$W_i$ étage (kN)	F (kN)	$\Delta$ (mm)	$w \Delta^2$ (kN.mm <sup>2</sup> )	F $\Delta$ (kN.mm)
Toit	2 135,8	251,3	31,7	2 149 912	7 973
6 <sup>e</sup>	2 911,9	199,2	24,9	1 811 334	4 968
5 <sup>e</sup>	2 951,8	161,4	18,5	1 007 212	2 982
4 <sup>e</sup>	3 051,5	125,0	12,6	485 116	1 576
3 <sup>e</sup>	3 085,5	84,1	7,5	175 704	635
2 <sup>e</sup>	3 119,5	42,2	3,3	34 965	141
	<b>17 256</b>	<b>863,25</b>		<b>5 664 243</b>	<b>18 275</b>

$$T = 2 \times 3,1416 \times \sqrt{[5\,664\,243 / (9\,800 \times 18\,275)]} = 1,117 \text{ seconde}$$

Le même processus est recommencé jusqu'à la convergence, pour un total de cinq itérations et la période ainsi obtenue est de **T = 1,122 seconde**. En faisant le même exercice pour l'axe est-ouest, nous obtenons une période de **T = 1,542 seconde** après cinq itérations également.

**Tableau 53** • Déformations interétages – T = 1,122s (Axe nord-sud)

Sommaire des déformations interétages – Axe nord-sud – T = 1,122 s								
			6 <sup>e</sup> étage V = 256,1 kN	5 <sup>e</sup> étage V = 461,4 kN	4 <sup>e</sup> étage V = 627,7 kN	3 <sup>e</sup> étage V = 756,5 kN	2 <sup>e</sup> étage V = 843,1 kN	1 <sup>er</sup> étage V = 886,6 kN
Mur	$L_i$ (m)	Ratio de V basé sur $L^2$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	Déformation $\Delta_i$ (mm)	Déformation $\Delta_i$ (mm)	Déformation $\Delta_i$ (mm)	Déformation $\Delta_i$ (mm)	Déformation $\Delta_i$ (mm)
MR1-A	7,7	0,0458	7,1	7,1	6,4	5,5	4,8	3,7
MR1-B	7,7	0,0458	7,0	7,0	6,3	5,3	4,6	3,7
MR1-C	8,6	0,0571	5,7	4,7	3,8	3,5	2,7	1,9
MR2-A1	8,6	0,0571	7,5	7,6	6,7	5,7	5,1	4,2
MR2-A2	8,6	0,0571	7,5	7,6	6,7	5,7	5,1	4,2
MR2-B1	8,6	0,0571	7,5	7,6	6,7	5,7	5,1	4,2
MR2-B2	8,6	0,0571	7,5	7,6	6,7	5,7	5,1	4,2
MR3-A	8,6	0,0571	7,2	6,2	6,5	5,5	4,9	4,1
MR3-B	8,6	0,0571	7,2	6,2	6,5	5,5	4,9	4,1
MR4-A	8,6	0,0571	6,5	5,7	5,2	5,0	3,1	2,3
MR4-B	8,6	0,0571	6,5	5,7	5,2	5,0	3,1	2,3
MR5-A1	8,6	0,0571	7,3	7,5	6,5	5,5	5,1	4,2
MR5-A2	8,6	0,0571	7,3	7,4	6,5	5,5	5,1	4,2
MR5-B1	8,6	0,0571	7,3	7,5	6,5	5,5	5,1	4,2
MR5-B2	8,6	0,0571	7,3	7,4	6,5	5,5	5,1	4,2
MR6	8	0,0494	6,4	5,6	5,2	3,7	3,0	2,1
MR7	8,2	0,0519	6,4	5,6	5,9	5,0	2,9	2,1
MR8-A	6,5	0,0326	6,7	6,4	5,7	5,4	4,1	3,1
MR8-B	6,5	0,0326	6,7	6,4	5,7	5,4	4,1	3,1

**Tableau 54** • Déformations interétages – T = 1,542s (Axe est-ouest)

			Sommaire des déformations interétages – Axe est-ouest – T = 1,542 s					
			6 <sup>e</sup> étage V = 220,2 kN	5 <sup>e</sup> étage V = 378,50 kN	4 <sup>e</sup> étage V = 506,8 kN	3 <sup>e</sup> étage V = 606,2 kN	2 <sup>e</sup> étage V = 673,1 kN	1 <sup>er</sup> étage V = 706,7 kN
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Ratio de V basé sur L <sup>2</sup>	Déformation Δi (mm)	Déformation Δi (mm)	Déformation Δi (mm)	Déformation Δi (mm)	Déformation Δi (mm)	Déformation Δi (mm)
MR9	3,4	0,0197	14,8	12,6	12,1	10,9	7,3	4,8
MR10	3,9	0,0260	14,3	12,5	12,3	9,4	7,6	5,3
MR11	10,4	0,1847	10,6	10,1	8,0	6,6	5,9	4,8
MR12	7	0,0837	11,3	9,9	9,3	6,5	5,5	4,0
MR13	7,4	0,0935	11,6	10,2	9,6	6,7	5,7	4,2
MR14	7,4	0,0935	11,6	10,2	9,6	6,7	5,7	4,2
MR15	7,3	0,0910	11,5	10,1	9,5	6,6	5,6	4,2
MR16	7,3	0,0910	11,5	10,1	9,5	6,6	5,6	4,2
MR17	7	0,0837	11,3	9,9	9,3	6,5	5,5	4,0
MR18	10,3	0,1812	10,5	10,0	8,0	6,6	5,9	4,7
MR19	3,9	0,0260	14,3	12,5	12,4	9,5	7,6	5,3
MR20	3,9	0,0260	14,3	12,5	12,4	9,5	7,6	5,3

Nous pouvons remarquer que les déplacements interétages des murs à chaque étage (tableau 53 et tableau 54) ne sont pas identiques pour un étage donné, ce qui devrait cependant être le cas pour un diaphragme rigide avec l'application des charges de façon concentrique et sans effet de torsion. Cela signifie que la distribution de la charge à chaque étage basée initialement sur la rigidité selon leur longueur au carré n'est pas tout-à-fait exacte.

Pour une distribution plus précise, on peut alors déterminer la rigidité de chaque mur ( $K_i$ ) basée sur le ratio  $V_i / \Delta_i$ .

$$K_i = V_i / \Delta_i$$

$V_i$ : charge latérale appliquée au sommet du mur

$\Delta_i$ : déformation interétage (en tenant compte de la rotation)

Déterminer la déformation selon le ratio  $V_i / \Delta_i$  peut s'avérer complexe à partir d'un chiffrier Excel, puisqu'un plus grand nombre d'itérations que la méthode selon le ratio  $L^2$  sera nécessaire pour converger. En effet, la déformation des murs de refend n'est pas directement proportionnelle à la force appliquée à cause de la déformation des clous qui n'est pas linéaire. La répartition de la charge entre les murs étant différente d'un étage à l'autre, le nombre d'itérations à effectuer en sera augmenté.

Basé sur cette hypothèse, les tableau 55 et tableau 56 montrent les résultats obtenus pour que les déformations se stabilisent à la même valeur pour tous les murs dans chaque direction, soit après 8 itérations dans la direction nord-sud et 12 itérations dans la direction est-ouest.

Tableau 55 • Déformation interétages – T = 1,094s – Rigidité K = V/Δ<sub>i</sub> (Axe nord-sud)

		Sommaire des déformations interétages – Axe nord-sud – T = 1,094 s											
		6 <sup>e</sup> étage V = 259,7 kN		5 <sup>e</sup> étage V = 469,3 kN		4 <sup>e</sup> étage V = 639,2 kN		3 <sup>e</sup> étage V = 770,8 kN		2 <sup>e</sup> étage V = 859,3 kN		1 <sup>er</sup> étage V = 903,7 kN	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)
MR1-A	7,7	0,0488	6,9	0,0419	6,5	0,0428	5,9	0,0441	5,1	0,0396	4,1	0,0411	3,3
MR1-B	7,7	0,0484	6,9	0,0418	6,5	0,0431	5,9	0,0450	5,1	0,0410	4,1	0,0413	3,3
MR1-C	8,6	0,0547	6,9	0,0758	6,5	0,0919	5,9	0,0782	5,1	0,0851	4,1	0,0887	3,3
MR2-A1	8,6	0,0563	6,9	0,0485	6,5	0,0517	5,9	0,0532	5,1	0,0475	4,1	0,0468	3,3
MR2-A2	8,6	0,0565	6,9	0,0486	6,5	0,0519	5,9	0,0533	5,1	0,0475	4,1	0,0468	3,3
MR2-B1	8,6	0,0563	6,9	0,0485	6,5	0,0517	5,9	0,0532	5,1	0,0475	4,1	0,0468	3,3
MR2-B2	8,6	0,0565	6,9	0,0486	6,5	0,0519	5,9	0,0533	5,1	0,0475	4,1	0,0468	3,3
MR3-A	8,6	0,0546	6,9	0,0653	6,5	0,0518	5,9	0,0537	5,1	0,0493	4,1	0,0480	3,3
MR3-B	8,6	0,0546	6,9	0,0653	6,5	0,0518	5,9	0,0537	5,1	0,0493	4,1	0,0480	3,3
MR4-A	8,6	0,0557	6,9	0,0662	6,5	0,0644	5,9	0,0553	5,1	0,0756	4,1	0,0744	3,3
MR4-B	8,6	0,0557	6,9	0,0662	6,5	0,0644	5,9	0,0553	5,1	0,0756	4,1	0,0744	3,3
MR5-A1	8,6	0,0582	6,9	0,0494	6,5	0,0530	5,9	0,0544	5,1	0,0472	4,1	0,0467	3,3
MR5-A2	8,6	0,0585	6,9	0,0496	6,5	0,0531	5,9	0,0545	5,1	0,0473	4,1	0,0467	3,3
MR5-B1	8,6	0,0582	6,9	0,0494	6,5	0,0530	5,9	0,0544	5,1	0,0472	4,1	0,0467	3,3
MR5-B2	8,6	0,0585	6,9	0,0496	6,5	0,0531	5,9	0,0545	5,1	0,0473	4,1	0,0467	3,3
MR6	8	0,0451	6,9	0,0561	6,5	0,0529	5,9	0,0726	5,1	0,0667	4,1	0,0687	3,3
MR7	8,2	0,0543	6,9	0,0632	6,5	0,0486	5,9	0,0508	5,1	0,0729	4,1	0,0729	3,3
MR8-A	6,5	0,0346	6,9	0,0329	6,5	0,0345	5,9	0,0302	5,1	0,0329	4,1	0,0342	3,3
MR8-B	6,5	0,0346	6,9	0,0329	6,5	0,0345	5,9	0,0302	5,1	0,0329	4,1	0,0342	3,3

**Tableau 56** • Déformation interétages – T = 1,468s – Rigidité K = V/Δ<sub>i</sub> (Axe est-ouest)

		Sommaire des déformations interétages– Axe est-ouest – T = 1,468 s											
		6 <sup>e</sup> étage V = 224,7 kN		5 <sup>e</sup> étage V = 389,4 kN		4 <sup>e</sup> étage V = 522,8 kN		3 <sup>e</sup> étage V = 626,1 kN		2 <sup>e</sup> étage V = 695,6 kN		1 <sup>er</sup> étage V = 730,6 kN	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Ratio de V basé sur V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)
MR9	3,4	0,0134	11,6	0,0189	10,4	0,0154	9,3	0,0105	6,9	0,0174	5,9	0,0199	4,5
MR10	3,9	0,0200	11,5	0,0240	10,4	0,0191	9,3	0,0180	6,9	0,0215	5,9	0,0236	4,5
MR11	10,4	0,2012	11,5	0,1813	10,4	0,2136	9,3	0,1872	6,9	0,1792	5,9	0,1728	4,5
MR12	7	0,0826	11,5	0,0869	10,4	0,0797	9,3	0,0893	6,9	0,0897	5,9	0,0908	4,5
MR13	7,4	0,0919	11,5	0,0949	10,4	0,0868	9,3	0,0973	6,9	0,0965	5,9	0,0967	4,5
MR14	7,4	0,0919	11,5	0,0949	10,4	0,0868	9,3	0,0973	6,9	0,0965	5,9	0,0967	4,5
MR15	7,3	0,0895	11,5	0,0929	10,4	0,0851	9,3	0,0953	6,9	0,0948	5,9	0,0952	4,5
MR16	7,3	0,0895	11,5	0,0929	10,4	0,0851	9,3	0,0953	6,9	0,0948	5,9	0,0952	4,5
MR17	7	0,0826	11,5	0,0869	10,4	0,0797	9,3	0,0893	6,9	0,0897	5,9	0,0908	4,5
MR18	10,3	0,1978	11,5	0,1786	10,4	0,2106	9,3	0,1846	6,9	0,1770	5,9	0,1709	4,5
MR19	3,9	0,0199	11,5	0,0239	10,4	0,0190	9,3	0,0179	6,9	0,0215	5,9	0,0236	4,5
MR20	3,9	0,0200	11,5	0,0239	10,4	0,0190	9,3	0,0179	6,9	0,0215	5,9	0,0236	4,5

Pour obtenir les déformations montrées aux tableaux précédents, la méthode de Rayleigh a été utilisée pour déterminer la période. Les tableaux 57 et tableau 58 montrent les périodes obtenues dans les deux directions après le procédé itératif.

**Tableau 57** • Calcul de la période – 8<sup>e</sup> itération – Rigidité  $K = V_i/\Delta_i$  (Axe nord-sud)

Étage	$W_i$ étage (kN)	F (kN)	$\Delta$ (mm)	$w \Delta^2$ (kN·mm <sup>2</sup> )	F $\Delta$ (kN·mm)
Toit	2 135,8	259,7	31,9	2 173 398	8 285
6 <sup>e</sup>	2 911,9	209,6	25,0	1 816 968	5 236
5 <sup>e</sup>	2 951,8	169,9	18,5	1 005 820	3 136
4 <sup>e</sup>	3 051,5	131,6	12,5	478 487	1 648
3 <sup>e</sup>	3 085,5	88,5	7,4	168 415	654
2 <sup>e</sup>	3 119,5	44,4	3,3	33 232	145
	<b>17 256</b>	<b>903,71</b>		<b>5 676 321</b>	<b>19 103</b>

$$T = 2 \times 3,1416 \times \sqrt{(5\,676\,321 / (9\,800 \times 19\,103))} = \mathbf{1,094 \text{ seconde}}$$

**Tableau 58** • Calcul de la période – 12<sup>e</sup> itération – Rigidité  $K = V_i/\Delta$  (Axe est-ouest)

Étage	$W_i$ étage (kN)	F (kN)	$\Delta$ (mm)	$w \Delta^2$ (kN·mm <sup>2</sup> )	F $\Delta$ (kN·mm)
Toit	2 135,8	224,7	48,5	5 028 838	10 904
6 <sup>e</sup>	2 911,9	164,6	37,0	3 989 788	6 094
5 <sup>e</sup>	2 951,8	133,4	26,6	2 095 243	3 555
4 <sup>e</sup>	3 051,5	103,3	17,4	922 113	1 796
3 <sup>e</sup>	3 085,5	69,5	10,5	338 235	728
2 <sup>e</sup>	3 119,5	34,9	4,5	64 353	159
	<b>17 256</b>	<b>730,56</b>		<b>12 438 569</b>	<b>23 236</b>

$$T = 2 \times 3,1416 \times \sqrt{(12\,438\,569 / (9\,800 \times 23\,236))} = \mathbf{1,468 \text{ seconde}}$$

**Tableau 59** • Sommaire des périodes pour le calcul des déformations

Méthode	Direction	
	Nord-sud	Est-ouest
$L^2$	1,122	1,542
$V_i / \Delta_i$	<b>1,094</b>	<b>1,468</b>

Comme montré dans le tableau 59, les périodes obtenues sont très proches des périodes obtenues précédemment qui étaient basées sur une répartition de la charge au prorata des longueurs de murs au carré ( $L^2$ ). Cependant la répartition de la charge basée sur la rigidité des murs selon le ratio  $V_i / \Delta_i$  permet d'obtenir des déformations identiques de

tous les murs sur un même étage. Également, ces périodes permettant d'établir que les déformations sont supérieures à  $2 \times T_a$ , ce qui confirme notre hypothèse de départ pour le calcul de la résistance du système de résistance aux charges sismiques avec une période fixée à  $2 \times T_a$ .

**Périodes à utiliser pour les murs de refend et les diaphragmes dans cet exemple de calcul :**

**Calcul de la résistance:  $T = 0,873$  s**

**Calcul des déformations axe nord-sud:  $T = 1,094$  s**

**Calcul des déformations axe est-ouest:  $T = 1,468$  s**

## 8.4 Calcul de la déformation de tous les murs de refend (sismique)

La vérification de la déformation des murs de refend doit être effectuée selon les hypothèses d'un diaphragme flexible, d'un diaphragme rigide et en considérant l'effet de torsion.

L'hypothèse d'un diaphragme flexible est seulement vérifiée pour la direction nord-sud. La répartition de la charge entre les murs se fait à partir de l'aire

tributaire. Pour un même axe, lorsqu'il y a plusieurs segments de murs de refend, la charge doit être partagée au prorata des rigidités de chacun des murs. Dans le cas présent, les murs dans un même axe sont de la même longueur et de la même composition. Par conséquent, la charge est alors partagée également entre chacun des murs.

### 8.4.1 Premier cas : Axe nord-sud – Charge sismique et diaphragme flexible – $T = 1,094$ s

La même méthode qu'à la section 7 de ce guide est utilisée pour définir les déformations selon la nouvelle période. Un prorata des efforts appliqués aux murs peut être effectué entre les efforts calculés pour une période de 0,873 s comparativement à la période

actuelle de 1,094 s. Le calcul des déformations est ensuite réalisé à partir de ces nouveaux efforts. Le tableau 60 indique les déformations obtenues dans chacun des murs ainsi que la vérification de la limite permise, soit  $\Delta_i R_d R_o / H_i \leq 2,5 \%$ .

**Tableau 60** • Déformations interétages – Séisme – T = 1,094s (Axe nord-sud, diaphragme flexible)

Sommaire des déformations interétages – Axe nord-sud – Diaphragme flexible – T = 1,094 s													
		6 <sup>e</sup> étage V = 259,7 kN H = 3 466 mm		5 <sup>e</sup> étage V = 469,3 kN H = 2 908 mm		4 <sup>e</sup> étage V = 639,2 kN H = 2 908 mm		3 <sup>e</sup> étage V = 770,8 kN H = 2 908 mm		2 <sup>e</sup> étage V = 859,3 kN H = 2 908 mm		1 <sup>er</sup> étage V = 903,7 kN H = 2 870 mm	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> /H <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> /H <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> /H <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> /H <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> /H <sub>i</sub>	Déformation Δ <sub>i</sub> (mm)	Δ <sub>i</sub> R <sub>d</sub> R <sub>o</sub> /H <sub>i</sub>
MR1-A	7,7	2,7	0,4 %	2,5	0,4 %	2,3	0,4 %	1,9	0,3 %	1,6	0,3 %	1,1	0,2 %
MR1-B	7,7	2,8	0,4 %	2,6	0,4 %	2,3	0,4 %	2,0	0,3 %	1,6	0,3 %	1,1	0,2 %
MR1-C	8,6	15,9	2,3 %	12,7	2,2 %	10,3	1,8 %	10,1	1,8 %	7,5	1,3 %	5,9	1,1 %
MR2-A1	8,6	6,1	0,9 %	6,1	1,1 %	5,3	0,9 %	4,5	0,8 %	4,0	0,7 %	3,3	0,6 %
MR2-A2	8,6	6,1	0,9 %	6,1	1,1 %	5,3	0,9 %	4,5	0,8 %	4,0	0,7 %	3,2	0,6 %
MR2-B1	8,6	6,1	0,9 %	6,1	1,1 %	5,3	0,9 %	4,5	0,8 %	4,0	0,7 %	3,3	0,6 %
MR2-B2	8,6	6,1	0,9 %	6,1	1,1 %	5,3	0,9 %	4,5	0,8 %	4,0	0,7 %	3,2	0,6 %
MR3-A	8,6	11,5	1,7 %	10,2	1,8 %	11,3	2,0 %	9,5	1,7 %	8,8	1,5 %	7,8	1,4 %
MR3-B	8,6	11,5	1,7 %	10,2	1,8 %	11,3	2,0 %	9,5	1,7 %	8,8	1,5 %	7,8	1,4 %
MR4-A	8,6	11,8	1,7 %	10,6	1,9 %	9,9	1,7 %	10,2	1,8 %	6,1	1,1 %	5,0	0,9 %
MR4-B	8,6	11,8	1,7 %	10,6	1,9 %	9,9	1,7 %	10,2	1,8 %	6,1	1,1 %	5,0	0,9 %
MR5-A1	8,6	5,7	0,8 %	5,6	1,0 %	4,9	0,9 %	4,2	0,7 %	3,8	0,7 %	3,1	0,5 %
MR5-A2	8,6	5,7	0,8 %	5,6	1,0 %	4,9	0,9 %	4,2	0,7 %	3,8	0,7 %	3,1	0,5 %
MR5-B1	8,6	5,7	0,8 %	5,6	1,0 %	4,9	0,9 %	4,2	0,7 %	3,8	0,7 %	3,1	0,5 %
MR5-B2	8,6	5,7	0,8 %	5,6	1,0 %	4,9	0,9 %	4,2	0,7 %	3,8	0,7 %	3,1	0,5 %
MR6	8	13,6	2,0 %	12,2	2,1 %	11,5	2,0 %	8,0	1,4 %	6,9	1,2 %	5,4	1,0 %
MR7	8,2	12,2	1,8 %	10,9	1,9 %	12,4	2,2 %	10,3	1,8 %	6,0	1,1 %	4,7	0,8 %
MR8-A	6,5	5,8	0,9 %	5,5	1,0 %	4,9	0,9 %	4,5	0,8 %	3,4	0,6 %	2,6	0,5 %
MR8-B	6,5	5,8	0,9 %	5,5	1,0 %	4,9	0,9 %	4,5	0,8 %	3,4	0,6 %	2,6	0,5 %

## 8.4.2 Deuxième cas : Axe nord-sud – Charge sismique et diaphragme rigide – $T = 1,094$ s

Pour plus de précision, la vérification de la déformation des murs de refend avec un diaphragme rigide se fera en considérant la rigidité des murs basée sur le ratio  $V_i / \Delta_i$  et en tenant compte de l'effet de torsion. Tel que mentionné précédemment, ce calcul demande beaucoup d'itérations pour arriver à la convergence du fait que la répartition des charges sur un étage donné a de l'influence sur les autres étages. La rigidité d'un mur sera donc différente d'un étage à l'autre, ce qui fait en sorte que le centre de rigidité à chaque étage varie à chaque itération, provoquant également un moment de torsion différent à chaque étage. Il faut

aussi tenir compte du moment de torsion dans le sens horaire et anti-horaire. L'utilisation d'un logiciel de modélisation de structure faciliterait le calcul.

Le tableau 61 montre le centre de rigidité, le moment de torsion, la rigidité  $K_i$  selon  $V_i / \Delta_i$  résultant de l'itération précédente, les ratios de charges et l'effort appliqué dans chaque mur du sixième étage dans la direction nord-sud pour l'itération finale ayant permis d'identifier les déformations pour un moment de torsion dans le sens horaire. Ces mêmes calculs sont effectués pour tous les étages.

**Tableau 61** • Données servant à déterminer l'effort V appliqué aux murs du 6<sup>e</sup> étage – Rigidité  $K = V_i / \Delta_i$

6 <sup>e</sup> étage												
$X_{G6} = 27,652$ m $CM - X_G = 0,515$ m                Moment = -5,23 kN-m                V6 (kN) = 259,7												
Mur	d	$L_i$ (m)	$K_i$	$K_d$	$d_i$	$d_{i2}$	$K_i d_i$	Ratio torsion accidentelle	Ratio charge concentrique	Ratio charge totale	V (kN)	
MR1-A	0	7,7	2,29	0,00	- 27,7	764,6	1 749,8	0,0214	0,0488	0,0702	18,23	
MR1-B	0	7,7	2,30	0,00	- 27,7	764,6	1 758,4	0,0215	0,0490	0,0705	18,32	
MR1-C	3,2	8,6	2,40	7,67	- 24,5	597,9	1 434,0	0,0198	0,0511	0,0710	18,43	
MR2-A1	12,19	8,6	2,63	32,11	- 15,5	239,1	629,6	0,0138	0,0562	0,0699	18,16	
MR2-A2	12,19	8,6	2,65	32,25	- 15,5	239,1	632,4	0,0138	0,0564	0,0702	18,24	
MR2-B1	12,19	8,6	2,63	32,11	- 15,5	239,1	629,6	0,0138	0,0562	0,0699	18,16	
MR2-B2	12,19	8,6	2,65	32,25	- 15,5	239,1	632,4	0,0138	0,0564	0,0702	18,24	
MR3-A	21,18	8,6	2,56	54,15	- 6,5	41,9	107,1	0,0056	0,0545	0,0601	15,61	
MR3-B	21,18	8,6	2,56	54,15	- 6,5	41,9	107,1	0,0056	0,0545	0,0601	15,61	
MR4-A	30,17	8,6	2,53	76,27	2,5	6,3	16,0	- 0,0022	0,0539	0,0518	13,44	
MR4-B	30,17	8,6	2,53	76,27	2,5	6,3	16,0	- 0,0022	0,0539	0,0518	13,44	
MR5-A1	42,36	8,6	2,75	116,40	14,7	216,3	594,5	- 0,0137	0,0586	0,0449	11,67	
MR5-A2	42,36	8,6	2,77	117,28	14,7	216,3	598,9	- 0,0138	0,0590	0,0453	11,76	
MR5-B1	42,36	8,6	2,75	116,40	14,7	216,3	594,5	- 0,0137	0,0586	0,0449	11,67	
MR5-B2	42,36	8,6	2,77	117,28	14,7	216,3	598,9	- 0,0138	0,0590	0,0453	11,76	
MR6	48,15	8	2,10	100,94	20,5	420,2	880,8	- 0,0145	0,0447	0,0302	7,84	
MR7	51,35	8,2	2,69	138,37	23,7	561,6	1 513,4	- 0,0216	0,0575	0,0359	9,32	
MR8-A	57,45	6,5	1,68	96,42	29,8	887,9	1 490,3	- 0,0169	0,0358	0,0189	4,90	
MR8-B	57,45	6,5	1,68	96,42	29,8	887,9	1 490,3	- 0,0169	0,0358	0,0189	4,90	
<b>46,90</b>	<b>1 296,75</b>						<b>1 5474,3</b>		<b>1,0</b>	<b>259,7</b>		

Le tableau 62 indique les déformations maximales dans l'axe nord-sud, en considérant l'effet de torsion dans le sens horaire et anti-horaire. Un total de 10 itérations dans le sens anti-horaire et de 7 itérations dans le sens horaire ont été nécessaires pour que les déformations convergent. La première itération a été effectuée à partir des rigidités qui ont établies la période à  $T = 1,094$  s.

**Tableau 62** • Déformations interétages – Séisme –  $T = 1,094$ s – Rigidité  $K = V_i / \Delta_i$  (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

		Sommaire des déformations interétages – Axe nord-sud – Diaphragme rigide – $T = 1,094$ s											
		6 <sup>e</sup> étage V = 259,7 kN H = 3 466 mm		5 <sup>e</sup> étage V = 469,3 kN H = 2 908 mm		4 <sup>e</sup> étage V = 639,2 kN H = 2 908 mm		3 <sup>e</sup> étage V = 770,8 kN H = 2 908 mm		2 <sup>e</sup> étage V = 859,3 kN H = 2 908 mm		1 <sup>er</sup> étage V = 903,7 kN H = 2 870 mm	
Mur	$L_i$ (m)	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_d R_o / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_d R_o / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_d R_o / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_d R_o / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_d R_o / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_d R_o / H_i$
MR1-A	7,7	7,96	1,17%	8,09	1,42%	7,09	1,24%	6,39	1,12%	5,67	0,99%	5,11	0,91%
MR1-B	7,7	7,96	1,17%	8,09	1,42%	7,09	1,24%	6,39	1,12%	5,67	0,99%	5,11	0,91%
MR1-C	8,6	7,69	1,13%	7,78	1,37%	6,83	1,20%	6,14	1,08%	5,44	0,95%	4,88	0,87%
MR2-A1	8,6	6,89	1,01%	6,92	1,21%	6,11	1,07%	5,46	0,96%	4,78	0,84%	4,26	0,76%
MR2-A2	8,6	6,89	1,01%	6,92	1,21%	6,11	1,07%	5,46	0,96%	4,78	0,84%	4,26	0,76%
MR2-B1	8,6	6,89	1,01%	6,92	1,21%	6,11	1,07%	5,46	0,96%	4,78	0,84%	4,26	0,76%
MR2-B2	8,6	6,89	1,01%	6,92	1,21%	6,11	1,07%	5,46	0,96%	4,78	0,84%	4,26	0,76%
MR3-A	8,6	6,11	0,90%	6,05	1,06%	5,38	0,94%	4,77	0,84%	4,11	0,72%	3,63	0,65%
MR3-B	8,6	6,11	0,90%	6,05	1,06%	5,38	0,94%	4,77	0,84%	4,11	0,72%	3,63	0,65%
MR4-A	8,6	5,90	0,87%	5,85	1,03%	5,39	0,95%	4,71	0,83%	3,85	0,68%	3,37	0,60%
MR4-B	8,6	5,90	0,87%	5,85	1,03%	5,39	0,95%	4,71	0,83%	3,85	0,68%	3,37	0,60%
MR5-A1	8,6	7,31	1,08%	7,39	1,30%	6,85	1,20%	5,99	1,05%	4,86	0,85%	4,30	0,76%
MR5-A2	8,6	7,31	1,08%	7,39	1,30%	6,85	1,20%	5,99	1,05%	4,86	0,85%	4,30	0,76%
MR5-B1	8,6	7,31	1,08%	7,39	1,30%	6,85	1,20%	5,99	1,05%	4,86	0,85%	4,30	0,76%
MR5-B2	8,6	7,31	1,08%	7,39	1,30%	6,85	1,20%	5,99	1,05%	4,86	0,85%	4,30	0,76%
MR6	8	7,98	1,17%	8,12	1,42%	7,55	1,32%	6,59	1,16%	5,33	0,94%	4,73	0,84%
MR7	8,2	8,35	1,23%	8,52	1,49%	7,93	1,39%	6,92	1,21%	5,60	0,98%	4,97	0,88%
MR8-A	6,5	9,05	1,33%	9,29	1,63%	8,67	1,52%	7,56	1,33%	6,10	1,07%	5,44	0,97%
MR8-B	6,5	9,05	1,33%	9,29	1,63%	8,67	1,52%	7,56	1,33%	6,10	1,07%	5,44	0,97%

### 8.4.3 Troisième cas : Axe est-ouest – Charge sismique et diaphragme rigide – T = 1,468s

La même procédure que pour la direction nord-sud est appliquée afin de déterminer les déformations dans la direction est-ouest. Le tableau 63 indique les déformations maximales dans cet axe, en considérant l'effet de torsion dans le sens horaire et anti-horaire.

Un total de 8 itérations dans les sens anti-horaire et horaire ont été nécessaires pour que les déformations convergent. La première itération a été effectuée à partir des rigidités qui ont établies la période à T = 1,468 s.

**Tableau 63** • Déformations interétages – Séisme – T = 1,468s – Rigidité  $K = V_i / \Delta_i$  (Axe est-ouest, diaphragme rigide)

		Sommaire des déformations interétages – Axe est-ouest – Diaphragme rigide – T = 1,468 s											
		6 <sup>e</sup> étage V = 224,7 kN H = 3 466 mm		5 <sup>e</sup> étage V = 389,4 kN H = 2 908 mm		4 <sup>e</sup> étage V = 522,8 kN H = 2 908 mm		3 <sup>e</sup> étage V = 626,1 kN H = 2 908 mm		2 <sup>e</sup> étage V = 695,6 kN H = 2 908 mm		1 <sup>er</sup> étage V = 730,6 kN H = 2 870 mm	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_{d_i} R_{\theta_i} / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_{d_i} R_{\theta_i} / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_{d_i} R_{\theta_i} / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_{d_i} R_{\theta_i} / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_{d_i} R_{\theta_i} / H_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$\Delta_i R_{d_i} R_{\theta_i} / H_i$
MR9	3,4	9,36	1,38%	8,62	1,51%	7,62	1,34%	5,59	0,98%	5,06	0,89%	4,26	0,76%
MR10	3,9	9,34	1,37%	8,60	1,51%	7,61	1,33%	5,58	0,98%	5,05	0,89%	4,26	0,76%
MR11	10,4	9,39	1,38%	8,61	1,51%	7,62	1,34%	5,59	0,98%	5,06	0,89%	4,26	0,76%
MR12	7	9,37	1,38%	8,60	1,51%	7,61	1,33%	5,57	0,98%	5,05	0,89%	4,26	0,76%
MR13	7,4	9,39	1,38%	8,61	1,51%	7,62	1,34%	5,59	0,98%	5,06	0,89%	4,26	0,76%
MR14	7,4	9,37	1,38%	8,60	1,51%	7,61	1,33%	5,57	0,98%	5,05	0,89%	4,26	0,76%
MR15	7,3	9,39	1,38%	8,61	1,51%	7,62	1,34%	5,59	0,98%	5,06	0,89%	4,26	0,76%
MR16	7,3	9,37	1,38%	8,60	1,51%	7,61	1,33%	5,57	0,98%	5,05	0,89%	4,26	0,76%
MR17	7	9,39	1,38%	8,61	1,51%	7,62	1,34%	5,59	0,98%	5,06	0,89%	4,26	0,76%
MR18	10,3	9,37	1,38%	8,60	1,51%	7,61	1,33%	5,57	0,98%	5,05	0,89%	4,26	0,76%
MR19	3,9	9,35	1,38%	8,61	1,51%	7,61	1,34%	5,58	0,98%	5,06	0,89%	4,26	0,76%
MR20	3,9	9,37	1,38%	8,62	1,51%	7,62	1,34%	5,59	0,98%	5,06	0,89%	4,27	0,76%

## 8.5 Sensibilité à la torsion

La méthode de calcul de la force statique équivalente peut être utilisée pour l'analyse sismique du bâtiment pourvu que les exigences du Code telles que décrites à la section 3.2 de ce guide soient respectées. De plus, le bâtiment ne doit pas être sensible à la torsion. Les articles 4.1.8.11.10) et 4.1.8.11.11) du Code décrivent les conditions à respecter. La torsion maximale est obtenue en considérant un diaphragme rigide avec le déplacement du centre de masse de  $0,10 D_{nx}$  de part et d'autre du centre de rigidité (figure 41 et figure 42).

$B_x = \Delta_{\max} / \Delta_{\text{moyen}} \leq 1.7 \Rightarrow$  La méthode statique est suffisante pour vérifier la torsion.

$B_x = \Delta_{\max} / \Delta_{\text{moyen}} > 1.7 \Rightarrow$  Sensible à la torsion et une analyse dynamique est requise.

### 8.5.1 Axe nord-sud

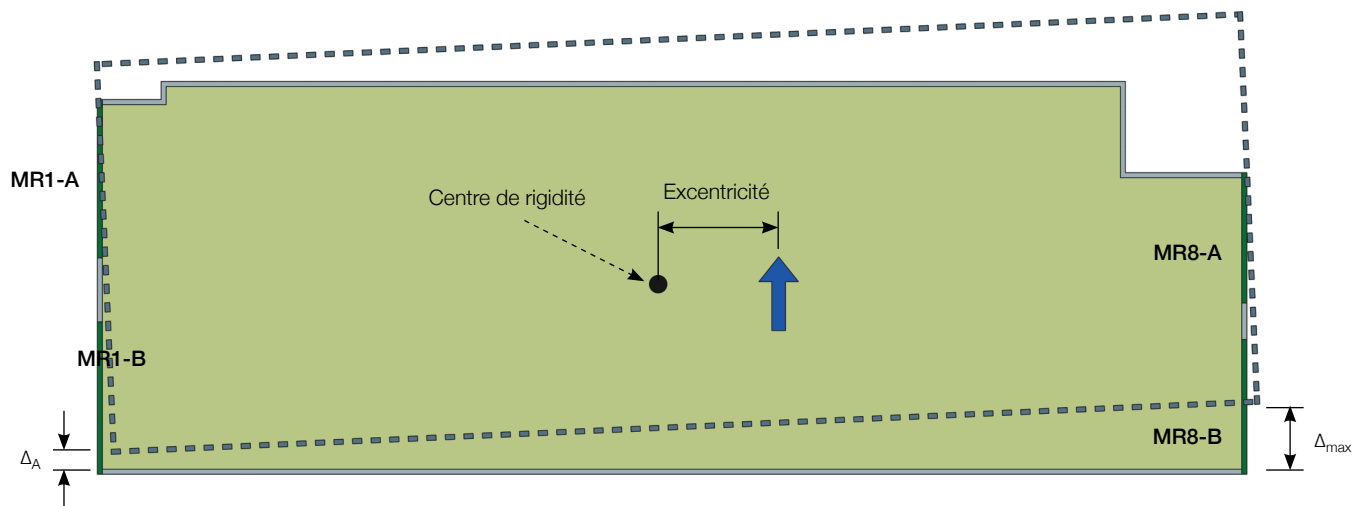


Figure 41 • Rotation anti-horaire pour  $B_x$  – Axe nord-sud

Pour ce cas de chargement, nous considérons les déformations aux extrémités du bâtiment, soit à l'axe 1 (murs MR1-A et MR1-B) et à l'axe 13 (murs MR8-A et MR8-B). Les déformations obtenues à chaque étage, basées sur une période de 1,094 seconde, sont montrées au tableau 64 pour la rotation anti-horaire et au tableau 65 pour la rotation horaire.

Tableau 64 • Rotation anti-horaire – Rapport  $B_x$  (Axe nord-sud)

Étage	Déformation (mm) – Rotation anti-horaire			
	MR1-A / MR1-B	MR8-A / MR8-B	$\Delta_{moy}$	$B_x$
6 <sup>e</sup>	10,26	46,10	28,18	1,64
5 <sup>e</sup>	7,84	37,05	22,45	1,65
4 <sup>e</sup>	5,79	27,76	16,77	1,65
3 <sup>e</sup>	4,02	19,09	11,56	1,65
2 <sup>e</sup>	2,46	11,53	7,00	1,65
1 <sup>er</sup>	1,09	5,44	3,26	1,66

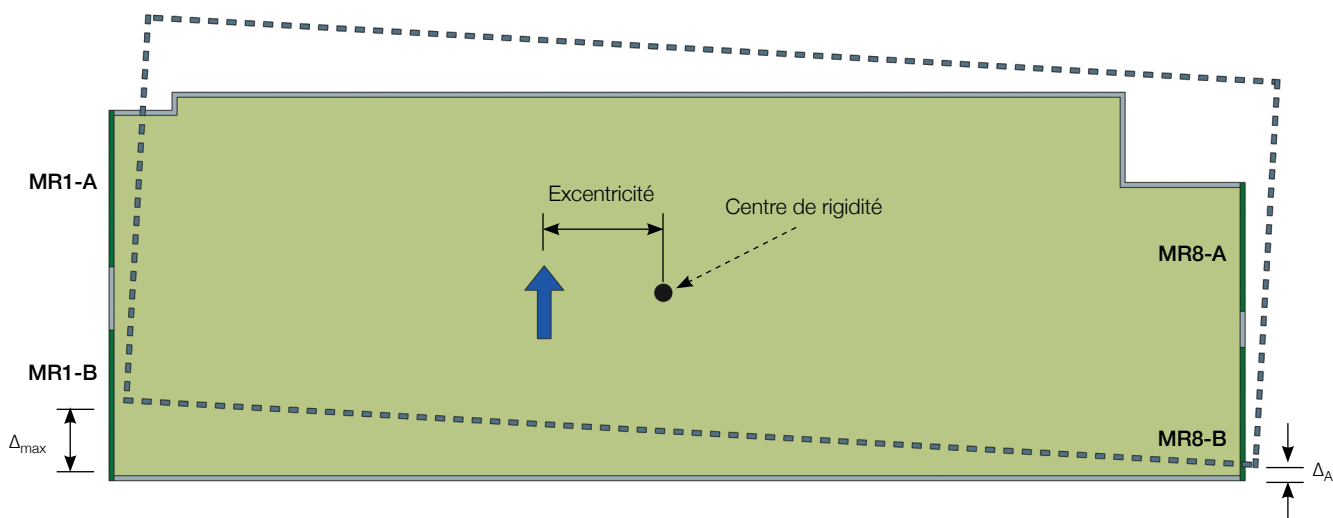


Figure 42 • Rotation horaire pour  $B_x$  – Axe nord-sud

Tableau 65 • Rotation horaire – Rapport  $B_x$  (Axe nord-sud)

Étage	Déformation (mm) – Rotation horaire			
	MR1-A / MR1-B	MR8-A / MR8-B	$\Delta_{moy}$	$B_x$
6 <sup>e</sup>	40,32	12,47	26,39	1,53
5 <sup>e</sup>	32,36	9,55	20,95	1,54
4 <sup>e</sup>	24,26	7,01	15,64	1,55
3 <sup>e</sup>	17,17	4,56	10,87	1,58
2 <sup>e</sup>	10,78	2,55	6,67	1,62
1 <sup>er</sup>	5,11	1,11	3,11	1,64

**Résultat:** Le bâtiment n'est pas sensible à la torsion dans l'axe nord-sud ( $B_x \leq 1,7$ ).

## 8.5.2 Axe est-ouest

Dans l'axe est-ouest, il n'y a pas de murs de refend aux axes d'extrémité A et G. Une estimation sera effectuée à partir des murs situés aux axes E et D par extrapolation géométrique.

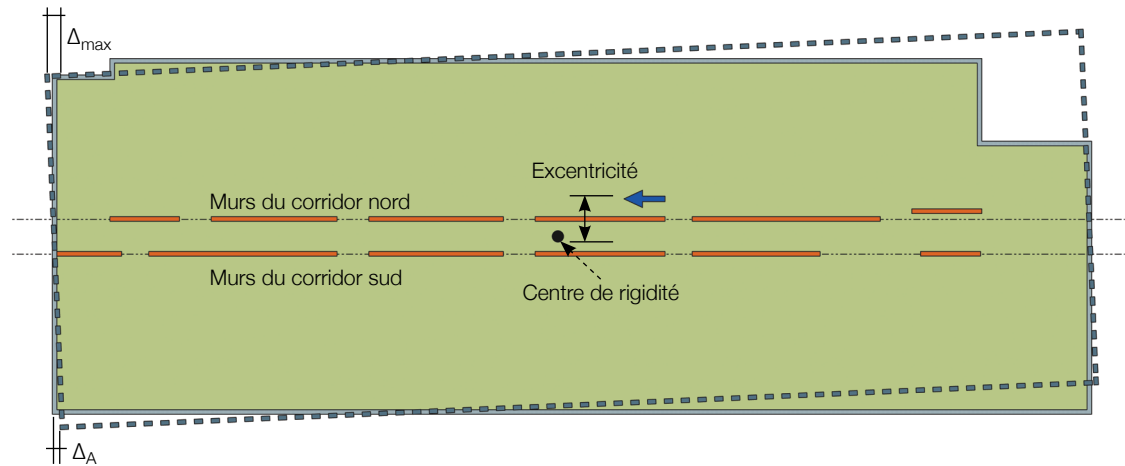


Figure 43 • Rotation anti-horaire pour  $B_x$  – Axe est-ouest

Les déformations obtenues à chaque étage, basées sur une période de 1,468 seconde, sont montrées au tableau 66 pour la rotation anti-horaire et au tableau 67 pour la rotation horaire.

Tableau 66 • Rotation anti-horaire – Rapport  $B_x$  (Axe est-ouest)

Étage	Déformation (mm) – Rotation anti-horaire					
	Estimation axe G	Axe E	Axe D	Estimation axe A	$\Delta_{moy}$	$B_x$
6 <sup>e</sup>	36,31	39,71	40,45	43,85	40,08	1,09
5 <sup>e</sup>	27,95	30,52	31,09	33,67	30,81	1,09
4 <sup>e</sup>	20,22	22,08	22,49	24,35	22,29	1,09
3 <sup>e</sup>	13,36	14,61	14,89	16,14	14,75	1,09
2 <sup>e</sup>	8,41	9,15	9,31	10,05	9,23	1,09
1 <sup>er</sup>	3,87	4,19	4,26	4,57	4,22	1,08

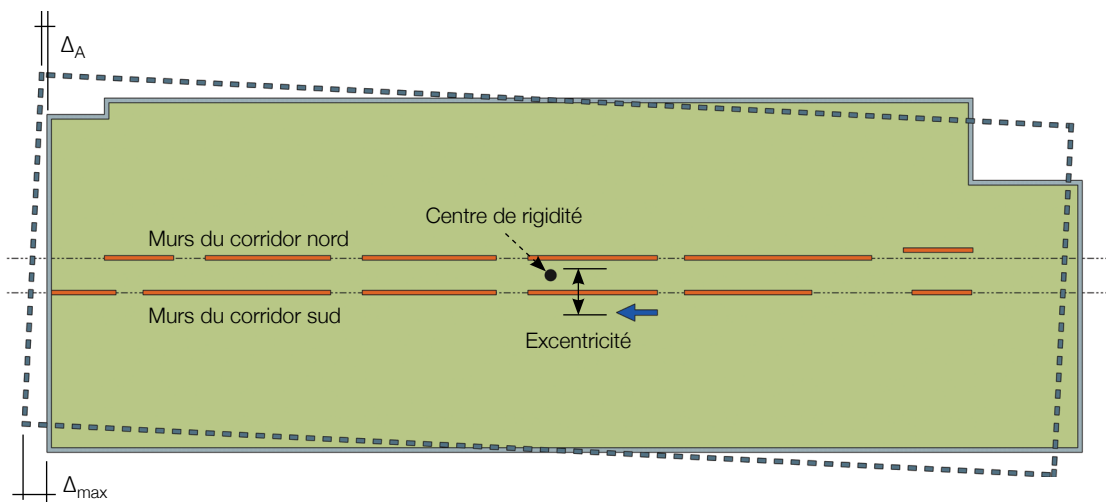


Figure 44 • Rotation horaire pour  $B_x$  – Axe est-ouest

Tableau 67 • Rotation horaire – Rapport  $B_x$  (Axe est-ouest)

Étage	Déformation (mm) – Rotation horaire					
	Estimation axe G	Axe E	Axe D	Estimation axe A	$\Delta_{\text{moy}}$	$B_x$
6 <sup>e</sup>	44,62	40,53	39,63	35,53	40,08	1,11
5 <sup>e</sup>	34,27	31,15	30,46	27,35	30,81	1,11
4 <sup>e</sup>	24,80	22,54	22,04	19,78	22,29	1,11
3 <sup>e</sup>	16,45	14,92	14,58	13,05	14,75	1,12
2 <sup>e</sup>	10,24	9,33	9,13	8,21	9,23	1,11
1 <sup>er</sup>	4,66	4,26	4,18	3,78	4,22	1,10

**Résultat:** Le bâtiment n'est pas sensible à la torsion dans l'axe est-ouest ( $B_x \leq 1,7$ ).

Comme mentionné à la section 2.1.1 Analyse dynamique de ce guide, le bâtiment n'est pas sensible à la torsion puisque les composants et les dimensions ont été arrangés afin d'avoir un résultat qui permette de réaliser une analyse statique et de montrer la démarche pour celle-ci. Toutefois, la plupart des bâtiments de cinq et six étages en ossature légère en bois nécessitent une analyse dynamique puisqu'ils sont sensibles à la torsion.

## 8.6 Calcul de la déformation de tous les murs de refend (vent)

La vérification de la déformation des murs de refend sous les charges de vent se fait de façon similaire aux charges sismiques. Ce calcul été fait dans l'axe nord-sud seulement selon les hypothèses d'un diaphragme flexible et d'un diaphragme rigide, puisque les charges de vent dans l'axe est-ouest sont beaucoup plus petites que les charges sismiques. Dans le cas du diaphragme rigide, la rigidité des murs de refend a été basée sur la longueur des murs au carré. Selon les résultats obtenus et indiqués au tableau 69,

cette hypothèse s'avère acceptable puisque les déformations dues au vent ne sont pas critiques. Selon l'article 4.1.3.5.3) du Code, la déformation latérale interétage doit être limitée à 1/500 de la hauteur de l'étage. Pour le calcul des déformations, il est à noter que les charges de vent doivent être ajustées en tenant compte du coefficient de risque  $I_w = 0,75$  et des charges non pondérées. Ces charges sont présentées au tableau 68.

**Tableau 68** • Charges non pondérées cumulées – Vent (Axe nord-sud, diaphragme flexible et rigide)

		Charge de vent V cumulée à chaque étage (kN) et (kN/m) – Axe nord-sud											
Mur	$L_i$ (m)	V6		V5		V4		V3		V2		V1	
MR1-A	7,7	2,71	0,35	6,06	0,79	9,65	1,25	13,23	1,72	16,82	2,18	20,38	2,65
MR1-B	7,7	2,71	0,35	6,06	0,79	9,65	1,25	13,23	1,72	16,82	2,18	20,38	2,65
MR1-C	8,6	7,99	0,93	17,88	2,08	28,45	3,31	39,02	4,54	49,59	5,77	60,09	6,99
MR2-A1	8,6	3,40	0,40	7,61	0,88	12,11	1,41	16,61	1,93	21,11	2,45	25,57	2,97
MR2-A2	8,6	3,40	0,40	7,61	0,88	12,11	1,41	16,61	1,93	21,11	2,45	25,57	2,97
MR2-B1	8,6	3,40	0,40	7,61	0,88	12,11	1,41	16,61	1,93	21,11	2,45	25,57	2,97
MR2-B2	8,6	3,40	0,40	7,61	0,88	12,11	1,41	16,61	1,93	21,11	2,45	25,57	2,97
MR3-A	8,6	4,45	0,52	9,95	1,16	15,83	1,84	21,72	2,53	27,60	3,21	33,44	3,89
MR3-B	8,6	4,45	0,52	9,95	1,16	15,83	1,84	21,72	2,53	27,60	3,21	33,44	3,89
MR4-A	8,6	5,24	0,61	11,72	1,36	18,65	2,17	25,58	2,97	32,51	3,78	39,39	4,58
MR4-B	8,6	5,24	0,61	11,72	1,36	18,65	2,17	25,58	2,97	32,51	3,78	39,39	4,58
MR5-A1	8,6	3,86	0,45	8,64	1,01	13,75	1,60	18,86	2,19	23,97	2,79	29,04	3,38
MR5-A2	8,6	3,86	0,45	8,64	1,01	13,75	1,60	18,86	2,19	23,97	2,79	29,04	3,38
MR5-B1	8,6	3,86	0,45	8,64	1,01	13,75	1,60	18,86	2,19	23,97	2,79	29,04	3,38
MR5-B2	8,6	3,86	0,45	8,64	1,01	13,75	1,60	18,86	2,19	23,97	2,79	29,04	3,38
MR6	8,0	4,45	0,56	9,95	1,24	15,83	1,98	21,72	2,71	27,60	3,45	33,44	4,18
MR7	8,2	6,11	0,74	13,67	1,67	21,75	2,65	29,83	3,64	37,91	4,62	45,94	5,60
MR8-A	6,5	2,46	0,38	5,50	0,85	8,74	1,35	11,99	1,84	15,24	2,34	18,47	2,84
MR8-B	6,5	2,46	0,38	5,50	0,85	8,74	1,35	11,99	1,84	15,24	2,34	18,47	2,84

**Tableau 69** • Déformations interétages et limite de déformation  $H_i/500$  – Vent – Rigidité =  $L^2$  (Axe nord-sud, diaphragme flexible et rigide)

Mur	$L_i$ (m)	6 <sup>e</sup> étage V = 60,0 kN H = 3 466 mm		5 <sup>e</sup> étage V = 134,3 kN H = 2 908 mm		4 <sup>e</sup> étage V = 213,8 kN H = 2 908 mm		3 <sup>e</sup> étage V = 293,2 kN H = 2 908 mm		2 <sup>e</sup> étage V = 372,6 kN H = 2 908 mm		1 <sup>er</sup> étage V = 451,5 kN H = 2 870 mm	
		Déformation $\Delta_i$ (mm)	$H_i / \Delta_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$H_i / \Delta_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$H_i / \Delta_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$H_i / \Delta_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$H_i / \Delta_i$	Déformation $\Delta_i$ (mm)	$H_i / \Delta_i$
MR1-A	7,7	2,4	1 451	2,0	1 479	2,1	1 357	2,0	1 455	1,8	1 605	1,5	1 939
MR1-B	7,7	2,5	1 394	2,0	1 420	2,2	1 319	2,0	1 439	1,8	1 625	1,5	1 933
MR1-C	8,6	4,0	860	3,2	916	3,3	892	3,2	900	2,7	1 060	2,3	1 272
MR2-A1	8,6	2,6	1 348	2,1	1 390	2,2	1 299	2,1	1 397	1,9	1 526	1,7	1 728
MR2-A2	8,6	2,5	1 361	2,1	1 405	2,2	1 310	2,1	1 407	1,9	1 534	1,7	1 733
MR2-B1	8,6	2,6	1 348	2,1	1 390	2,2	1 299	2,1	1 397	1,9	1 526	1,7	1 728
MR2-B2	8,6	2,5	1 361	2,1	1 405	2,2	1 310	2,1	1 407	1,9	1 534	1,7	1 733
MR3-A	8,6	2,9	1 187	2,3	1 251	2,7	1 082	2,5	1 143	2,4	1 221	2,2	1 293
MR3-B	8,6	2,9	1 187	2,3	1 251	2,7	1 082	2,5	1 143	2,4	1 221	2,2	1 293
MR4-A	8,6	3,1	1 102	2,5	1 169	2,8	1 051	2,8	1 045	2,0	1 485	1,6	1 780
MR4-B	8,6	3,1	1 102	2,5	1 169	2,8	1 051	2,8	1 045	2,0	1 485	1,6	1 780
MR5-A1	8,6	2,8	1 255	2,2	1 295	2,4	1 189	2,3	1 271	2,2	1 328	1,9	1 473
MR5-A2	8,6	2,7	1 266	2,2	1 306	2,4	1 197	2,3	1 279	2,2	1 333	1,9	1 476
MR5-B1	8,6	2,8	1 255	2,2	1 295	2,4	1 189	2,3	1 271	2,2	1 328	1,9	1 473
MR5-B2	8,6	2,7	1 266	2,2	1 306	2,4	1 197	2,3	1 279	2,2	1 333	1,9	1 476
MR6	8	3,0	1 140	2,4	1 203	2,7	1 085	2,1	1 364	1,8	1 589	1,4	2 003
MR7	8,2	3,9	900	3,1	942	3,8	757	3,6	798	2,5	1 180	2,0	1 419
MR8-A	6,5	3,0	1 145	2,5	1 172	2,6	1 108	2,5	1 152	2,1	1 366	1,7	1 685
MR8-B	6,5	3,0	1 145	2,5	1 172	2,6	1 108	2,5	1 152	2,1	1 366	1,7	1 685

## 8.7 Comparaison des résultats

Le dimensionnement initial des murs de refend a été basé sur le principe d'enveloppe, c'est-à-dire des charges déterminées à partir d'un diaphragme flexible et d'un diaphragme rigide. Pour l'hypothèse du diaphragme rigide, nous avons établi la rigidité des murs basée sur leurs longueurs au carré ( $K = L^2$ ). Malgré qu'il s'agisse d'une approximation raisonnable de départ, nous avons pu observer lors du calcul des déformations certains écarts par

rapport à la rigidité basée sur le ratio force appliquée sur la déformation ( $K = V_i / \Delta_i$ ). Afin de s'assurer que le dimensionnement des murs demeure adéquat, une revérification des charges appliquées à chaque mur a été effectuée en fonction d'une rigidité  $K = V_i / \Delta_i$ . À titre comparatif, les tableau 70 et tableau 71 indiquent les forces appliquées à chaque mur selon les différentes hypothèses utilisées dans la direction nord-sud.

**Tableau 70** • Comparaison des charges pondérées – T = 0,873s (Axe nord-sud, étages 4 à 6)

		Comparaison des valeurs de V (kN/m) à chaque étage selon différentes hypothèses								
		6 <sup>e</sup> étage			5 <sup>e</sup> étage			4 <sup>e</sup> étage		
Mur	$L_i$ (m)	Diaphragme flexible	Diaphragme rigide basé sur $L^2$	Diaphragme rigide basé sur $V/\Delta$	Diaphragme flexible	Diaphragme rigide basé sur $L^2$	Diaphragme rigide basé sur $V/\Delta$	Diaphragme flexible	Diaphragme rigide basé sur $L^2$	Diaphragme rigide basé sur $V/\Delta$
MR1-A	7,7	0,67	2,47	<b>2,62</b>	1,24	<b>4,59</b>	4,12	1,71	<b>6,30</b>	5,66
MR1-B	7,7	0,67	2,47	<b>2,72</b>	1,24	<b>4,59</b>	4,20	1,71	<b>6,30</b>	5,79
MR1-C	8,6	<b>4,58</b>	2,66	2,37	<b>8,51</b>	4,95	6,71	<b>11,69</b>	6,80	10,50
MR2-A1	8,6	1,61	2,40	<b>2,42</b>	2,99	<b>4,45</b>	3,80	4,11	<b>6,12</b>	5,40
MR2-A2	8,6	1,61	2,40	<b>2,43</b>	2,99	<b>4,45</b>	3,81	4,11	<b>6,12</b>	5,41
MR2-B1	8,6	1,61	2,40	<b>2,42</b>	2,99	<b>4,45</b>	3,80	4,11	<b>6,12</b>	5,40
MR2-B2	8,6	1,61	2,40	<b>2,43</b>	2,99	<b>4,45</b>	3,81	4,11	<b>6,12</b>	5,41
MR3-A	8,6	<b>2,96</b>	2,13	2,04	<b>5,49</b>	3,96	4,65	<b>7,55</b>	5,44	4,89
MR3-B	8,6	<b>2,96</b>	2,13	2,04	<b>5,49</b>	3,96	4,65	<b>7,55</b>	5,44	4,89
MR4-A	8,6	<b>3,34</b>	2,07	1,95	<b>6,20</b>	3,84	4,52	<b>8,52</b>	5,28	6,14
MR4-B	8,6	<b>3,34</b>	2,07	1,95	<b>6,20</b>	3,84	4,52	<b>8,52</b>	5,28	6,14
MR5-A1	8,6	1,54	2,56	<b>2,61</b>	2,86	<b>4,75</b>	4,05	3,93	<b>6,53</b>	6,06
MR5-A2	8,6	1,54	2,56	<b>2,62</b>	2,86	<b>4,75</b>	4,05	3,93	<b>6,53</b>	6,07
MR5-B1	8,6	1,54	2,56	<b>2,61</b>	2,86	<b>4,75</b>	4,05	3,93	<b>6,53</b>	6,06
MR5-B2	8,6	1,54	2,56	<b>2,62</b>	2,86	<b>4,75</b>	4,05	3,93	<b>6,53</b>	6,07
MR6	8	<b>3,52</b>	2,60	2,20	<b>6,52</b>	4,82	5,39	<b>8,96</b>	6,62	7,24
MR7	8,2	<b>3,24</b>	2,79	2,62	<b>6,01</b>	5,17	5,98	<b>8,25</b>	7,10	6,38
MR8-A	6,5	1,28	2,39	<b>2,72</b>	2,37	4,44	<b>4,45</b>	3,25	6,10	<b>6,67</b>
MR8-B	6,5	1,28	2,39	<b>2,72</b>	2,37	4,44	<b>4,45</b>	3,25	6,10	<b>6,67</b>

**Tableau 71** • Comparaison des charges pondérées – T = 0,873s (Axe nord-sud, étages 1 à 3)

		Comparaison des valeurs de V (kN/m) à chaque étage selon différentes hypothèses								
		3 <sup>e</sup> étage			2 <sup>e</sup> étage			1 <sup>er</sup> étage		
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Diaphragme flexible	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ	Diaphragme flexible	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ	Diaphragme flexible	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ
MR1-A	7,7	2,07	<b>7,63</b>	7,28	2,31	<b>8,52</b>	7,58	2,43	<b>8,97</b>	8,14
MR1-B	7,7	2,07	<b>7,63</b>	7,47	2,31	<b>8,52</b>	7,80	2,43	<b>8,97</b>	8,20
MR1-C	8,6	<b>14,15</b>	8,23	11,03	<b>15,81</b>	9,19	14,43	<b>16,64</b>	9,68	15,49
MR2-A1	8,6	4,97	<b>7,41</b>	6,86	5,55	<b>8,28</b>	7,04	5,85	<b>8,71</b>	7,33
MR2-A2	8,6	4,97	<b>7,41</b>	6,87	5,55	<b>8,28</b>	7,04	5,85	<b>8,71</b>	7,34
MR2-B1	8,6	4,97	<b>7,41</b>	6,86	5,55	<b>8,28</b>	7,04	5,85	<b>8,71</b>	7,33
MR2-B2	8,6	4,97	<b>7,41</b>	6,87	5,55	<b>8,28</b>	7,04	5,85	<b>8,71</b>	7,34
MR3-A	8,6	<b>9,14</b>	6,59	6,22	<b>10,20</b>	7,36	6,47	<b>10,74</b>	7,75	6,70
MR3-B	8,6	<b>9,14</b>	6,59	6,22	<b>10,20</b>	7,36	6,47	<b>10,74</b>	7,75	6,70
MR4-A	8,6	<b>10,32</b>	6,39	6,30	<b>11,53</b>	7,14	9,41	<b>12,13</b>	7,51	9,84
MR4-B	8,6	<b>10,32</b>	6,39	6,30	<b>11,53</b>	7,14	9,41	<b>12,13</b>	7,51	9,84
MR5-A1	8,6	4,75	<b>7,90</b>	7,55	5,31	<b>8,83</b>	7,10	5,59	<b>9,29</b>	7,38
MR5-A2	8,6	4,75	<b>7,90</b>	7,56	5,31	<b>8,83</b>	7,10	5,59	<b>9,29</b>	7,39
MR5-B1	8,6	4,75	<b>7,90</b>	7,55	5,31	<b>8,83</b>	7,10	5,59	<b>9,29</b>	7,38
MR5-B2	8,6	4,75	<b>7,90</b>	7,56	5,31	<b>8,83</b>	7,10	5,59	<b>9,29</b>	7,39
MR6	8	10,85	8,02	<b>11,52</b>	<b>12,12</b>	8,96	11,32	<b>12,76</b>	9,43	12,23
MR7	8,2	<b>9,99</b>	8,60	8,06	11,16	9,61	<b>12,07</b>	11,75	10,11	<b>12,77</b>
MR8-A	6,5	3,94	<b>7,39</b>	6,71	4,40	<b>8,25</b>	7,97	4,63	<b>8,69</b>	8,45
MR8-B	6,5	3,94	<b>7,39</b>	6,71	4,40	<b>8,25</b>	7,97	4,63	<b>8,69</b>	8,45

Nous remarquons que la distribution des charges basée sur la rigidité  $K = V/\Delta$  augmente la force dans quelques murs de refend comparativement aux hypothèses de diaphragme flexible et de diaphragme rigide. Cette augmentation varie de 1 % à 13 %, principalement aux derniers étages. Un total

de 11 itérations pour obtenir les charges selon la rigidité  $K = V/\Delta$  ont été nécessaires pour que les résultats convergent dans la direction nord-sud pour les efforts appliqués aux murs, autant pour un moment de torsion horaire qu'un moment anti-horaire.

Les tableau 72 et tableau 73 indiquent les forces appliquées à chaque mur selon les différentes hypothèses utilisées dans la direction est-ouest.

**Tableau 72** • Comparaison des charges pondérées – T = 0,873s (Axe est-ouest, étages 4 à 6)

		Comparaison des valeurs de V (kN/m) à chaque étage selon différentes hypothèses					
		6 <sup>e</sup> étage		5 <sup>e</sup> étage		4 <sup>e</sup> étage	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ
MR9	3,4	<b>1,72</b>	1,31	3,20	<b>3,44</b>	<b>4,40</b>	3,77
MR10	3,9	<b>1,97</b>	1,76	3,66	<b>3,70</b>	<b>5,03</b>	3,99
MR11	10,4	5,27	<b>5,70</b>	<b>9,79</b>	9,51	13,45	<b>15,14</b>
MR12	7	<b>3,54</b>	3,46	6,58	<b>6,77</b>	<b>9,03</b>	8,69
MR13	7,4	<b>3,75</b>	3,62	<b>6,96</b>	6,95	<b>9,57</b>	8,90
MR14	7,4	<b>3,74</b>	3,62	<b>6,95</b>	6,94	<b>9,55</b>	8,89
MR15	7,3	<b>3,70</b>	3,58	6,87	<b>6,91</b>	<b>9,44</b>	8,85
MR16	7,3	<b>3,69</b>	3,58	6,86	<b>6,90</b>	<b>9,42</b>	8,84
MR17	7	<b>3,55</b>	3,46	6,59	<b>6,78</b>	<b>9,05</b>	8,70
MR18	10,3	5,21	<b>5,66</b>	<b>9,68</b>	9,46	13,29	<b>15,08</b>
MR19	3,9	<b>1,97</b>	1,76	3,67	<b>3,70</b>	<b>5,04</b>	3,99
MR20	3,9	<b>1,98</b>	1,77	3,67	<b>3,70</b>	<b>5,04</b>	3,99

**Tableau 73** • Comparaison des charges pondérées – T = 0,873s (Axe est-ouest, étages 1 à 3)

		Comparaison des valeurs de V (kN/m) à chaque étage selon différentes hypothèses					
		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		1 <sup>er</sup> étage	
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ	Diaphragme rigide basé sur L <sup>2</sup>	Diaphragme rigide basé sur V/Δ
MR9	3,4	<b>5,32</b>	3,21	<b>5,95</b>	5,54	6,26	<b>6,35</b>
MR10	3,9	<b>6,09</b>	4,70	<b>6,81</b>	5,83	<b>7,17</b>	6,54
MR11	10,4	16,28	<b>16,40</b>	<b>18,19</b>	17,61	<b>19,14</b>	17,94
MR12	7	10,94	<b>11,60</b>	12,22	<b>13,02</b>	12,86	<b>13,88</b>
MR13	7,4	11,58	<b>11,88</b>	12,94	<b>13,21</b>	13,62	<b>13,96</b>
MR14	7,4	11,56	<b>11,86</b>	12,92	<b>13,19</b>	13,60	<b>13,95</b>
MR15	7,3	11,43	<b>11,82</b>	12,77	<b>13,17</b>	13,44	<b>13,95</b>
MR16	7,3	11,41	<b>11,80</b>	12,74	<b>13,15</b>	13,41	<b>13,93</b>
MR17	7	10,96	<b>11,62</b>	12,24	<b>13,04</b>	12,89	<b>13,89</b>
MR18	10,3	16,09	<b>16,32</b>	<b>17,98</b>	17,56	<b>18,92</b>	17,91
MR19	3,9	<b>6,10</b>	4,70	<b>6,81</b>	5,83	<b>7,17</b>	6,54
MR20	3,9	<b>6,11</b>	4,71	<b>6,82</b>	5,83	<b>7,18</b>	6,54

Dans l'axe est-ouest, la distribution des charges basée sur le ratio  $V/\Delta$  est également modifiée comparativement à la distribution des charges basée sur la longueur des murs au carré ( $L^2$ ). Tout comme dans la direction nord-sud, cette redistribution des charges occasionne des augmentations de forces

dans certains murs de 1 % à 13 %, augmentations réparties sur tous les étages. Un total de 11 itérations a aussi été nécessaires pour que les résultats convergent dans la direction est-ouest pour les efforts appliqués aux murs, autant pour un moment de torsion horaire qu'un moment anti-horaire.

## 9 Calcul détaillé: calcul des diaphragmes

Puisque les charges sismiques sont plus élevées que les charges de vent, seule la résistance des diaphragmes sous les charges sismiques est évaluée. Les efforts dans les diaphragmes varient à chaque étage et sont plus élevés au toit. Toutefois, pour les efforts sismiques, la résistance individuelle de chaque diaphragme ne doit pas être inférieure au cisaillement à la base du bâtiment divisé par

le nombre d'étages (article 4.1.8.15. 1) b) du Code). De plus, les forces de cisaillement dans les diaphragmes doivent être majorées de 20 % (article 11.8.4.2, CSA O86). Pour l'exemple à l'étude, les diaphragmes sont dimensionnés pour les forces maximales sismiques au toit, soit pour une charge sismique totale  $F = 294,3$  kN (voir l'annexe 6).

### 9.1 Axe nord-sud

Nous déterminerons les efforts de cisaillement les plus élevés selon les deux hypothèses d'un diaphragme flexible et rigide.

#### 9.1.1 Diaphragme flexible

L'hypothèse d'un diaphragme flexible considère que le diaphragme agit comme une poutre en portée simple. Basé sur les diagrammes de charges montrés aux figures 27 et 28 ainsi que les forces montrées au tableau 23, les efforts tranchants  $V$  obtenus à chaque axe dans le diaphragme du toit sont présentés aux tableaux 74 et 75.

**Tableau 74** • Efforts tranchants au diaphragme du toit –  $T = 0,873$ s (Axe nord-sud, diaphragme flexible et moment de torsion horaire)

Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	Charge uniforme cumulée (kN)	Charge cumulée due au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
1	0,00	10,3	0,0	0,0	0,0	- 10,3
2	3,20	39,4	15,8	4,7	10,2	- 29,2
4	12,19	55,4	63,2	15,0	28,4	- 26,9
6	21,18	50,9	110,6	20,7	26,2	- 24,7
8	30,17	54,2	158,0	22,0	24,0	- 30,2
10	42,36	41,8	222,2	16,9	29,0	- 12,9
11	48,15	19,3	252,8	11,8	12,6	- 6,7
12	51,35	15,0	269,6	8,2	6,6	- 8,4
13	57,45	8,0	294,3	0,0	8,0	0,0

**Tableau 75** • Efforts tranchant au diaphragme du toit – T = 0,873s (Axe nord-sud, diaphragme flexible et moment de torsion anti-horaire)

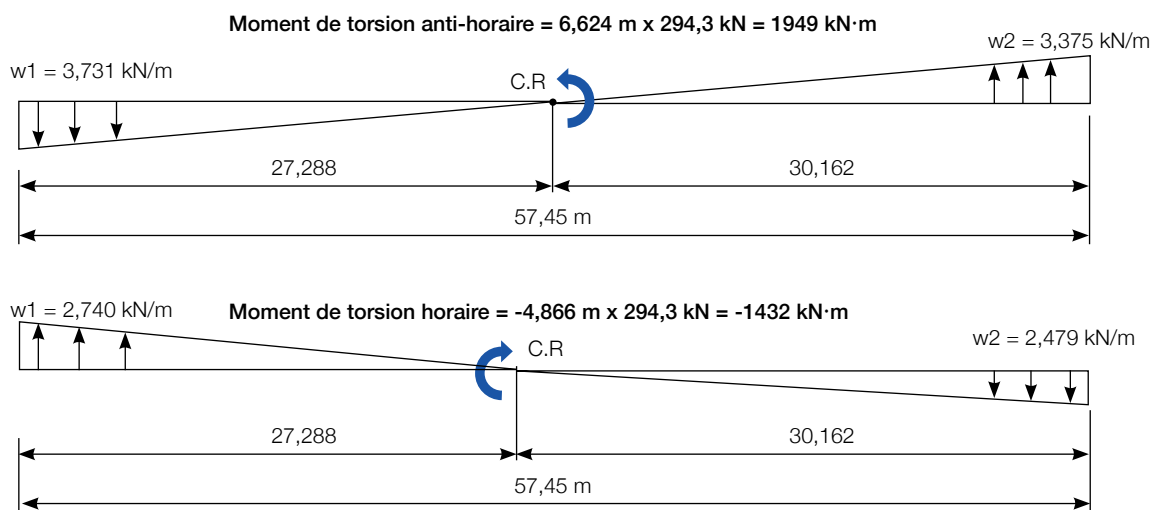
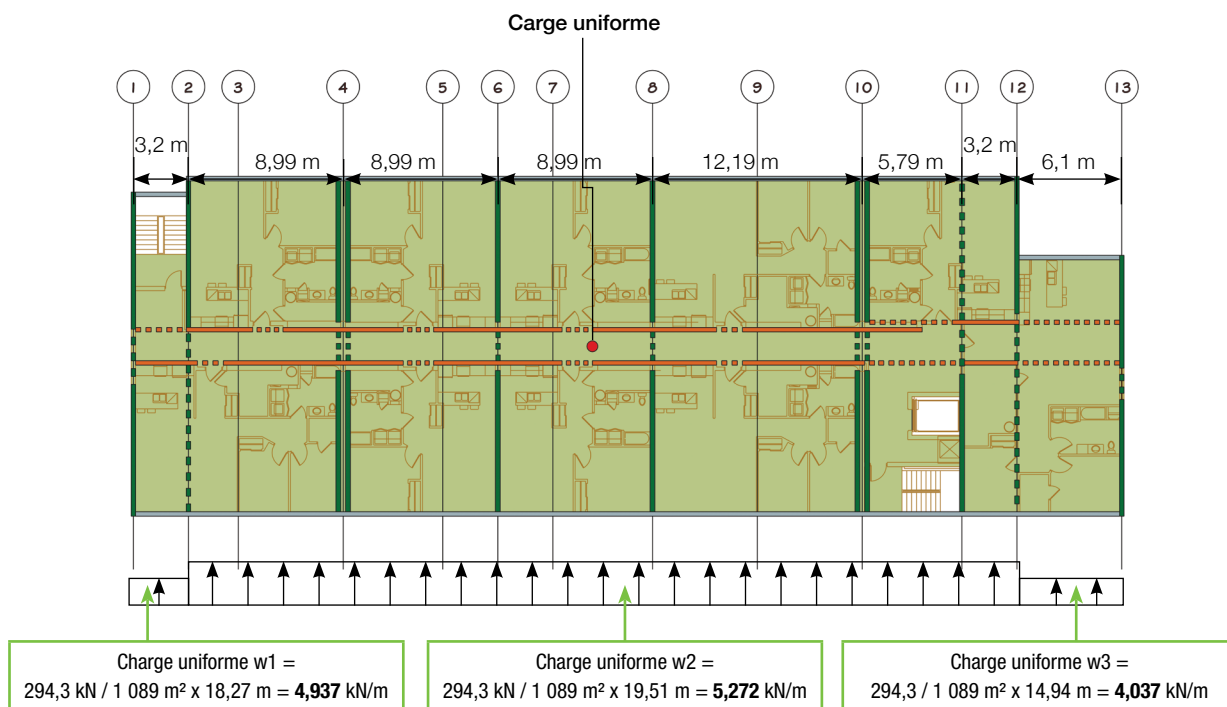
Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	Charge uniforme cumulée (kN)	Charge cumulée due au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
1	0,00	5,5	0,0	0,0	0,0	- 5,5
2	3,20	23,8	15,8	- 4,7	5,6	- 18,2
4	12,19	39,4	63,2	- 15,0	19,0	- 20,4
6	21,18	43,9	110,6	- 20,7	21,2	- 22,7
8	30,17	57,5	158,0	- 22,0	23,4	- 34,0
10	42,36	53,0	222,2	- 16,9	35,3	- 17,7
11	48,15	28,1	252,8	- 11,8	18,0	- 10,2
12	51,35	26,5	269,6	- 8,2	10,3	- 16,3
13	57,45	16,6	294,3	0,0	16,6	0,0

Les efforts de cisaillement les plus élevés se situent entre les axes 8 et 10, lorsque le moment de torsion est en sens anti-horaire

Pour une profondeur de diaphragme de 19,51 m =>  $v_{\max} = 35,3 \text{ kN} / 19,51 \text{ m} = \mathbf{1,8 \text{ kN/m}}$

### 9.1.2 Diaphragme rigide

Pour l'hypothèse d'un diaphragme rigide, nous allons effectuer les calculs selon les résultats critiques entre la répartition des charges basée sur la longueur des murs au carré ( $L^2$ ) et les résultats basés sur la répartition des charges selon le ratio de la force appliquée sur les déplacements ( $V/\Delta$ ) des murs de refend. Les charges appliquées sont illustrées à la figure 45 et au tableau 76.



**Figure 45** • Application des charges au diaphragme du toit – Axe nord-sud – L<sup>2</sup>

Selon ces charges, nous obtenons les réactions suivantes dans chacun des murs de refend :

**Tableau 76** • Forces aux murs de refend – T = 0,873 s (Axe nord-sud, diaphragme rigide)

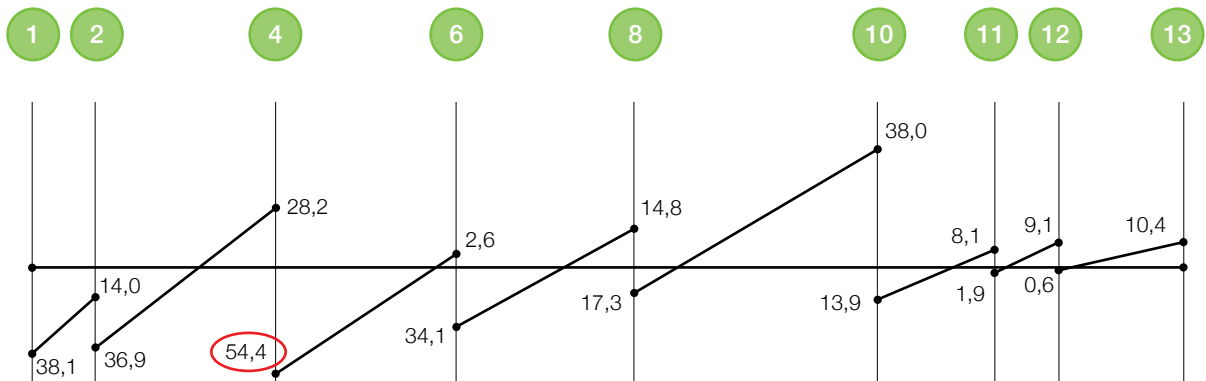
Mur	L <sub>i</sub> (m)	Moment de torsion horaire			Moment de torsion anti-horaire		
		Ratio max réel pour diaphragme (Tableau 25)	Réaction sur mur de refend (kN)		Ratio max réel pour diaphragme (Tableau 25)	Réaction sur mur de refend (kN)	
			K = L <sup>2</sup>	K = V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>		K = L <sup>2</sup>	K = V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>
MR1-A	7,7	0,065	19,02	20,20	0,020	5,90	7,19
MR1-B	7,7	0,065	19,02	20,91	0,020	5,90	6,74
MR1-C	8,6	0,078	22,92	20,41	0,029	8,47	8,95
MR2-A1	8,6	0,070	20,63	20,84	0,039	11,57	11,32
MR2-A2	8,6	0,070	20,63	20,92	0,039	11,57	11,41
MR2-B1	8,6	0,070	20,63	20,84	0,039	11,57	11,32
MR2-B2	8,6	0,070	20,63	20,92	0,039	11,57	11,41
MR3-A	8,6	0,062	18,35	17,58	0,050	14,68	14,02
MR3-B	8,6	0,062	18,35	17,58	0,050	14,68	14,02
MR4-A	8,6	0,055	16,06	15,29	0,060	17,79	16,75
MR4-B	8,6	0,055	16,06	15,29	0,060	17,79	16,75
MR5-A1	8,6	0,044	12,97	13,32	0,075	22,01	22,46
MR5-A2	8,6	0,044	12,97	13,41	0,075	22,01	22,53
MR5-B1	8,6	0,044	12,97	13,32	0,075	22,01	22,46
MR5-B2	8,6	0,044	12,97	13,41	0,075	22,01	22,53
MR6	8	0,034	9,95	8,62	0,071	20,78	17,59
MR7	8,2	0,033	9,71	10,30	0,078	22,84	21,52
MR8-A	6,5	0,018	5,22	5,57	0,053	15,56	17,66
MR8-B	6,5	0,018	5,22	5,57	0,053	15,56	17,66

À partir de ces réactions et de ces charges, nous pouvons déterminer le diagramme de cisaillement pour un moment de torsion dans le sens horaire (figure 46 et tableau 77) et anti-horaire (figure 47 et tableau 79) pour le diaphragme du toit.

## Moment de torsion horaire

**Tableau 77** • Effort de cisaillement au diaphragme –  $T = 0,873s$  – Rigidité =  $L^2$  (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion horaire)

Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	w uniforme (kN)	w dû au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
1	0,00	38,0	0,0	0,0	0,0	- 38,0
2	3,20	22,9	15,8	8,3	-14,0	- 36,9
4	12,19	82,5	63,2	25,9	28,2	- 54,4
6	21,18	36,7	110,6	35,5	2,6	- 34,1
8	30,17	32,1	158,0	37,0	14,8	- 17,3
10	42,36	51,9	222,2	28,1	38,0	- 13,9
11	48,15	9,9	252,8	19,5	8,1	- 1,9
12	51,35	9,7	269,6	13,6	9,1	- 0,6
13	57,45	10,4	294,3	0,0	10,4	0,0



**Figure 46** • Diagramme des forces de cisaillement dans les diaphragmes (kN) – Moment de torsion horaire –  $L^2$

À titre comparatif, le tableau 78 présente les forces de cisaillement basées sur la répartition des charges dans les murs de refend selon le ratio de rigidité  $V/\Delta$ .

**Tableau 78** • Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873s – Rigidité = V/Δ (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion horaire)

Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	w uniforme (kN)	w dû au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
1	0,00	41,1	0,0	0,0	0,0	- 41,1
2	3,20	20,4	15,8	9,0	-16,3	- 36,7
4	12,19	83,5	63,2	28,4	30,0	- 53,5
6	21,18	35,2	110,6	39,1	4,6	- 30,5
8	30,17	30,6	158,0	41,2	19,0	- 11,6
10	42,36	53,5	222,2	31,5	42,9	- 10,5
11	48,15	8,6	252,8	21,9	10,5	1,8
12	51,35	10,3	269,6	15,3	12,1	1,8
13	57,45	11,1	294,3	0,0	11,1	0,0

Les forces de cisaillement sont légèrement différentes selon la méthode utilisée pour la rigidité des murs, mais la force maximale de cisaillement est sensiblement la même à l'axe 4, soit 53,5 kN (rigidité basée sur V/Δ) et 54,4 kN (rigidité basée sur L<sup>2</sup>).

### Moment de torsion anti-horaire

**Tableau 79** • Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873s – Rigidité = L<sup>2</sup> (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion anti-horaire)

Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	w uniforme (kN)	w dû au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
1	0,00	11,8	0,0	0,0	0,0	- 11,8
2	3,20	8,5	15,8	- 11,2	- 7,2	- 15,7
4	12,19	46,3	63,2	- 35,3	7,6	- 38,7
6	21,18	29,4	110,6	- 48,4	- 4,3	- 33,7
8	30,17	35,6	158,0	-50,4	11,6	- 24,0
10	42,36	88,0	222,2	- 38,2	52,5	- 35,5
11	48,15	20,8	252,8	- 26,5	6,6	- 14,1
12	51,35	22,8	269,6	- 18,5	10,8	- 12,1
13	57,45	31,1	294,3	0,0	31,1	0,0

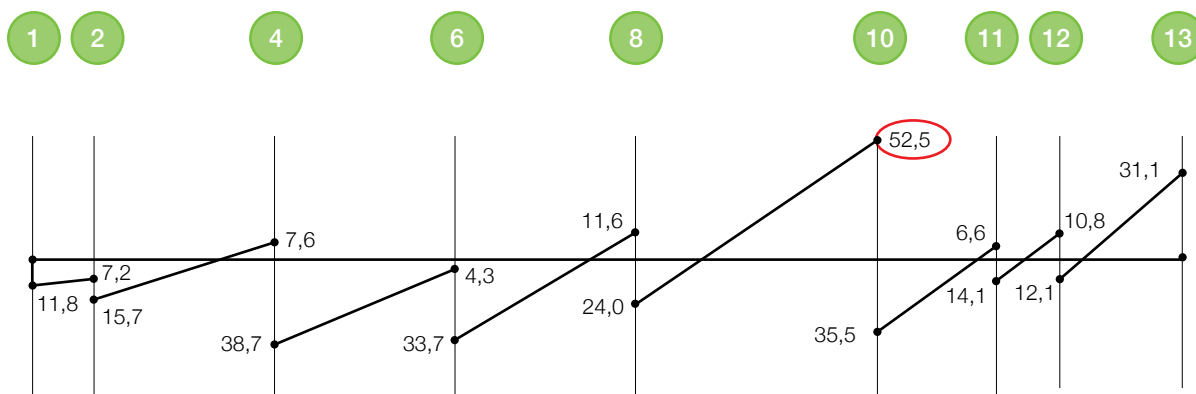


Figure 47 • Diagramme des forces de cisaillement dans les diaphragmes (kN) – Moment de torsion anti-horaire – L<sup>2</sup>

À titre comparatif, le tableau 80 présente les forces de cisaillement basées sur la répartition des charges dans les murs de refend selon le ratio de rigidité  $V/\Delta$ .

Tableau 80 • Effort de cisaillement au diaphragme – T = 0,873s – Rigidité =  $V/\Delta$  (Axe nord-sud, diaphragme rigide et moment de torsion anti-horaire)

Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	w uniforme (kN)	w dû au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
1	0,00	13,9	0,0	0,0	0,0	- 13,9
2	3,20	8,9	15,8	- 12,6	- 10,7	- 19,6
4	12,19	45,5	63,2	- 39,3	1,0	- 44,4
6	21,18	28,0	110,6	- 53,3	- 11,1	- 39,1
8	30,17	33,5	158,0	- 55,0	6,6	- 26,9
10	42,36	90,0	222,2	- 41,2	51,2	- 38,8
11	48,15	17,6	252,8	- 28,6	4,3	- 13,3
12	51,35	21,5	269,6	- 19,9	12,3	- 9,2
13	57,45	35,3	294,3	0,0	35,3	0,0

Les forces de cisaillement sont légèrement différentes selon la méthode utilisée pour la rigidité des murs, mais la force maximale de cisaillement est sensiblement la même à l'axe 10, soit 51,2 kN (rigidité basée sur  $V/\Delta$ ) comparativement à 52,5 kN (rigidité basée sur L<sup>2</sup>).

En utilisant l'hypothèse d'un diaphragme rigide, les efforts de cisaillement les plus élevés se situent donc entre les axes suivants :

**Entre les axes 4 et 6** (moment horaire –  $L^2$ ):

$$V_{\max} = 54,4 \text{ kN}$$

$$\text{Pour une profondeur de diaphragme de } 19,51 \text{ m} \Rightarrow v_{\max} = 54,4 / 19,51 = \mathbf{2,79 \text{ kN/m}}$$

**Entre les axes 8 et 10** (moment anti-horaire –  $L^2$ ):

$$V_{\max} = 52,5 \text{ kN}$$

$$\text{Pour une profondeur de diaphragme de } 19,51 \text{ m} \Rightarrow v_{\max} = 52,5 / 19,51 = \mathbf{2,69 \text{ kN/m}}$$

**Entre les axes 10 et 11** (moment anti-horaire –  $V/\Delta$ ):

$$V_{\max} = 38,8 \text{ kN}$$

Pour une profondeur de diaphragme de 12,21 m (vis-à-vis les ouvertures des cages d'escaliers et d'ascenseur)  $\Rightarrow v_{\max} = 38,8 / 12,21 = \mathbf{3,18 \text{ kN/m}}$

Cette hypothèse est conservatrice, car la force de 38,8 kN se situe à l'axe 10 alors que les ouvertures sont entre les axes 10.5 et 11.

**Entre les axes 12 et 13** (moment anti-horaire –  $V/\Delta$ ):

$$V_{\max} = 35,3 \text{ kN}$$

$$\text{Pour une profondeur de diaphragme de } 14,94 \text{ m} \Rightarrow v_{\max} = 35,3 / 14,94 = \mathbf{2,36 \text{ kN/m}}$$

Pour l'axe nord-sud, l'effort maximal de cisaillement dans le diaphragme est donc égal à **3,18 kN/m**.

## 9.2 Axe est-ouest

### 9.2.1 Diaphragme rigide

Le calcul du diaphragme dans l'axe est-ouest est complexe et non conventionnel puisque les charges latérales sont uniquement reprises par les murs du corridor central. Par conséquent, le diaphragme agit comme une poutre en porte-à-faux. De plus, la présence d'ouvertures telles que les cages d'escalier et d'ascenseur complexifie l'analyse. Il est donc difficile d'effectuer le calcul manuel précis pour cette

situation et certaines hypothèses et simplifications devront être faites. Il est fortement suggéré d'effectuer une vérification à l'aide d'un logiciel de structure afin de valider et d'appuyer les calculs manuels.

Comme mentionné à la section 7.2 de ce guide, pour des raisons de simplification, nous considérerons uniquement la section entre les axes 4 et 10 comme diaphragme structural pour contribuer à reprendre le moment de torsion dans l'axe nord-sud (figure 31). Nous obtenons ainsi un diaphragme rectangulaire rigide sans ouvertures. Dans l'axe est-ouest, nous considérerons uniquement le diaphragme structural entre les axes 2 et 10 qui ne comporte pas d'ouvertures. Les charges et réactions obtenues sont les suivantes :

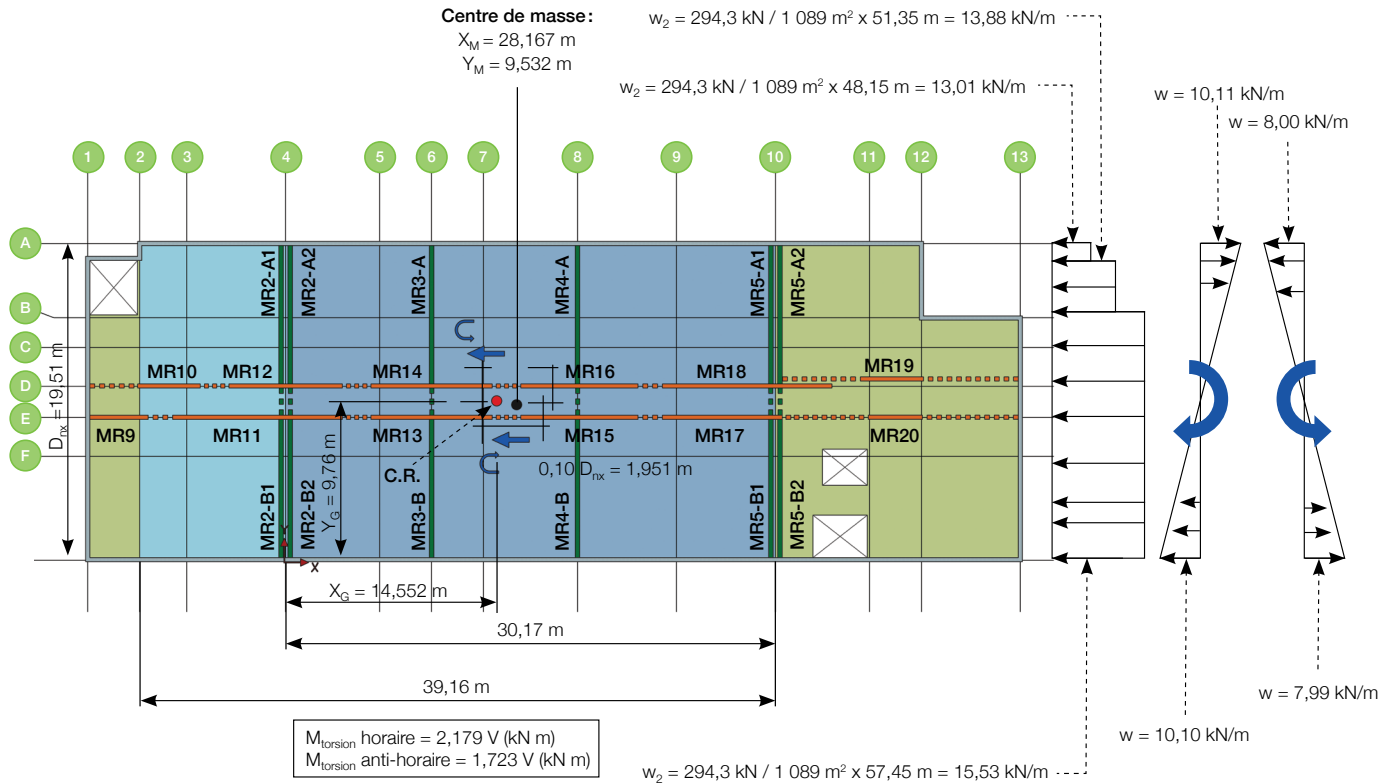


Figure 48 • Application des charges au diaphragme du toit – Axe est-ouest – L<sup>2</sup>

Selon l'hypothèse d'un diaphragme rigide, les charges sont appliquées de façon concentrique aux murs de refend situés dans l'axe est-ouest et réparties au prorata du carré des longueurs des murs (L<sup>2</sup>). À titre comparatif, nous allons toutefois indiquer les résultats basés sur la répartition des charges selon le ratio de la force appliquée sur les

déplacements ( $V/\Delta$ ) des murs de refend. Le moment de torsion sera réparti à tous les murs des axes est-ouest et aux murs nord-sud entre les axes 4 et 10.

Selon ces charges, les réactions obtenues dans chacun des murs de refend sont présentées au tableau 81.

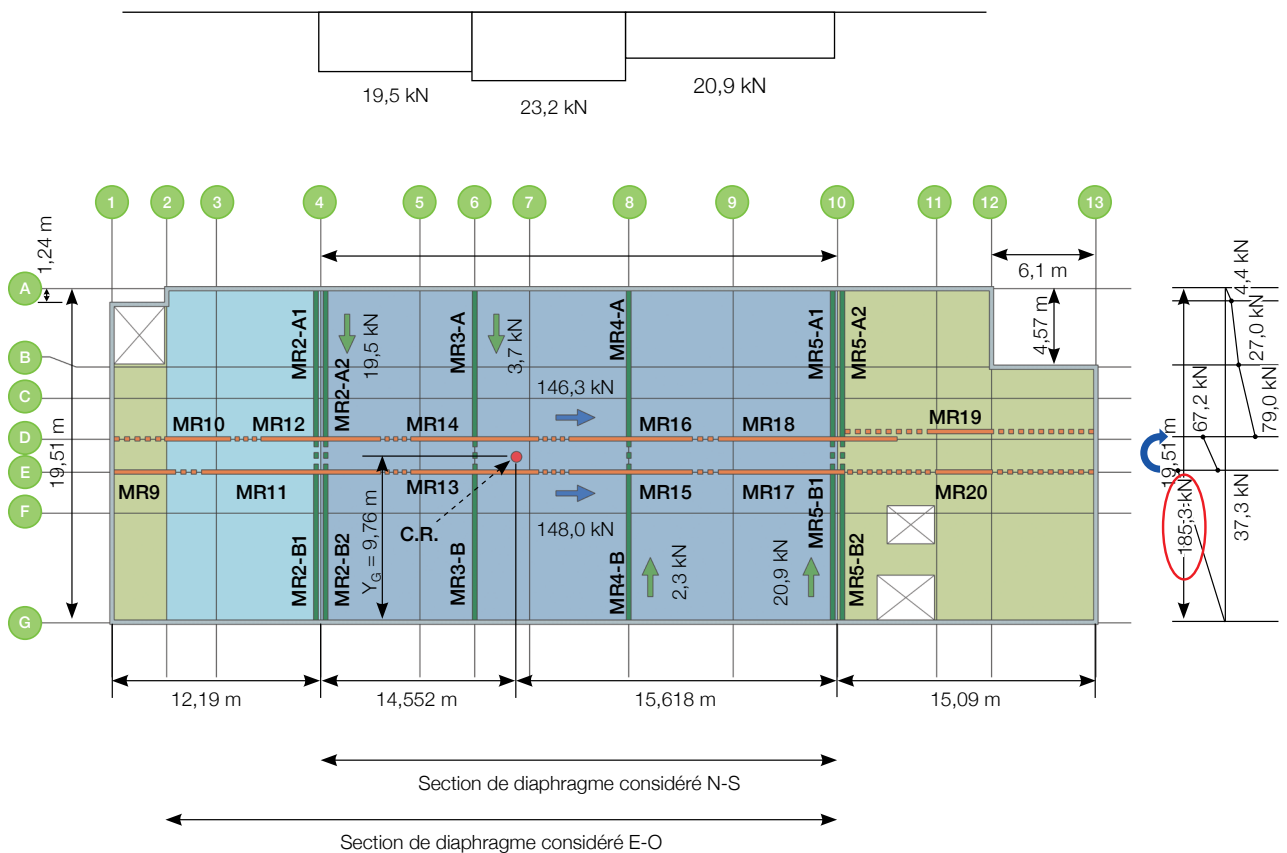
**Tableau 81** • Forces aux murs de refend – T = 0,873s (Axe est-ouest, diaphragme rigide)

Mur	L <sub>i</sub> (m)	Moment de torsion horaire			Moment de torsion anti-horaire		
		Ratio max réel pour diaphragme (Tableau 29)	Réaction sur mur de refend (kN)		Ratio max réel pour diaphragme (Tableau 29)	Réaction sur mur de refend (kN)	
			K = L <sup>2</sup>	K = V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>		K = L <sup>2</sup>	K = V <sub>i</sub> /Δ <sub>i</sub>
MR2-A1	8,6	0,017	4,87	4,82	- 0,013	- 3,85	- 3,79
MR2-A2	8,6	0,017	4,87	4,92	- 0,013	- 3,85	- 3,89
MR2-B1	8,6	0,017	4,87	4,82	- 0,013	- 3,85	- 3,79
MR2-B2	8,6	0,017	4,87	4,92	- 0,013	- 3,85	- 3,89
MR3-A	8,6	0,006	1,86	1,26	- 0,005	- 1,47	- 0,96
MR3-B	8,6	0,006	1,86	1,26	- 0,005	- 1,47	- 0,96
MR4-A	8,6	- 0,004	- 1,15	-0,08	0,003	0,91	0,03
MR4-B	8,6	- 0,004	- 1,15	- 0,08	0,003	0,91	0,03
MR5-A1	8,6	- 0,018	- 5,23	- 5,41	0,014	4,13	4,26
MR5-A2	8,6	- 0,018	- 5,23	- 5,51	0,014	4,13	4,36
MR5-B1	8,6	- 0,018	- 5,23	- 5,41	0,014	4,13	4,26
MR5-B2	8,6	- 0,018	- 5,23	- 5,51	0,014	4,13	4,36
MR9	3,4	0,020	5,86	4,46	0,020	5,77	4,32
MR10	3,9	0,026	7,58	6,68	0,026	7,70	6,86
MR11	10,4	0,186	54,84	59,29	0,183	53,99	58,34
MR12	7	0,083	24,41	23,77	0,084	24,80	24,19
MR13	7,4	0,094	27,76	26,80	0,093	27,33	26,35
MR14	7,4	0,093	27,28	26,32	0,094	27,71	26,76
MR15	7,3	0,092	27,02	26,16	0,090	26,60	25,71
MR16	7,3	0,090	26,55	25,68	0,092	26,97	26,12
MR17	7	0,084	24,84	24,23	0,083	24,46	23,80
MR18	10,3	0,180	52,86	57,34	0,182	53,69	58,26
MR19	3,9	0,026	7,57	6,67	0,026	7,70	6,87
MR20	3,9	0,026	7,71	6,90	0,026	7,59	6,71

Les forces de cisaillement obtenues dans le diaphragme dans le sens horaire sont montrées au tableau 82 et à la figure 49. Celles dans le sens anti-horaire sont montrées au tableau 83 et à la figure 50.

**Tableau 82** • Forces de cisaillement dans le diaphragme –  $T = 0,873s$  – Rigidité =  $L^2$  (Axe est-ouest, diaphragme rigide et moment de torsion horaire)

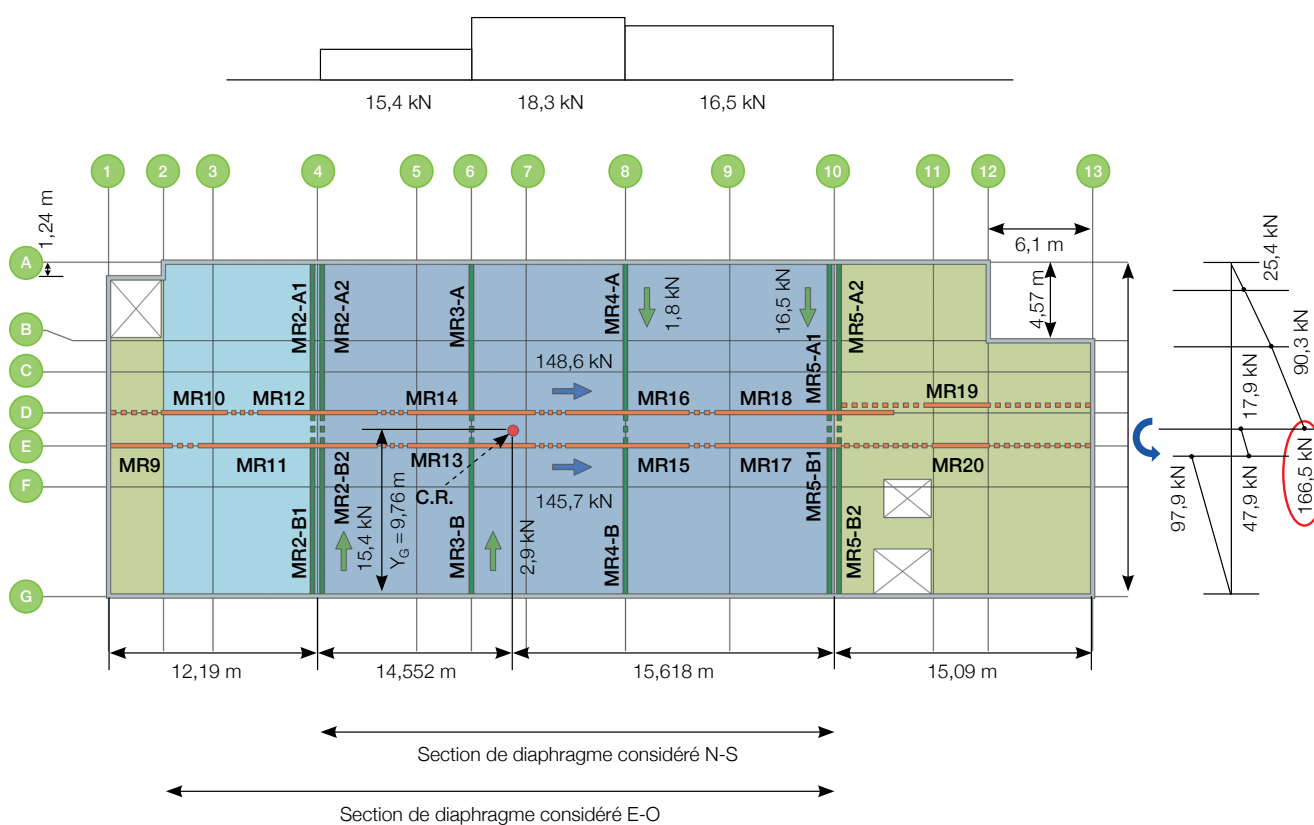
Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	w uniforme (kN)	w dû au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
G	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
E	8,79	148,0	136,5	48,8	185,3	37,3
D	10,72	146,3	166,4	48,8	67,2	- 79,0
B	14,94	0,0	231,9	35,4	- 27,0	- 27,0
A'	18,27	0,0	278,2	11,7	- 4,4	- 4,4
A	19,51	0,0	294,3	0,0	0,0	0,0



**Figure 49** • Diagramme des forces de cisaillement dans le diaphragme – Moment de torsion horaire – Axe est-ouest –  $L^2$

**Tableau 83** • Forces de cisaillement dans le diaphragme –  $T = 0,873s$  – Rigidité =  $L^2$  (Axe est-ouest, diaphragme rigide et moment de torsion anti-horaire)

Axe	x (m)	Réaction à l'axe (kN)	w uniforme (kN)	w dû au moment (kN)	V1 (kN)	V2 (kN)
G	0	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0
E	8,79	145,73	136,47	-38,60	97,9	- 47,9
D	10,72	148,56	166,43	-38,61	-17,9	- 166,5
B	14,94	0,00	231,95	-27,98	-90,3	- 90,3
A'	18,27	0,00	278,16	-9,29	-25,4	- 25,4
A	19,51	0,00	294,29	0,00	0,0	0,0



**Figure 50** • Diagramme des forces de cisaillement dans le diaphragme – Moment de torsion anti-horaire – Axe est-ouest –  $L^2$

Pour l'axe est-ouest, l'effort maximal en cisaillement dans le diaphragme pour une rigidité basée sur  $L^2$  est donc égal à **4,73 kN/m** (185,3 kN / 39,16 m). Pour l'axe nord-sud l'effort de cisaillement créé par l'effet de torsion est égal à **1,19 kN/m** (23,2 kN / 19,51m). En combinant ces deux efforts, nous obtenons **4,88 kN/m**, soit  $\sqrt{(4,73^2 + 1,19^2)}$ . Les efforts pour une rigidité basée sur  $V/\Delta$  sont presque les mêmes dans cette direction.

### 9.3 Compilation des résultats et dimensionnement du diaphragme

Nous avons obtenu un effort maximal de cisaillement dans le diaphragme de 3,18 kN/m dans l'axe nord-sud et de 4,88 kN/m dans l'axe est-ouest. En majorant ces résultats de 20% tels que requis à l'article 11.8.4.2 de la norme CSA O86, le diaphragme sera dimensionné pour un effort de cisaillement de **5,86 kN/m** (4,88 kN/m x 1,2).

Nous utiliserons un revêtement d'OSB de 15 mm (2R40/2F20), avec blocages aux joints des panneaux (figure 52), fixé avec des clous à pistolet pneumatique de 64 mm (2,5 po) de longueur (3,33 mm de diamètre) à 125 mm c/c aux rives des panneaux d'OSB (figure 51). Ailleurs, les clous seront espacés à 300 mm c/c.

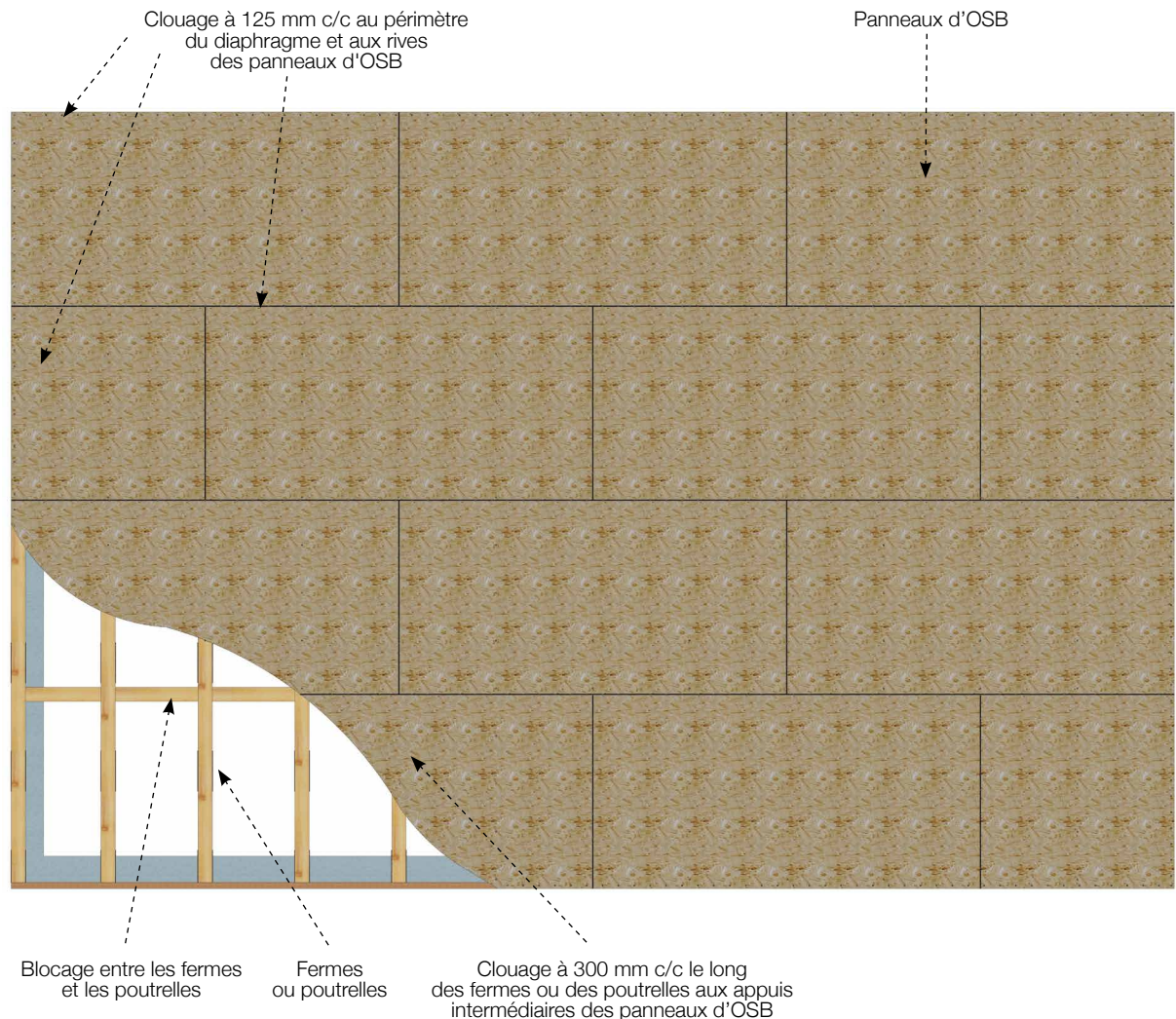


Figure 51 • Composition du diaphragme

Blocage entre les poutrelles



Selon le tableau du *Manuel de calcul des charpentes en bois 2021* à la page 623, la résistance pour cette composition de diaphragme est :

$$V_r = 6,45 \text{ kN/m} \geq 5,86 \text{ kN/m}$$

Figure 52 • Exemple de blocage de diaphragme

## 9.4 Calcul des déformations

Comme mentionné dans le chapitre 8, un diaphragme rigide entraînera des déformations des murs égaux pour un même niveau (figure 53). Pour un diaphragme flexible, la déformation des murs sera différente entre les murs d'un même niveau (figure 54). Dans ce cas, le diaphragme se déformera comme une poutre en appui simple entre deux murs du bâtiment.

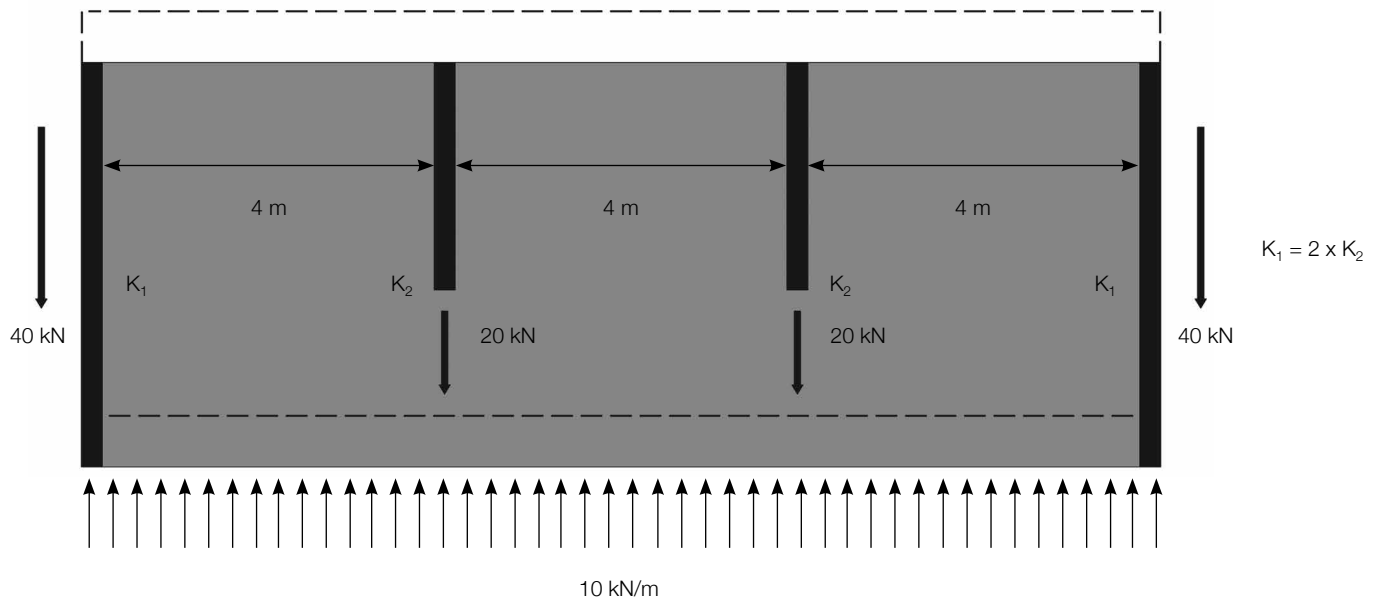


Figure 53 • Exemple diaphragme rigide

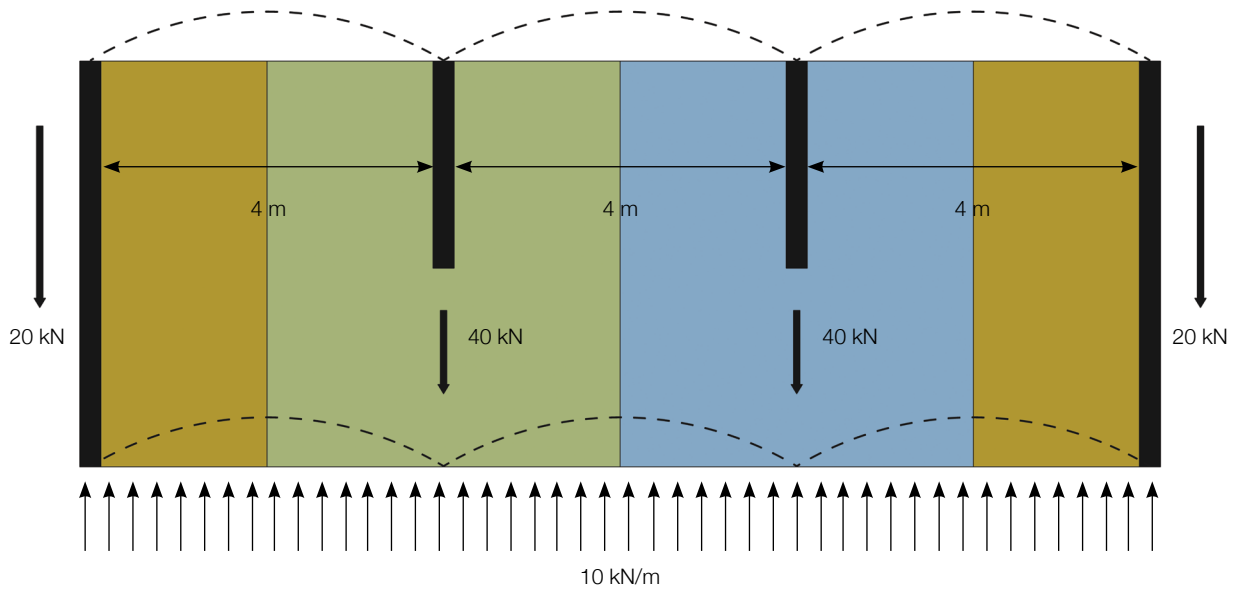


Figure 54 • Exemple diaphragme flexible

### 9.4.1 Axe nord-sud

Pour le calcul de la déformation du diaphragme dans l'axe nord-sud, l'hypothèse d'un diaphragme flexible sur appui simple est retenue et l'équation de l'article 11.7.2. de la norme CSA O86 est appliquée. Le cas le plus critique est le diaphragme situé entre les axes 8 et 10, soit celui dont la portée est la plus grande (figure 55).

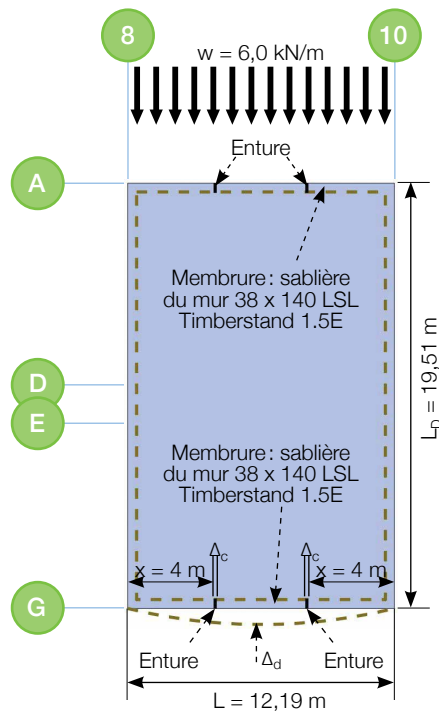


Figure 55 • Déformation du diaphragme flexible de l'axe nord-sud

### Vérification des membrures de 38 x 140 LSL TimberStrand 1.5E

$$M = wL^2/8 = 6,0 \times 12,19^2 / 8 = 120,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} w &= 0,0179F + 0,00512F \times \text{distance entre l'axe 10 et le C.M.} / (L_{\text{bâtiment}} - \text{C.M.}) \\ &= 0,0179 \text{ kN/m} + 0,00512 \text{ kN/m} \times (42,36 \text{ m} - 28,167 \text{ m}) / (57,45 \text{ m} - 28,167 \text{ m}) \times 294,3 \\ &= 6,0 \text{ kN/m (voir les figure 27 et figure 28)} \end{aligned}$$

$$T_f = M / (19,51 - 0,140) = 5,75 \text{ kN}$$

Selon l'article 11.8.6. de la norme CSA O86, il faut majorer de 20 % les forces dans les membrures du diaphragme, qui doit aussi être majoré de 20 % (11.8.4.2.). Donc:  **$T_f = 8,28 \text{ kN}$**  (5,75 kN x 1,2 x 1,2)

$$\begin{aligned} T_r &= \Phi f_t (K_D K_{st} K_T) A K_{zt} \text{ (article 15.3.3.9, CSA O86)} \\ &= 0,9 \times 19,1 \text{ MPa} \times (1,15 \times 1,0 \times 1,0) \times 5 \text{ 320 mm}^2 \times 1,0 \end{aligned}$$

$$T_r = 105,2 \text{ kN} > 8,28 \text{ kN}$$

### Calcul de la déformation

Pour le calcul sismique, nous considérerons une charge réduite correspondant à une période de 1,094 seconde, soit la période minimale indiquée au tableau 59 pour la direction nord-sud.

La charge sismique à la base du bâtiment utilisée pour le calcul de la résistance est basée sur une période de 0,873 seconde et est de 1 068,5 kN. Pour une période de 1,094 seconde, la force sismique à la base du bâtiment est de 903,7 kN.

Nous utiliserons donc une charge uniforme pour le calcul de la déformation des diaphragmes :

$$w = 6,0 \text{ kN/m} \times 903,7 \text{ kN} / 1068,5 \text{ kN} = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_d = 5vL^3 / 96EAL_D + vL / 4B_v + 0,00061Le_n + \Sigma(\Delta_c x) / 2L_D$$

$$w = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$v = (5,07 \text{ kN/m} \times 12,19 \text{ m} / 2) / 19,51 \text{ m} = 1,58 \text{ N/mm}$$

$$E = 10 \text{ 345 N/mm}^2 \text{ (TimberStrand 1.5E)}$$

$$A = 38 \times 140 = 5320 \text{ mm}^2$$

$$B_v = 12 \text{ 000 N/mm (tableau 9.3, CSA O86, OSB 15 mm)}$$

$$s = 125 \text{ mm (espacement des clous dans le diaphragme pour le calcul de } e_n)$$

$$V_e = vs = 1,58 \text{ N/mm} \times 125 \text{ mm} = 198 \text{ N}$$

$$d_f = 3,33 \text{ mm (diamètre des clous)}$$

$$e_n = (0,013 V_e / d_f^2)^2 = 0,054 \text{ mm (A.11.7, CSA O86)}$$

$\Delta_c \approx 1,0 \text{ mm}$  (estimation du mouvement dans les entures, valeur de  $e_n$  pour des clous de 3 po (3,33 mm de diamètre) avec une force maximale de 600 N, et multiplié par 2 pour tenir compte du glissement de part et d'autre de l'enture).

$$x = 4000 \text{ mm (position des entures par rapport au point d'appui le plus proche)}$$

$$5vL^3 / 96EAL_D = 0,14 \text{ mm}$$

$$vL / 4B_v = 0,40 \text{ mm}$$

$$0,00061Le_n = 0,40 \text{ mm}$$

$$\Sigma(\Delta_c x) / 2L_D = 4 \times 1 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm} / (2 \times 19510 \text{ mm}) = 0,41 \text{ mm}$$

$$\Delta_d = 1,35 \text{ mm}$$

$$\Delta_d \times R_d R_o = 1,35 \times (3,0 \times 1,7) = 6,90 \text{ mm}$$

Sous les charges de vent non pondérées, nous avons :

$$p = 0,60 \text{ kPa (figure 23)}$$

$$H = 2,908 \text{ m (cas critique, aux planchers)}$$

$$I_w = 0,75 \text{ (Code, tableau 4.1.7.3)}$$

$$w = (0,6 \text{ kPa} \times 2,908 \text{ m} \times 0,75) = 1,31 \text{ kN/m}$$

$$v = (1,31 \text{ kN/m} \times 12,19 \text{ m} / 2) / 19,51 = 0,41 \text{ kN/m}$$

$$V_e = v_s = 0,41 \text{ N/mm} \times 125 \text{ mm} = 51 \text{ N}$$

$$e_n = 0,004 \text{ mm}$$

$$\Delta_c \approx 0,06 \text{ mm (basé sur une force dans l'enture de 146 N (600 N} \times 0,41 \text{ kN/m} / 1,68 \text{ kN/m))}$$

Pour cette charge, nous obtenons :

$$5vL^3/96EAL_D = 0,036 \text{ mm}$$

$$vL/4B_v = 0,10 \text{ mm}$$

$$0,00061Le_n = 0,027 \text{ mm}$$

$$\Sigma(\Delta_c x)/2L_D = 4 \times 0,06 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm} / (2 \times 19510 \text{ mm}) = 0,024 \text{ mm}$$

$$\Delta_d = 0,19 \text{ mm}$$

Ces déformations sont très faibles, autant sous les charges de vent que sous les charges sismiques. Pour une longueur de diaphragme de 12 190 mm, le critère est de 12 190 mm / 6,90 mm, soit L/1767 sous les charges sismiques.

Les déformations des diaphragmes n'influencent pas les limites de déformation interétage puisque la valeur est sensiblement la même à chaque étage. Leur déformation relative est donc nulle, à l'exception du deuxième plancher, qui, contrairement au premier plancher, est une dalle de béton au sol dont la déformation est presque nulle. À des fins de vérification, considérons la moyenne des déformations obtenues pour les murs MR4 et MR5, sous les axes 8 et 10. Pour les murs MR5, considérons seulement les MR5-A1 et MR5-B1 puisque les deux autres murs sont plutôt entre les axes 10 et 11.

Déformation moyenne des murs au deuxième étage : 5,00 mm (tableau 60)

Déformation du diaphragme : 1,35 mm

Déformation totale = 5,00 mm + 1,35 mm = 6,35 mm

**Déformation totale x R<sub>d</sub> R<sub>o</sub> = 6,35 mm x (3,0 x 1,7)**

$$= 32,4 \text{ mm} \leq 72,2 \text{ mm (0,025} \times 2889 \text{ mm)}$$

Le même processus est appliqué aux charges de vent :

Déformation moyenne des murs au deuxième étage : 2,10 mm (tableau 69)

Déformation du diaphragme : 0,19 mm

**Déformation totale : 2,19 mm < 5,8 mm (2 889 mm / 500)**

## 9.4.2 Axe est-ouest

Le calcul de la déformation du diaphragme dans l'axe est-ouest est plus complexe et il est difficile d'effectuer une vérification manuelle. Le calcul suivant constitue donc une simple estimation. L'équation de déformation fournie dans la norme CSA O86 s'applique à des diaphragmes supportés à chaque extrémité. Aucune directive n'existe pour des diaphragmes en porte-à-faux. Afin d'utiliser

l'équation de la norme, nous retiendrons l'hypothèse selon laquelle le diaphragme situé de chaque côté du corridor central agit comme une poutre en porte-à-faux encastree à une extrémité, dans notre cas, à l'axe E. Par la suite, une portée équivalente d'une poutre en portée simple sera comparée à une poutre en porte-à-faux comme illustré à la figure 56.

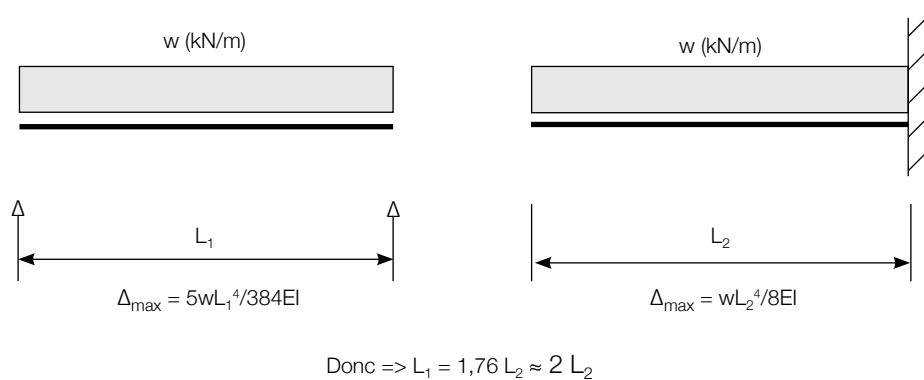


Figure 56 • Comparaison d'une poutre en portée simple avec une poutre en porte-à-faux

La longueur du diaphragme en porte-à-faux étant de 8,79 m (axes G à E), sa déformation sera calculée comme celle d'un diaphragme ayant une portée simple de 17,58 m (= 2 x 8,79 m) et une profondeur de 39,16 m (entre les axes 2 et 10) (figure 57).

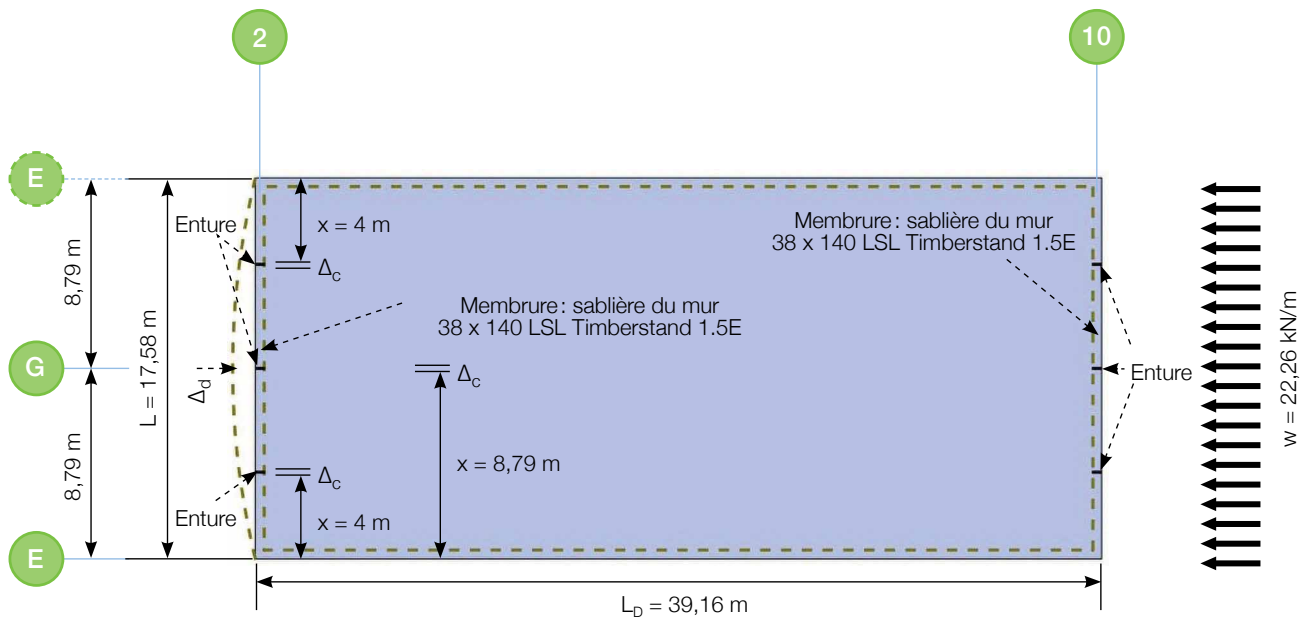


Figure 57 • Déformation du diaphragme flexible de l'axe est-ouest

### Vérification des membrures de 38 x 140 LSL TimberStrand 1.5E

$$M = wL^2/8 = 22,26 \times 17,58^2 / 8 = 859,95 \text{ kN-m}$$

$$w = 15,53 \text{ kN/m} + 2/3 (10,10 \text{ kN/m}) = 22,26 \text{ kN/m (voir figure 48)}$$

$$T_f = M / (39,16 - 0,140) = 22,04 \text{ kN}$$

Selon l'article 11.8.6. de la norme CSA O86, il faut majorer de 20 % les forces dans les membrures du diaphragme, qui doit aussi être majoré de 20 % (11.8.4.2.). Donc  **$T_f = 31,74 \text{ kN}$**  ( $22,04 \text{ kN} \times 1,2 \times 1,2$ )

$$T_r = \Phi f_t (kD Kst KT) A Kzt = 0,9 \times 19,1 \text{ MPa} \times (1,15 \times 1,0 \times 1,0) \times 5 \text{ 320 mm}^2 \times 1,0$$

$$T_r = 105,2 \text{ kN} > 31,74 \text{ kN}$$

### Calcul de la déformation

Pour le calcul sismique, une charge réduite correspondant à une période de 1,468 seconde, soit la période minimale indiquée au tableau 59 pour la direction est-ouest, est utilisée.

La charge sismique à la base du bâtiment utilisée pour le calcul de la résistance est basée sur une période de 0,873 seconde et est de 1068,5 kN. Pour une période de 1,468 seconde, la force sismique à la base du bâtiment sera de 730,6 kN.

Nous utiliserons donc une charge uniforme pour le calcul de la déformation des diaphragmes :

$$w = 22,26 \text{ kN/m} \times 730,6 \text{ kN} / 1068,5 \text{ kN} = \mathbf{15,22 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta_d = 5vL^3/96EAL_D + vL/4B_v + 0,000614Le_n + \Sigma(\Delta_c x)/2L_D$$

$$w = 15,22 \text{ kN/m}$$

$$v = (15,22 \text{ kN/m} \times 17,58 \text{ m} / 2) / 39,16 \text{ m} = 3,42 \text{ N/mm}$$

$$E = 10\,345 \text{ N/mm}^2 \text{ (TimberStrand 1.5E)}$$

$$A = 38 \times 140 = 5\,320 \text{ mm}^2$$

$$B_v = 12\,000 \text{ N/mm} \text{ (tableau 9.3, CSA O86, OSB 15 mm)}$$

$$s = 125 \text{ mm} \text{ (espacement des clous dans le diaphragme pour le calcul de } e_n)$$

$$V_e = vs = 3,42 \text{ N/mm} \times 125 \text{ mm} = 427 \text{ N}$$

$$d_F = 3,33 \text{ mm} \text{ (diamètre des clous)}$$

$$e_n = (0,013 V_e / d_F^2)^2 = 0,25 \text{ mm} \text{ (A.11.7, CSA O86)}$$

$\Delta_c \approx 1,0 \text{ mm}$  (estimation du mouvement dans les entures, valeur de  $e_n$  pour des clous de 3 pouces (3,33 mm de diamètre) avec une force maximale de 600 N, et multiplié par 2 pour tenir compte du glissement de part et d'autre de l'enture)

$$x_1 = 4000 \text{ mm} \text{ (position de l'enture par rapport au point d'appui le plus proche)}$$

$$x_2 = 8790 \text{ mm} \text{ (position de l'enture par rapport au point d'appui le plus proche)}$$

$$5vL^3 / 96EAL_D = 0,45 \text{ mm}$$

$$vL / 4B_v = 1,25 \text{ mm}$$

$$0,000614Le_n = 2,69 \text{ mm}$$

$$\Sigma(\Delta_c x) / 2L_D = (4 \times 4000 \text{ mm} + 2 \times 8790 \text{ mm}) \times 1,0 \text{ mm} / (2 \times 39\,160 \text{ mm}) = 0,43 \text{ mm}$$

$$\Delta_d = 4,82 \text{ mm}$$

$$\Delta_d \times R_d R_o = 4,82 \times (3,0 \times 1,7) = \mathbf{24,57 \text{ mm}}$$

Pour une longueur de diaphragme de 17 580 mm, le critère est de L/715.

Les déformations des diaphragmes n'influencent pas les limites de déformation interétage puisque la valeur est sensiblement la même à chaque étage. Leur déformation relative est donc nulle, à l'exception du deuxième plancher qui, contrairement au premier plancher, est une dalle de béton au sol dont la déformation est presque nulle. À des fins de vérification, nous utiliserons la moyenne des déformations obtenues pour les murs à l'axe E.

Déformation du mur au deuxième étage  $\approx 5,06 \text{ mm}$  (tableau 63)

Déformation du diaphragme : 4,82 mm

Déformation totale = 5,06 mm + 4,82 mm = 9,88 mm

**Déformation totale  $\times R_d R_o = 9,88 \text{ mm} \times (3,0 \times 1,7)$**

$$= \mathbf{50,4 \text{ mm} \leq 72,2 \text{ mm} (0,025 \times 2889 \text{ mm})}$$

## 10 Vérification du mouvement vertical

Le mouvement vertical anticipé dans un bâtiment à ossature légère en bois est le résultat combiné des effets suivants :

- 1- Le retrait causé par le séchage du bois ;
- 2- La déformation élastique des éléments structuraux causée par les charges permanentes ;
- 3- Le fluage des éléments structuraux causé par les charges permanentes ;
- 4- Le tassement causé par les vides et le jeu entre les éléments structuraux au moment de la mise en place.

Pour le calcul du mouvement vertical de l'exemple actuel, l'effet du tassement sera négligé puisqu'il est possible de supposer que le bâtiment se tassera afin de combler les vides et le jeu entre les différents éléments de structure au fur et à mesure de la mise en place des étages.

### 10.1 Mouvement vertical causé par le retrait

Retrait (mm) = D M C

D: dimension de l'élément (mm)

M: variation de T.H. (%) =  $T.H._{initiale} - T.H._{finale}$

Pour le bois de sciage, M = 11 (19% - 8%, 8% étant la T.H. à l'équilibre en service)

Pour le LSL, M = 0 (8% - 8%)

C: coefficient de retrait longitudinal = 0,00005

C: coefficient de retrait transversal (tangential et radial) = 0,002

### 10.2 Mouvement vertical causé par la déformation élastique des éléments structuraux

Déformation (mm) = P L / E A

P: Charge permanente (N)

L: Longueur ou épaisseur de l'élément (mm)

E: Module d'élasticité de l'élément (N/mm<sup>2</sup>)

$E_{par}$  EPS n° 1/n° 2: 9 500 MPa

$E_{perp}$  EPS n° 1/n° 2: 475 MPa (9 500 / 20)

$E_{par}$  EPS MSR 2100Fb – 1.8E: 12 400 MPa

$E_{perp}$  EPS MSR 2100 F<sub>b</sub> – 1.8E: 620 MPa (12 400 / 20)

$E_{par}$  TimberStrand 1.5E: 10 345 MPa

$E_{perp}$  TimberStrand 1.5E: 517 MPa (10 345 / 20)

A: Surface d'application de la charge (mm<sup>2</sup>)

## 10.3 Mouvement vertical causé par le fluage des éléments structuraux

On peut estimer le mouvement causé par le fluage des éléments structuraux à 60 % de la déformation élastique (voir référence CCB-4).

### 10.4 Exemple de calcul du mouvement vertical anticipé dans le mur de l'axe 4

À titre d'exemple, voici le calcul du mouvement vertical anticipé dans le mur de l'axe 4 (figure 58). Les charges cumulées pour le calcul de la déformation élastique sont montrées au tableau 84 et le mouvement vertical total est montré au tableau 85. Voir aussi la section 6.8 de ce guide pour le calcul des charges gravitaires de ce mur.

#### Charges appliquées

Charge permanente au toit = 0,9 kPa

Charge permanente au plancher = 2,66 kPa

Poids des murs = 0,38 kPa

Tableau 84 • Données de conception du mur de l'axe 4

Étage	Hauteur (mm)	Espacement des montants (mm)	Largeur tributaire supportée (mm)	Charge P cumulée (kN)
Toit	914	1 465	610	0,80
6	2 536	406	610	0,84
5	2 908	406	3 050	4,58
4	2 908	406	3 050	8,32
3	2 908	406	3 050	12,06
2	2 908	406	3 050	15,81
1	2 870	406	3 050	19,54

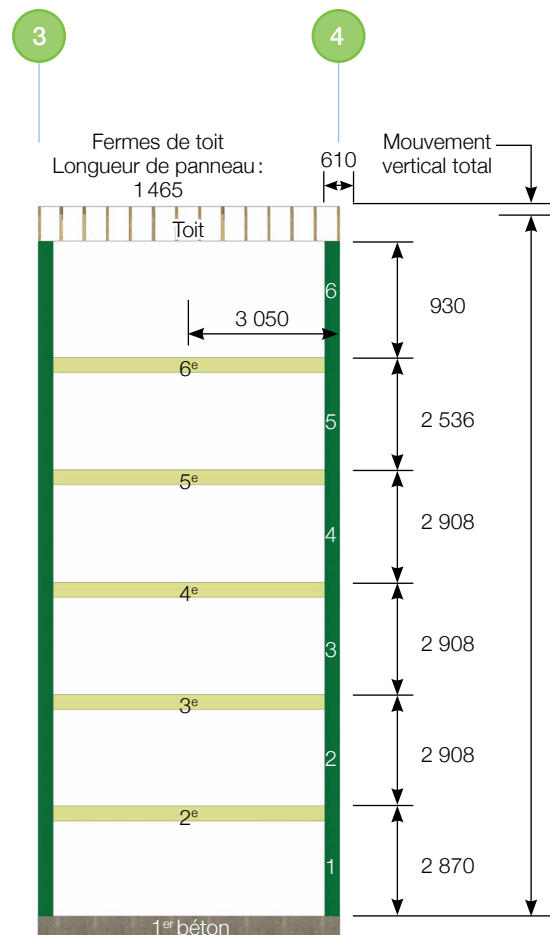


Figure 58 • Mouvement vertical

Tableau 85 • Mouvement vertical du mur de l'axe 4

Étage	Membres horizontales				Membres verticales					Mouvement vertical (mm)			
	Dimension (mm)	Classe	Hauteur (mm)	$E_{\text{perp}}$ (MPa)	Dimension (mm)	Classe	Longueur (mm)	Nombre de montants	$E_{\text{par}}$ (MPa)	Retrait	Déformation élastique	Fluage	Total
Ferme de toit	140 et 89	MSR 2100	229	620	64	EPS n° 1 /n° 2	685	1	12 400	5,4	0,1	0,1	5,6
6	89	LSL	114	517	89	EPS n° 1 /n° 2	2 422	1	9 500	1,3	0,1	0,1	1,5
5	89	LSL	114	517	89	EPS n° 1 /n° 2	2 794	1	9 500	1,5	0,7	0,4	2,7
4	140	LSL	114	517	140	EPS n° 1 /n° 2	2 794	1	9 500	1,5	0,8	0,5	2,8
3	140	LSL	114	517	140	EPS n° 1 /n° 2	2 794	1	9 500	1,5	1,2	0,7	3,4
2	140	LSL	114	517	140	MSR 2100	2 794	1	12 400	1,5	1,3	0,8	3,7
1	140	LSL	114	517	140	EPS n° 1 /n° 2	2 756	2	9 500	1,5	1,3	0,8	3,7
									<b>Total</b>	<b>14,4</b>	<b>5,6</b>	<b>3,4</b>	<b>23,4</b>

Le mouvement vertical total du bâtiment, mesuré du dessus du toit jusqu'au premier plancher (dalle de béton au niveau du sol) à l'axe 4, est de **23,4 mm**. Le retrait représente la partie principale du mouvement vertical total du bâtiment, soit 62 % (14,4/23,4). Le retrait est toutefois diminué de façon significative grâce à l'utilisation de lisses et de sablières en LSL plutôt qu'en bois de sciage. Avec des lisses et des sablières en bois de sciage, la valeur du retrait aurait été augmentée de 15,1 mm, pour un mouvement vertical total de 38,2 mm, ce qui représente une augmentation de 63 %.

À des fins de comparaison, la valeur du mouvement vertical total du mur situé sur l'axe D est de 22,1 mm, ce qui représente 1,3 mm de mouvement différentiel avec le mur de l'axe 4.

## 11 Résultats et recommandations

### 11.1 Résultats

#### Fermes de toit

La structure du toit est conçue avec des fermes légères à pente faible d'une hauteur de 914 mm et espacées de 610 mm. Les membrures supérieures sont fabriquées en 38 x 140 EPS MSR 2100F<sub>b</sub> – 1.8E, et les membrures inférieures sont en 38 x 89 EPS MSR 2100F<sub>b</sub> – 1.8E (voir annexe 7). Les fermes sont orientées dans la direction est-ouest et reposent sur les murs extérieurs et les murs du corridor.

## Poutrelles de plancher

La structure du plancher est faite de poutrelles ajourées ou en I d'une hauteur de 356 mm et espacées de 406 mm. Les semelles supérieures et inférieures sont fabriquées en 38 x 89 EPS MSR 2100F<sub>b</sub> – 1.8E (voir annexe 7). Les poutrelles sont orientées dans la direction nord-sud et s'appuient sur des murs porteurs ou des poutres à l'aide d'étriers à clouage par le dessus (*top mount*). D'autres options de fixation des poutrelles limitant le retrait sont également possibles, comme mentionné au chapitre 6 de ce guide.

## Poutres et colonnes

Les deux poutres à l'intérieur des logements sont faites en bois de charpente composite de type LVL 2.0E ou PSL 2.0E. La poutre d'environ 5,2 m de longueur a une largeur de 267 mm et une hauteur de 356 mm. La poutre d'environ 2,4 m de longueur a une largeur de 89 mm et une hauteur de 356 mm.

Les colonnes pour ces poutres sont faites de montants jumelés ou de PSL. Les colonnes ont été calculées pour le premier étage et pour la poutre la plus longue seulement (charges maximales). Afin de respecter les surfaces d'appui requises, une colonne composée de 13 montants de 38 x 140 mm EPS n° 1/n° 2 a été utilisée à une extrémité de la poutre et une colonne triple en PSL de 89 x 302 mm à l'autre extrémité de la poutre. La colonne composée de 13 montants de 38 x 140 mm pourrait également être remplacée par une colonne triple en PSL de 89 x 302 mm, bien qu'une coordination supplémentaire entre l'ingénieur et l'architecte soit requise étant donné que la colonne serait plus épaisse que le mur.

## Ossature des murs

Sauf indication contraire (voir ci-dessous), tous les murs porteurs sont faits de montants de 38 x 140 mm EPS n° 1/n° 2 espacés de 406 mm. Les sablières et les lisses basses sont faites de LSL TimberStrand 1.5E pour les murs de 38 x 140 ou de TimberStrand 1.3E pour les murs de 38 x 89 mm ; deux épaisseurs pour les sablières et une épaisseur pour les lisses basses.

Murs extérieurs, axe nord-sud (axes 1 et 13):

2<sup>e</sup> étage: montants EPS MSR 2100F<sub>b</sub> 1.8E

1<sup>er</sup> étage: montants doubles, 2-38 x 140 EPS n° 1/n° 2

Murs mitoyens, axe nord-sud:

murs doubles à tous les étages (un mur de chaque côté de l'axe)

5<sup>e</sup> et 6<sup>e</sup> étages (axes 4 à 11): montants 38 x 89 EPS n° 1/n° 2

2<sup>e</sup> étage: montants EPS MSR 2100F<sub>b</sub> 1.8E

1<sup>er</sup> étage: montants doubles, 2-38 x 140 EPS n° 1/n° 2

Murs intérieurs des logements, axe nord-sud:

6<sup>e</sup> étage: montants 38 x 89 EPS n° 1/n° 2

2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> étages: montants doubles, 2-38 x 140 EPS n° 1/n° 2

1<sup>er</sup> étage: montants triples, 3-38 x 140 EPS n° 1/n° 2

Murs de corridor, axe est-ouest (axe D et E):

1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étages: montants EPS MSR 2100F<sub>b</sub> 1.8E

### Murs de refend

Le détail de la composition des murs de refend est donné au tableau 35. Sauf exception, les murs de refend situés dans l'axe nord-sud sont revêtus de panneaux d'OSB de 11, 12 ou 15 mm d'épaisseur d'un côté du mur seulement. Les murs suivants sont revêtus d'un panneau OSB des deux côtés du mur :

MR1-C: 1<sup>er</sup> au 4<sup>e</sup> étages  
(panneaux OSB 11 mm);

MR4-A et MR4-B: 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étages  
(panneaux OSB 11 mm);

MR6: 1<sup>er</sup> au 3<sup>e</sup> étages (panneaux OSB 11 mm);

MR7: 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étages (panneaux OSB 15 mm).

Dans l'axe est-ouest, les murs de refend des deux derniers étages sont revêtus de panneaux d'OSB de 11 mm d'épaisseur d'un côté seulement du mur. Pour les quatre premiers étages, les murs de refend sont revêtus d'OSB de 11 mm sur un côté ou sur les deux côtés.

Les clous utilisés sont des clous à pistolet pneumatiques de 64 mm de longueur (3,33 mm de diamètre). L'espacement des clous varie de 75 mm c/c à 150 mm c/c aux rives des panneaux et est à 300 mm c/c aux appuis intermédiaires.

Le système ATS de Simpson a été utilisé comme système d'ancrage de retenue. Le diamètre des tiges d'acier varie entre 14 et 25,5 mm (SR5 à SR9). Pour résister aux forces de glissement, on a utilisé des boulons d'ancrage de 12,7 mm de diamètre pour fixer les segments de mur du premier étage à la dalle de béton et des vis autotaraudeuses WS45 (114,3 mm de longueur et 6,1 mm de diamètre) de la compagnie MiTek pour les attaches interétages.

### Diaphragme

Le diaphragme du toit et des planchers est composé de panneaux d'OSB de 15 mm d'épaisseur, fixés à l'aide de clous à pistolet pneumatique de 64 mm de longueur (3,33 mm de diamètre). L'espacement des clous est de 125 mm aux rives des panneaux et de 300 mm aux appuis intermédiaires. Des blocages aux joints des panneaux d'OSB sont requis.

### Déformations

Murs de refend nord-sud :

La déformation horizontale critique interétage obtenue pour les charges sismiques se situe au MR1-C au cinquième étage et est de 65 mm. Elle se produit avec un diaphragme flexible et représente une déformation de 2,2 % par rapport à la hauteur de l'étage, ce qui respecte la limite du Code de 2,5 %. La déformation horizontale maximale obtenue au toit est de 301 mm et se produit aux murs MR3-A et MR3-B sous un diaphragme flexible. La période utilisée pour calculer la déformation est de 1,094 s.

La déformation horizontale maximale obtenue au toit pour les charges de vent est de 19 mm et se produit au MR7.

Murs de refend est-ouest :

La déformation horizontale critique interétage obtenue pour les charges sismiques se situe au 6<sup>e</sup> plancher et est de 44 mm, représentant une déformation de 1,51 % par rapport à la hauteur de l'étage, ce qui respecte la limite du Code de 2,5 %. La déformation horizontale maximale obtenue au toit est de 207 mm. La période utilisée pour calculer la déformation est de 1,468 s.

Diaphragmes nord-sud :

La déformation horizontale maximale obtenue pour les charges sismiques des diaphragmes est de 6,90 mm, ce qui donne une déformation de L/1767. La déformation horizontale maximale obtenue pour les charges de vent est inférieure à 1 mm.

Diaphragmes est-ouest :

La déformation horizontale maximale obtenue pour les charges sismiques des diaphragmes est de 24,57 mm, ce qui donne une déformation de L/715.

## 11.2 Recommandations

- **Longueur minimale des segments de mur de refend** : Pour les bâtiments multiétages, la longueur minimale des segments de murs de refend devrait, au minimum, être égale à la hauteur du bâtiment divisé par 3,5 ( $H_{\text{bâtiment}}/3,5$ ) pour s'assurer de respecter les limites de déformation latérale permises.
- **Distribution de la force latérale dans plusieurs segments de mur situés dans un même axe** : La distribution de la force latérale parmi les différents segments de mur de refend situés sur un même axe est fonction de la rigidité respective de chaque segment de mur. Puisque la rigidité des segments de mur est inconnue au début du calcul, la force latérale est, en général, initialement répartie au prorata des longueurs des segments de mur. Toutefois, pour un bâtiment de six étages, il apparaît qu'une distribution de la force au prorata du carré des longueurs ( $L^2$ ) de segments est le meilleur point de départ du processus itératif. Cependant, une vérification de la rigidité selon  $V / \Delta$  pourrait s'avérer nécessaire.
- **Charge gravitaire appliquée aux extrémités des segments de mur pour résister au moment de renversement** : Le calcul des membrures d'extrémité des segments de mur se fait en ajoutant ou en retranchant les charges gravitaires appliquées sur la demi-longueur du segment de mur. Toutefois, pour des segments très longs, cette charge apparaît trop élevée et inappropriée. Dans ce cas, on déterminera plutôt cette charge selon la demi-longueur du segment de mur, mais sans excéder une longueur maximale correspondant à la hauteur du mur.
- **Utilisation du coefficient  $J_x$  pour diminuer les efforts de renversement des murs de refend** : L'effet du coefficient  $J_x$  est significatif dans le calcul des bâtiments de cinq ou six étages, en particulier pour des périodes élevées.
- **Coefficient de réduction pour l'aire tributaire** : Ce coefficient de réduction tel que défini à l'article 4.1.5.8 du CNB est rarement utilisé dans le calcul des charpentes légères en bois puisque son effet est généralement négligeable. Toutefois, pour des bâtiments de cinq ou six étages, son effet peut être significatif, en particulier pour le calcul des colonnes et des surfaces d'appui requises. Cependant,

il faut ajuster à la baisse le coefficient de durée,  $K_D$ , lorsque les charges permanentes excèdent les surcharges.

- **Ancrages avec compensateur de retrait** : Ce type d'ancrage de retenue avec tiges d'acier et compensateur de retrait est généralement utilisé dans les bâtiments de moyenne hauteur afin d'éliminer les jeux dans les ancrages causés par le retrait. Bien que les tiges d'acier offrent la résistance nécessaire aux forces de soulèvement, elles causent tout de même une inertie réduite du segment de mur de refend comparativement à un mur de refend conventionnel composé de membrures de bois à chaque extrémité. Il faut donc généralement utiliser des tiges d'acier au diamètre plus élevé que ce qu'exige la résistance pour augmenter l'inertie et réduire les déformations.
- **Réduire la portée des poutrelles et des poutres** : Plus la portée est grande, plus les réactions aux appuis sont élevées. De plus, ces réactions se cumulent d'un étage à l'autre, et ce, jusqu'aux fondations. Ces charges cumulées ont un impact important sur l'espacement des montants des murs, sur la dimension des colonnes aux étages inférieurs, ainsi que sur les surfaces d'appui requises.
- **Utiliser des concepts simples** : La construction à ossature légère en bois est largement utilisée dans les petits bâtiments conformes à la partie 9 du Code. Le système de résistance aux charges latérales est conçu selon une approche empirique basée sur l'expérience et la tenue de ces bâtiments à long terme. Cependant, il s'agit d'un système très complexe qui fait appel à de nombreux éléments connectés les uns aux autres. De plus, comme nous avons pu le constater dans cet exemple de calcul, son analyse s'avère un défi de taille. Étant donné que les bâtiments de cinq ou six étages à ossature légère en bois doivent être conçus selon la partie 4 du Code, il est recommandé d'utiliser des concepts simples et facilement vérifiables manuellement, de façon à s'assurer que le temps de conception demeure concurrentiel.

- **Analyse de l'ensemble de la structure du bâtiment par un logiciel de calcul** : Les structures à ossature légère en bois sont des structures complexes et plusieurs hypothèses doivent être considérées lors d'un calcul manuel (diaphragme flexible et rigide, méthode de calcul de la force statique équivalente, sensibilité à la torsion, répartition des charges aux murs de refend, etc.). Il est fortement recommandé d'effectuer une vérification du système de résistance aux charges latérales à l'aide d'un logiciel de calcul afin de valider ces hypothèses de calcul. Le document intitulé *Linear Dynamic Analysis for Wood-based Shear Walls & Podium Structures – Part 1: Developing Input Parameters for Linear Dynamic Analysis* publié par le Conseil canadien du

bois et FPInnovations, ainsi que la fiche technique *Systèmes de résistance aux charges latérales pour les bâtiments à ossature de bois*, publiée par FPInnovations en collaboration avec la Régie du bâtiment du Québec, fournissent des directives pour la modélisation de ce type de structure par logiciel. Certains logiciels tels que SAFI et Advanced Design America (ADA) de Gritec contiennent d'ailleurs des modules de calcul pour des systèmes à ossature légère en bois et qui offrent des fonctionnalités qui facilitent cette modélisation.

## 12 Références

- CCB-1. *Diaphragm Flexibility*, Conseil Canadien du bois et FPInnovations, octobre 2013.
- CCB-2. *A Mechanics-Based Approach for Determining Deflections of Stacked Multi-Storey Wood-Based Shear Walls*, Conseil Canadien du bois et FPInnovations, octobre 2013.
- CCB-3. *Design Example: Design of Stacked Multi-Storey Wood-Based Shear Walls using mechanics-based approach*, Conseil Canadien du bois et FPInnovations, octobre 2013.
- CCB-4. *Vertical Movement in Wood Platform Frame Structures: Movement Prediction*, Conseil Canadien du bois et FPInnovations, octobre 2013.
- CCB-5. *Linear Dynamic Analysis for Wood-based Shear Walls & Podium Structures – Part 1: Developing Input Parameters for Linear Dynamic Analysis*, Conseil Canadien du bois et FPInnovations, Octobre 2013.
- Cecobois (2019), *Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois, 2<sup>e</sup> édition*, Cecobois, mars 2019.
- Code de construction du Québec, Chapitre I – Bâtiment, et Code national du bâtiment – Canada 2020 (modifié)*, Conseil national de recherches Canada, novembre 2025.
- Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur du Code national du bâtiment du Canada 2020: Partie 4 de la division B)*, Conseil national de recherches Canada, mars 2025.
- CSA O86:19 Règles de calcul des charpentes en bois*, Association canadienne de normalisation, juin 2020.
- Manuel de calcul des charpentes en bois 2021*, Conseil canadien du bois, janvier 2022.
- Guide du rédacteur de devis pour linteaux, poutres et colonnes Trus JoistMD (Est du Canada)*, TJ-9500F, Weyerhaeuser, août 2023.
- CCMC 12627-R – TimberStrand® LSL*, CCMC Canadian code compliance evaluation, Conseil national de recherches Canada, novembre 2023.
- Fiche de bonnes pratiques. Systèmes de résistance aux charges latérales pour les bâtiments à ossature de bois*, Ministère des ressources naturelles et des forêts du Québec et FPInnovations, mars 2025.
- Systèmes Strong-Rod®, Guide du système d'ancrage contre les séismes et le vent*, C-L-SRSCAN22CF, Simpson Strong-Tie, 2022.
- Manuel pour la construction à ossature en bois de moyenne hauteur*, section 3.12.1, Conseil canadien du bois, Conseil national de recherches Canada et FPInnovations, 2015.
- Structural Products Catalogue, 60<sup>th</sup> Edition – Limit States Design*, Mitek, mis à jour en 2025.
- Simpson Strong-Tie Connecteurs pour constructions en bois*, C-C-CAN2025CF, Simpson Strong-Tie, 2025.

# Annexes

## Annexe 1 – Calcul de la force statique équivalente selon le Code 2020

Lieu	Québec
Longueur du bâtiment (m)	57,45
Largeur du bâtiment (m)	19,51
Aire du bâtiment (m <sup>2</sup> )	1 089
Charge permanente au toit (kPa)	0,9
Charge de neige au toit (kPa)	3,48
Charge permanente au plancher (kPa)	2,16
W Toit (kN)	1 928
W de tous les planchers (kN)	11 761
W de tous les murs (kN) (annexe 6)	3 567
<b>W total du bâtiment (kN)</b>	<b>17 256</b>

Toit	Hauteur des murs	
Plancher 6	h (m) =	3,466
Plancher 5	h (m) =	2,908
Plancher 4	h (m) =	2,908
Plancher 3	h (m) =	2,908
Plancher 2	h (m) =	2,908
Plancher 1	h (m) =	2,870
	<b>h total (m) =</b>	<b>17,97</b>

Période  $T_a$  (CNBC) = 0,436

Données sismiques (sol type C, Vs30 = 450 m/s)		
	$S(T) = S_a(T, 450)$	$S(T)$
T = 0,2	0,774	0,774
T = 0,5	0,405	0,405
T = 1,0	0,212	0,212
T = 2,0	0,0972	0,097
T = 5,0	0,0258	0,026

Interpolation	
T	S(T)
0,2	0,774
0,5	0,405
<b>0,436</b>	<b>0,446</b>

PGA (XD) =	0,418
PGV (XD) =	0,415

$S(T_a) M_v$ pour $T_a = 0,436$	0,446
$S(T_a) M_v$ pour $T_a = 0,873$	0,263
$S(T) M_v$ pour T = 0,5	0,405
$S(T) M_v$ pour T = 1,0	0,239
$S(T) M_v$ pour T = 2,0	0,147

Type de sol	C
$I_E =$	1,0
$R_d =$	3
$R_o =$	1,7

${}^{(*)}V_{\min} \text{ (kN)} = S(2,0)M_v I_E W / R_d R_o$	498,2
$V \text{ (kN)} = S(T_a)M_v I_E W / R_d R_o$	1 508,7
$V_{\max} \text{ (kN)} = \text{Max}[2/3 S(0,2); S(0,5)] \times I_E W / R_d R_o$	1 745,9

V calcul avec  $T_a$  (kN) 1 508,7

Calcul avec  $2 T_a \Rightarrow T = 0,873$

Interpolation	
T	S(T)
0,5	0,405
1	0,212
<b>0,8727</b>	<b>0,2407</b>

${}^{*}V_{\min} \text{ (kN)} = S(2,0)M_v I_E W / R_d R_o$	498,2
$V \text{ (kN)} = S(T_a)M_v I_E W / R_d R_o$	890,4
$V_{\max} \text{ (kN)} = \text{Max}[2/3 S(0,2); S(0,5)] \times I_E W / R_d R_o$	1 745,9

V calcul avec  $2 T_a$  (kN) 890,4

Cependant si on calcule  $V$  avec  $2 T_a$ , il faut multiplier  $V$  par 1,20 pour tenir compte de la possibilité d'étages moins rigides que d'autres donc :

$$V = 1,20 V \text{ calcul avec } 2 T_a \text{ (kN)} \quad 1\,068,5$$

\* Le paragraphe 236 du commentaire J du Code 2020 mentionne que la valeur de  $V_{\min}$  pour les murs travaillant en cisaillement en bois ne doit pas être utilisée selon l'article 4.1.8.11.2a), lié aux « murs, murs couplés et systèmes mur-ossature ». Il faut plutôt se référer à l'article 4.1.8.11.2b), lié aux « ossatures résistant aux moment, ossatures contreventées et autres systèmes », pour les murs travaillant en cisaillement en bois. Il en va de même pour les valeurs de  $M_v$  et de  $J$  du tableau 4.1.8.11, où il faudrait se référer aux « Autres systèmes ».

## Annexe 2 – Calcul du centre de masse

Pour le calcul du centre de masse, nous retenons comme hypothèse que la charge est uniformément répartie sur toute la surface du plancher. Cette hypothèse est acceptable puisque les murs intérieurs sont répartis de façon uniforme sur l'ensemble de la surface de plancher.

$$X_M = [(A1 \cdot X1) + (A2 \cdot X2) + (A3 \cdot X3)] / (A1 + A2 + A3) = [(58,46 \times 1,6) + (939,41 \times 27,275) + (91,13 \times 54,4)] / (58,46 + 939,41 + 91,13) = \mathbf{28,167 \text{ m}}$$

$$Y_M = [(A1 \cdot Y1) + (A2 \cdot Y2) + (A3 \cdot X3)] / (A1 + A2 + A3) = [(58,46 \times 9,135) + (939,41 \times 9,755) + (91,13 \times 7,47)] / (58,46 + 939,41 + 91,13) = \mathbf{9,53 \text{ m}}$$

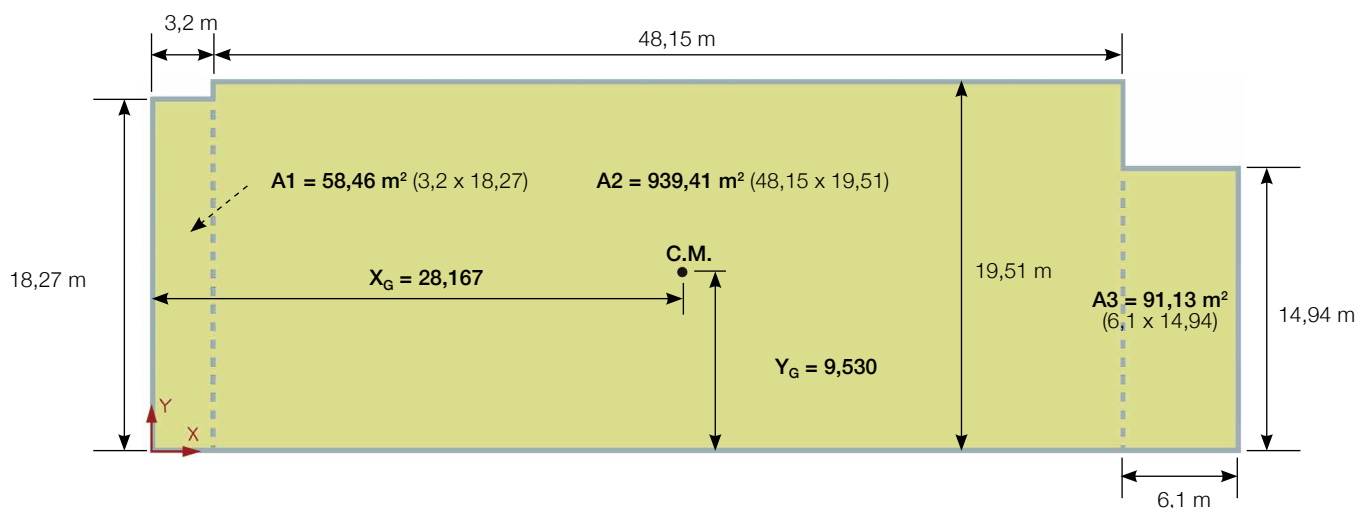


Figure 59 • Centre de masse (C. M.)

## Annexe 3 – Calcul du centre de rigidité

Prenons comme hypothèse que la rigidité des murs est uniforme et proportionnelle au carré de la longueur ( $L^2$ ).

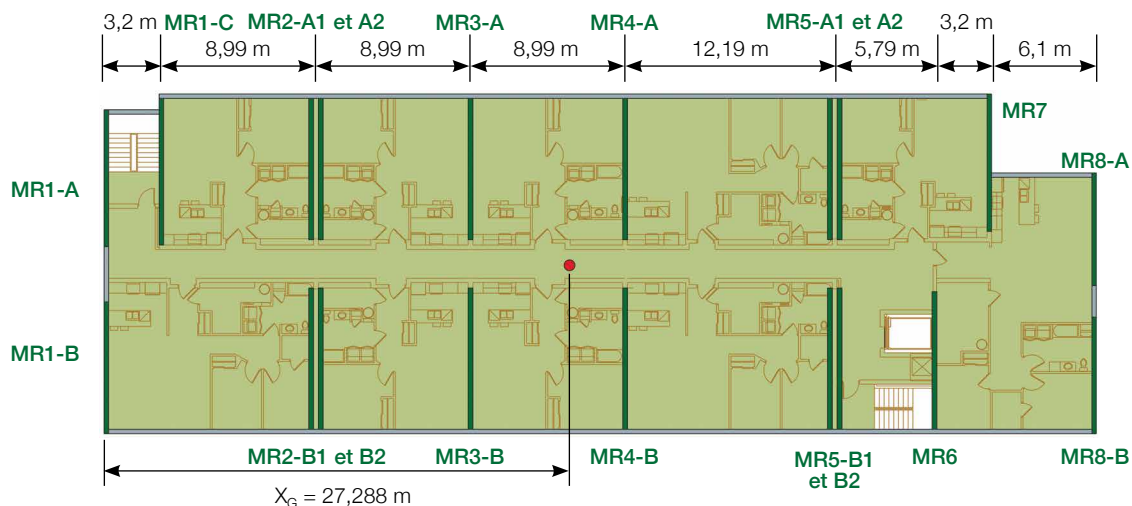


Figure 60 • Centre de rigidité – Axe nord-sud

Tableau 86 • Centre de rigidité – Rigidité =  $L^2$  (Axe nord-sud)

	L	$L^2$	d	$L^2 d$
MR1-A	7,7	59,290	0	0
MR1-B	7,7	59,290	0	0,00
MR1-C	8,6	73,960	3,2	236,67
MR2-A1	8,6	73,960	12,19	901,57
MR2-A2	8,6	73,960	12,19	901,57
MR2-B1	8,6	73,960	12,19	901,57
MR2-B2	8,6	73,960	12,19	901,57
MR3-A	8,6	73,960	21,18	1 566,47
MR3-B	8,6	73,960	21,18	1 566,47
MR4-A	8,6	73,960	30,17	2 231,37
MR4-B	8,6	73,960	30,17	2 231,37
MR5-A1	8,6	73,960	42,36	3 132,95
MR5-A2	8,6	73,960	42,36	3 132,95
MR5-B1	8,6	73,960	42,36	3 132,95
MR5-B2	8,6	73,960	42,36	3 132,95
MR6	8	64,000	48,15	3 081,60
MR7	8,2	67,240	51,35	3 452,77
MR8-A	6,5	42,250	57,45	2 427,26
MR8-B	6,5	42,250	57,45	2 427,26
	$\Sigma = 156,4$	$\Sigma = 1 295,800$		$\Sigma = 35 359,34$
	$X_G = \Sigma L^2 d / \Sigma L^2$	27,288		

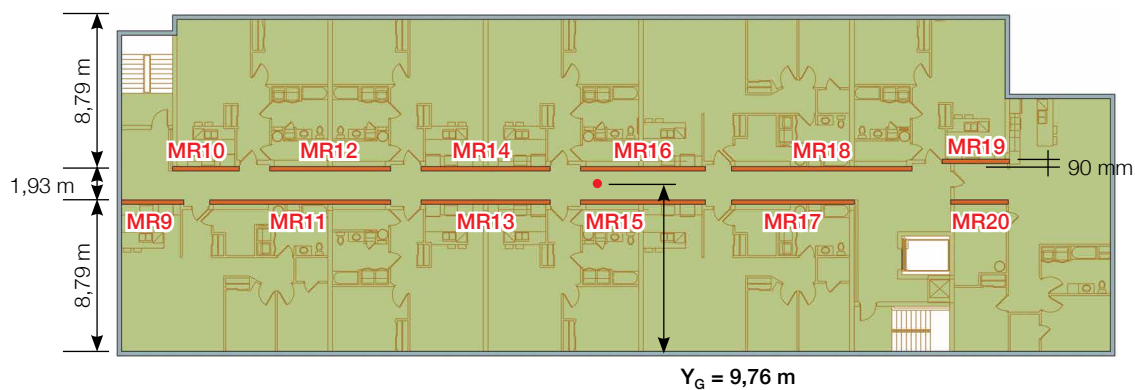


Figure 61 • Données servant à déterminer l'effort V appliqué aux murs du 6<sup>e</sup> étage – Rigidité  $K = V_i / \Delta_i$

Tableau 87 • Centre de rigidité – Rigidité =  $L^2$  (Axe est-ouest)

	L	L <sup>2</sup>	d	L <sup>2</sup> d
MR9	3,4	11,560	8,79	101,6124
MR10	3,9	15,210	10,72	163,05
MR11	10,4	108,160	8,79	950,73
MR12	7	49,000	10,72	525,28
MR13	7,4	54,760	8,79	481,34
MR14	7,4	54,760	10,72	587,03
MR15	7,3	53,290	8,79	468,42
MR16	7,3	53,290	10,72	571,27
MR17	7	49,000	8,79	430,71
MR18	10,3	106,090	10,72	1 137,28
MR19	3,9	15,210	10,81	164,42
MR20	3,9	15,210	8,79	133,70
	$\Sigma = 79,2$	$\Sigma = 585,540$		$\Sigma = 5 714,84$
	$Y_G = \Sigma L^2 d / \Sigma L^2$	9,760		

Centre de rigidité partiel pour l'axe est-ouest (entre les axes 4 et 10):

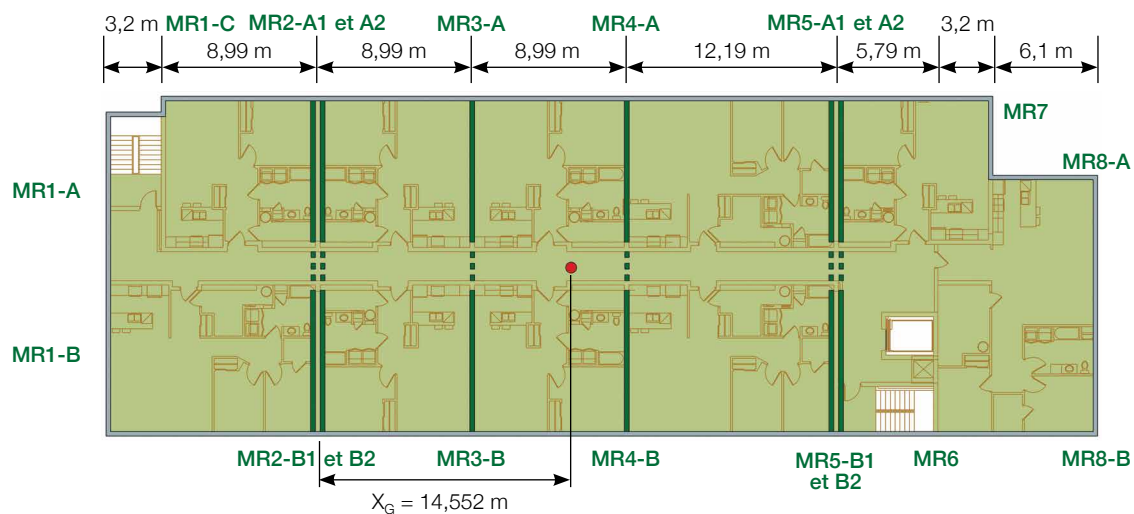


Figure 62 • Centre de rigidité partiel – Axe nord-sud

Tableau 88 • Centre de rigidité partiel – Rigidité =  $L^2$  (Axe nord-sud)

	L	$L^x$	d	$L^x d$
MR2-A1	8,6	73,960	0	0,00
MR2-A2	8,6	73,960	0	0,00
MR2-B1	8,6	73,960	0	0,00
MR2-B2	8,6	73,960	0	0,00
MR3-A	8,6	73,960	8,99	664,90
MR3-B	8,6	73,960	8,99	664,90
MR4-A	8,6	73,960	17,98	1 329,80
MR4-B	8,6	73,960	17,98	1 329,80
MR5-A1	8,6	73,960	30,17	2 231,37
MR5-A2	8,6	73,960	30,17	2 231,37
MR5-B1	8,6	73,960	30,17	2 231,37
MR5-B2	8,6	73,960	30,17	2 231,37
	$\Sigma = 103,2$	$\Sigma = 887,520$		$\Sigma = 12 914,90$
	$X_G = \Sigma L^2 d / \Sigma L$	14,552		

## Annexe 4 – Calcul du centre d'application des charges de vent

$$X_{C1} = [(0,9 \text{ kPa} \times 6,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m} \times 31,725 \text{ m})] / [(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})]$$

$$= 27,448 \text{ m}$$

$$X_{C2} = [(0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m} \times 25,725 \text{ m}) + (0,9 \text{ kPa} \times 6,0 \text{ m} \times 54,45 \text{ m})] / [(0,9 \text{ kPa} \times 6 \text{ m}) + (0,6 \text{ kPa} \times 51,45 \text{ m})]$$

$$= 30,002 \text{ m}$$

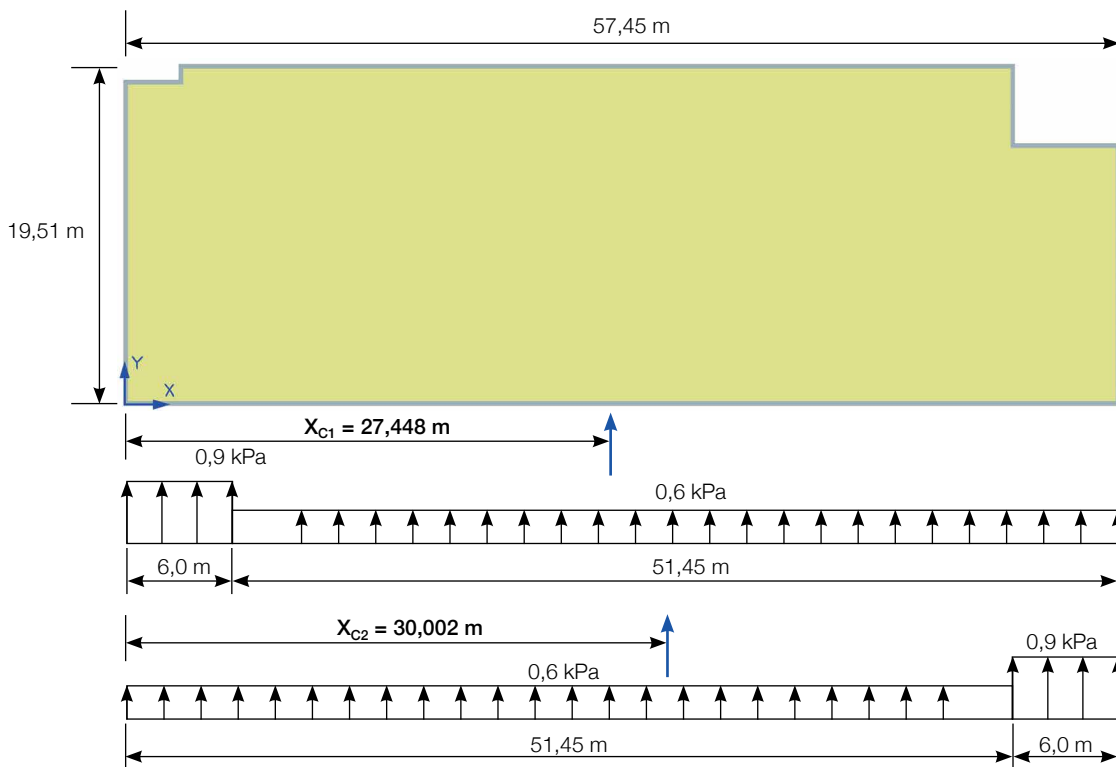


Figure 63 • Centre d'application des charges de vent

## Annexe 5 – Coefficient de réduction du moment de renversement (tableau 4.1.8.11. du Code)

Pour compenser la surestimation des effets des modes supérieurs sur les moments de renversement, le coefficient de réduction du moment de renversement,  $J_x$ , doit être appliqué. (Commentaire J, Guide de l'utilisateur – CNB 2020)

$h_n$  = Hauteur totale du bâtiment

$h_x$  = Hauteur de l'étage analysé

Comme mentionné à l'annexe 1 pour le calcul de  $V_{min}$ , les systèmes de contreventement de murs en bois travaillant en cisaillement doivent utiliser les valeurs de  $J$  pour les « Autres systèmes » du tableau 4.1.8.11 du Code, et non les valeurs liées aux « Murs et systèmes mur-ossature ».

Pour  $h_x \geq 0,6 h_n \Rightarrow J_x = 1,0$  (aucune réduction),  $0,6 h_n = 0,6 \times 17,97 = 10,78$  m

Pour  $h_x < 0,6 h_n \Rightarrow J_x = J + (1 - J) (h_x / 0,6 h_n)$

J selon tableau 4.1.8.11 du Code  
 $S(0,2) / S(5,0) = 0,774 / 0,0258 = 30,0$   
 Valeur de  $J_x$  pour « Autres systèmes »

S(0,2)/S(5,0)	Ta = 0,5	T = 0,873	Ta = 1
20	1		0,8
30,00	0,90	0,747	0,6950
40	0,8		0,59

Donc, à la base du 1<sup>er</sup> étage:  $h_x = 0 \Rightarrow J = 0,747$

À la base du 2<sup>e</sup> étage:  $h_x = 2,87$  m  $\Rightarrow J = 0,747 + (1 - 0,747) (2,87 / (0,6 \times 17,97)) = 0,814$

À la base du 3<sup>e</sup> étage:  $h_x = 5,78$  m  $\Rightarrow J = 0,747 + (1 - 0,747) (5,78 / (0,6 \times 17,97)) = 0,883$

À la base du 4<sup>e</sup> étage:  $h_x = 8,69$  m  $\Rightarrow J = 0,747 + (1 - 0,747) (8,69 / (0,6 \times 17,97)) = 0,951$

## Annexe 6 – Calcul de la charge permanente du bâtiment W et calcul de la charge sismique

La définition de la charge permanente pour le calcul sismique est donnée à l'article 4.1.8.2 du Code. Pour le présent exemple, il s'agit de la charge permanente des planchers et du toit plus 25 % de la charge de neige au toit, ainsi que du poids des cloisons intérieures et du poids des murs porteurs. Pour le poids des cloisons, il est permis d'utiliser une charge de 0,5 kPa au lieu de la charge de 1,0 kPa spécifiée à l'article 4.1.4.1.3 du Code et utilisée pour le calcul

des éléments structuraux qui doivent supporter les charges gravitaires. Nous retenons comme hypothèse que cette charge s'applique uniquement aux cloisons intérieures des logements. À la charge permanente des planchers et du toit s'ajoutent donc le poids des murs extérieurs ainsi que le poids des murs de refend intérieurs, soit les murs des corridors et les murs mitoyens.

Tableau 89 • Poids des matériaux

Matériau	Poids (kPa)
Toiture avec membrane élastomère	0,05
Fermes de toit plates	0,20
Laine minérale (fibre de verre) de 406 mm épaisseur et barres résilientes	0,10
Poutrelles de plancher à 406 mm c/c (semelles 38 x 89)	0,16
Parquet de bois	0,15
Chape de béton léger de 38 mm	0,70
OSB 11 mm	0,08
OSB 16 mm	0,11
OSB 19 mm	0,13
Gypse 16 mm	0,13
Isolant acoustique (370 mm) et barres résilientes	0,18
Montants simples 38 x 89 à 406 mm c/c	0,07
Montants doubles 38 x 89 à 406 mm c/c	0,12
Montants simples 38 x 140 à 406 mm c/c	0,12
Montants simples 38 x 140 à 305 mm c/c	0,16
Revêtement de mur en tôle d'acier	0,10
Revêtement de brique d'argile de 89 mm	1,58

Références: *Manuel de calcul des charpentes en bois* du CCB et fiches techniques des fabricants

### **Charge permanente des planchers et du toit**

Aire du bâtiment: 1 089 m<sup>2</sup>

Charge permanente au toit: 0,9 kPa

Charge de neige au toit applicable:  $0,25 \times 3,48 \text{ kPa} = 0,87 \text{ kPa}$

Charge permanente des planchers (avec béton léger et sans cloisons): 1,66 kPa

Poids des cloisons: 0,5 kPa

Charge permanente des planchers et du toit pour le calcul sismique:  $[(0,9 \text{ kPa} + 0,87 \text{ kPa}) + [(1,66 \text{ kPa} + 0,5 \text{ kPa}) \times 5]] \times 1 089 \text{ m}^2 = \mathbf{13 689 \text{ kN}}$

### **Charge permanente des murs extérieurs**

Longueur des murs extérieurs: 153,92 m

Hauteur de mur (incluant la hauteur du plancher): 2,908 m

Le revêtement extérieur sera principalement en tôle d'acier ou d'aluminium avec quelques surfaces de briques (voir la vue d'élévation du bâtiment). Pour l'ossature, on utilisera du 38 x 140 à 406 mm c/c avec une épaisseur d'OSB de 11 mm pour la résistance latérale et un gypse de 16 mm.

Poids estimé des murs extérieurs avec la brique: 2,0 kPa

Poids estimé des murs extérieurs avec le revêtement en tôle d'acier: 0,50 kPa

### **Charge permanente des murs intérieurs de corridor (direction est-ouest)**

Longueur des murs: 79,2 m

Hauteur d'un mur: 2,908 m

Pour les murs de corridor, nous considérerons du 38 x 140 à 406 mm c/c, avec une épaisseur d'OSB de 11 mm et deux feuilles de gypse de 16 mm

Poids estimé des murs intérieurs de corridor: 0,55 kPa

### **Charge permanente des murs intérieurs mitoyens (direction nord-sud)**

Longueur des murs: 95,9 m

Hauteur d'un mur (incluant la hauteur du plancher): 2,908 m

Pour des raisons d'acoustique, les murs mitoyens sont doublés. L'ossature est faite de 38 x 140 à 406 mm c/c et de 38 x 89 à 406 mm c/c. Nous considérerons une épaisseur d'OSB de 11 mm et un gypse de 16 mm sur les deux murs.

Poids estimé des murs doubles: 0,75 kPa

Poids estimé par mur: 0,38 kPa

**Tableau 90** • Charge permanente du bâtiment (W) pour le calcul sismique

Étage	Plancher/toit		Murs extérieurs				Murs de corridor		Murs mitoyens		Poids total (kN)
	Aire (m <sup>2</sup> )	Charge (kPa)	Aire du mur en briques (m <sup>2</sup> )	Charge du mur en briques (kPa)	Aire du mur en tôle (m <sup>2</sup> )	Charge du mur en tôle (kPa)	Aire (m <sup>2</sup> )	Charge (kPa)	Aire (m <sup>2</sup> )	Charge (kPa)	
Toit	1 089	1,77	0,0	2,00	166,5	0,50	85,7	0,55	103,8	0,75	2 135,8
6 <sup>e</sup> étage	1 089	2,16	0,0	2,00	447,6	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	2 911,9
5 <sup>e</sup> étage	1 089	2,16	26,6	2,00	421,0	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	2 951,8
4 <sup>e</sup> étage	1 089	2,16	93,1	2,00	354,5	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	3 051,5
3 <sup>e</sup> étage	1 089	2,16	115,7	2,00	331,9	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	3 085,5
2 <sup>e</sup> étage	1 089	2,16	138,4	2,00	309,2	0,50	230,31	0,55	278,9	0,75	3 119,5
<b>Poids total du bâtiment (kN) =</b>											<b>17 256</b>

Le poids des murs du 1<sup>er</sup> étage n'est pas considérés dans le tableau, car ils n'ont pas à être considéré dans le calcul des charges sismiques.

Le poids du bâtiment a un effet direct sur le système de résistance aux charges latérales. Remarquons qu'un revêtement de mur extérieur lourd tel que la brique augmente le poids du bâtiment de façon significative. Il est donc judicieux d'utiliser des revêtements de murs les plus légers possible. Il en est de même pour les planchers. Pour des considérations acoustiques, un recouvrement de béton léger a été utilisé. D'autres produits plus légers, par exemple, des

coulis autonivelants à base de plâtre avec membrane acoustique ou des panneaux de type chape sèche, pourraient également être utilisés.

Dans cet exemple de calcul, la surface des murs de briques a été limitée. Le poids total des murs est de 3 567 kN et le poids des planchers et du toit est de 13 689 kN, pour un poids total du bâtiment de **17 256 kN**.

### Calcul des charges sismiques à chaque étage

	Poids par étage, $W_x$ (kN)	$h_x$ (m)	$W_x h_x$ (Kn m)	
F Toit →	Toit	2 135,80	17,97	38 376,05
F6 →	6 <sup>e</sup> étage	2 911,90	14,50	42 228,37
F5 →	5 <sup>e</sup> étage	2 951,80	11,59	34 223,17
F4 →	4 <sup>e</sup> étage	3 051,50	8,69	26 505,33
F3 →	3 <sup>e</sup> étage	3 085,50	5,78	17 828,02
F2 →	2 <sup>e</sup> étage	3 119,50	2,87	8 952,97
	1 <sup>er</sup> étage	2 135,80	17,97	38 376,05
	<b>17 256</b>	<b><math>\Sigma W_x h_x =</math></b>	<b>168 113,91</b>	

$$V = 1068,5 \text{ kN}$$

$$F_x = (V - F_t) W_x h_x / \sum (w_i h_i)$$

$$F_t = 0,07 T_a V \leq 0,25 V, \text{ pour } T_a > 0,7 \text{ sec (4.1.8.11.7 CNB)}$$

$$F_t = 0, \text{ pour } T_a \leq 0,7 \text{ sec (4.1.8.11.7 CNB)}$$

$$T_a = 0,873 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec donc } F_t = 0,07 \times 0,873 \times 1068,5 \text{ kN} = 65,3 \text{ kN}$$

Exemple de calcul pour  $F_{\text{Toit}}$  :

$$F_{\text{Toit}} = (1068,5 \text{ kN} - 65,3 \text{ kN}) \times (38 376,05 \text{ kN.m} / 168 113,91 \text{ kN.m}) + 65,3 \text{ kN} = 294,3 \text{ kN}$$

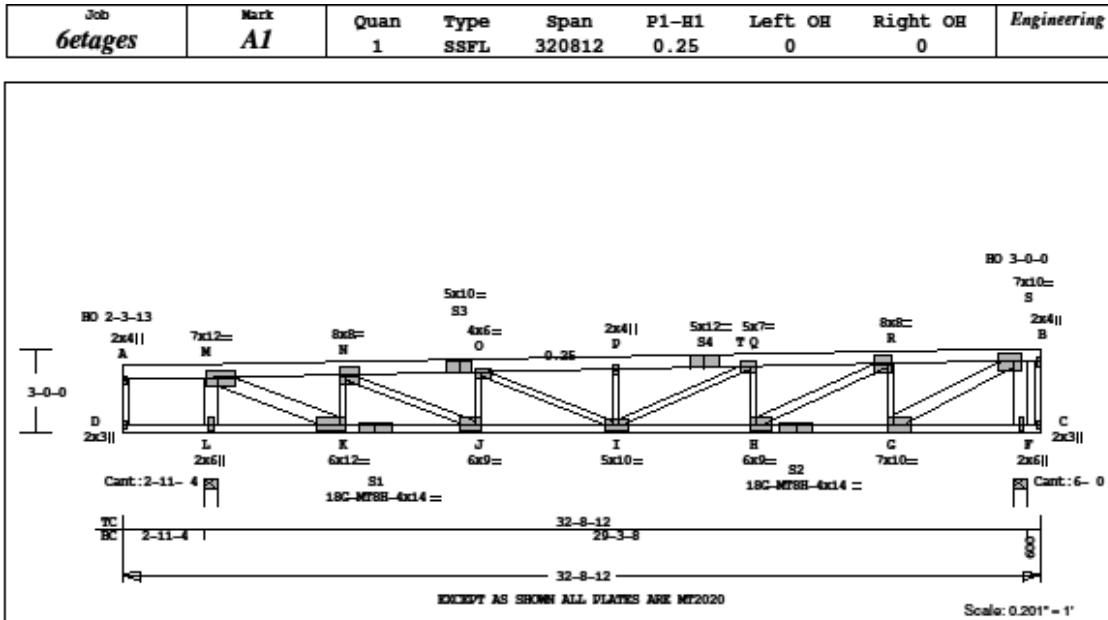
Exemple de calcul pour  $F_5$  (au plancher du 5<sup>e</sup> étage) :

$$F_5 = (1068,5 \text{ kN} - 65,3 \text{ kN}) \times (34 223,17 \text{ kN.m} / 168 113,91 \text{ kN.m}) = 204,2 \text{ kN}$$

Force sismique à chaque étage (kN)	
$F_{\text{Toit}} =$	<b>294,3</b>
$F_6 =$	<b>252,0</b>
$F_5 =$	<b>204,2</b>
$F_4 =$	<b>158,2</b>
$F_3 =$	<b>106,4</b>
$F_2 =$	<b>53,4</b>
Total =	1 068,5

Force sismique cumulée à chaque étage (kN)	
$V_6 =$	<b>294,3</b>
$V_5 =$	<b>546,3</b>
$V_4 =$	<b>750,5</b>
$V_3 =$	<b>908,7</b>
$V_2 =$	<b>1 015,1</b>
$V_1 =$	<b>1 068,5</b>

# Annexe 7 – Illustrations informatiques



Online Plus -- Version 29.0.004  
 RUN DATE: 10-JUL-14

CSI -Sira- Lumber-  
 TC 0.51 2x 6 2100S1.8  
 BC 0.94 2x 4 2100S1.8  
 WB 0.89 2x 6 SDP-#2B  
 -- 0.45 2x 3 SDP-#2B  
 D -A K -N J -O O -I  
 I -P I -Q H -Q G -R  
 C -B  
 -- 0.76 2x 4 SDP-#2B  
 N -J H -R

Condition at Manufacture: Wet

Importance Category : Normal  
 Condition at Manufacture : Wet  
 Treatment : Untreated  
 Service Condition : Dry

Brace truss as follows:  
 O.C. From To  
 TC Cont. 0-0-0 32- 8-12  
 or 30.0\* 0-0-0 32- 8-12  
 BC 48.0\* 0-0-0 32- 8-12

psf-Ld Dead Live Wind Snow  
 TC 10.0 0.0 0.0 0.0 72.7  
 BC 10.0 10.0 0.0 0.0 0.0  
 TC+BC 20.0 10.0 0.0 0.0 72.7  
 Total 102.7 Spacing 24.0"  
 TC Fb-1.10 Fc-1.10 Ft-1.10  
 BC Fb-1.10 Fc-1.10 Ft-1.10

Unfactored Reactions (lbs)  
 Jt -DL- -LL- -ML- -SL-  
 L 7100 3550 10680 25800  
 F 5990 3000 8490 21770

Dist Live 20 20 0.0 32.7

Maximum Uplift Loadcase  
 LC# 5 NBCC 11  
 P1# TC Bag End From To  
 Dist Dead 20 20 0.0 32.7  
 Dist Wind -56 -56 0.0 32.7  
 P1# BC Bag End From To  
 Dist Dead 20 20 0.0 32.7  
 Dist Wind -24 -24 0.0 32.7  
 Dist Wind -24 -24 2.9 32.7  
 P1# Bag End From To  
 Dist Wind 17 17 0.1 2.5

Memb CSI P Lbs Mdist M2nd  
 ---Top Chords---  
 A -N 0.41 7 T -15-13525  
 N -N 0.51 6940 C -13525 -1923  
 N -S3 0.45 11246 C -1923 2003  
 S3-O 0.31 11234 C 2003 -2374  
 O -P 0.50 12281 C -2374 -2384  
 P -S4 0.48 12285 C -2384 5440  
 S4-Q 0.44 12273 C 5440 -2578  
 Q -R 0.38 10489 C -2578 -5167  
 R -S 0.24 6306 C -5167 -636  
 S -B 0.02 57 C 564 0

---Bottom Chords---  
 D -L 0.25 0 T -2 -3202  
 L -K 0.25 129 C -3202 204  
 K -S1 0.59 6934 T 204 1082  
 S1-J 0.62 6934 T 1082 41  
 J -I 0.94 11242 T 41 73  
 I -H 0.88 10487 T 73 3  
 H -S2 0.53 6303 T 3 878  
 S2-C 0.54 6303 T 878 -642  
 C -F 0.12 70 C -1293 -761  
 F -C 0.07 70 C -761 -3

---Web---  
 D -A 0.01 46 T  
 L -M 0.10 4651 C  
 M -K 0.89 7553 T  
 K -N 0.20 2890 C  
 N -J 0.75 4691 T  
 J -O 0.07 1683 C  
 O -I 0.26 1136 T  
 I -P 0.06 1183 C  
 I -Q 0.45 1996 T  
 H -Q 0.10 1992 C  
 H -R 0.76 4706 T  
 C -R 0.31 3350 C  
 C -B 0.85 7227 T  
 F -S 0.10 4046 C  
 C -B 0.05 79 C WindLd

Mitek's Online Plus™  
 TL Panel -0.05" in P-Q L/999  
 LL Defl -0.66" in J-I L/519  
 LL Cant 0.06" in D-L L/599  
 Shear // Grain in M-N 0.46

Plates for each ply each face.  
 CALCUL DES COUSSRETS SELON LE  
 TPIC96 ET LA NORME  
 CAN3-086-01(ETATS LIMITEES).  
 COUSSRETS CALCULES SELON LA  
 METHODE D'AIRE NETTE POUR  
 DU BOIS DE CATEGORIE SDP.  
 NO COMC MT20:11996-L,  
 MT20:13270-L  
 FICHEIR UTILISE:PRILSDMI  
 Plate - MT20 20 Ga, Net Area  
 Plate - MT20 18 Ga, Net Area  
 Jt Type P1t Size X Y JSI  
 A MT20 2.0x 4.0 Ctr Ctr 0.34  
 M MT20 7.0x12.0 1.4 Ctr 0.92  
 N MT20 8.0x 8.0 1.9 0.2 0.86  
 S3 MT20 5.0x10.0 Ctr Ctr 0.85  
 O MT20 4.0x 6.0 0.5 Ctr 0.78  
 P MT20 2.0x 4.0 Ctr Ctr 0.44  
 S4 MT20 5.0x12.0 Ctr Ctr 0.89  
 Q MT20 5.0x 7.0-0.9 Ctr 0.79  
 R MT20 8.0x 8.0-1.7 0.1 0.89  
 S MT20 7.0x10.0-2.2 Ctr 0.93  
 B MT20 2.0x 4.0 Ctr Ctr 0.40  
 D MT20 2.0x 3.0 Ctr Ctr 0.67  
 L MT20 2.0x 6.0 Ctr 0.5 0.87  
 K MT20 6.0x12.0-3.5 Ctr 0.88  
 S1 MT20 4.0x14.0 Ctr 0.2 0.93  
 J MT20 6.0x 9.0-2.0 Ctr 0.86  
 I MT20 5.0x10.0 0.5-0.1 0.84  
 H MT20 6.0x 9.0 2.0 Ctr 0.87  
 S2 MT20 4.0x14.0 Ctr 0.2 0.84  
 C MT20 7.0x10.0 2.5 Ctr 0.90  
 F MT20 2.0x 6.0 Ctr 0.2 0.83  
 C MT20 2.0x 3.0 Ctr Ctr 0.56

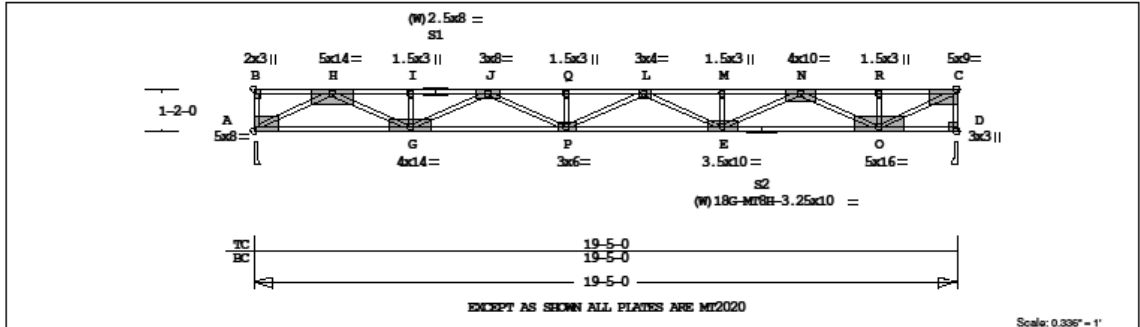
This truss must be installed as shown. It cannot be installed upside-down.  
 Wind Loads - TPIC, 2010 Edition  
 Truss is designed as a Main Wind-Force Resistance System.  
 Wind Pressure: 8.6 psf  
 Truss Location: At End  
 Mean Roof Height: 60'-0  
 Building Type: Part. Enc  
 Terrain: Open  
 TC Dead Load : 10.0 psf  
 BC Dead Load : 10.0 psf  
 Design Roof Snow Load Use:  
 Ground Snow Load = 75.2 psf  
 Rain Load = 12.5 psf  
 Non-slippery Roof  
 Importance Factor 1.00  
 Exposed to Wind Factor 1.00  
 Balanced Load Factor 0.80  
 Unbalanced Load Factor 0.80  
 Unbalanced Loads Checked  
 Load Factors = 1.00 and 0.00

Placement Tolerance Used 0.25 in.  
 Allowance For Ineffective Teeth shall be 10.0%  
 Allowance for Rotation on Joint shall be 5.0 deg.

NOTES:  
 Trusses Manufactured by:  
 Analysis Conforms To:  
 TPIC-COM , Standard Formula  
 NBCC2010  
 No wind exposure on left end.

Figure 64 • Exemple de dessin d'atelier – Ferme de toit

Job <b>6etages</b>	Mark <b>R4(2)</b>	Quan 1	Type KB3B3	Span 190500	P1-H1 10200	Left OH 0	Right OH 0	Engineering
-----------------------	----------------------	-----------	---------------	----------------	----------------	--------------	---------------	-------------



Online Plus - Version 29.0.004  
 RUN DATE: 10-JUL-14

CSI Size - Lumber -  
 TC 0.70 4x 2 2100S1.8  
 EC 0.68 4x 2 2100S1.8  
 WB 0.33 4x 2 SWP-2B  
 - 0.28 4x 2 2100S1.8  
 A-H H-C O-C

Importance Category : Normal  
 Condition at Manufacture : Dry  
 Treatment : Untreated  
 Service Condition : Dry

Brace truss as follows:  
 O.C. From To  
 TC Cont. 0-0-0 19-5-0  
 or 48.0° 0-0-0 19-5-0  
 EC 48.0° 0-0-0 19-5-0

Inf-Ld Dead Live Wind Snow  
 TC 48.0 40.0 0.0 0.0  
 EC 8.0 0.0 0.0 0.0  
 TCBC 56.0 40.0 0.0 0.0  
 Total 96.0 Spacing 16.0°  
 TC Fd-1.10 Fc-1.10 Ft-1.10  
 EC Fd-1.10 Fc-1.10 Ft-1.10

Unfactored Reactions (Lbs)  
 Jt -DL- -LR- -WR- -SL-  
 A 721D 514D 00 00  
 D 720D 514D 00 00

TL Factored Reactions (Lbs)  
 Jt Down Uplift Horiz  
 A 1673  
 D 1672

Jt Brq Size Required  
 A 3.5" 1.5"  
 D 3.5" 1.5"

Maximum Downward Loadcase  
 LCF 1 HBCC 1  
 Flt TC Bag End From To

Online Plus™ © Copyright MITe® 1995-2011 Version 29.0.004 Engineering - Portail 27/10/2014 21:13:25 PM Page 1 of 2

Mitak Online Plus™

Dist	Dead	64	64	0.0	19.4
Dist	Live	53	53	0.0	19.4
Flt	HC	Bag	End	From	To
Dist	Dead	11	11	0.0	19.4

Member CSI P Lbs M1st M2nd

---Top Chords---  
 B-H 0.14 0 T 0 -652  
 H-I 0.61 5419 C -652 -1103  
 I-SI 0.55 5419 C -1103 0  
 SI-J 0.49 5419 C 0 -678  
 J-Q 0.70 7670 C -678 -441  
 Q-L 0.69 7670 C -441 -510  
 L-M 0.63 6937 C -510 -505  
 M-H 0.63 6937 C -505 -529  
 H-R 0.38 3071 C -529 -797  
 R-C 0.38 3071 C -797 0

---Bottom Chords---  
 A-C 0.30 3023 T 0 -140  
 C-P 0.63 6894 T -140 110  
 P-E 0.68 7663 T 110 -330  
 E-S2 0.50 5351 T -330 0  
 S2-O 0.46 5351 T 0 -105  
 O-D 0.04 0 T -162 0

---Web---  
 A-B 0.02 141 C  
 A-H 0.26 3377 C  
 H-C 0.22 2661 T  
 C-I 0.04 379 C  
 C-J 0.21 1637 C  
 J-P 0.15 860 T  
 P-Q 0.04 333 C  
 Q-L 0.00 19 T  
 L-E 0.11 807 C  
 E-M 0.04 343 C  
 E-H 0.31 1760 T  
 H-O 0.33 2532 C  
 O-R 0.04 382 C  
 O-C 0.28 3429 T  
 D-C 0.18 1662 C

TL Def1 -0.60" in D -E L/377  
 TL Defal -0.04" in I -J L/723  
 LL Def1 -0.25" in P -E L/912  
 Shear // Grain in B-H 0.16

Plates for each ply each face.  
 PLATING CONFORMS TO TPIC96  
 AND CM93-006-01 (LDMT  
 STEEL DESIGN)

CRIP VALUES BASED ON CROSS  
 AREA METHOD FOR SDP  
 S-CRIP LAMBER (N.C. 4' 19")  
 NO CCNC M120-11996-L  
 NO CCNC M120-13270-L  
 FILE NO. : FW30

Plate - M120 20 Ga, Net Area  
 Plate - M120 18 Ga, Net Area

Jt Type Plt Size X Y JSI  
 B M120 2.0x 3.0 0.2-0.1 0.82  
 H M120 5.0x4.0 Ctr-1.1 0.83  
 I M120 1.5x 3.0 Ctr-0.1 0.77  
 SI M120 W2.5x 8.0 Ctr Ctr 0.00  
 J M120 3.0x 8.0 Ctr-0.1 0.90  
 Q M120 1.5x 3.0 Ctr-0.1 0.77  
 L M120 3.0x 4.0 Ctr-0.1 0.84  
 M M120 1.5x 3.0 Ctr-0.1 0.77  
 N M120 4.0x10.0 Ctr-0.6 0.91  
 R M120 1.5x 3.0 Ctr-0.1 0.77  
 C M120 5.0x 9.0-3.0-1.0 0.86  
 A M120 5.0x 8.0 2.5 1.1 0.89  
 C M120 4.0x14.0 Ctr 0.6 0.87  
 P M120 3.0x 6.0 Ctr 0.1 0.83  
 E M120 3.5x10.0 Ctr 0.4 0.84  
 S2 M120 W3.2x10.0 Ctr Ctr 0.00  
 O M120 5.0x16.0 Ctr 1.1 0.88  
 D M120 3.0x 3.0-0.8 0.1 0.90

Placement Tolerance Used 0.12 in.  
 Allowance For Ineffective Teeth  
 shall be 5.0%

NOTES:  
 Trusses Manufactured by:  
 Analysis Conforms To:  
 TPIC-COM , Standard Formula  
 HBCC2005  
 This Truss must be installed  
 as shown. It cannot be  
 installed upside-down.

Vib. Controlled Span Check  
 Span 3 (A-C) = 22.30 Ft  
 Deck Thickness = 0.625 In  
 Deck Material = SDP  
 Deck Attachment = Glued  
 Concrete Topping = None  
 Gypsum Ceiling = Direct  
 Gypsum Thickness = 0.500 In  
 Strongback Type = 2x6  
 Strongback Loc 1 = 102.00 In  
 Strongback Loc 2 = 152.00 In  
 Provide 2x6 continuous  
 strongback(s) (on edge) as  
 indicated. Fasten to each  
 truss with 3-3" CW nails at  
 truss member(s).

Figure 65 • Exemple de dessin d'atelier – Poutrelle de plancher





## Partenaires



Dépôt légal Bibliothèque nationale du Québec  
Dépôt légal Bibliothèque nationale du Canada

Mars 2026

# cecobois

Centre d'expertise  
sur la construction  
commerciale en bois

[www.cecobois.com](http://www.cecobois.com)