



# Exemple de conception d'un bâtiment selon le Code National du Bâtiment d'Haïti

## Objectif

Ce document est un exemple de conception montrant comment appliquer la partie 2 du Code national du bâtiment d'Haïti (CNBH) de 2025 à un bâtiment. L'exemple choisi est un bâtiment rectangulaire de deux niveaux avec une toiture légère à deux versants. Ce choix de conception relativement simple permet une meilleure compréhension pour l'utilisateur, mais les mêmes principes sont applicables à des bâtiments plus complexes.

Ce document est fourni à titre pédagogique uniquement et ne remplace en aucun cas les exigences réglementaires du CNBH.

## Contenu du document

Ce document se compose des sections suivantes :

- A. **Informations données** - Informations qui constituent la base de l'exemple (type d'occupation, emplacement du site, configuration des murs et de la toiture, type de fondation et matériaux).
- B. **Critères de conception** - Comment identifier les critères de conception en matière de séisme, de vent, d'inondation et de sol.
- C. **Conception des fondations** - Comment concevoir les fondations
- D. **Conception des murs** - *Comment concevoir les murs, incluant chaînages horizontaux et verticaux*
- E. **Murs de toiture** - Comment concevoir les poutres de toitures, les colonnes et les chaînages supérieurs ?



F. **Conception des toitures légères** - Géométrie de la toiture, définition de la zone de pression du vent et considérations générales pour la conception des toitures légères. Trois options de configuration de la charpente sont traitées dans les sous-sections :

G. Chevrons perpendiculaires à la pente du toit

H. Chevrons parallèles à la pente du toit

I. Fermes - *Les fermes ne sont pas couvertes dans cette version du document.*

## Références

2025 CNBH, Partie 2, *Directives pour les Petits Bâtiments*

- Chapitre 0, *Principes généraux*
- Chapitre 1, *Nouvelle construction en maçonnerie*

Note : Les références aux tableaux et sections de la CNBH sont indiquées en violet.  
Section A

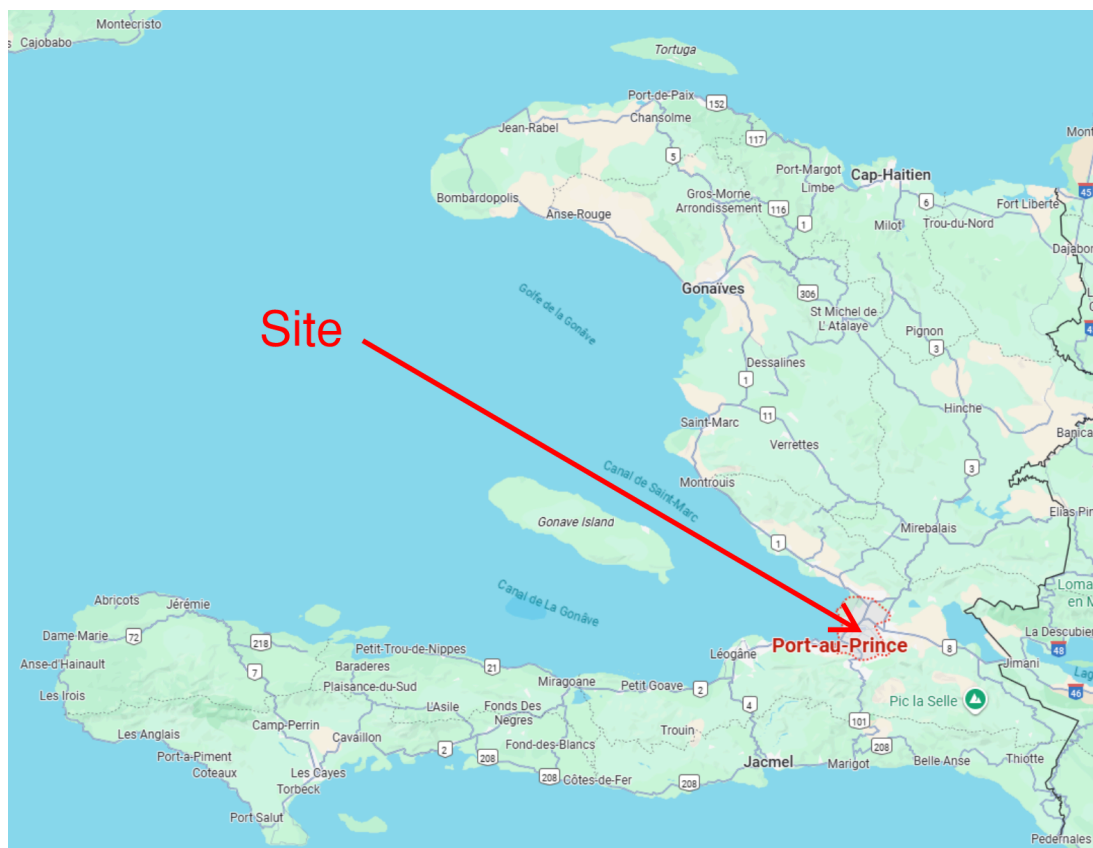
## Informations données

### Occupation

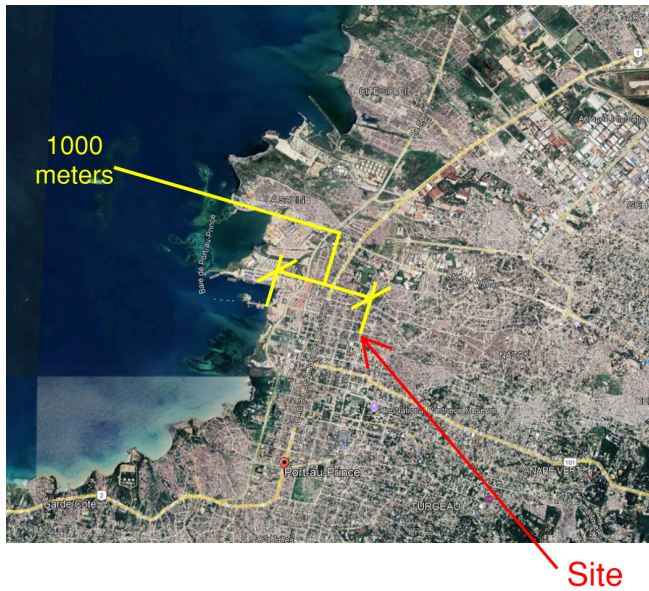
Résidentiel

### Emplacement du site

Port-au-Prince, à 1000 mètres de la côte. Voir les figures A1 et A2.



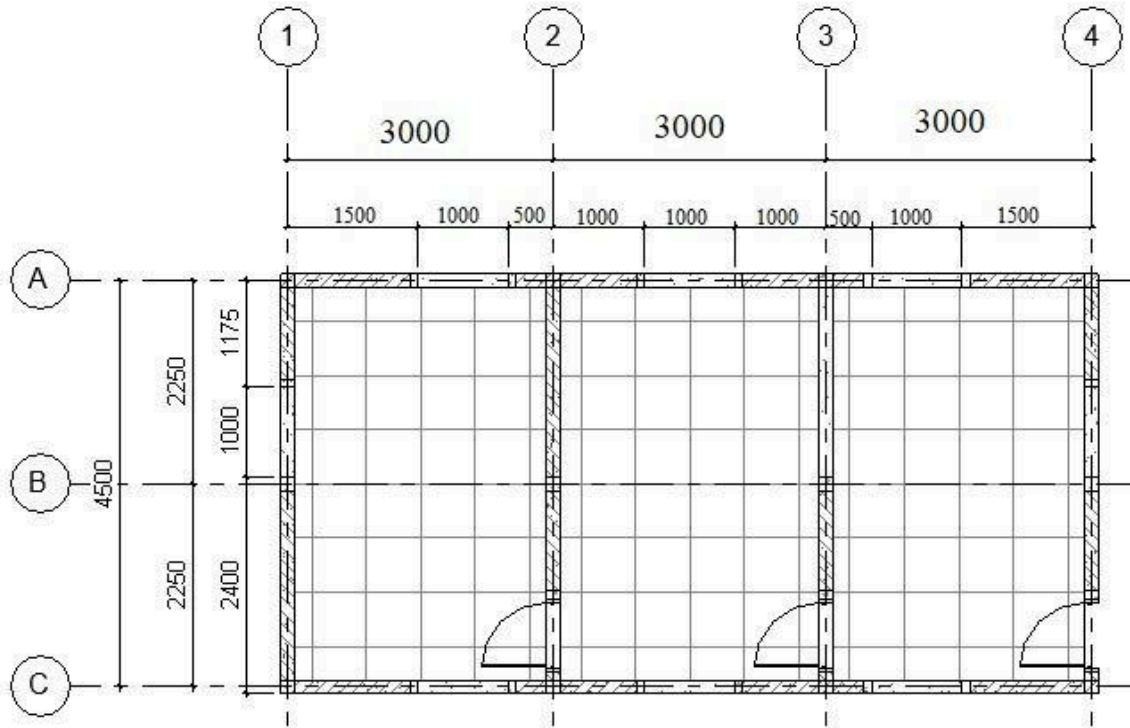
**Figure A1 : Localisation du site**



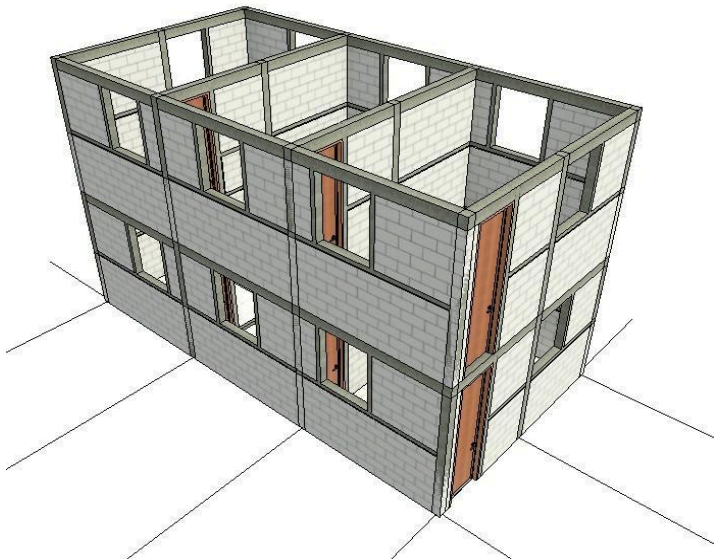
**Figure A2 : Situation par rapport au littoral**

## **Configuration des murs**

Le bâtiment est composé de deux niveaux d'une hauteur de 2,9 m chacun. La longueur et la largeur du bâtiment sont respectivement de 9,15 m et 4,65 m. Voir les figures A3 et A4.



**Figure A3 : Plan des murs du bâtiment**



**Figure A4 : Image 3D des murs**



## Configuration et type de toit

Toit léger à deux versants en tôle ondulée.

Longueur du débord de toit de 0,3 m.

Hauteur du pignon de 0,6 m.

## Type de fondation

De préférence en maçonnerie de pierre.

## Matériaux

Les matériaux suivants sont disponibles localement :

- 2x4 (facile à trouver)
- 2x6 (plus difficile à trouver ; à n'utiliser que si 2x4 ne convient pas)
- Attaches : Clous à tige torsadée (TS)
- Panneaux de toiture de 0,45 mm d'épaisseur (24 ga),  $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi)

## Section B :

### Critères de conception

#### Déterminer les critères de conception nécessaires

- Le critère de conception sismique (zone sismique) est toujours nécessaire.
- Les critères de conception relatifs aux inondations (niveau de risque d'inondation) sont toujours nécessaires.
- Les critères de conception relatifs au vent (zone de vent, catégorie d'exposition) ne sont nécessaires que si la toiture est légère. Comme la toiture est légère dans cet exemple, des critères de conception pour le vent sont nécessaires.

#### Recherche d'informations sur les risques

Selon le [tableau 0.7-1](#), pour Port-au-Prince :

- Zone sismique B
- Zone de vent III
- La ville est exposée à un risque d'inondation ("Y") - *Voir ci-dessous.*

Voir la figure B1 pour l'extrait du tableau.

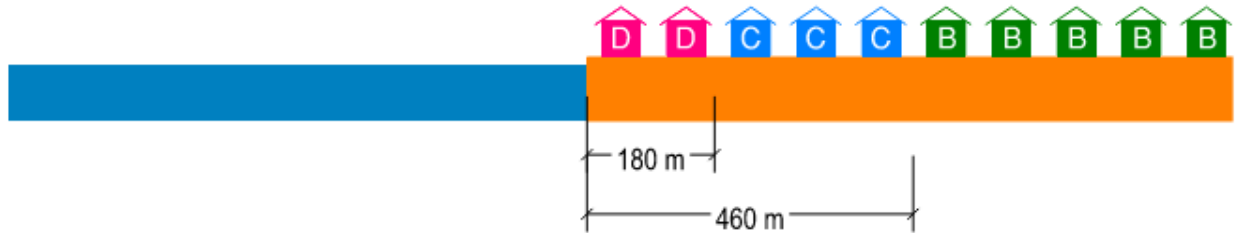
VILLE	LATITUDE (N)	LONGITUDE (W)	ZONE DE CONCEPTION DU VENT	ZONE DE CONCEPTION SISMIQUE	ZONE DE CONCEPTION D'INONDATION
Cap-Haïtien	19.7366	-72.2088	I	B	Y
Gonaïves	19.4472	-72.6845	I	A	Y
Hinche	19.1408	-72.0113	II	A	N
Jacmel	18.2364	-72.5383	IV	A	Y
Jérémie	18.6412	-74.1144	III	A	Y
Léogane	18.5121	-72.6335	III	B	Y
Les Cayes	18.2069	-73.7595	IV	A	Y
Mirebalais	18.8431	-72.1141	II	C	N
Miragoâne	18.4410	-73.0849	IV	C	N
Pétion-Ville	18.5135	-72.2852	III	C	Y
Port-au-Prince	18.5380	-72.3253	III	B	Y
Port-de-Paix	19.9397	-72.8307	I	B	Y
St. Marc	19.1060	-72.6957	I	B	Y
Saint-Raphaël	19.4386	-72.1987	I	A	Y

**Figure B1 : Extrait du tableau 0.7-1**

## Déterminer la catégorie d'exposition au vent pour le site

Les catégories d'exposition sont définies à la [section 0.7.1.2](#). La figure B2 explique comment attribuer les catégories d'exposition au vent sur les sites urbains en bord de mer.

Comme le site se trouve dans une zone urbaine, avec des bâtiments sur 460 mètres dans toutes les directions, et qu'il se trouve à plus de 460 mètres de la côte, le site se voit attribuer la catégorie d'exposition B.



**Figure B2 : Désignations des catégories d'exposition dans une zone urbaine sur le littoral**

## Déterminer le risque d'inondation

Sur la base des cartes d'inondation locales, il a été constaté que le site ne se trouvait pas dans une zone inondable. (Les exigences en matière de conception résistante aux inondations ne s'appliquent pas).

## Déterminer le type de sol

La [section 0.8.2](#) exige une étude de sol minimale pour un bâtiment de deux niveaux.

Sur la base d'une évaluation du sol, il a été constaté que le sol était dur.

## Conclusions

La conception de la maison sera basée sur les critères suivants :

Critères de conception	Désignation	Éléments structurels concernés
Zone sismique	B	<ul style="list-style-type: none"> <li>Murs et chaînages</li> <li>Poutres et colonnes des murs de toiture</li> </ul>
Zone de vent	III	<ul style="list-style-type: none"> <li>Toiture légère</li> </ul>
Catégorie d'exposition	B	<ul style="list-style-type: none"> <li>Toiture légère</li> </ul>



au vent		
Zone inondable	N/A	<ul style="list-style-type: none"><li>• Fondations</li></ul>
Type de sol	Rigide	<ul style="list-style-type: none"><li>• Fondations</li></ul>

## Section C :

### Conception des fondations

#### Déterminer si des fondations en maçonnerie de roche peuvent être utilisées

L'utilisation de fondations en maçonnerie de roche est limitée par le nombre de niveaux et le type de sol. Selon les [sections 1.5.1](#) et le [tableau 1.5.1.2-1](#), ce bâtiment peut avoir des fondations en maçonnerie rocheuse parce qu'il a **deux niveaux** et que le site a un sol **dur**.

- Les fondations en maçonnerie de roche sous les murs.
- Semelle en béton armé sous les colonnes.

#### Déterminer le dimensionnement de la semelle

Pour déterminer la taille de la semelle, utilisez le [tableau 1.5.1.2-1](#), avec les données suivantes :

- **Toiture légère**
- **Deux niveaux**
- **Sol dur**

Voir la figure C1 pour l'Extrait du tableau.

Bâtiments à toiture légère						
Type de sol	Mou		Intermédiaire		Dur	
	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur
Un seul niveau	50 cm	60 cm	40 cm	50 cm	40 cm	40 cm
Deux niveaux	Non autorisé		40 cm	60 cm	40 cm ✓	50 cm ✓
Bâtiments à toiture lourde						
Type de sol	Mou		Intermédiaire		Dur	
	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur	Profondeur minimale d'excavation	Largeur
Un seul niveau	50 cm	90 cm	40 cm	50 cm	40 cm	40 cm
Deux niveaux	Non autorisé		40 cm	80 cm	40 cm	60 cm

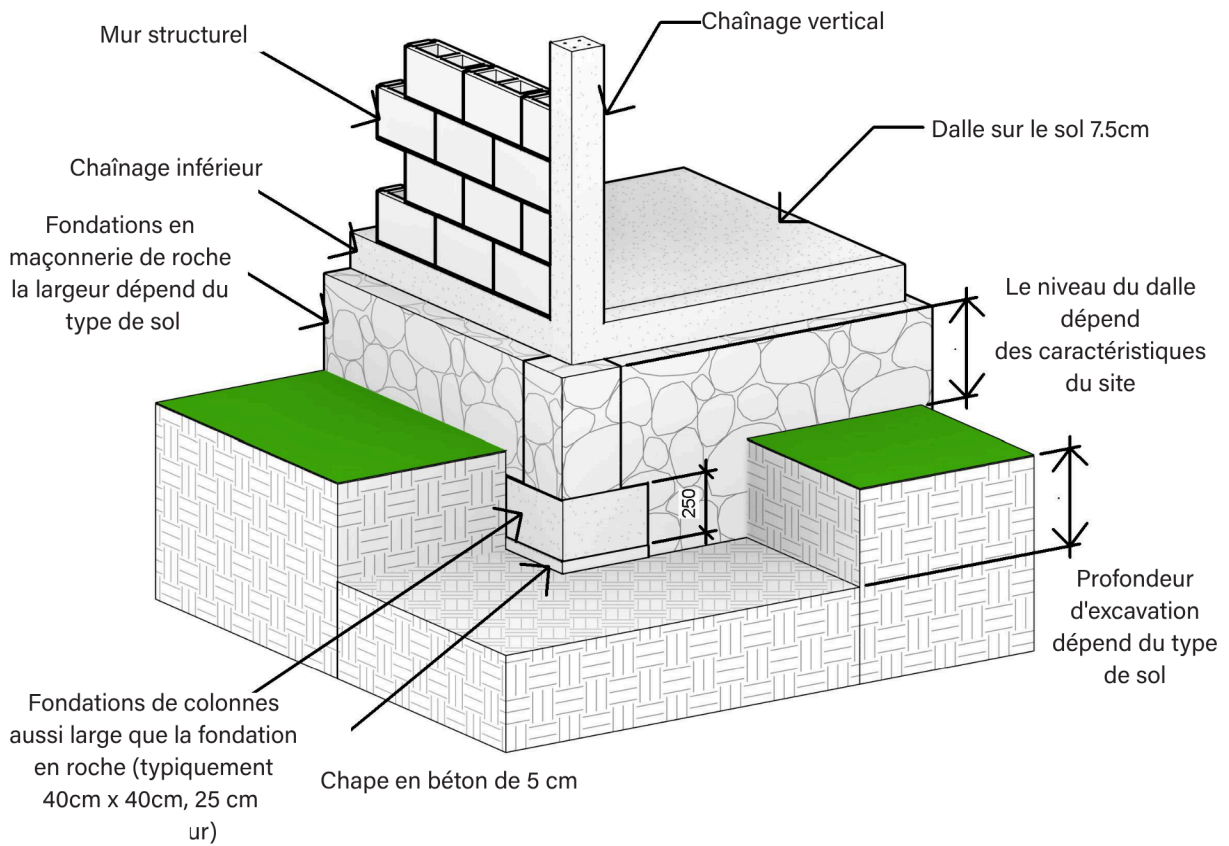
**Figure C1 : Extrait du tableau 1.5.1.2-1**

→ Taille des fondations : 40 cm de profondeur x 50 cm de largeur

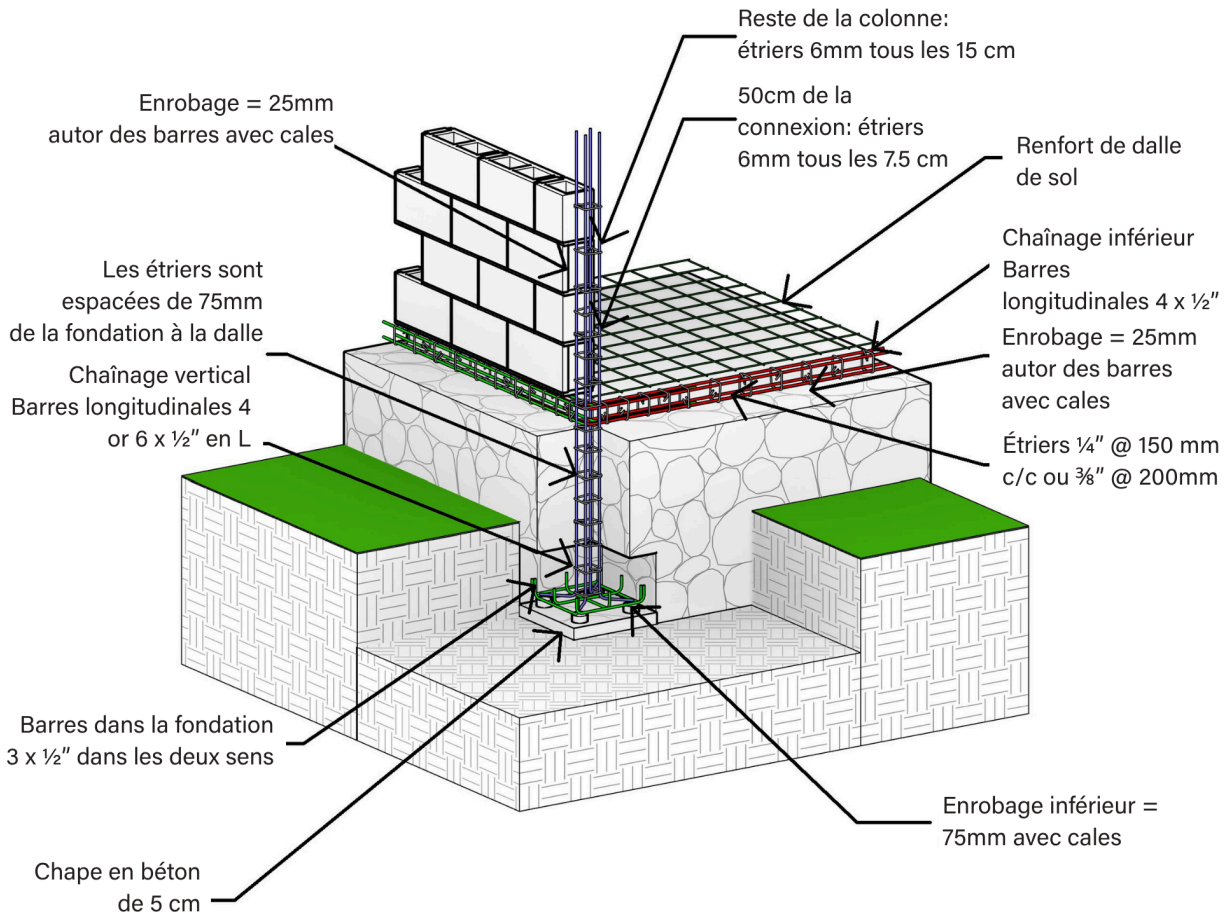
## Déterminer les autres exigences

Conformément à la [section 1.5.1.2](#), une chape de béton de propreté de 5 centimètres de profondeur doit être coulée au fond de l'excavation.

Conformément à [la section 1.5.1.2](#), pour les fondations en maçonnerie de roche, une semelle est requise sous chaque colonne. La semelle doit avoir un carré de 40 cm de côté et une profondeur de 25 cm. Le béton doit être armé de deux couches orthogonales de barres de 3 × ½". Prévoir une couche de béton de 7,5 cm au fond et sur les côtés de la semelle. Voir les figures C2 et C3.



**Figure C2 : Vue d'ensemble de la fondation rocheuse**



**Figure C3 : Semelle de répartition pour poteau d'ancrage dans les fondations rocheuses**

## Section D :

### Conception des murs et chaînages

*Cette section est un espace réservé. La conception des murs n'est pas abordée dans cette version de l'exemple de conception.*

Pour les bâtiments comportant un à deux niveaux, l'épaisseur minimale des blocs est fixée à 15 cm. En revanche, pour les constructions de trois niveaux, le rez-de-chaussée doit être réalisé avec des blocs de 20 cm d'épaisseur, présentant une résistance  $f'm$  de 10 MPa, tandis que les étages supérieurs peuvent être exécutés avec des blocs de 15 cm.

La résistance minimale standard des blocs est de 6,9 MPa ; toutefois, cette valeur peut être augmentée afin d'améliorer le comportement du système de maçonnerie porteuse (PSM).

Dans le cas présent, le bâtiment étudié comporte deux niveaux, et les caractéristiques des blocs retenus sont définies comme suit :

Dimension	Bloc nominal 15 cm
Largeur nominale	15 cm
Longueur nominale	40 cm
Surface horizontale nominale	600 cm <sup>2</sup>
Hauteur nominale	20 cm
Largeur réelle	14 cm ( $\pm 3,2$ mm)
Longueur réelle	39 cm ( $\pm 3,2$ mm)
Épaisseur âme face	25 mm min.
Configurations autorisées	2×1 ou 3×1

## Chaînage vertical

Les chaînages verticaux relient les différents niveaux et confinent les extrémités des murs. Ils améliorent le transfert des charges et la stabilité globale, surtout au niveau des angles et des ouvertures

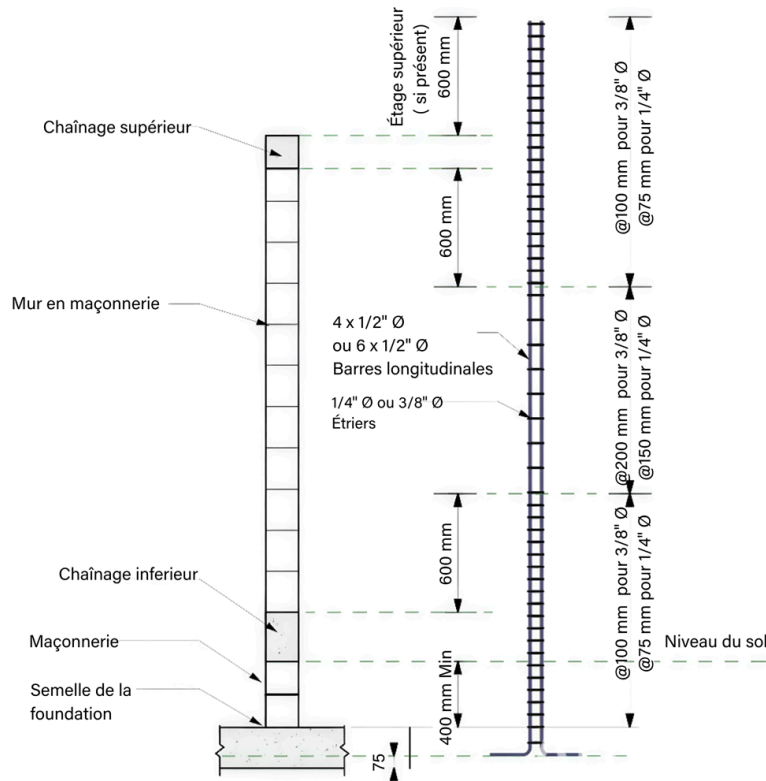
Les dimensions minimales requises et le renforcement des chaînages verticaux (colonnes) sont fournis dans le Tableau 1.5.4.4-1.

Épaisseur de paroi (cm)	Coupe transversale (cm x cm)	Renforcement longitudinal	Diamètre des étriers	Espacement maximum des étriers (cm)	Utilisation
15 ou 20	15 ou 20 x 8	2 x ½"	¼"	15	Confinement des fenêtres et des portes, conformément au Tableau 1.5.4.2-1.
15	15x15	4 x ½"	¼"		Bâtiment de un ou deux niveaux (typique).
20	15x20	4 x ½"	¼"	15, 7,5	Bâtiment de un ou deux niveaux (si bloc 20 utilisé).
20	20x20	6 x ½"	¼"		Rez-de-chaussée d'un bâtiment de trois niveaux.
20	20x20	4 x ½"	¼"		Deuxième et troisième niveau d'un bâtiment de trois niveaux.
15	15x15	4 x ½"	¼"		Deuxième et troisième niveau d'un bâtiment de trois niveaux (si bloc 15 utilisé).

**Figure D1 : Extrait du Tableau 1.5.4.4-1**

Étant donné que l'épaisseur de la paroi est de 15 cm, le renforcement longitudinal adopté est composé de 4 barres de ½", avec des étriers de diamètre ¼".

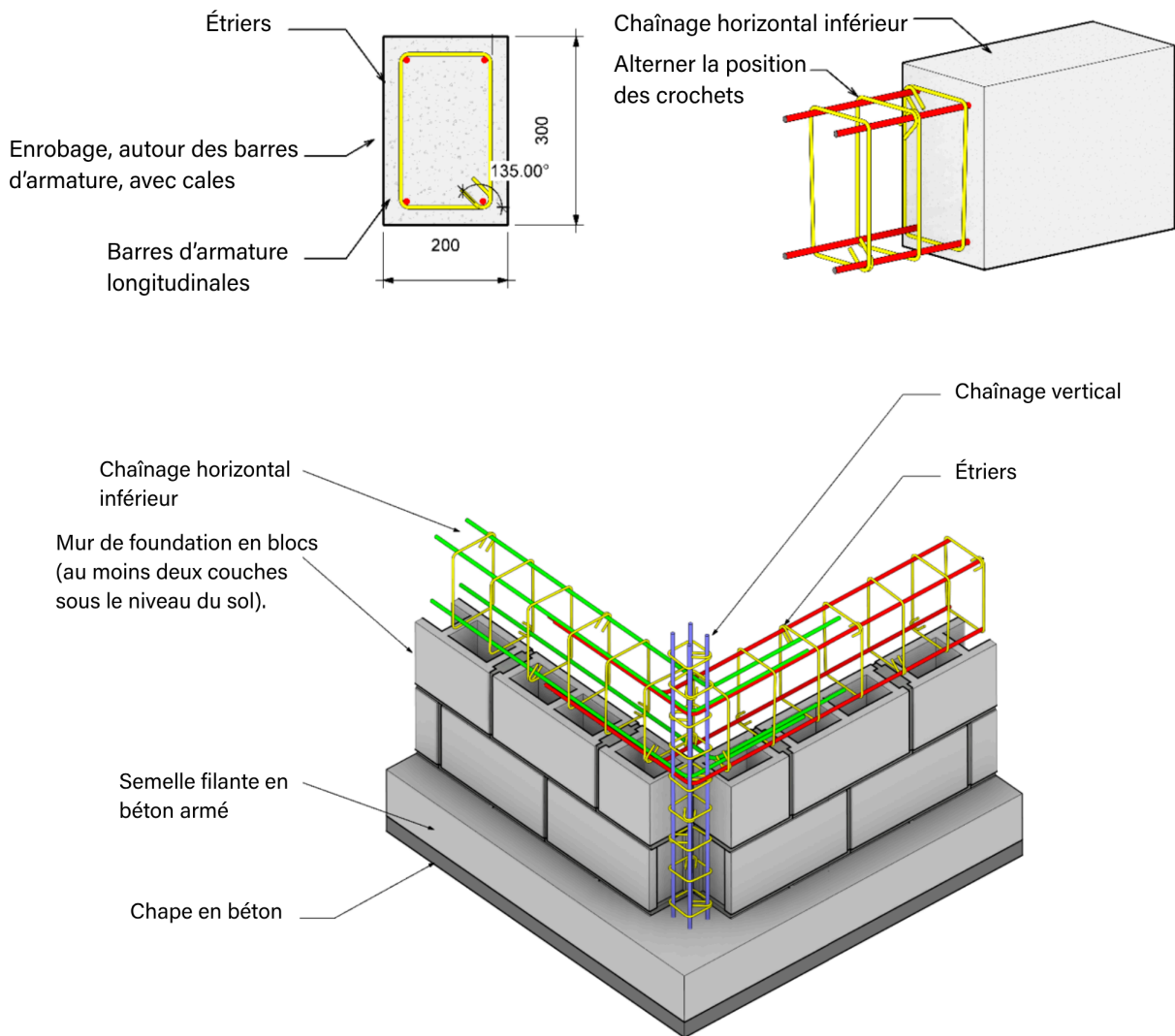
Conformément à la section 1.5.4.4, les étriers sont disposés avec un espacement de 150 mm (axe à axe). Toutefois, au niveau des nœuds avec les poutres, cet espacement est réduit à 75 mm de part et d'autre de la jonction, sur une longueur de 600 mm, comme illustré dans la Figure 1.5.4.4-2 du CNBH 2025.



**Figure D2 : Distribution des étriers pour une colonne**

### Chaînage horizontal inférieur

Conformément à la section 1.5.4.6, le chaînage horizontal inférieur doit présenter une hauteur minimale de 300 mm, tandis que sa largeur est conditionnée par l'épaisseur des murs de soubassement (200 mm) ou des murs du premier niveau (150 mm ou 200 mm). Le ferrailage est constitué de quatre barres longitudinales de 1/2" maintenues par des cadres de 6 mm espacés de 150 mm sur la longueur, avec un espacement réduit à 100 mm dans les zones situées à moins de 600 mm des jonctions. L'ancrage des armatures est détaillé en Figure 1.5.4.6-1. Enfin, le chaînage est posé sur le mur de fondation, dont la rangée supérieure de blocs est préalablement remplie de béton pour assurer une bonne continuité structurale.

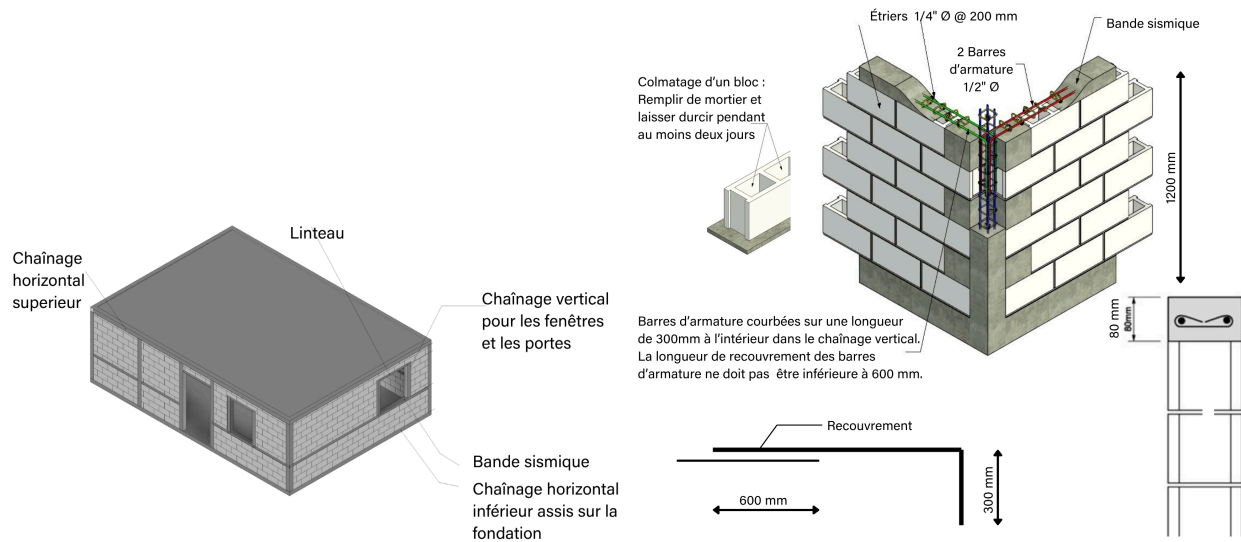


**Figure D3 Détails de renforcement de poutre de liaison (libage)**

### **Bandes sismiques (chaînage horizontal intermédiaire)**

La bande sismique doit être disposée au niveau de l'appui des fenêtres et se prolonger de manière continue sur l'ensemble des murs du bâtiment, y compris ceux dépourvus d'ouvertures (Figure 1.5.4.7-1- CNBH 2025, illustré ci-dessous). Elle est armée de deux barres longitudinales de ½" avec des étriers de ¼" espacés de 200 mm. Les armatures longitudinales doivent être ancrées dans les chaînages verticaux sur une longueur de 300 mm, et leur recouvrement ne doit pas être

inférieur à 600 mm afin d'assurer la continuité et la bonne transmission des efforts.



**Figure D4 Localisation et détails de la bande sismique**

### Méthode PSM – Pourcentage de Surface de Mur

Le PSM (Pourcentage de Surface Murale) représente un indicateur de la « densité résistante » des murs d'un bâtiment. Une configuration caractérisée par des pièces de dimensions réduites, un faible taux d'ouvertures et l'utilisation de blocs de 20 cm conduit généralement à un PSM plus élevé, traduisant une meilleure capacité de résistance sismique. La vérification consiste à s'assurer que le PSM fourni est supérieur ou égal au PSM requis, conformément aux prescriptions du Tableau 1.5.4.3.2-1.

Zone sismique		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Sds Maximum (G)		0.99	1.40	1.80	2.24
PSM Minimum (surlignage en vert ci-dessous)		1.0%	1.0%	1.4%	1.7%
<b>Toiture légère</b>					
Type de bâtiment	Niveau	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
1-niveau	1er (RdC)	1.0%	1.0%	1.4%	1.7%
	2ème (étage 1)	1.0%	1.3%	1.7%	2.1%
2-niveaux	1er (RdC)	2.0%	2.9%	3.7%	4.6%
	3ème (étage 2)	1.0%	1.4%	1.8%	2.3%
3-niveaux	2ème (étage 1)	2.6%	3.7%	4.8%	5.9%
	1er (RdC)	3.4%	4.8%	6.2%	7.7%
<b>Toiture lourde</b>					
Type de bâtiment	Niveau	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
1-niveau	1er (RdC)	1.3%	1.9%	2.4%	3.1%
	2ème (étage 1)	1.8%	2.6%	3.3%	4.1%
2-niveaux	1er (RdC)	2.7%	3.8%	4.9%	6.2%
	3ème (étage 2)	2.0%	2.9%	3.7%	4.6%
3-niveaux	2ème (étage 1)	3.4%	4.8%	6.2%	7.7%
	1er (RdC)	4.0%	5.7%	7.4%	9.2%
PSM minimum gouverne (voir Annexe 3 pour plus d'information)					
Supérieur à 6%, congestion possible des murs sans mesures additionnelles.					

**Figure D5 Extrait du Tableau 1.5.4.3.2-1**

Les étapes à suivre pour la vérification du PSM sont décrites dans la Figure D6.

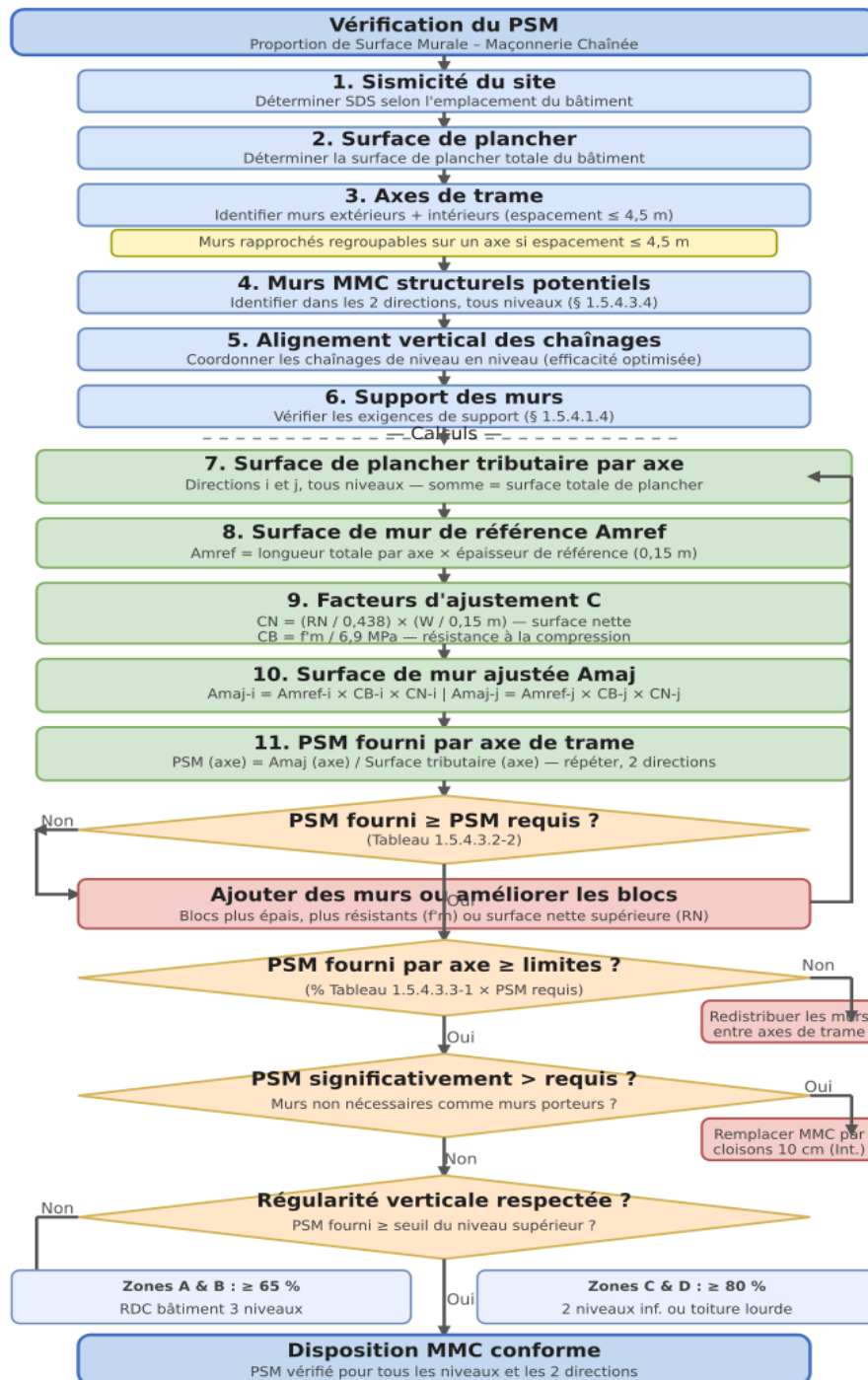


Figure D6 Les étapes à suivre pour la vérification du PSM

Une feuille de calcul Excel a été développée afin de permettre la vérification automatisée du PSM. Cette feuille nécessite la saisie manuelle de certains paramètres, **identifiés en gris**, notamment :

- 1. Nombre d'étages :** est défini en distinguant les niveaux du bâtiment : pour un bâtiment à deux niveaux, le premier niveau est désigné par 1.2 et le second par 2.2. À partir de ces informations, la feuille de calcul détermine automatiquement le nombre total d'étages, qui est dans ce cas égal à 2. Elle identifie également l'étage évalué, successivement égal à 1 puis à 2, étant donné que tous les niveaux doivent être vérifiés conformément au PSM.
- 2. Le système de toiture :** indiquer si la toiture est légère ou lourde. Dans notre cas, elle est légère que légère ou lourde, notre cas c'est légère.
- 3. la sismicité du site:** en fonction de l'emplacement du bâtiment. Dans le cas présent, le bâtiment est situé à Port-au-Prince, classé en zone sismique B. La valeur du paramètre SDS, égale à 1,40, est ensuite calculée automatiquement par la feuille de calcul.

Donnée du CNBH 2012:				Valeurs révisées du CNBH 2025						
Ville	Latitude	Longitude	S <sub>s</sub> (g)	Zone sismique	2025-S <sub>s</sub> (g) <sup>(1)</sup>	Site F <sub>s</sub>	Coeff. (g) <sup>(2)</sup>	2025-S <sub>MS</sub> (g) <sup>(3)</sup>	2025-S <sub>OS</sub> (g) <sup>(3)</sup>	2025-S <sub>OS</sub> pour Zone (g)
Cap-Haïtien	19.7562	-72.1997	1.51	B	1.66	1.20	1.99	1.33	1.40	
Gonaïves	19.45	-72.6833	0.81	A	0.89	1.20	1.07	0.71	0.99	
Hinche	19.1434	-72.0039	0.88	A	0.97	1.20	1.16	0.77	0.99	
Jacmel	18.2381	-72.5341	0.81	A	0.89	1.20	1.07	0.71	0.99	
Jérémie	18.65	-74.1167	0.62	A	0.68	1.25	0.86	0.57	0.99	
Léogane	18.5108	-72.6339	1.42	B	1.56	1.20	1.87	1.25	1.40	
Les Cayes	18.2	-73.75	0.99	A	1.09	1.20	1.31	0.87	0.99	
Miragoâne <sup>(4)</sup>	18.444889	-73.08925	1.60	C	0.75	1.20	2.12	1.41	1.82	
Mirebalais	18.8333	-72.1053	2.05	C	2.26	1.20	2.71	1.80	1.82	
Pétion-Ville	18.5135	-72.2852	1.79	C	1.97	1.20	2.36	1.58	1.82	
Port-au-Prince	18.5393	-72.3364	1.57	B	1.73	1.20	2.07	1.38	1.40	
Port-de-Paix	19.9397	-72.8312	1.54	B	1.69	1.20	2.03	1.36	1.40	
St. Marc	19.1089	-72.6976	1.44	B	1.58	1.20	1.90	1.27	1.40	
Saint-Raphaël	19.4392	-72.1997	0.80	A	0.88	1.20	1.06	0.70	0.99	
Zone A Min.			0.60	A	0.66	1.27	0.84	0.56	0.99	
Zone A Max.			1.12	A	1.23	1.20	1.48	0.99	0.99	
Zone B Max.			1.59	B	1.75	1.20	2.10	1.40	1.40	
Zone C Max.			2.07	C	2.28	1.20	2.73	1.82	1.82	
Zone D Max.			2.55	D	2.81	1.20	3.37	2.24	2.24	

Figure D7 Extrait du Tableau 0.7.2.3-1

4. **Classe du site:** sol très dur et donc conformément au Tableau 0.8.2-1 correspond à la classe C.

Cohérence	Correspondance de classification du sol basée sur l'ASCE 7-16, Tableau 20.3-1	Résultats du test de manipulation
Très mou	Classe de Sol F	L'échantillon sort entre les doigts lorsqu'il est pressé.
Mou	Classe de Sol E ou F	L'échantillon peut être remodelé par une légère pression du doigt.
Ferme	Classe de Sol D ou E	L'échantillon peut être remodelé par une forte pression du doigt.
Rigide	Classe de Sol D	L'échantillon peut être fendu/entaillé avec un ongle.
Très rigide	Classe de Sol C	L'échantillon peut à peine être fendu/entaillé avec un ongle.
Dur	Classe de Sol B ou C	L'échantillon NE PEUT PAS être fendu/ marqué avec un ongle.

**Figure D7 Extrait du Tableau 0.8.2-1**

5. **Les dimensions du bâtiment :** à savoir la longueur et la largeur, doivent être introduites dans la feuille de calcul afin de permettre le calcul automatique de la surface. Toutefois, dans le cas où le bâtiment ne présente pas une forme régulière (rectangulaire ou carrée), la surface doit être déterminée manuellement avant d'être renseignée dans la feuille de calcul.

Une fois ces cinq paramètres introduits dans la feuille de calcul, il est également de renseigner:

- Les longueurs des murs.
- Leur épaisseur (fixée à 0,15 m).
- La résistance à la compression de la maçonnerie  $f'_m$ , qui est de 6,9 MPa dans notre cas, correspondant à un bâtiment de deux niveaux.
- Le facteur de rapport de surface nette des blocs  $R_n$  est défini comme le rapport entre la surface nette et la surface nominale. Dans le cas étudié, les

dimensions nominales des blocs sont de 15 × 40 cm. Pour des raisons économiques, la vérification est d'abord effectuée en considérant des blocs à alvéoles non remplies de béton, avec des parois transversales alignées avec les joints de mortier. Par ailleurs, les blocs disponibles sur le marché haïtien sont généralement constitués de trois alvéoles, avec une épaisseur de paroi de 2,5 cm. Ces caractéristiques conduisent à une valeur de  $R_n$  égale à 0,438.

**Il est important de préciser que la valeur de  $R_n$  doit être introduite manuellement dans la feuille de calcul pour chaque étage.**

Largeur nominale du bloc, W (cm)		15	15	15	20	20	20
Longueur nominale du bloc L (cm)		40	40	40	40	40	40
Alvéoles remplies de béton		Non	Non	1 sur 3 (3)	Non	Non	1 sur 3 (3)
Parois transversales alignées avec mortier		Non (1)	Oui (2)	Oui	Non (1)	Oui (2)	Oui
Dispositions alvéoles	Epaisseur paroi extérieure (4) (cm)	Rapport de surface nette des blocs(5) (6) ( $R_N = A_{net} / A_{nominal}$ )					
2 alvéoles (2x1)	2.5	0.325	0.438	0.595	0.244	0.375	0.559
	3.0	0.390	0.490	0.630	0.293	0.414	0.585
3 alvéoles (3x1)	2.5	0.325	0.438	0.583	0.244	0.375	0.544
	3.0	0.390	0.490	0.619	0.293	0.414	0.571
4 cell (2x2)	2.5	N/A	N/A	N/A	0.244	0.473	N/A
Dispositions alvéoles	Epaisseur paroi extérieure (4) (cm)	Facteur de surface nette (5) (6) $C_N = (R_N \times W) / (0.438 \times 15\text{cm})$					
2 alvéoles (2x1)	2.5	0.74	1.00	1.36	0.74	1.14	1.70
	3.0	0.89	1.12	1.44	0.89	1.26	1.78
3 alvéoles (3x1)	2.5	0.74	1.00	1.33	0.74	1.14	1.66
	3.0	0.89	1.12	1.41	0.89	1.26	1.74
4 alvéoles (2x2)	2.5	N/A	N/A	N/A	0.74	1.44	N/A

**Figure D8 Extrait du Tableau 1.5.4.1.1-2 Rapport de surface nette des blocs  $R_n$  et le facteur de surface nette  $C_n$**

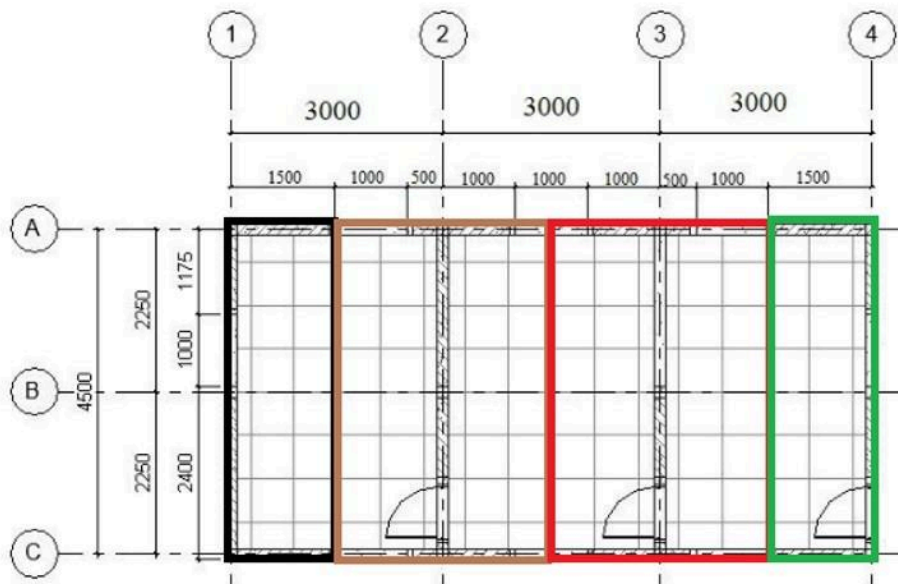
- La surface standard du mur, ainsi que les facteurs  $C_n$  et  $C_b$ , la superficie standard majorée et la surface ajustée, sont calculées automatiquement par la feuille de calcul.
- Indiquer si le mur est extérieur ou intérieur .
- Calcul de la surface tributaire : qui est calculé comme suit

$$S_t = L_{Grille} \times \left( \frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

Avec :  $d_1, d_2$  sont les distances aux éléments voisins

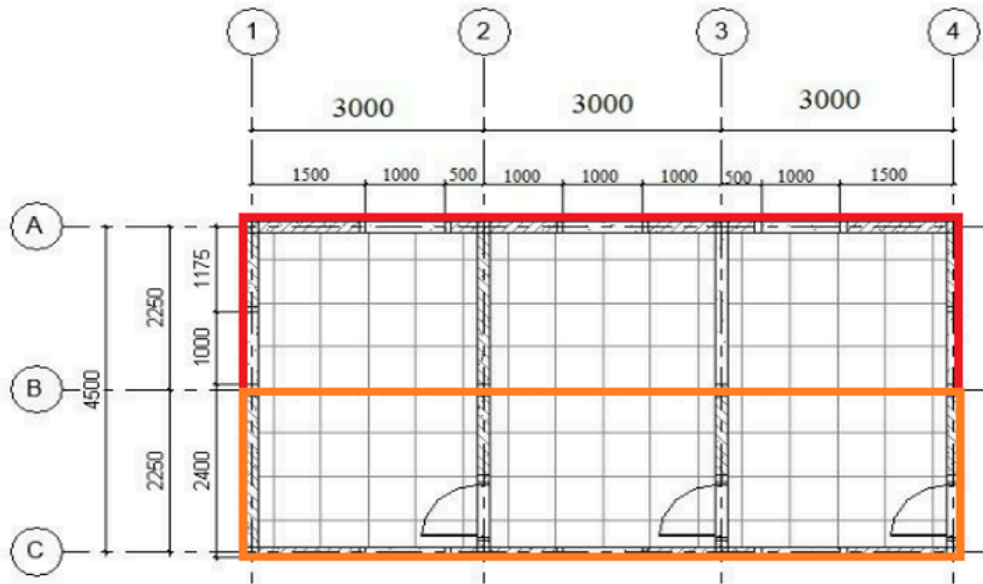
La somme des surfaces tributaires dans chaque direction, à un niveau donné, doit être égale à la surface totale de plancher.

### Le schéma de la Surface Tributaire pour les murs qui se trouve dans l'axe Y-Y



**Figure D9 Surface tributaire pour les murs sur l'axe Y-Y**

## Les murs sur l'axe X-X



**Figure D10 Surface tributaire pour les murs sur l'axe X-X**

Une fois tous ces paramètres entrés et calculés il convient de vérifier pour chaque niveau et direction la condition suivante

$$PSM \text{ fournis} \geq PSM \text{ requis}$$

Cette condition est vérifiée pour ce bâtiment pour chaque niveau et chaque direction et donc ce bâtiment dispose d'une surface de mur suffisante et bien répartie telle que décrites en Figure D11, D12, D13 et D14.

**Emplacement du bâtiment** Date:  
**Description:** Exemple 0 : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect d'environ 4:1 (maximum). Utilisé pour tester les règles de torsion. Ingénieur:  
Accepté par :



**Informations sur le bâtiment** Voir les tableaux de référence pour les requêtes

ENTREZ UNIQUEMENT LES CELLULES GRISES ICI

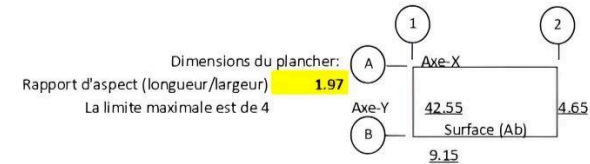
**1** Nombre d'étages:  Premier de deux étages  
 Number of Stories, N:  Le maximum est de trois niveaux.  
 Étage évalué:  Rez-de-chaussée (Niveau 1)  
 Hauteur du mur H (m):

**2** Système de toiture:

**3** Zone sismique:

**4** Facteur de direction maximal:  Coefficient majorateur pour le cas sismique le plus défavorable (augmentation de 10 % des  $S_s \leq 0,2$ )  
 Classe du site:   
 $S_s$  (g):   $S_s$  représente l'accélération spectrale du séisme à une période courte (.2 s).  
 $F_a$ :   $F_a$ : facteur de site représentant l'amplification du mouvement sismique aux courtes périodes (0.2 s)  
 $S_d$  (g):  Accélération spectrale de calcul de 0,2 s

Largeur du mur utilisée ici:  m  
 Surface du bâtiment:  m<sup>2</sup>  
 Longueur du bâtiment (le long de l'axe X):  m  
 Largeur du bâtiment (le long de l'axe Y):  m



### 1 er Niveau

Grille	Mur #	Mur	Longueur Considérée (m)	Epaisseur (m)	f'm (MPa)	Rn Facteur	Convertir en mur équivalent standard		Superficie totale standard	Surface ajustée du mur	10 11 Additionnez chaque grille et vérifiez le WAP pour la superficie tributaire														
							Surface du mur standard (m <sup>2</sup> )	Cn facteur			Cb facteur	Superficie nette (Rn x t) / (Rn_rw x 0.15)	Bloc f'm	Augmentation Cn x Cb	Aw <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Intérieur ou Extérieur	Surface du mur sur la grille	Surface tributaire de l'étage	PSM <sub>i</sub> (%)	PSMreqd /PSM <sub>i</sub>	Fourchette acceptable pour les murs considérés	Grille D/C	Dans la plage		
											Wall	Aw <sub>g</sub> (m <sup>2</sup> )	At <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Aw <sub>g</sub> /At <sub>i</sub>						Ratio					
9	1	A-B	1.250	0.15	6.9	0.438		1.00	1.00	1.000	0.000														
	1	C-D	2.40	0.15	6.9	0.438	0.36	1.00	1.00	1.000	0.360	Exterieur	0.360	7.32	4.92%	172%	100%	300%	0.58	OK					
	2	A-C'	3.00	0.15	6.9	0.438	0.45	1.00	1.00	1.000	0.450	Interieur	0.450	13.95	3.23%	113%	67%	200%	0.59	OK					
	3	A-C'	3.00	0.15	6.9	0.438	0.45	1.00	1.00	1.000	0.450	Interieur	0.450	13.95	3.23%	113%	67%	200%	0.59	OK					
	4	A-A'	1.40	0.15	6.9	0.438	0.21	1.00	1.00	1.000	0.210	Exterieur	0.210	7.32	2.87%	100%	100%	300%	1.00	OK					
SUM, sauf indication contraire							1.47				ΣAw <sub>i</sub> = 1.47	Tout	1.47	42.55	3.45%	121%	100%	Pas de limite	1.00	OK					
											PSM fourni (ΣAw <sub>i</sub> /Ab) = 3.45%		Comparer par valeur de grille		42.55	3.45%	check match								
											PSM requis = 2.86%		De dessous, et D/C =		0.83										
											Vérification		vérifiée												

Figure D11 : Calcul du PSM requis au 1er niveau dans la direction Y

<b>Emplacement du bâtiment</b>	<b>Date:</b>
<b>Description:</b> Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97	<b>Ingénieur:</b>
	<b>Accepté par :</b>

## 1 er Niveau

### WAP requis for this BUILDING LEVEL in Y-AXIS DIRECTION

#### Entrées

Acceleration sismique, Sds =	1.40	g, depuis le haut (Accélération spectrale de calcul de 0,2 seconde)
Facteur de poids, Cw =	0.68	Tient compte du poids propre du bâtiment dans l'évaluation des efforts sismiques. Plus le bâtiment est lourd : → plus les forces sismiques augmentent
Facteur de niveau, CL =	1.00	Il convient de noter que la procédure de modernisation a d'abord été développée pour les bâtiments avec un toit en béton armé lourd, de sorte que le poids total du bâtiment peut
Facteur de bande, Cband =	1.33	Augmentation de la résistance des murs grâce à la bande sismique (mur standard équivalent)
Ca Factor, Axial Load =	1.100	Augmentation moyenne de la résistance des murs due à la charge axiale
Section pleine du bloc/ Section nominale, Rn_rw =	0.438	Valeur standard pour mur de référence
Poids de référence, w =	7.574	kPa 158 psf
Référence, f'm =	6.9	MPa 1000.8 psi
Référence, vm =	490.7	kPa 71.2 psi
Facteur de réduction de la résistance au cisaillement, phi =	0.8	VM de référence provenant du TMS 402
Résistance au cisaillement de base, phi x vm =	393	vm = 2.25 * racine carrée de f'm (en unité contrainte nominale de cisaillement)
Facteur de torsion, Ct =	1.50	incertitudes matériaux, variabilité c vm = 0.1868 * racine carrée de f'm (en métrique)
Facteur de réduction sismique, R =	3.00	kPa

#### CALCS

Poids sismique total, W =	438	kN = w*N*Cw*Ab
Cisaillement au niveau de l'étage, V =	204	kN = W * Sds * CL / R appliqué dans le sens positif de l'axe Y
Limite maximale de contrainte des murs =	384	kPa = phi * vm * Cband * Ca / Ct.
Surface nette requise d'un mur standard =	0.53	m2 = V / (phi * vm * Cband * Ca / Ct)
Surface nominale requise d'un mur standard =	1.22	m2 = V / [(phi * vm * Cband * Ca / Ct) * Rn_rw]
En divisant par l'empreinte du bâtiment, PSM requis =	2.86%	= V / [(phi * vm * Cband * Ca / Ct) * Rn_rw] / surface nominal / surface du bâtiment
Substitution et réorganisation, PSM requis =	2.86%	Verifier = (w * N * Cw * Sds * CL * Ct) / (R * phi * vm * Cband * Ca * Rn_rw)
PSM min. pour type de toit et zone =	1.05%	Le plus grand entre 0,75 % x Sds et 1,0 %. Augmente si la bande C est inférieure pour une raison quelconque (normalement non autorisé).
Pourcentage de surface murale requis, PSMrequis =	2.86%	La plus grande des valeurs calculées: max(171,170)

<b>Vérification PSM pour l'étage dans une direction</b>	Requis/Fourni (D/C) =	0.827	<b>OK</b>	Rapport Demande / Capacité (D/C) pour l'ensemble de l'étage dans une direction. Ne s'applique qu'aux niveaux situés sous une dalle lourde.
<b>Vérification PSM maximale par ligne de la grille</b>	Requis/Fourni (D/C) =	1.00	<b>OK</b>	Valeur maximale du rapport Demande/Capacité (D/C) pour toutes les lignes de la grille.

Figure D12 : Vérification détaillée du requis et PSM fourni au 1er par mur et par grille

Emplacement du bâtiment	Date:
Description: Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97	Ingénieur:
	Accepté par :

## Niveau supérieur

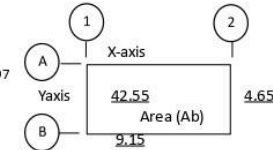
### Informations sur le bâtiment Voir les tableaux de référence pour les requêtes

ENTREZ UNIQUEMENT LES CELLULES GRISES ICI

Nombre d'étages	2.2	Deuxième de deux étages
Number of Stories, N:	2	Maximum is three levels
Étage évalué :	2	Niveau supérieur
Hauteur du mur H (m)	2.9	
Système de toiture :	Légère	
Zone sismique :	B	
cteur de direction maximal :	1.10	
Classe du site:	C	
Ss (g)	1.59	
Fa	1.2	
Sds (g)	1.40	

Surface du bâtiment :	42.55	m2
Longueur du bâtiment (le long de l'axe X) :	9.15	m2
Largeur du bâtiment (le long de l'axe Y) :	4.65	m2

Dimensions du plancher:  
Rapport d'aspect (longueur/largeur) 1.97  
La limite maximale est de 4



Grille	Mur #	Mur			Convertir en mur équivalent standard			Superficie totale standard	Surface ajustée du mur	Ajoutez chaque grille et vérifiez le WAP pour la superficie tributaire																
		Longueur Considérée (m)	Épaisseur (m)	f'm (MPa)	Rn	Facteur	Surface standard du mur (m²)			Cn facteur	Cb facteur	Superficie nette (Rn x t) / (Rn_rw x 0.15)	Augmentation Cn x Cb	AWi (m2)	Intérieur ou Extérieur	Surface du mur sur la grille	Surface tributaire de L'étage	PSMi (%)	PSMreqd /PSMi	Fourchette acceptable pour les murs considérés Min. Max.	Grille D/C	Dans la plage				
1	A-B	1.250	0.15	6.9	0.438		0.19	1.00	1.00	1.000	0.188															
1	C-D	2.400	0.15	6.9	0.438		0.36	1.00	1.00	1.000	0.360															
2	A-C'	3.000	0.15	6.9	0.438		0.45	1.00	1.00	1.000	0.450	Exterieur	0.548	7.3	7.48%	580%	100%	No Limit	0.17	OK						
2	A-C'	3.000	0.15	6.9	0.438		0.45	1.00	1.00	1.000	0.450	Interieur	0.450	14.0	3.23%	250%	100%	No Limit	0.40	OK						
3	A-C'	3.000	0.15	6.9	0.438		0.45	1.00	1.00	1.000	0.450	Interieur	0.450	14.0	3.23%	250%	100%	No Limit	0.40	OK						
4	A-A'	1.400	0.15	6.9	0.438		0.21	1.00	1.00	1.000	0.210	Exterieur	0.210	7.3	2.87%	222%	100%	No Limit	0.45	OK						
SUM, sauf indication contraire										ΣAWi =	1.66	Tout	1.66	42.5	3.90%	136%	100%	No Limit	0.45	OK						
										PSM fourni (ΣAWi/Ab) =	3.90%	Comparer par valeur de grille		42.5	3.90%	check match										
										PSM requis =	1.29%	De dessous, et D/C =		0.33												
										Vérification	on vérifiée															

Figure D13 : Calcul du PSM requis au niveau supérieur dans la direction Y

Emplacement du bâtiment	Date:
Description: Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97	Ingénieur:
	Accepté par :

## Niveau supérieur

### WAP requis for this BUILDING LEVEL in Y-AXIS DIRECTION

#### Entrées

Accélération sismique, Sds =	1.40	g, depuis le haut
Facteur de poids, Cw =	0.68	Ajustement du poids du bâtiment par rapport à N x w x Ab
Facteur de niveau, CL =	0.41	En fonction de l'étage évaluée et du type de toit
Facteur de bande, Cband =	1.33	Augmentation de la résistance des murs grâce à la bande sismique (mur standard équivalent)
Ca Factor, Axial Load =	1.00	Augmentation moyenne de la résistance des murs due à la charge axiale
Section pleine du bloc/ Section nominale, Rn_rw =	0.438	Valeur standard pour mur de référence
Poids de référence, w =	7.574	kPa      158      psf
Référence, f'm =	6.9	MPa      1000.8      psi      Baseline vm from TMS 402
Référence, vm =	490.7	kPa      71.2      psi      vm = 2.25 * sqrt(f'm) (in US units)
Facteur de réduction de la résistance au cisaillement, phi =	0.8	
Résistance au cisaillement de base, phi x vm =	392.5	kPa
Facteur de torsion, Ct =	1.50	Augmentation de la contrainte moyenne du mur à la paroi la plus sollicitée
Facteur de réduction sismique, R =	3.00	

#### CALCS

Poids sismique total, W =	438	kN	= w * N * Cw * Ab
Cisaillement au niveau de l'étage, V =	84	kN	= W * Sds * CL / R applied in positive Y-direction
Limite maximale de contrainte des murs =	349	kPa	= phi * vm * Cband * Ca / Ct.
Surface nette requise d'un mur standard =	0.24	m2	= V / (phi * vm * Cband * Ca / Ct)
Surface nominale requise d'un mur standard =	0.55	m2	= V / [(phi * vm * Cband * Ca / Ct) * Rn_rw]
En divisant par l'empreinte du bâtiment, PSM requis =	1.29%		= V / [(phi * vm * Cband * Ca / Ct) * Rn_rw * Ab]
Substitution et réorganisation, PSM requis =	1.29%	Verifier	= (w * N * Cw * Sds * CL * Ct) / (R * phi * vm * Cband * Ca * Rn_rw)
PSM min. pour type de toit et zone =	1.05%		Le plus grand entre 0,75 % x Sds et 1,0 %. Augmente si la bande C est inférieure pour une raison quelconque (normalement non autorisé).
Pourcentage de surface murale requis, PSM requis =	1.29%		La plus grande des valeurs calculées et minimales

Vérification PSM pour l'étage dans une direction	Requis/Fourni (D/C) =	0.33	<b>OK</b>	Rapport Demande / Capacité (D/C) pour l'ensemble de l'étage dans une direction. Ne s'applique qu'aux niveaux situés sous une dalle lourde.
Vérification PSM maximale par ligne de la grille	Requis/Fourni (D/C) =	0.45	<b>OK</b>	Valeur maximale du rapport Demande/Capacité (D/C) pour toutes les lignes de la grille.

Figure D14 : Vérification détaillée du requis et PSM fourni au niveau supérieur par mur et par grille

<b>Emplacement du bâtiment</b>	<b>Date:</b>
<b>Description</b> Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97	<b>Ingénieur:</b>
	<b>Accepté par :</b>



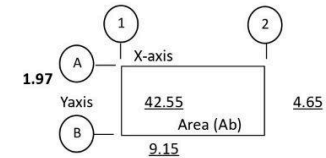
**Informations sur le bâtiment** Voir les tableaux de référence pour les requêtes

ENTREZ UNIQUEMENT LES CELLULES GRISSES ICI

Nombre d'étages	1.2	Premier de deux étages
Number of Stories, N:	2	Maximum is three levels
Étage évalué :	1	Rez-de-chaussée (Niveau 1)
Hauteur du mur H (m)	2.9	
Système de toiture :	Légère	
Zone sismique :	B	
Facteur de direction maximal :	1.10	
Classe du site:	C	
Ss (g)	1.59	
Fa	1.2	
Sds (g)	1.40	

Surface du bâtiment : 42.55 m<sup>2</sup>  
 Longueur du bâtiment (le long de l'axe X) : 9.15 m  
 Largeur du bâtiment (le long de l'axe Y) : 4.65 m

Dimensions du plancher:  
 Aspect Ratio (Leur/largeur) 1.97  
 Maximum limitale est de 4



## 1 er Niveau

Grille	Mur #	Mur				Convertir en mur équivalent standard			Superficie totale standard	Surface ajustée du mur	Ajoutez chaque grille et vérifiez le WAP pour la superficie tributaire.									
		Longueur Considérée (m)	Epaisseur (m)	f'm (MPa)	Rn Facteur	Surface standard du mur (m <sup>2</sup> )	Cn facteur Superficie nette (Rn x t) / (Rn_rw x 0.15)	Cb facteur Bloc f'm			Augmentation Cn x Cb	Interieur ou Exterieur	Surface du mur sur la grille (Awg (m2))	Surface tributaire de l'étage (Ati (m2))	PSMi (%)	PSMreqd /PSMi	Fourchette acceptable pour les murs considérés		Grille D/C	Dans la plage
										Wall				Min.	Max.	Ratio				
A	A1	1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236										
A	A2	1.50	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
A	A3	1.50	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
A	A4	1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236										
D	D1	1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236	Exterieur	0.923	21.3	4.34%	152%	100%	300%	0.66	OK	
D	D2	1.50	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
D	D3	1.50	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
D	D4	1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236	Exterieur	0.923	21.3	4.34%	152%	100%	300%	0.66	OK	
SUM, sauf indication contraire										ΣAwI =	1.85	All	1.85	42.5	4.34%	152%	100%	Pas de limite	0.66	OK
						PSM fourni (ΣAwI/Ab) =				4.34%	Compare per grid value		42.5	4.34%	check match					
						PSM requis =				2.86%	From below, and D/C =		0.66							

Figure D15 : Calcul du PSM requis au 1er niveau dans la direction X

<b>Emplacement du bâtiment</b>	<b>Date:</b>
<b>Description</b> Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97	<b>Ingénieur:</b>
	<b>Accepté par :</b>

### WAPrequired for this BUILDING LEVEL in X-AXIS DIRECTION

#### Entrées

Accelération sismique, Sds =	1.40	g, depuis le haut
Facteur de poids, Cw =	0.68	Ajustement du poids du bâtiment par rapport à $N \times w \times Ab$
Facteur de niveau, CL =	1.00	En fonction de l'étage évaluée et du type de toit
Facteur de bande, Cband =	1.33	Augmentation de la résistance des murs grâce à la bande sismique (mur standard équivalent)
Ca Factor, Axial Load =	1.10	Augmentation moyenne de la résistance des murs due à la charge axiale
Section pleine du bloc/ Section nominale, Rn_rw =	0.438	Valeur standard pour mur de référence
Poids de référence, w =	7.574	kPa 158 psf
Référence, f'm =	6.9	MPa 1000.8 psi
Référence, vm =	490.7	kPa 71.2 psi
Facteur de réduction de la résistance au cisaillement, phi =	0.8	Baseline vm from TMS 402
Résistance au cisaillement de base, phi x vm =	392.5	vm = $2.25 \times \sqrt{f'm}$ (in US units)
Facteur de torsion, Ct =	1.50	
Facteur de réduction sismique, R =	3.00	Augmentation de la contrainte moyenne du mur à la paroi la plus sollicitée

#### CALCS

Poids sismique total, W =	438	kN	= $w \times N \times Cw \times Ab$
Cisaillement au niveau de l'étage, V =	204	kN	= $W \times Sds \times CL / R$ applied in positive Y-direction
Limite maximale de contrainte des murs =	384	kPa	= $\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct$
Surface nette requise d'un mur standard =	0.53	m <sup>2</sup>	= $V / (\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct)$
Surface nominale requise d'un mur standard =	1.22	m <sup>2</sup>	= $V / [(\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct) \times Rn\_rw]$
En divisant par l'empreinte du bâtiment, PSM requis =	2.86%		= $V / [(\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct) \times Rn\_rw \times Ab]$
Substitution et réorganisation, PSM requis =	2.86%	Verifier	= $(w \times N \times Cw \times Sds \times CL \times Ct) / (R \times \phi \times vm \times Cband \times Ca \times Rn\_rw)$
PSM min. pour type de toit et zone =	1.05%		Le plus grand entre 0,75 % x Sds et 1,0 %. Augmente si la bande C est inférieure pour une raison quelconque (normalement non autorisé).
Pourcentage de surface murale requis, PSM requis =	2.86%		La plus grande des valeurs calculées et minimales

<b>Vérification PSM pour l'étage dans une direction</b> Requis/Fourni (D/C) =	0.66	<b>OK</b>	Rapport Demande / Capacité (D/C) pour l'ensemble de l'étage dans une direction. Ne s'applique qu'aux niveaux situés sous une dalle lourde.
<b>Vérification PSM maximale par ligne de la grille</b> Requis/Fourni (D/C) =	0.66	<b>OK</b>	Valeur maximale du rapport Demande/Capacité (D/C) pour toutes les lignes de la grille.

**Figure D16 Vérification détaillée du requis et PSM fourni au 1er niveau par mur et par grille direction X**

Emplacement du bâtiment  
Description Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97

Date:  
Ingénieur:  
Accepté par :



## Niveau supérieur

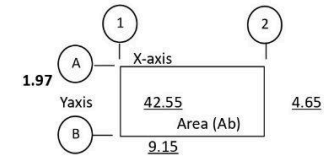
### Informations sur le bâtiment Voir les tableaux de référence pour les requêtes

ENTREZ UNIQUEMENT LES CELLULES GRISÉES ICI

Nombre d'étages	2.2	Deuxième de deux étages
Number of Stories, N:	2	Maximum is three levels
Étage évalué :	2	Niveau supérieur
Hauteur du mur H (m)	2.9	
Système de toiture :	Légère	
Zone sismique :	B	
Facteur de direction maximal :	1.10	
Classe du site:	C	
Ss (g)	1.59	
Fa	1.2	
Sds (g)	1.40	

Surface du bâtiment : 42.55 m2  
Longueur du bâtiment (le long de l'axe X) : 9.15 m2  
Largeur du bâtiment (le long de l'axe Y) : 4.65 m2

Dimensions du plancher:  
Rapport d'aspect (longueur/largeur)  
La limite maximale est de 4



Grille	Mur #	Mur	Longueur Considérée (m)	Epaisseur (m)	f'm (MPa)	Rn Facteur	Convertir en mur équivalent standard				Superficie		Ajoutez chaque grille et vérifiez le WAP pour la superficie tributaire.								
							face stand: du mur (m²)	Cn facteur	Cb facteur	Superficie nette (Rn x t) / (Rn_rw x 0.15)	Augmentation	face ajust du mur (m²)	Interieur ou Exterieur	Surface du mur sur la grille (m²)	Surface itaire de L'é (m²)	PSMi (%)	PSMreqd /PSMi	Fourchette acceptable pour les murs considérés		Grille D/C	Dans la plage
							Cn x Cb				Wall	Awg (m2)	Ati (m2)			Min.	Max.	Ratio			
A	A1		1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236										
A	A2		1.500	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
A	A3		1.500	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
A	A4		1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236										
A																					
B	D1		1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236	Exterieur	0.923	21.3	4.34%	336%	100%	No Limit	0.30	OK	
B	D2		1.500	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
B	D3		1.500	0.15	6.9	0.438	0.23	1.00	1.00	1.000	0.225										
B	D4		1.575	0.15	6.9	0.438	0.24	1.00	1.00	1.000	0.236	Exterieur	0.923	21.3	4.34%	336%	100%	No Limit	0.30	OK	
B																					
SUM, sauf indication contraire											ΣAw <sub>i</sub> =	1.85	All	1.85	42.5	4.34%	152%	100%	Pas de limite	0.30	OK
											PSM fourni (ΣAw <sub>i</sub> /Ab) =	4.34%	Comparer par valeur de grille	42.5	4.34%	check match					
											PSM requis =	1.29%	De dessous, et D/C =	0.30							

Figure D17 Calcul du PSM requis au niveau supérieur dans la direction X

<b>Emplacement du bâtiment</b>	<b>Date:</b>
<b>Description</b> Exemple : Plan rectangulaire avec un rapport d'aspect 1.97	<b>Ingénieur:</b>
	<b>Accepté par :</b>

### WAPrequired for this BUILDING LEVEL in X-AXIS DIRECTION

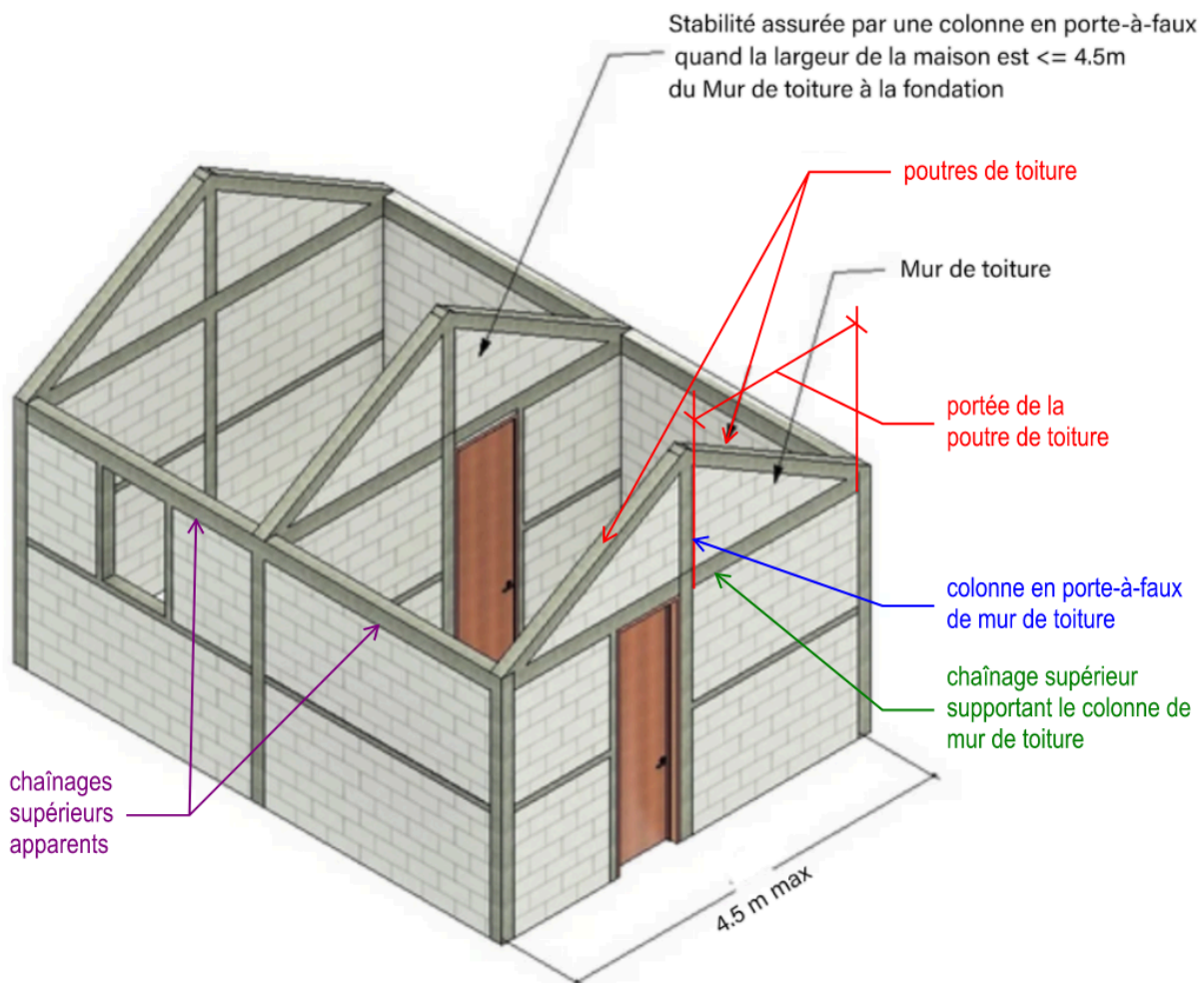
<b>Entrées</b>	Accélération sismique, Sds = 1.40	g, depuis le haut
	Facteur de poids, Cw = 0.68	Ajustement du poids du bâtiment par rapport à $N \times w \times Ab$
	Facteur de niveau, CL = 0.41	En fonction de l'étage évaluée et du type de toit
	Facteur de bande, Cband = 1.33	Augmentation de la résistance des murs grâce à la bande sismique (mur standard équivalent)
	Ca Factor, Axial Load = 1.00	Augmentation moyenne de la résistance des murs due à la charge axiale
	Section pleine du bloc/ Section nominale, Rn_rw = 0.438	Valeur standard pour mur de référence
	Poids de référence, w = 7.574	kPa 158 psf
	Référence, f'm = 6.9	MPa 1000.8 psi Baseline vm from TMS 402
	Référence, vm = 490.7	kPa 71.2 psi vm = $2.25 \times \sqrt{f'm}$ (in US units)
	Facteur de réduction de la résistance au cisaillement, phi = 0.8	
	Résistance au cisaillement de base, phi x vm = 392.5	kPa
	Facteur de torsion, Ct = 1.50	Augmentation de la contrainte moyenne du mur à la paroi la plus sollicitée
	Facteur de réduction sismique, R = 3.00	
<b>CALCS</b>	Poids sismique total, W = 438	kN = $w \times N \times Cw \times Ab$
	Cisaillement au niveau de l'étage, V = 84	kN = $W \times Sds \times CL / R$ applied in positive Y-direction
	Limite maximale de contrainte des murs = 349	kPa = $\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct$
	Surface nette requise d'un mur standard = 0.24	m2 = $V / (\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct)$
	Surface nominale requise d'un mur standard = 0.55	m2 = $V / [(\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct) \times Rn\_rw]$
	En divisant par l'empreinte du bâtiment, PSM requis = 1.29%	= $V / [(\phi \times vm \times Cband \times Ca / Ct) \times Rn\_rw \times Ab]$
	Substitution et réorganisation, PSM requis = 1.29%	Verifier = $(w \times N \times Cw \times Sds \times CL \times Ct) / (R \times \phi \times vm \times Cband \times Ca \times Rn\_rw)$
	PSM min. pour type de toit et zone = 1.05%	Le plus grand entre 0,75 % x Sds et 1,0 %. Augmente si la bande C est inférieure pour une raison quelconque (normalement non autorisé).
	Pourcentage de surface murale requis, PSM requis = 1.29%	La plus grande des valeurs calculées et minimales
<b>Vérification PSM pour l'étage dans une direction</b>	Requis/Fourni (D/C) = 0.30	<b>OK</b> Rapport Demande / Capacité (D/C) pour l'ensemble de l'étage dans une direction. Ne s'applique qu'aux niveaux situés sous une dalle lourde.
<b>Vérification PSM maximale par ligne de la grille</b>	Requis/Fourni (D/C) = 0.30	<b>OK</b> Valeur maximale du rapport Demande/Capacité (D/C) pour toutes les lignes de la grille.

**Figure D18 Vérification détaillée du requis et PSM fourni au niveau supérieur par mur et par grille direction X**

## Section E :

### Conception des murs de toiture

La figure E1 montre les poutres et les poteaux du mur de toiture d'un bâtiment dont la configuration en plan est similaire à celle de l'exemple de conception.



**Figure E1 : Vue d'ensemble de la conception du pignon avec indication de la portée des poutres du pignon**

## Conception des poutres de toiture

### 1. Déterminer la portée des poutres de toiture.

La portée des poutres de toiture est définie comme la distance horizontale libre entre le mur latéral et la colonne du mur de toiture (c'est-à-dire la ligne de faîtage du mur de toiture). Voir la figure E1.

$$\text{Portée de la poutre de toiture} = 4,5 \text{ m}/2 - 0,15 \text{ cm} - 0,15 \text{ cm}/2$$

→ Portée de la poutre de toiture = 2,0 m

### 2. Déterminer les dimensions de la poutre de toiture et du ferrailage.

Pour déterminer le dimensionnement de la poutre du mur de toiture, utiliser le [tableau 1.5.4.9.1-1](#), avec les données suivantes :

- Portée de 2,0 m ou plus
- Zone sismique B

Voir la figure E2 pour l'Extrait du tableau.

Zone de conception sismique	Section de la poutre Largeur x Profondeur	Portée maximum (m)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal (étriers)
✓	Mur 15cm x 10cm	2.5	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" or 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	3.5	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" or 6mm Φ @150mm c/c
A et B	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" or 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	3.25	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	4	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	2	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	3	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
C	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	2.75	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	3.5	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 15cm x 10cm	2	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
D	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	2	2 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" or 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 10cm	2.5	2 x 12mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6mm Φ @150mm c/c
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 10mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6mm Φ @100mm c/c

Figure E2 : Extrait du tableau 1.5.6.9.1-1

→ Conception de la poutre de toiture selon le tableau ci-dessous :

Section de la poutre	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal
15 cm (profondeur du mur) x 10 cm (hauteur)	(2) 10 mm ou 3/8" Φ	1/4" ou 6 mm Φ à 150 mm

### 3. Examinez les autres exigences pertinentes.

Les poutres de toiture à 2 barres nécessitent un renforcement supplémentaire pour résister aux forces de soulèvement du vent provenant des feuillards métalliques pour les chevrons. Voir [Figure 1.5.4.9.3-2](#) et [Figure 1.5.4.9.3-5](#).

- Prévoir des barre de  $\frac{3}{8}$ " (10 mm) de diamètre dans les alvéoles rempli de couli de béton à 80 cm d'espacement (une par unité de maçonnerie alternée).
- Accrocher chaque barre à un étrier 6 mm ( $\frac{1}{4}$ " de diamètre) au niveau du chaînage supérieur et de la poutre de toiture.

## Conception des colonnes des murs de toiture en porte-à-faux

### 1. Déterminez si des colonnes des murs de toiture en porte-à-faux sont nécessaires.

Voir la [section 1.5.4.9.2](#) pour la description des configurations de plan qui nécessitent des colonnes des murs de toiture en porte-à-faux.

Des colonnes des murs de toiture en porte-à-faux sont nécessaires le long de la ligne de faîtage car ce bâtiment ne comporte qu'une seule pièce et il n'y a donc pas de mur sous la ligne de faîtage.

- Prévoyez une colonne en porte-à-faux dans chaque mur pignon au niveau de la ligne de faîte.

### 2. Déterminez la taille et l'armature du poteau en porte-à-faux des murs de toiture.

Pour déterminer le dimensionnement du poteau du mur de toiture en porte-à-faux, utiliser le [tableau 1.5.4.9.2-1](#) pour une portée de pignon  $\leq 4,5$  m avec les données d'entrée suivantes :

- Murs en blocs de 15 cm

- Zone sismique B

Voir la figure E3 pour l'Extrait du tableau.

Zone de conception sismique	Colonne largeur x épaisseur (cm x cm)	Reinforcement longitudinal	Reinforcement transversal
<b>Colonne de 15cm d'épaisseur avec mur en bloc 15</b>			<div style="border: 1px solid green; padding: 5px;"> <p>Étriers de 1/4" ou 6 mm Espacement de 75 mm d'axe en axe 600 mm au-dessus et au-dessous de la jonction poteau–chaînage supérieur.</p> <p>Ailleurs : espacement égal au plus petit de la moitié de la profondeur ou de 150 mm d'axe en axe.</p> </div>
A	15 x 20	4 x 12mm ou 1/2"	
<b>B</b>	<b>15 x 20</b>	<b>4 x 12mm ou 1/2"</b> ✓	
C	15 x 25	4 x 12mm ou 1/2"	
D	15 x 25	4 x 12mm ou 1/2"	
<b>Colonne de 20 cm d'épaisseur avec mur en bloc 15</b>			
A	20 x 15	6 x 12mm ou 1/2"	
<b>B</b>	<b>20 x 15</b>	<b>6 x 12mm ou 1/2"</b> ✓	
C	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
D	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
<b>Colonne de 20 cm d'épaisseur avec mur en bloc 20</b>			
A	20 x 20	4 x 12mm ou 1/2"	
B	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
C	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
D	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	

**Figure E3 : Extrait du tableau 1.5.6.9.2-1 (portées de pignon ≤ 4,5 m)**

→ Deux options sont disponibles, comme résumé ci-dessous

	Largeur	Profondeur	Renforcement	Avantage
Option 1	15 cm	20 cm	(4) 12 mm ou ½"	Moins de renforcement nécessaire
Option 2	20 cm	15 cm	(6) 12 mm ou ½"	Face de la colonne affleurant le mur

→ Pour les deux options, l'armature de cisaillement consiste en des étriers de 6 mm (¼") à 75 mm de 600 mm au-dessus et au-dessous de la connexion avec le chaînage supérieur. Ailleurs, l'espacement peut être réduit à la profondeur du poteau/2.

## Conception des chaînages supérieurs

### 1. Chaînage supérieur (sous le mur de toiture)

Le chaînage supérieur situé juste sous le mur de toiture nécessite une conception spéciale car il soutient le poteau en porte-à-faux du mur de toiture.

Pour déterminer le dimensionnement de la poutre annulaire sous le pignon, utiliser le [tableau 1.5.4.9.2-3](#), avec les données d'entrée suivantes :

- Mur de 15 cm
- Zone sismique B

Voir la figure E4 pour l'Extrait du tableau.

Zone de conception sismique	Chaînage supérieur largeur x hauteur (cm x cm)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal
<b>Mur en bloc 15cm</b>			<p>Etrier 1/4" ou 6mm Φ Espacement de 75 mm d'axe en axe</p> <p>Ou</p> <p>Étriers 1/4" ou 6 mm Φ, plus entrejambe horizontal médian Espacement de 100 mm d'axe en axe</p>
A	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
<b>B</b>	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2" ✓	
C	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
D	25 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
<b>Mur en bloc 20cm</b>			
A	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
B	20 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
C	25 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	
D	25 x 20	6 x 12mm ou 1/2"	

**Figure E4 : Extrait du tableau 1.5.4.9.2-3**

→ Calcul du chaînage supérieur sous le mur de toiture selon le tableau :

Section de la poutre	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal
20 cm (largeur) x 20 cm (hauteur)	(6) 12 mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6 mm Φ à 75 mm (ou 100 mm si la jambe centrale horizontale est ajoutée)

→ Notez que la poutre requise est plus large que l'épaisseur du mur.

## 2. Calculer le chaînage supérieur apparent au sommet de la paroi latérale.

Pour déterminer le dimensionnement du soubassement apparent au sommet de la paroi latérale, utiliser le [tableau 1.5.4.8-2](#) avec les données d'entrée suivantes :

- Mur de 15 cm
- Zone sismique B
- 3,0 m ou plus de portée

Voir la figure E5 pour l'Extrait du tableau.

Zone de conception sismique	Section de la poutre Largeur x Profondeur	Portée maximum (m)	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal (étriers) 25 mm d'enrobage	Renforcement transversal (étriers) 40 mm d'enrobage
A and B	Mur 15cm x 20cm	✓ 4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @100 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
C	Mur 15cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @50 mm axe en axe Ou 3/8" ou 10mm Φ @100mm axe en axe
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
D	Mur 15cm x 20cm	3.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @50 mm axe en axe Ou 3/8" ou 10mm Φ @100mm axe en axe
	Mur 15cm x 20cm	4.5	6 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe
	Mur 20cm x 20cm	4.5	4 x 12mm ou 1/2" Φ	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @75 mm axe en axe	Étriers : 1/4" ou Ø6 mm @50 mm axe en axe Ou 3/8" ou 10mm Φ @100mm axe en axe

**Figure E5 : Extrait du tableau 1.5.4.8-2**

→ Conception de la poutre en anneau exposée au sommet du mur latéral selon le tableau ci-dessous :

Section de la poutre	Renforcement longitudinal	Renforcement transversal
15 cm (profondeur du mur) x 20 cm (hauteur)	(4) 12 mm ou 1/2" Φ	1/4" ou 6 mm Φ à 75 mm

## Section F :

### Conception d'une toiture légère

#### Vue d'ensemble

La conception d'une toiture légère comprend plusieurs étapes.

- Définir les zones du toit et les pressions du vent sur ces zones.
- Décider de la configuration générale de la charpente (chevrons parallèles à la pente du toit, chevrons perpendiculaires à la pente, ou fermes).
- Déterminer la taille et l'espacement des éléments de la charpente (chevrons, lattes).
- Déterminer l'épaisseur des panneaux CGI
- Déterminer les fixations entre les panneaux CGI, les éléments de charpente et les murs.

Il peut être utile de comparer les conceptions de deux ou trois configurations de toiture différentes. Cette comparaison permet de déterminer quelle configuration est la plus économique ou utilise des matériaux plus faciles à trouver.

Dans cet exemple, trois configurations d'un toit à deux versants sont conçues et comparées :

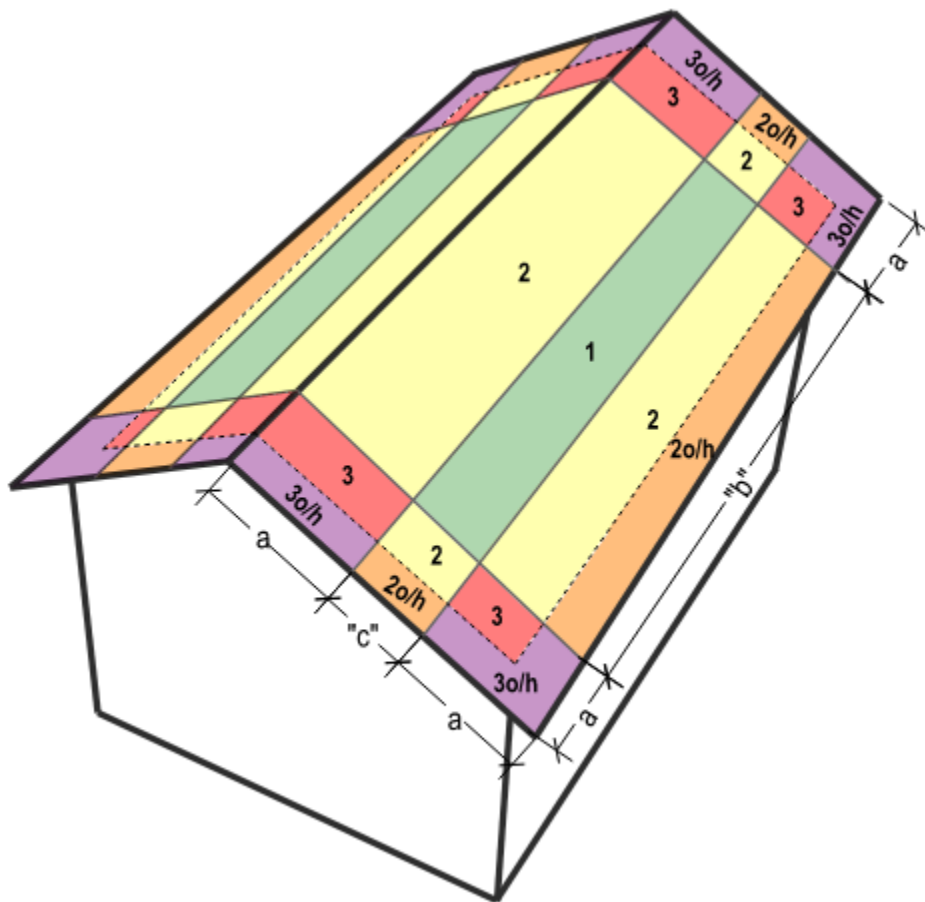
- Option "A" : Chevrons perpendiculaires à la pente (pas de lattes)
- Option "B" : Chevrons parallèles à la pente
- Option "C" : Fermes (parallèles à la pente)

#### Définir les zones de pression du vent

Les zones de pression du vent sont les mêmes pour tous les types de géométrie de toiture (à pignon, en appentis, arêtier), quel que soit le type de configuration de la charpente (chevrons parallèles à la pente, chevrons perpendiculaires à la pente, fermes).

En utilisant la [section 1.5.6.7](#), pour un toit à deux versants avec des débords, les zones de pression sont affectées comme indiqué dans la figure F1.

- Zones principales de la toiture : Les zones sont indiquées par les numéros 1, 2 et 3.
- Débords de toit : Les surplombs qui s'étendent au-delà du toit principal sont indiqués comme  $2o/h$  ou  $3o/h$ .



**Figure F1 : Zones de pression pour un toit à deux versants avec débords**

Déterminez les dimensions clés, telles que définies dans la figure F2.

- La dimension "a" est le maximum de  $0,1 \times (\text{largeur minimale du bâtiment sans les débords})$  et  $0,9\text{m}$ .  $0,1 \times (4,5\text{m}) = 0,45\text{m}$ , c'est donc  $0,9$  qui prévaut.

-  $a = 0,9\text{m}$

Il convient de noter que la dimension "a" est basée sur la largeur du bâtiment sans les débords, mais que les emplacements des zones définis par la dimension "a" sont mesurés à partir du bord du toit.

- Pour un toit à deux versants, la dimension "b" est la longueur du bâtiment, y compris les débords de toit, moins 2\*a.

$$\rightarrow b = (9\text{m} + 2*(0,3\text{m})) - 2*(0,9\text{m}) = 7,8\text{m}$$

- Pour un toit à deux versants, la dimension "c" est la moitié de la largeur du bâtiment, y compris les débords, moins 2\*a.

$$\rightarrow c = (4,65\text{m}/2 + 0,3\text{m}) - 2*(0,9\text{m}) = 0,825\text{m}$$

Notez que "c" est très petit pour ce bâtiment, ce qui indique que seule une petite partie du toit est en zone 1.

Les zones 2o/h et 3o/h sont des zones du toit situées à l'intérieur de la dimension "a" à partir du bord du toit ou de la ligne de faîte, qui se produisent au niveau des surplombs. Les zones 2 et 3 sont des zones situées à l'intérieur de la dimension "a" du bord du toit ou de la ligne de crête, au-dessus des murs et de l'intérieur du bâtiment.

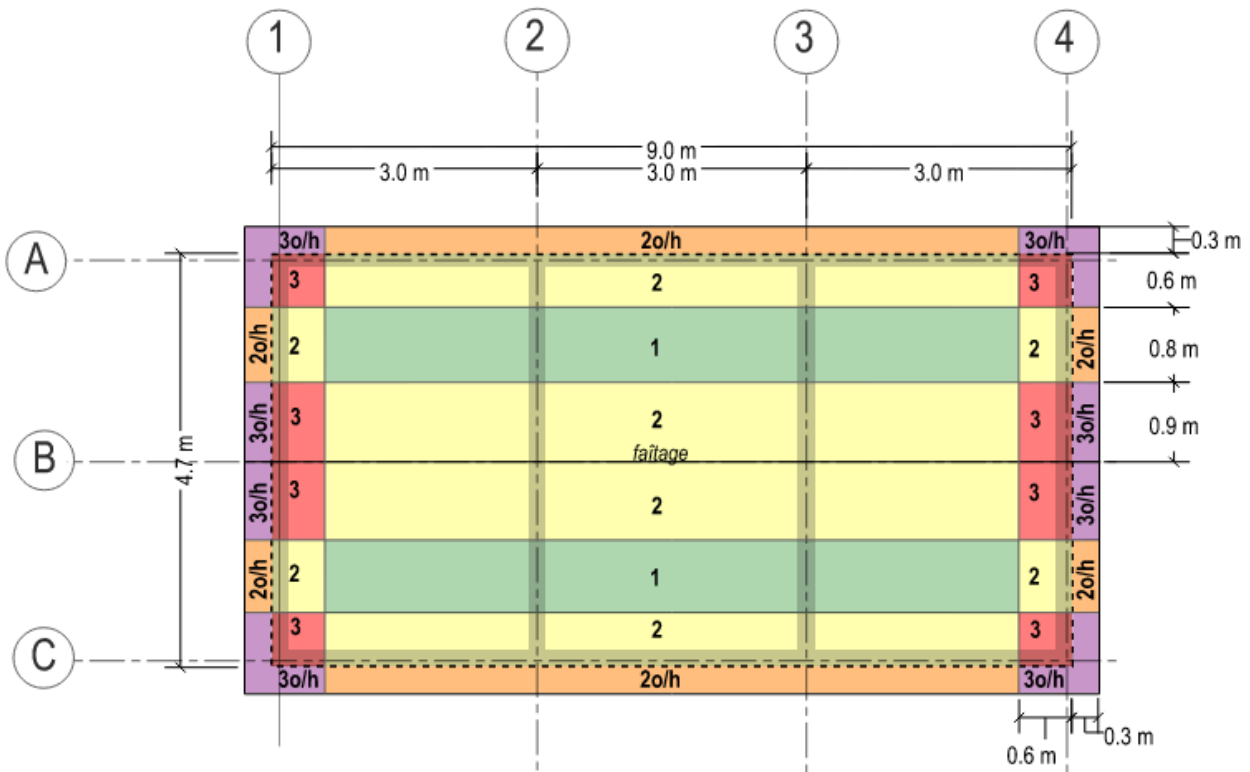
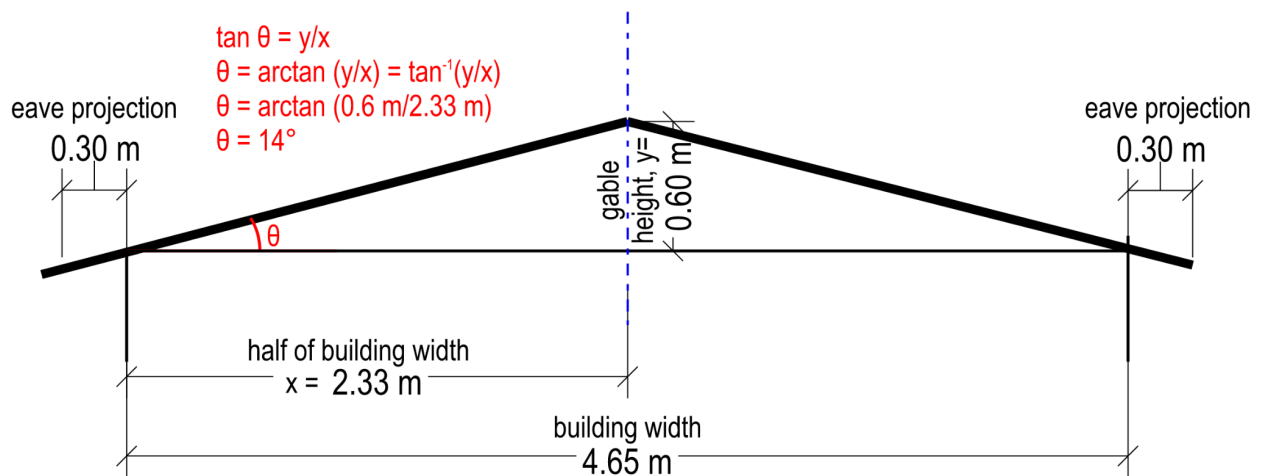


Figure F2 : Exemple de plan des zones de pression

### Calculer la géométrie du toit

L'angle du toit à pignon a une incidence sur la conception de la charpente. Pour déterminer l'angle, on prend l'arc tangent de la hauteur du pignon divisé par la moitié de la largeur du bâtiment. Comme le montre la figure F3 :

$$\rightarrow \theta = 14^\circ$$



**Figure F3 : Géométrie du toit**

## Définir les pressions du vent

Les pressions du vent sont utilisées dans la conception des avant-toits (chevrons et chevrons de rive), des panneaux CGI, des raccords CGI, des lattes, des raccords de lattes, des chevrons, des chevrons de rive et des chevrons de rive, des raccords de panneaux de rive et de faîtage, et des fermes.

Utiliser le [tableau 1.5.6.7-2](#) pour les bâtiments de 2 niveaux avec les données d'entrée suivantes :

- Zone de vent III
- Exposition B

Voir Figure F4 extrait de table

Charges de succion sur toits (kN/m <sup>2</sup> ) – Catégorie d'exposition B, 2 niveaux				Facteur =	0.91
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.3	1.5	1.6	2.0	2.4
2	1.9	2.2	2.4	2.9	3.5
2 débords	2.1	2.5	2.7	3.3	4.0
3	2.2	2.6	2.8	3.5	4.2
3 débords	2.8	3.2	3.5	4.3	5.2
Charges de succion sur toits (kN/m <sup>2</sup> ) – Catégorie d'exposition C, 2 niveaux				Facteur =	1.31
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	1.8	2.2	2.3	2.9	3.5
2	2.7	3.2	3.4	4.2	5.1
2 débords	3.0	3.6	3.9	4.8	5.8
3	3.2	3.8	4.1	5.0	6.1
3 débords	4.0	4.7	5.0	6.2	7.5
Charges de succion sur toits (kN/m <sup>2</sup> ) – Catégorie d'exposition D, 2 niveaux				Facteur =	1.556
Zone de toiture (emplacement)	Minimum	Zone de vent I	Zone de vent II	Zone de vent III	Zone de vent IV
	120 mph	130 mph	135 mph	150 mph	165 mph
1	2.2	2.6	2.8	3.4	4.2
2	3.2	3.8	4.1	5.0	6.1
2 débords	3.6	4.3	4.6	5.7	6.9
3	3.8	4.5	4.8	6.0	7.2
3 débords	4.7	5.6	6.0	7.4	9.0

Figure F4: Extrait du Tableau 1.5.6.7-2 (2-niveaux)

→ Les tableaux de pression du vent applicables à chaque zone de toiture sont résumés dans le tableau ci-dessous. Les pressions du vent sont arrondies à 3, 5 ou 9 kPa, car les tableaux de dimensionnement sont basés sur ces trois valeurs.

Zone de toiture	Tableau de pression du vent (kPa)
1	3
2	3
2o/h	5
3	5
3o/h	5

## Considérations générales

La conception des chevrons, des panneaux de toiture et des chevrons de débord est un processus itératif qui nécessite une coordination entre les conceptions des différents éléments pour s'assurer de leur compatibilité.

Les exigences du vent varient d'un bout à l'autre de la toiture en fonction des zones de pression. Dans certains cas, il est plus économique de faire varier la conception d'un élément par zone que de fournir une conception uniforme pour cet élément sur l'ensemble de la toiture, en se basant sur la zone de pression la plus sollicitée. Dans d'autres cas, il est plus pratique et d'un impact économique négligeable d'adopter une conception uniforme applicable à toutes les zones de pression.

## Section G :

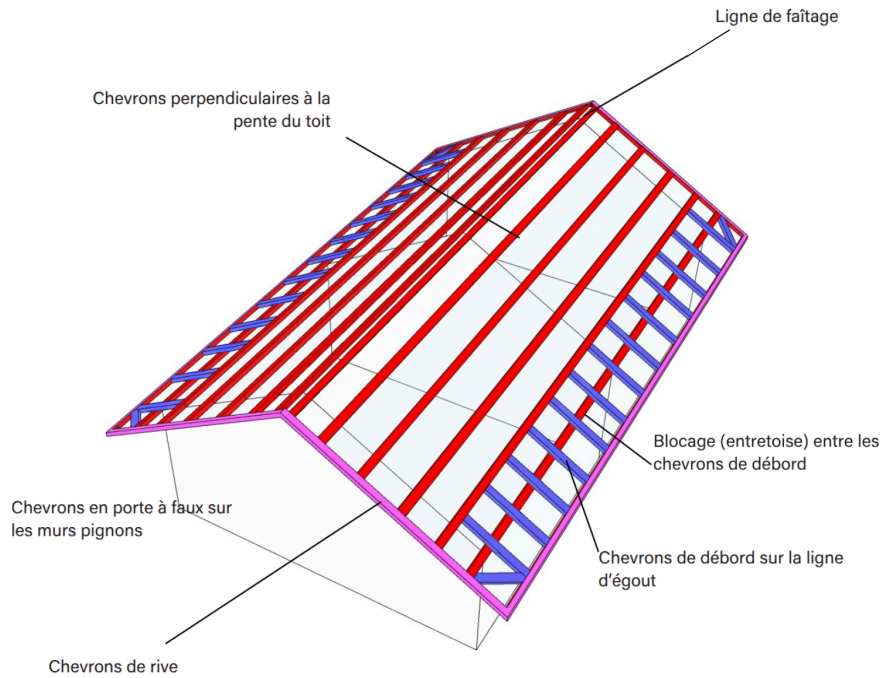
### **Option de toiture : Chevrons perpendiculaires à la pente**

#### **Description**

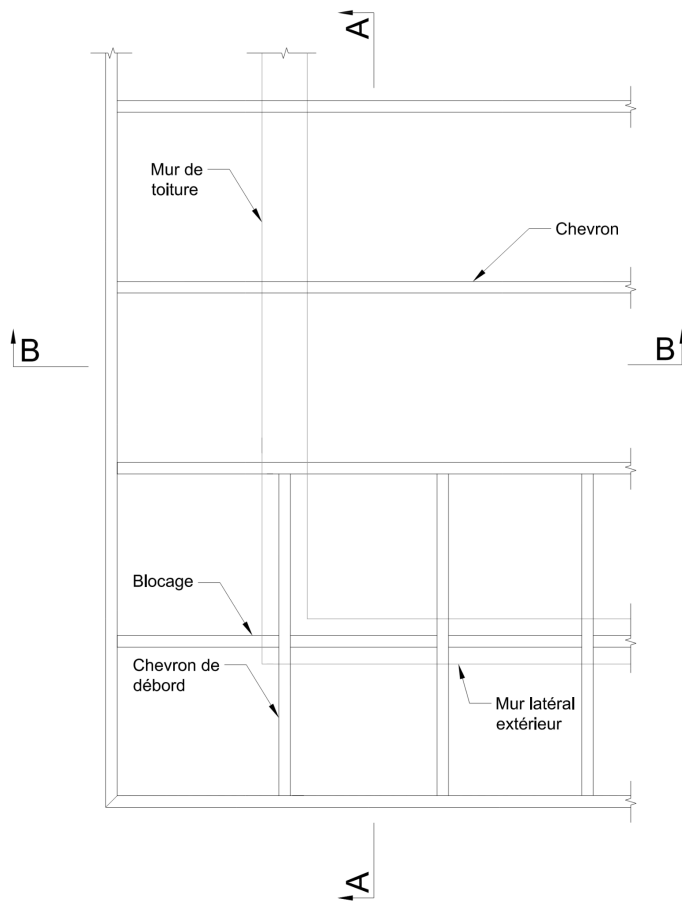
Description générale de la disposition du toit :

- Pas de lattes (les panneaux CGI sont fixés directement aux chevrons).
- Les chevrons sont perpendiculaires à la pente du toit.
- Comme le débord (avant-toit) des murs latéraux dépasse 0,25 m de longueur, il faut utiliser l'option 1 pour l'ossature de l'avant-toit. (Voir le [tableau 1.5.6.8.1-1](#) pour une vue d'ensemble des options de charpente d'avant-toit).
  - Les chevrons de débord supportent les avant-toits qui s'étendent à partir des murs latéraux (ligne d'égout), le long des lignes de quadrillage A et C. Un blocage est prévu entre les chevrons au-dessus des murs latéraux.
  - Les chevrons supportent les avant-toits qui s'étendent à partir des murs de toiture sur les lignes 1 et 4.
  - Les chevrons de rive relient les extrémités des chevrons et des chevrons de débord sur le pourtour.

La figure G1 montre la configuration générale de la charpente et la figure G2 montre la charpente au niveau de l'avant-toit.



**Figure G1 : Charpente typique d'un toit à deux versants avec des chevrons perpendiculaires à la pente.**



**Figure G2 : Ossature à l'avant-toit pour les chevrons perpendiculaires à la pente (Option 1 selon le tableau 1.5.6.8.1-1). Pour les sections A-A et B-B, voir la figure 1.5.6.8.2-1).**

### **Identifier les conditions des zones de pression pour les chevrons**

La figure G3 montre que pour cette configuration d'ossature, il y a quatre conditions pour les chevrons en ce qui concerne la demande de vent :

- Chevrons avec toute la portée dans la zone 1
- Chevrons avec toute la portée dans la zone 2
- Chevrons dont la plus grande partie de la portée se trouve dans la zone 1, mais dont environ un quart se trouve dans la zone 2
- Chevrons dont la plus grande partie de la portée se trouve dans la zone 2, mais dont un quart environ se trouve dans la zone 3.

Pour la conception des chevrons, il est acceptable de négliger la courte longueur du chevron qui s'étend dans les zones 2o/h et 3o/h au niveau du surplomb.

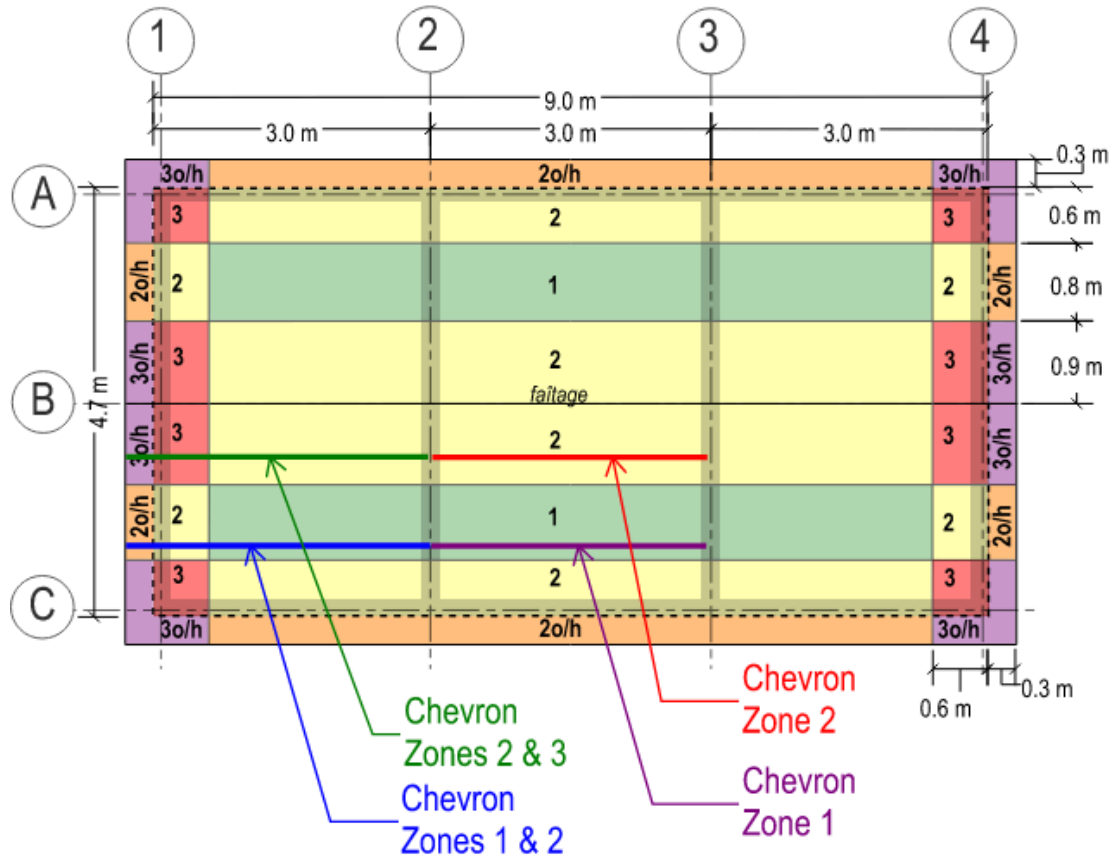


Figure G3 : Conditions de la zone de pression des chevrons

## Déterminer l'espacement des chevrons en fonction de la charge de vent

### 1. Calculer la portée libre réelle des chevrons.

Portée libre = 3,0 m (*distance horizontale maximale entre les axes des murs*) - 15 cm (*épaisseur du mur*).

→ Portée libre réelle des chevrons = 2,85 m

### 2. Recherchez le facteur d'ajustement de la portée des chevrons (applicable à la charge de vent) en fonction de l'inclinaison du toit et des critères de flexion.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-4](#) avec les données suivantes :

- Limite de flèche L/180 (typique)
- Toit plat (0°) parce que les chevrons sont perpendiculaires à la pente du toit.

Voir la figure G4 pour l'Extrait du tableau.

Limite de déflexion	Pente du toit												
	Plat	12.5 %	16.7 %	25.0 %	33.3 %	41.7 %	50.0 %	58.3 %	66.7 %	75.0 %	83.3 %	91.7 %	100%
	0:12	1.5:12	2:12	3:12	4:12	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12
	0°	7.1°	9.5°	14.0°	18.4°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	36.9°	39.8°	42.5°	45°
L/180	1.03	1.03	1.02	1.00	0.98	0.95	0.93	1.10	1.06	1.02	0.98	0.94	0.90
L/240	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.90	0.98	0.95	0.91	0.87	0.84	0.80
L/360	0.87	0.87	0.86	0.86	0.84	0.81	0.78	0.83	0.79	0.77	0.73	0.70	0.68

**Figure G4 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-4**

→ Facteur d'ajustement = 1,03

### 3. Calculer la portée libre ajustée des chevrons.

Portée libre ajustée des chevrons = 2,85 m (portée libre des chevrons)/1,03 (facteur d'ajustement).

→ Portée libre ajustée des chevrons = 2,76 m

#### 4. Déterminer la taille des chevrons et l'espacement maximal dans la zone 2.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-1](#) (exposition B) avec les données suivantes :

- 2 niveaux
- Zone de vent III
- 2,76 m (ou plus) portée de chevron nécessaire

Voir la figure G5 pour l'Extrait du tableau.

Esp. Un niveau	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	3.24	3.04	2.97	2.74	2.55	2.23	5.61	5.27	5.10	4.67	4.34	3.78
400	2.91	2.73	2.68	2.46	2.28	1.98	5.00	4.67	4.52	4.17	3.85	3.31
480	2.72	2.54	2.47	2.27	2.12	1.78	4.64	4.33	4.20	3.86	3.59	2.92
600	2.49	2.35	2.30	2.08	1.89	1.56	4.25	3.99	3.86	3.54	3.14	2.54
<b>Esp. Deux niveaux</b>	50x100 (2x4) ✗						50x150 (2x6) ✓					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	3.09	2.92	2.84	2.58 ✗	2.44	2.13	5.32	5.02	4.86	4.38	4.13	3.60
400	2.78	2.61	2.56	2.31 ✗	2.18	1.85	4.73	4.46	4.33	3.91	3.68	3.07
480	2.58	2.44	2.36	2.14 ✗	2.02	1.66	4.40	4.14	4.01	3.59	3.36	2.73
600 ✓	2.39	2.25	2.18	1.91 ✗	1.77	1.45	4.03	3.80	3.68	3.21 ✓	2.92	2.37
<b>Esp. Trois niveaux</b>	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
Zone Toit. 2	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
300	2.97	2.82	2.74	2.45	2.35	2.06	5.10	4.83	4.67	4.16	3.97	3.46
400	2.68	2.52	2.46	2.19	2.10	1.74	4.52	4.29	4.17	3.70	3.55	2.88
480	2.47	2.35	2.27	2.03	1.94	1.57	4.20	4.00	3.86	3.38	3.17	2.58
600	2.30	2.17	2.08	1.78	1.66	1.37	3.86	3.66	3.54	2.95	2.75	2.25

**Figure G5 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-1 (exposition B)**

- Les portées maximales des chevrons pour les 2x4 sont insuffisantes pour atteindre la portée des chevrons.
- Les chevrons 2x6 à 600 mm dans la zone 2 sont applicables aux portées libres ajustées des chevrons jusqu'à 3,21 m.
- Si les 2x4 sont la seule option viable pour les chevrons (c'est-à-dire que les 2x6 ne sont pas disponibles ou sont trop chers), réduisez la portée libre des chevrons en ajoutant des murs de toiture suspendus ou en réduisant la distance entre les murs. L'espacement le plus proche des 2x4 permet une portée libre ajustée de 2,58 m. En appliquant le facteur d'ajustement de 1,03, la portée libre réelle des chevrons requise pour l'utilisation des 2x4 est de 2,66 m.

## 5. Recherchez l'espacement maximal des chevrons dans les autres zones.

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.6-3A](#) avec les données suivantes :

- espacement de 600 mm dans la zone 2
- 25%/75% de répartition entre les chevrons des Zones 1&2 et 2&3 (approximation visuelle)

Voir la figure G6 pour l'Extrait du tableau.

Zone Toit. 1	1.25 75% Zone 1 25% Zone 2	1.5 50% Zone 1 50% Zone 2	1.75 25% Zone 1 75% Zone 2	Zone Toit. 2	2.25 75% Zone 2 25% Zone 3	2.5 50% Zone 2 50% Zone 3	2.75 25% Zone 2 75% Zone 3	Zone Toit. 3
400	375	350	325	300	285	270	255	240
533	500	467	433	400	380	360	340	320
640	600	560	520	480	456	432	408	384
800	750	700	650	600	570	540	510	480

Annotations de la Figure G6 :

- 800 (Zone 1 uniquement) - Chevron Zone 1
- 750 (Zones 1 et 2) - Chevron Zones 1 & 2
- 600 (Zone 2 uniquement) - Chevron Zone 2
- 570 (Zones 2 et 3) - Chevron Zones 2 & 3

**Figure G6 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-3A**

→ Les espacements entre chevrons applicables à chaque condition de chevrons sont résumés dans le tableau.

Condition des chevrons	Espacement (mm)
Zone 1 uniquement	800
Zone 2 uniquement	600
Zones 1 et 2	750
Zones 2 et 3	570

## Déterminer l'espacement maximal des chevrons en fonction de la charge permanente et de la charge d'exploitation

1. Rechercher le facteur d'ajustement de la portée des chevrons (applicable aux charges permanentes et aux charges d'exploitation) en fonction de l'inclinaison du toit.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-6](#) avec les données suivantes :

- Toit plat (0°), car les chevrons sont perpendiculaires à la pente du toit.

Voir la figure G7 pour l'Extrait du tableau.

Limite de déflexion	Pente du toit								
	0%	41.7%	50.0%	58.3%	66.7%	75.0%	83.3%	91.7%	100%
	Plat	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12
	0°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	36.9°	39.8°	42.5°	45°
L/180	1.00✓	1.02	1.04	1.05	1.07	1.10	1.12	1.14	1.17

Figure G7 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-6

→ Facteur d'ajustement = 1,00

2. Calculer la portée libre ajustée des chevrons.

Portée libre ajustée des chevrons = 2,85 m (*portée libre des chevrons*)/1,00 (*facteur d'ajustement*).

→ Portée libre ajustée des chevrons = 2,85 m

3. Déterminer l'espacement maximal des chevrons pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.

Utiliser le [tableau 1.5.6.7.6-5A](#) avec les données suivantes

- Taille des chevrons 50x150 (2x6)
- 2,85 m (ou plus) de portée de chevron nécessaire

Voir la figure G8 pour l'Extrait du tableau.

Espacement des chevrons	Taille et portée			
	50 x 100	50 x 150	50 x 200	50 x 250
200	3.86	5.83	7.35	8.76
300	3.15	4.75	6.00	7.14
400	2.73	4.10	5.19	6.17
475	2.51	3.76	4.77	5.65
600	2.23	3.34	4.24	5.02
800 ✓	1.93	2.89 ✓	3.67	4.34

**Figure G8 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-5A**

→ Les chevrons 2x6 à 800 mm sont applicables aux portées libres ajustées des chevrons jusqu'à 2,89 m.

## Concevoir la disposition des chevrons

**1. Comparer l'espacement maximal pour les charges permanentes et d'exploitation avec l'espacement maximal pour les charges de vent et identifier les exigences d'espacement qui s'appliquent.**

- L'espacement maximal au vent (zone 1) est égal à l'espacement entre les chevrons pour les charges permanentes et d'exploitation (800 mm).
- Toutes les autres conditions de chevrons ont un espacement plus petit, c'est donc l'espacement au vent qui prévaut.

**2. Déterminez la longueur sur laquelle un groupe de chevrons est espacé.**

Pour cette configuration de l'ossature, un chevron est nécessaire près de la ligne de faîtage, et un chevron (ou un blocage pour les fenêtres) est nécessaire au-dessus du mur latéral. Par conséquent, la distance entre le faîtage du pignon et l'axe du mur latéral est la longueur sur laquelle les chevrons sont espacés.

→ Longueur sur laquelle les chevrons sont espacés =  $4,5 \text{ m} / 2 = 2,25 \text{ m}$

### 3. Déterminer l'espacement logique des chevrons.

Pour déterminer si l'espacement des chevrons doit être uniforme ou varier en fonction de l'état des chevrons, calculez l'espacement des chevrons qui résulterait d'un espacement uniforme des chevrons d'une manière logique. Pour cette configuration d'ossature, cet espacement est calculé en divisant la longueur sur laquelle le groupe de chevrons est espacé par la quantité de chevrons moins un.

→ Les espacements logiques et uniformes des chevrons sont indiqués dans le tableau.

<b>Nombre de chevrons (ou de chevrons bloqués) entre le faîtage et le mur latéral</b>	<b>Espacement (mm)</b>
4	750
5	560
6	450

### 4. Examinez les exigences d'espacement des chevrons dans le contexte de la taille des zones de pression du toit et des dimensions globales du toit.

Pour aider à déterminer si l'espacement des chevrons doit être uniforme ou varier en fonction de l'état des chevrons, examinez les dimensions des zones d'état des chevrons et la variabilité des espacements requis.

→ Des commentaires sur l'espacement des chevrons dans le contexte sont fournis dans le tableau.

<b>État des chevrons</b>	<b>Espacement (mm)</b>	<b>Remarques</b>
Zone 1 uniquement	800	La zone ne fait que 0,8 m de large
Zone 2 uniquement	600	Semblable aux "zones 2 et 3".

Zones 1 et 2	750	La zone ne fait que 0,8 m de large
Zones 2 et 3	570	Similaire à la zone 2

- Les chevrons de la "Zone 1 uniquement" et des "Zones 1 et 2" ne sont présents que sur une petite surface (0,8 m de large).
- L'espacement pour la "Zone 2" et les "Zones 2 et 3" est similaire (seulement une différence de 3 cm).
- Les espacements pour la "Zone 1" et la "Zone 1 et 2" sont similaires (seulement une différence de 5 cm).

### 5. Sélectionnez l'espacement des chevrons.

Un espacement pratique des chevrons est basé sur les considérations ci-dessus. L'espacement uniforme de 570 mm correspond à l'espacement des zones 2 et 3. En raison des petites zones où l'espacement est plus large (Zone 1 ; Zones 2 & 3) et des similitudes entre les exigences d'espacement pour la Zone 2 et la Zone 2 & 3, un espacement uniforme est préférable dans ce cas.

→ **Utiliser des chevrons 2x6 avec un espacement uniforme de 570 mm.**

### 6. Déterminer si un contreventement latéral des chevrons est nécessaire.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-7](#) avec les données suivantes :

- 50x150 (2x6) chevrons

Voir la figure G9 pour l'Extrait du tableau.

Taille des chevrons	Espacement des blocages
50x100	Aucun
50x150	Blocage au centre de 1,8 m

**Figure G9 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-7**

→ Le blocage (retenue latérale) est requis à **1,8 m** maximum au centre.

→ Les éléments qui peuvent être considérés comme des dispositifs de retenue latéraux sont énumérés à la rubrique " Retenue des chevrons (contreventement latéral) " de la section 1.5.6.9.6.

## Conception des chevrons de débord

### 1. Choisir la taille des chevrons de débord.

Pour des raisons de compatibilité dimensionnelle, la taille du chevron de débord doit correspondre à celle des chevrons.

→ Utiliser des chevrons de débord de **50x150** (2x6).

### 2. Confirmer que la longueur du débord (avant-toit) ne dépasse pas la distance entre le mur latéral et le premier chevron.

→ L'espacement des chevrons est de 0,57 m > 0,3 m, donc correct.

### 3. Déterminer la portée du chevron de débord.

La portée du chevron de débord est la distance entre le bord du toit et le premier chevron intérieur. Pour déterminer cette portée, il faut calculer l'espacement entre chevrons (0,57 m) plus la moitié de l'épaisseur du mur (15 cm/2) plus la longueur du débord (30 cm).

→ Portée du chevron de débord = 1 m

### 4. Déterminer la pression du vent au niveau du chevron de débord.

Dans ce cas, la zone 2o/h et la zone 3o/h ont la même amplitude de pression du vent.

→ Pression du vent dans la zone 2o/h = pression du vent dans la zone 3o/h = 5 kPa

### 5. Recherchez l'espacement maximal pour les chevrons de débord.

Utiliser le [tableau 1.5.6.7.11-1](#) avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- 50x150 (2x6)

- 1 m (ou plus) de portée de l'exutoire nécessaire

Voir la figure G10 pour l'Extrait du tableau.

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
Espacement (m)	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

**Figure G10 : Extrait du tableau 1.5.6.9.7-1 pour les chevrons de débord**

→ Les chevrons de débord 2x6 espacés de 1,2 m s'appliquent à des portées de fenêtres allant jusqu'à 1,42 m, ce qui est supérieur à la portée réelle de 1 m des chevrons de débord

## 6. Déterminer si un blocage entre les chevrons de débord est nécessaire au niveau des murs latéraux.

Le tableau 1.5.6.8.2-1 donne des indications sur la nécessité de bloquer entre les chevrons de débord lorsque les chevrons sont perpendiculaires à la pente.

Le blocage est requis à moins que la dimension entre le bord du toit et le premier chevron intérieur ne soit inférieure à l'espacement requis entre les chevrons dans la zone 2/3.

- Dimension entre le bord du toit et le premier chevron intérieur ~ longueur du chevron de débord = 1 m
- Le blocage est nécessaire, car cette dimension est supérieure à l'espacement requis entre les chevrons dans la zone 2/3, qui est de 0,57 m.

## Concevoir le chevron de rive

### 7. Choisir la taille du chevron de rive.

La taille du chevron de rive correspond généralement à la taille du chevron et de l'avant-toit.

→ Utiliser des chevrons de rive **50x150** (2x6).

### 8. Déterminer la portée du chevron de rive.

La portée déterminante du chevron de rive se situe au niveau de l'angle. La portée est égale à deux fois la portée du tablier.

→ Portée du chevron de rive = 2 x (1 m) = 2 m.

### 9. Déterminer l'"espacement" des chevrons de rive (largeur tributaire).

La largeur tributaire du chevron de rive est égale à la moitié de la longueur du débord (avant-toit). Il s'agit de l'"espacement" des chevrons de rive.

→ Espacement des chevrons de rive = 0,3 m / 2 = 0,15 m.

### 10. Déterminer la pression du vent à l'angle du toit.

L'angle d'un toit à deux versants est conçu pour une pression de vent de 30/h.

→ Pression du vent de 30/h = 5 kPa

### 11. Vérifier le chevron de rive.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.11-1](#) avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- 50x150 (2x6)
- 0,15 m comme "espacement des chevrons", arrondi à 0,4 m car cette valeur est fournie dans le tableau.

Voir la figure G11 pour l'Extrait du tableau.

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
Espacement (m)					0.4							
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

**Figure G11 : Extrait du tableau 1.5.6.9.7-1 pour les chevrons de rive**

- Les chevrons de rive 2x6 espacés de 0,4 m s'appliquent aux portées des fenêtres jusqu'à 2,45 m, ce qui dépasse la portée de 2 m des chevrons de rive.

## Concevoir des chevrons de débord intérieur

### 12. Vérifier si des chevrons de débord intérieurs sont nécessaires.

La section 1.5.6.8.4 et le tableau 1.5.6.8.4-1 précisent les dispositions des pièces et les configurations de l'ossature pour lesquelles des fenêtres intérieures sont requises.

- Les chevrons de débord intérieurs ne sont pas nécessaires car l'ossature est perpendiculaire à la pente et il n'y a pas de murs transversaux intérieurs parallèles aux murs latéraux extérieurs (c'est-à-dire que le bâtiment ne comporte qu'une seule pièce entre les murs latéraux).

## Conception des panneaux CGI

### 13. Sélectionnez les propriétés souhaitées pour les panneaux CGI.

Les propriétés des panneaux CGI doivent être basées sur les matériaux disponibles.

- Essayez des panneaux d'une épaisseur de 0,45 mm (24 ga) avec  $F_y = 228$  MPa (33 000 psi).

### 14. Déterminer la portée des CGI.

La structure CGI s'étend entre les chevrons, puisqu'il n'y a pas de lattes. Par conséquent, la portée CGI est égale à l'espacement des chevrons.

- Portée CGI = 570 mm

### 15. Déterminer la pression du vent pour la conception.

En règle générale, la section CGI est uniforme sur l'ensemble de la toiture, de sorte que la CGI doit être vérifiée pour la pression du vent la plus élevée.

→ Pression du vent de 30/h = 5 kPa

## 16. Vérifier si le panneau CGI souhaité est adéquat.

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.3](#) avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- panneaux de 0,45 mm (26 gage)
- $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi) matériau
- 0,57 m de portée ou plus

Voir la figure G12 pour l'Extrait du tableau.

Métal de base Épaisseur BMT (mm)	Portées (m) pour CGI de 16 mm de profondeur			Portées (m) pour CGI de 22.2mm (7/8") de profondeur		
	Pression du vent			Pression du vent		
	3kPa	5kPa	9kPa	3kPa	5kPa	9kPa
<b><math>F_y = 228 \text{ MPa}</math> (33 000 psi)</b>						
0.35	0.57	0.43	0.33	0.67	0.52	0.39
0.45	0.64	0.50 <del>x</del>	0.38	0.75	0.58 ✓	0.44
0.55	0.71	0.55	0.42	0.84	0.64	0.48
0.65	0.77	0.60	0.44	0.90	0.70	0.53
0.75	0.83	0.64	0.48	1.07	0.75	0.57
<b><math>F_y = 345 \text{ MPa}</math> (50 000 psi)</b>						
0.35	0.70	0.53	0.40	0.82	0.63	0.47
0.45	0.79	0.61	0.45	0.92	0.72	0.54
0.55	0.86	0.67	0.50	1.03	0.80	0.60
0.65	0.92	0.73	0.55	1.11	0.87	0.64
0.75	0.96	0.79	0.59	1.18	0.92	0.69
<b><math>F_y = 450 \text{ MPa}</math> (65 000 psi)</b>						
0.35	0.75	0.62	0.46	0.93	0.72	0.54
0.45	0.81	0.78	0.52	1.01	0.82	0.62

**Figure G12 : Extrait du tableau 1.5.6.9.3**

- Les panneaux de 16 mm de profondeur dans les matériaux souhaités sont insuffisants pour répondre à la portée CGI car ils ne sont applicables que jusqu'à 0,50 m. Les panneaux de 22,2 mm de profondeur sont applicables jusqu'à 0,57 m de portée.
- Les panneaux de 22,2 mm de profondeur sont applicables jusqu'à un espacement de 0,58 m.

- Si les panneaux de 22,2 mm de profondeur ne sont pas disponibles, des panneaux de 16 mm de profondeur peuvent être utilisés si l'espacement des chevrons dans les zones de pression du vent les plus élevées est réduit à 0,5 m ou moins. S'il en résulte deux espacements différents entre les chevrons (un pour les zones de pression plus élevée, un pour les zones de pression plus faible), il convient d'effectuer une vérification séparée du latteau CGI dans les zones de pression plus faible, en fonction de l'espacement plus important entre les chevrons.

## Conception de la connexion des panneaux CGI à l'ossature en bois

### 17. Sélectionner le type de fixation souhaité.

Le type de fixation doit être basé sur les matériaux disponibles.

- Essayez les clous à tige torsadée (TS).

### 18. Identifier le type d'élément d'ossature porteur et l'espacement.

Comme il n'y a pas de lattes, le CGI se raccorde au sommet du chevron. Les propriétés de l'élément porteur sont celles du chevron.

- L'élément porteur est un 2x vertical.
- L'élément porteur est espacé de 570 mm.

### 19. Déterminer la pression du vent pour la conception.

Il est idéal, mais pas toujours possible, d'utiliser un espacement uniforme entre les fixations. La toiture est divisée en trois zones (regroupées en fonction de la pression du vent et de l'espacement des fixations) afin de déterminer s'il est raisonnable d'adopter une approche uniforme.

- Intérieur du toit (zones 1 et 2) : Utiliser 3 kPa avec un espacement des supports de 0,57 m.
- Porte-à-faux des murs latéraux (Zones 2o/h & 3o/h) : Utiliser 5 kPa avec un espacement de 0,3 m entre les supports.
- Zone de bordure du mur pignon (zones 3, 2o/h et 3o/h) : Utiliser 5 kPa avec un espacement de 0,57 m entre les supports.

## 20. Déterminer l'espacement des fixations en fonction de la résistance à l'arrachement des fixations dans le bois.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.4-1](#) pour les clous de toiture à tige torsadée avec les données suivantes :

- Ossature porteuse verticale 2x
- Intérieur du toit : Pression du vent de 3 kPa avec un espacement des chevrons de 0,6 m
- Porte-à-faux du mur latéral : pression du vent de 5 kPa avec un espacement des supports de 0,3 m
- Porte-à-faux du mur pignon : pression du vent de 5 kPa avec un espacement des supports de 0,6 m.

Voir la figure G13 pour l'Extrait du tableau. Dans le tableau, le chiffre "1" représente une fixation dans chaque ondulation ; le chiffre "2" représente une fixation dans une ondulation sur deux ; le chiffre "3" représente une fixation dans une ondulation sur trois. Le chiffre "0" indique qu'il n'y a pas de solution disponible.

**Tableau 1.5.6.9.4-1 Clous de couverture à tige torsadée TS , taille et espacement pour des espacements de lattes ou chevrons 0.3m, 0.4m, 0.6m, 0.9m and 1.2m**

Code	éléments porteurs	Référence	Diamètre		Longueur		Capacité		Zones 1, 2					Zones 3, 2o/h, 3 o/h									
			(in)	(mm)	(mm)	(mm)	(lb)	(kN)	3 kPa Pression du vent					5 kPa Pression du vent					9 kPa Pression du vent				
									0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2
TS1	1x4 plat	8d com./10d box	0.128	3.25	2.5	64	49	0.22	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0	1	0	0	0	0
TS2	1x4 plat	10d commun	0.148	3.76	3	76	55	0.25	3	3	2	1	1	2	1	1	0	0	1	1	0	0	0
TS3	2x plat	8d com./10d box	0.128	3.25	2.5	64	90	0.40	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0
TS4	2x plat	10d commun	0.148	3.76	3	76	110	0.49	3	3	3	2	2	3	3	2	1	1	2	2	1	0	0
TS5	2x vert	8d commun	0.131	3.33	2.5	64	89	0.40	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0
TS6	2x vert	10d commun	0.148	3.76	3	76	135	0.60	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0
TS7	2x vert	12d box	0.128	3.25	3.25	83	136	0.60	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0
TS8	2x vert	Boîte 16d	0.135	3.43	3.5	89	158	0.71	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0

Zones 1 and 2 → Side wall edge zones ← Gable wall edge zones ←

### Figure G13 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-1

- Plusieurs options sont disponibles pour la connexion des CGI aux chevrons.
- Si une conception non uniforme est acceptable, utilisez des clous à tige torsadée 8d dans une ondulation sur trois, sauf dans les zones de bordures des murs de toiture extérieurs (bande de 0,9 de large), où des clous sont requis dans chaque ondulation.
- Si l'on préfère un dessin uniforme, il existe plusieurs options :

- ◆ Si des clous à tige torsadée 8d common/10d box sont utilisés, une fixation doit être prévue dans chaque ondulation.
- ◆ Si l'on utilise des clous à tige torsadée 10d communs/12d, il faut prévoir une fixation dans une ondulation sur deux.
- ◆ Si des clous à tige torsadée de 16d sont utilisés, la fixation doit être assurée toutes les trois ondulations.
- ◆ Pour les autres options de fixation (par exemple, les vis à bois), voir la [section 1.5.6.9](#).

### **21. Identifier la résistance, l'épaisseur et la profondeur des CGI.**

- panneaux de 0,45 mm (26 gage)
- $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi) matériau
- 22,2 mm de profondeur

### **22. Identifier l'espacement des ondulations des CGI.**

L'espacement typique des ondulations est de 76 mm pour les CGI de 16 mm de profondeur ou de 68 mm pour les CGI de 22 mm de profondeur.

- Espacement des ondulations de 68 mm

### **23. Déterminer l'espacement des fixations en fonction de la résistance des CGI à l'arrachement.**

Utiliser les [tableaux 1.5.6.9.4-4](#) et [1.5.6.9.4-5](#) avec les données suivantes :

- panneaux de 0,45 mm (26 gage)
- $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi) matériau

Voir les figures G14 et G15 pour l'Extrait des tableaux.

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Epaisseur de base du métal du CGI (BTM)	0.25	0.31	0.32	0.39	0.45	0.55	0.57
	0.30	0.37	0.39	0.47	0.54	0.66	0.68
	0.35	0.43	0.45	0.55	0.63	0.77	0.79
	0.45	0.56	0.58	0.71	0.81	0.99	1.02
	0.55	0.68	0.71	0.87	0.99	1.21	1.24
	0.65	0.81	0.84	1.03	1.17	1.43	1.47
	0.75	0.93	0.97	1.18	1.34	1.65	1.70

**Figure G14 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-4 (tête de 8 mm)**

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Epaisseur de base du métal du CGI (mm)	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.3	0.47	0.48	0.59	0.67	0.83	0.85
	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.45	0.70	0.73	0.89	1.01	1.24	1.27
	0.55	0.85	0.89	1.08	1.23	1.52	1.55
	0.65	1.01	1.05	1.28	1.46	1.79	1.84
	0.75	1.16	1.21	1.48	1.68	2.07	2.12

**Figure G15 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-5 (tête de 10 mm)**

- La résistance d'une seule fixation avec une tête ou une rondelle de 8 mm est de 0,56 kN.
- La résistance d'une seule fixation avec une tête ou une rondelle de 10 mm est de 0,70 kN.

**24. Déterminez la force de soulèvement tributaire d'une seule fixation et comparez-la aux capacités d'arrachement.**

Force de soulèvement = (surface tributaire) x (pression du vent)

Surface tributaire = (espacement des fixations) x (espacement des chevrons)

→ Le tableau ci-dessous résume la force de soulèvement par fixation. La taille minimale de la tête/rondelle est déterminée en comparant les valeurs de la dernière étape.

Modèle de clou	Espacement des fixations	Espace ment des supports	Surface des affluents	Pression du vent	Force de soulèvement des fixations	Hauteur de chute minimale
Chaque ondulation (1)	68 mm	300 mm	0.020 m <sup>2</sup>	5 kPa	0,10 kN	8 mm
Toutes les autres ondulations (2)	2 x 68 mm = 136 mm		0.041 m <sup>2</sup>		0,20 kN	8 mm
Une ondulation sur trois (3)	3 x 68 mm = 204 mm		0.061 m <sup>2</sup>		0,31 kN	8 mm
Chaque ondulation (1)	68 mm	570 mm	0.039 m <sup>2</sup>	5 kPa	0,19 kN	8 mm
Toutes les autres ondulations (2)	2 x 68 mm = 136 mm		0.078 m <sup>2</sup>		0,38 kN	8 mm
Une ondulation sur trois (3)	3 x 68 mm = 204 mm		0.116 m <sup>2</sup>		<b>0,58 kN</b>	<b>10 mm</b>

Modèle de clou	Espacement des fixations	Espace ment des supports	Surface des affluents	Pression du vent	Force de soulèvement des fixations	Hauteur de chute minimale
Chaque ondulation (1)	68 mm	570 mm	0.039 m <sup>2</sup>	3 kPa	0,12 kN	8 mm
Toutes les autres ondulations (2)	2 x 68 mm = 136 mm		0.078 m <sup>2</sup>		0,23 kN	8 mm
Une ondulation sur trois (3)	3 x 68 mm = 204 mm		0.116 m <sup>2</sup>		0,35 kN	8 mm

## 25. Sélectionner la connexion du CGI à l'ossature en bois.

Comme décrit ci-dessus, plusieurs options sont disponibles. Cet exemple de conception utilise la solution avec un espacement non uniforme des fixations.

- Fournir des clous 8d communs/10d à tige torsadée tous les trois ondulations, sauf dans les zones de bordures le long des pignons extérieurs (0,9 m de large).
- Prévoir des têtes de fixation de 8 mm (rondelles).

## Conception des connexions des chevrons aux poutres de pignon et aux poutres de ceinture

### 26. Déterminer la connexion minimale des chevrons aux poutres de toiture extérieures.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.8-1](#) avec les données suivantes :

- 3 niveaux (*couvre 2 niveaux*)
- Zone de vent III
- Exposition au vent B

○ Espacement des chevrons de 570 mm ou plus

Voir la figure G16 pour l'Extrait du tableau. Notez qu'il n'y a pas de colonnes dans le tableau pour les bâtiments de 2 niveaux, les colonnes pour les bâtiments de 3 niveaux sont donc utilisées.

Hauteur	Trois niveaux			Un niveau		
	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
<b>Catégorie d'exposition B</b>						
300	3 (4)	4	5	2 (4)	3 (4)	4
400	4	4	5	3 (4)	3 (4)	4
480	4	5	6	3	4	5
<b>600</b>	5	<b>5</b> ✓	8	4	4	6
<b>Catégorie d'exposition C</b>						
300	4	5	6	4	5	5
400	5	6	7	5	5	6
480	6	6	8	5	6	7
600	6	8	10	6	7	8
<b>Catégorie d'exposition D</b>						
300	4	6	7	4	5	6
400	6	7	8	5	6	7
480	7	7	10	6	7	8
600	7	9	11	7	8	10

3. Le nombre total minimal de clous ordinaires 8d ou clous fins 10d par feuillard en V doit être : <ul style="list-style-type: none"> <li>a. 50x100 (2x4) = 4 (2 par bande), Indiqué en (4) dans le tableau ci-dessus.</li> <li><b>b. 50x150 (2x6) = 6 (3 par bande)</b></li> <li>c. 50x200 (2x8) = 8 (4 par bande)</li> <li>d. 50x250 (2x10) = 8 (4 par bande)</li> </ul>
--

**Figure G16 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-1, y compris la note 3**

- Selon le tableau, un minimum de 5 clous est requis par feuillard métallique. Cependant, selon la note 3, le nombre minimum de clous pour un 2x6 est de 6.
- Prévoir au minimum 6 clous (8d common/10d box) par feuillard.
- Répartissez les clous de manière égale entre les deux pattes de la feuillard métallique.

## 27. Déterminer la connexion minimale des chevrons aux poutres de toiture intérieures.

Selon le [tableau 1.5.6.9.8-1](#), [note 1](#), les connexions des chevrons aux murs de toiture intérieurs nécessitent deux fois plus de clous que les murs extérieurs.

- Prévoir un minimum de 10 clous (8d common/10d box) par bande murale.
- Une partie ou la totalité des connexions mur-chevron intérieures serviront de points de jonction des chevrons. Voir la [figure 1.5.6.9.8-12](#) pour les détails de la connexion. Deux feuillard métalliques peuvent être nécessaires à ces endroits.
- Répartir les clous de façon égale entre les deux pattes de feuillard métallique.

## 28. Déterminer l'assemblage minimum des chevrons de débord au chaînage supérieur (poutre de couronnement) latéral.

Le tableau ci-dessous résume la force de soulèvement pour chaque connexion entre les chevrons de débord et le mur.

Espacement entre les fenêtres d'observation	Longueur de l'exutoire	Surface de l'affluent	Pression du vent (30/h)	Force de soulèvement de la connexion
1200 mm	1000 mm	1.2 m <sup>2</sup>	5 kPa	6 kN

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.8-3](#) avec les données suivantes :

- Capacité de connexion de 6 kN ou plus
- 8d commun/10d boîte

Tableau Voir la figure G17 pour l'Extrait du tableau.

Nombre total de clous (les deux bandes)	Maximum Différence maximale (entre les bandes)	Capacité totale du feuillard métallique	Capacité totale de l'attache en V
		8d ordinaire ou 10d à boîte (kN)	Clous ordinaire 10d (kN)
4	0	2.2	2.8
5	1	2.8	3.5
6	1	3.3	4.2
7	1	3.9	4.9
8	1	4.4	5.6
9	1	5.0	6.3
10	2	5.5	7.0
12	2	6.6	8.4
14	2	7.7	9.8

**Figure G17 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-3**

- Utiliser (12 ) 8d common/10d box ou (9) 10d common nails par feuillard métallique.
- Répartissez les clous de manière égale entre les deux pattes de la feuille métallique, si possible. Si ce n'est pas possible, voir le [tableau 1.5.6.9.8-3](#) pour la différence autorisée dans le nombre de clous par patte.

## 29. Déterminer l'exigence minimale pour les feuillards métalliques

Les exigences relatives à la feuillard métallique métallique encastrée dans la poutre en béton armé pour la fixer aux chevrons et aux poutrelles sont indiquées à la [section 1.5.6.9.2](#), sous la rubrique " [feuillard métalliques métalliques](#) ".

Déterminer le calibre et la résistance minimum du feuillard en fonction du nombre maximum d'attaches nécessaires. Dans le cas présent, le plus grand nombre d'attaches nécessaires est celui de la connexion du tablier.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.2-2](#) avec les données suivantes :

- (12) 8d common/10d box ou (9) 10d common nails

Voir la figure G18 pour l'Extrait du tableau.

Strap Gauge	Strap Material	8d common or 10d box nails	10d common nails
20	Grade 33	6	5
20	Grade 40	7	6
20	Grade 50	8	7
16	Grade 33	10	8
16	Grade 40	12	9
16	Grade 50	14	11

**Figure G18 : Extrait du tableau 1.5.6.9.2-2**

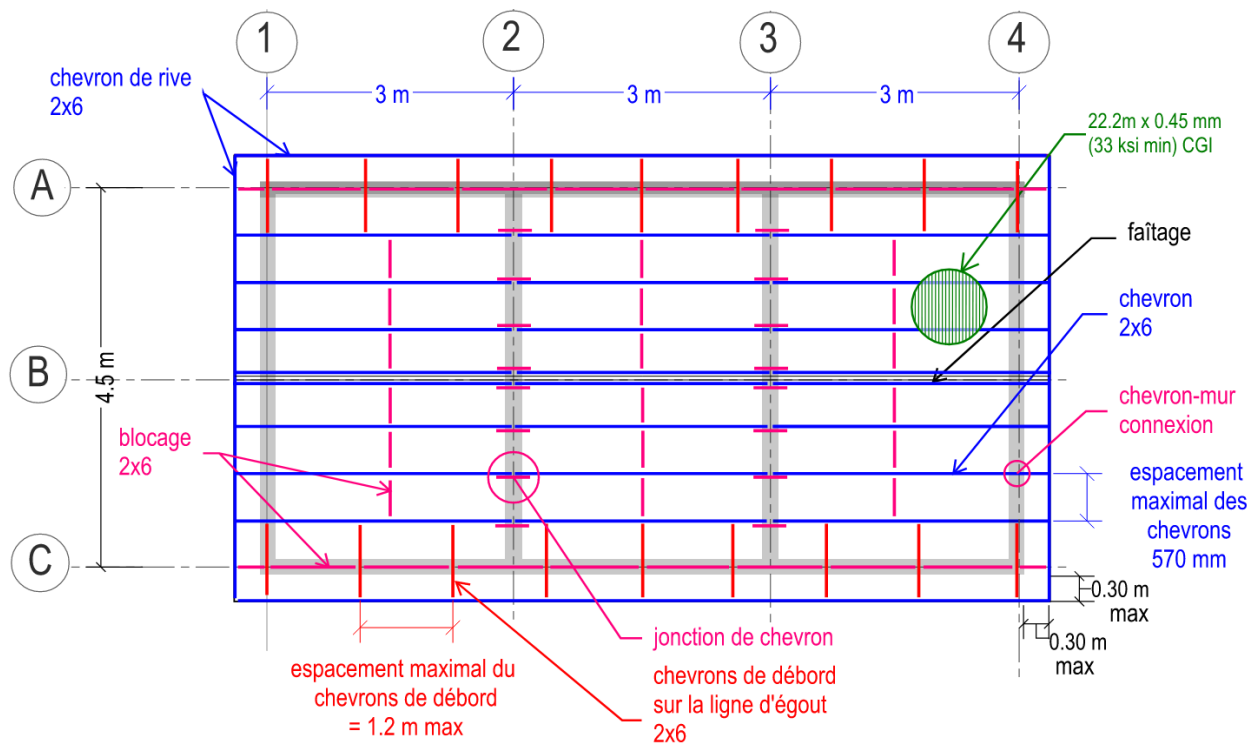
- Fournir au minimum une feuillard métallique métallique de 1,25" de large, de résistance Grade 40, de calibre 16.
- S'il n'est pas possible de respecter ces propriétés minimales, prévoir deux feuillards métalliques ou réduire l'espacement entre le tablier et les chevrons de façon à pouvoir réduire les propriétés de la feuillard métallique.

## Résumé de la conception

Élément	Conception	Remarques
Lattes	SANS OBJET	
Chevrons	2x6 à 570 mm	Bloc à mi-portée
Chevron de débord extérieur	2x6 à 1200 mm	Bloc au-dessus du mur latéral
Chevron de débord intérieur	N/A	
CGI	22,2 mm x 0,45 mm (24 ga),	

	228MPa	
Fixation CGI	Clou à tige torsadée 8d, rondelle de 8 mm toutes les trois ondulations, sauf dans les zones de bordures des murs de toiture extérieurs, où toutes les ondulations sont requises.	
Connexion chaînages	Feuillard métallique 16ga, Grade 40 minimum avec des clous 8d communs/10d en boîte : 6 aux poutres extérieures du pignon, 10 aux poutres intérieures du pignon, 12 aux murs latéraux)	

## Plan de la charpente du toit



## Section H :

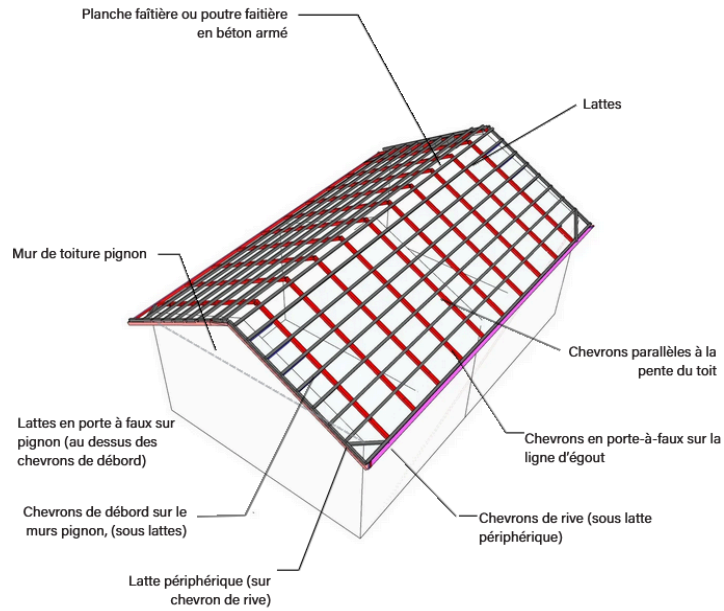
### Option de toiture : Chevrons parallèles à la pente

#### Description de la toiture

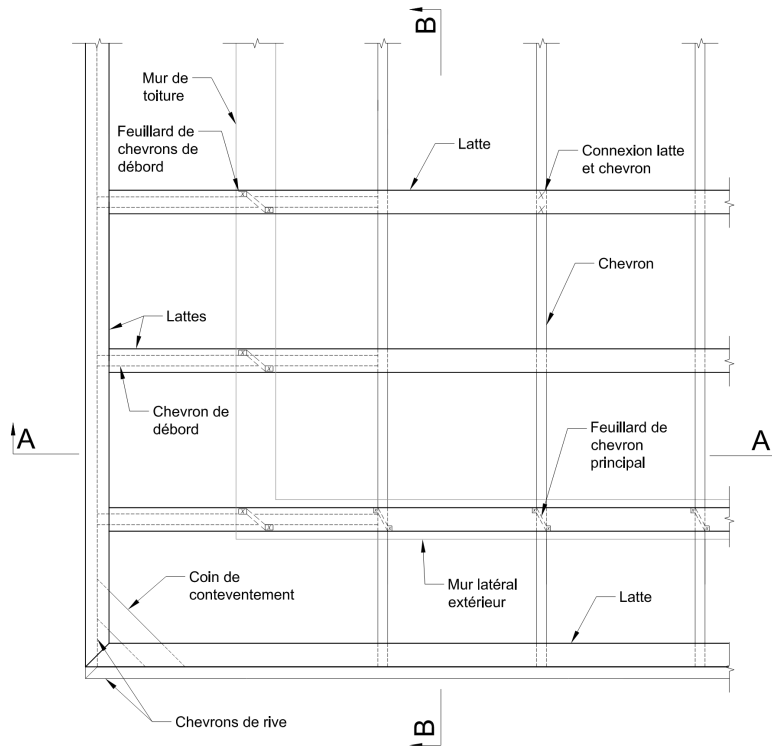
Description générale de la disposition du toit :

- Les lattes sont perpendiculaires à la pente.
- Les chevrons sont parallèles à la pente.
- Comme le débord (avant-toit) sur les murs latéraux dépasse 0,25 m de longueur, il faut utiliser l'option 1 pour l'ossature de l'avant-toit. (Voir le [tableau 1.5.6.8.1-1](#) pour une vue d'ensemble des options de charpente d'avant-toit).
  - Les chevrons de débord sont perpendiculaires à la pente et forment un avant-toit de 0,3 m aux lignes d'égout 1 et 4. Il n'est pas nécessaire de bloquer les chevrons de débords.
  - Les chevrons principaux supportent les avant-toits qui s'étendent à partir des murs latéraux le long des lignes d'égout A et C.
  - Les chevrons de rive relient les extrémités des chevrons et des chevrons de débord sur le périmètre

La figure H1 montre la configuration générale de la charpente, et la figure H2 montre la charpente au niveau de l'avant-toit.



**Figure H1 : Charpente typique d'un toit à pignon avec chevrons parallèles à la pente.**



**Figure H2 : Charpente de l'avant-toit avec chevrons parallèles à la pente, option 1**

## Identifier les conditions des zones de pression pour les chevrons

La figure H3 montre que pour cette configuration de charpente, il existe deux conditions pour les chevrons en ce qui concerne la demande de vent :

- Les chevrons dont la plus grande partie de la portée se trouve dans la zone 2, mais dont une partie de la portée se trouve dans la zone 1.
- Chevrons dont la plus grande partie de la portée se situe dans la zone 3, mais une partie dans la zone 2.

Pour la conception des chevrons, il est acceptable de négliger la courte longueur du chevron qui s'étend dans les zones 2o/h et 3o/h au niveau du porte-à-faux.

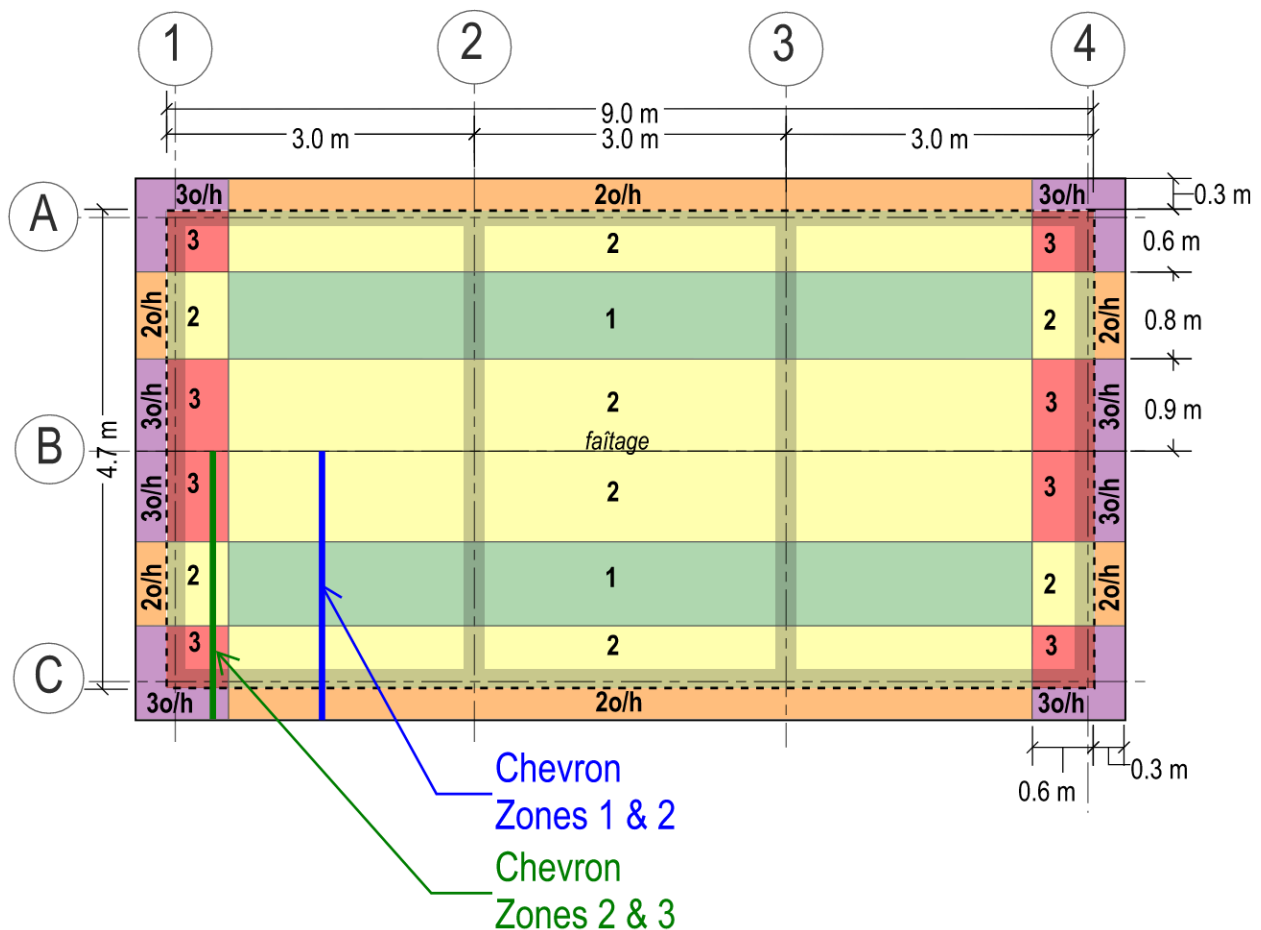


Figure H3 : Conditions de la zone de pression des chevrons

## Déterminer l'espacement des chevrons en fonction de la charge de vent

### 1. Calculer la portée libre réelle des chevrons.

Pour les toits à deux versants dont les chevrons sont parallèles à la pente, la portée des chevrons va de l'intérieur du mur latéral à la planche faîtière (c'est-à-dire la ligne de faîtage).

Portée libre = 4,7 m (*distance horizontale maximale entre les murs latéraux, y compris l'épaisseur des murs*)/2 - 15 cm (*épaisseur du mur*).

→ Portée libre réelle des chevrons = 2,2 m

### 2. Recherchez le facteur d'ajustement de la portée des chevrons (applicable à la charge de vent) en fonction de l'inclinaison du toit et des critères de déflexion.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-4](#) avec les données suivantes :

- Limite de flèche L/180 (typique)
- Angle du toit de 14°.

Voir la figure H4 pour l'Extrait du tableau.

Limite de déflexion	Pente du toit												
	Plat	12.5 %	16.7 %	25.0 %	33.3 %	41.7 %	50.0 %	58.3 %	66.7 %	75.0 %	83.3 %	91.7 %	100%
	0:12	1.5:12	2:12	3:12	4:12	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12
	0°	7.1°	9.5°	14.0°	18.4°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	36.9°	39.8°	42.5°	45°
L/180	1.03	1.03	1.02	1.00	0.98	0.95	0.93	1.10	1.06	1.02	0.98	0.94	0.90
L/240	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.90	0.98	0.95	0.91	0.87	0.84	0.80
L/360	0.87	0.87	0.86	0.86	0.84	0.81	0.78	0.83	0.79	0.77	0.73	0.70	0.68

**Figure H4 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-4**

→ Facteur d'ajustement = 1,00

### 3. Calculer la portée libre ajustée des chevrons.

Portée libre ajustée des chevrons = 2,2 m (*portée libre des chevrons*)/1,00 (*facteur d'ajustement*).

→ Portée libre ajustée des chevrons = 2,2 m

### 4. Déterminer la taille des chevrons et l'espacement maximal dans la zone 2.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-1](#) (exposition B) avec les données suivantes :

- 2 niveaux
- Zone de vent III
- 2,2 m (ou plus) portée de chevron nécessaire

Voir la Figure H5 pour l'Extrait du tableau. Une interpolation est utilisée pour trouver une solution plus précise pour la portée requise, plutôt que de sélectionner une solution plus conservative.

$$400 + (2.2-2.31) \times (480-400) / (2.14 - 2.31) = 452 \qquad y = y_1 + \frac{(x - x_1)(y_2 - y_1)}{x_2 - x_1}$$

Esp. Un niveau	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
Zone Toit. 2												
300	3.24	3.04	2.97	2.74	2.55	2.23	5.61	5.27	5.10	4.67	4.34	3.78
400	2.91	2.73	2.68	2.46	2.28	1.98	5.00	4.67	4.52	4.17	3.85	3.31
480	2.72	2.54	2.47	2.27	2.12	1.78	4.64	4.33	4.20	3.86	3.59	2.92
600	2.49	2.35	2.30	2.08	1.89	1.56	4.25	3.99	3.86	3.54	3.14	2.54

Esp. Deux niveaux	50x100 (2x4) ✓						50x150 (2x6)					
	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
Zone Toit. 2												
300	3.09	2.92	2.84	2.58	2.44	2.13	5.32	5.02	4.86	4.38	4.13	3.60
400	2.78	2.61	2.56	2.31 ✓	2.18	1.85	4.73	4.46	4.33	3.91	3.68	3.07
480	2.58	2.44	2.36	2.14 ✗	2.02	1.66	4.40	4.14	4.01	3.59	3.36	2.73
600	2.39	2.25	2.18	1.91 ✗	1.77	1.45	4.03	3.80	3.68	3.21	2.92	2.37

Esp. Trois niveaux	50x100 (2x4)						50x150 (2x6)					
	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)	Min. (120mph)	WZ I (130mph)	WZ II (135mph)	WZ III (150mph)	WZ IV (165mph)	Max. (195mph)
Zone Toit. 2												
300	2.97	2.82	2.74	2.45	2.35	2.06	5.10	4.83	4.67	4.16	3.97	3.46
400	2.68	2.52	2.46	2.19	2.10	1.74	4.52	4.29	4.17	3.70	3.55	2.88
480	2.47	2.35	2.27	2.03	1.94	1.57	4.20	4.00	3.86	3.38	3.17	2.58
600	2.30	2.17	2.08	1.78	1.66	1.37	3.86	3.66	3.54	2.95	2.75	2.25

Figure H5 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-1 (exposition B)

## 5. Recherchez l'espacement maximal des chevrons dans les autres zones.

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.6-3A](#) avec les données suivantes :

- espacement de 400 mm dans la zone 2
- Répartition 75 %/25 % entre les chevrons des zones 1&2 et 2&3 (approximation visuelle)

Voir la figure H6 pour l'Extrait du tableau. Une interpolation est utilisée pour trouver une solution plus précise pour la portée requise, plutôt que de sélectionner une solution plus conservatrice.

$$\text{Chevron zone } 1/2 = 433 + (452-400) \cdot (520-433) / (480-400) = 490$$

$$\text{Chevron zone } 2/3 = 340 + (452-400) \cdot (408-340) / (480-400) = 384$$

Zone Toit. 1	1.25 75% Zone 1 25% Zone 2	1.5 50% Zone 1 50% Zone 2	1.75 25% Zone 1 75% Zone 2	Zone Toit. 2	2.25 75% Zone 2 25% Zone 3	2.5 50% Zone 2 50% Zone 3	2.75 25% Zone 2 75% Zone 3	Zone Toit. 3
400	375	350	325	300	285	270	255	240
533	500	467	433	400	380	360	340	320
640	600	560	520	480	456	432	408	384
800	750	700	650	600	570	540	510	480

Chevron Zones 1 & 2 (pointing to 490 in the 1.75 column)  
Chevron Zone 2 (pointing to 400 in the Zone Toit. 2 column)  
Chevron Zones 2 & 3 (pointing to 384 in the 2.75 column)

**Figure H6 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-3A**

→ Les espacements entre chevrons applicables à chaque condition de chevrons sont résumés dans le tableau.

Condition des chevrons	Espacement (mm)
Zones 1 et 2	490
Zones 2 et 3	384

## Déterminer l'espacement maximal entre les chevrons en fonction de la charge permanente et de la charge d'exploitation

1. Recherchez le facteur d'ajustement de la portée des chevrons (applicable aux charges permanentes/ d'exploitation) en fonction de l'inclinaison du toit.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-6](#) avec les données suivantes :

- Angle du toit de 14°.

Voir la figure H7 pour l'Extrait du tableau.

Limite de déflexion	Pente du toit								
	0%	41.7%	50.0%	58.3%	66.7%	75.0%	83.3%	91.7%	100%
Plat	5:12	6:12	7:12	8:12	9:12	10:12	11:12	12:12	
0°	22.6°	26.6°	30.3°	33.7°	36.9°	39.8°	42.5°	45°	
L/180	1.00	1.02	1.04	1.05	1.07	1.10	1.12	1.14	1.17

Figure H7 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-6

→ Facteur d'ajustement = 1,01

2. Calculer la portée libre ajustée des chevrons.

Portée libre ajustée des chevrons = 2,2 m (portée libre des chevrons)/1,01 (facteur d'ajustement).

→ Portée libre ajustée des chevrons = 2,18 m

3. Déterminer l'espacement maximal des chevrons pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.

Utiliser le [tableau 1.5.6.7.6-5A](#) avec les données suivantes

- Taille des chevrons 50x100 (2x4)
- 2,18 m (ou plus) de portée de chevron nécessaire

Voir la figure H8 pour l'Extrait du tableau.

Espacement des chevrons	Taille et portée			
	50 x 100	50 x 150	50 x 200	50 x 250
200	3.86	5.83	7.35	8.76
300	3.15	4.75	6.00	7.14
400	2.73	4.10	5.19	6.17
475	2.51	3.76	4.77	5.65
600 ✓	2.23 ✓	3.34	4.24	5.02
800	1.93 ✗	2.89	3.67	4.34

**Figure H8 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-5A**

→ Les chevrons 2x4 à 600 mm sont applicables aux portées libres ajustées des chevrons jusqu'à 2,23 m.

## Concevoir la disposition des chevrons

### 1. Comparer l'espacement maximal pour les charges permanentes et vivantes avec l'espacement maximal pour les charges de vent et identifier les exigences d'espacement qui s'appliquent.

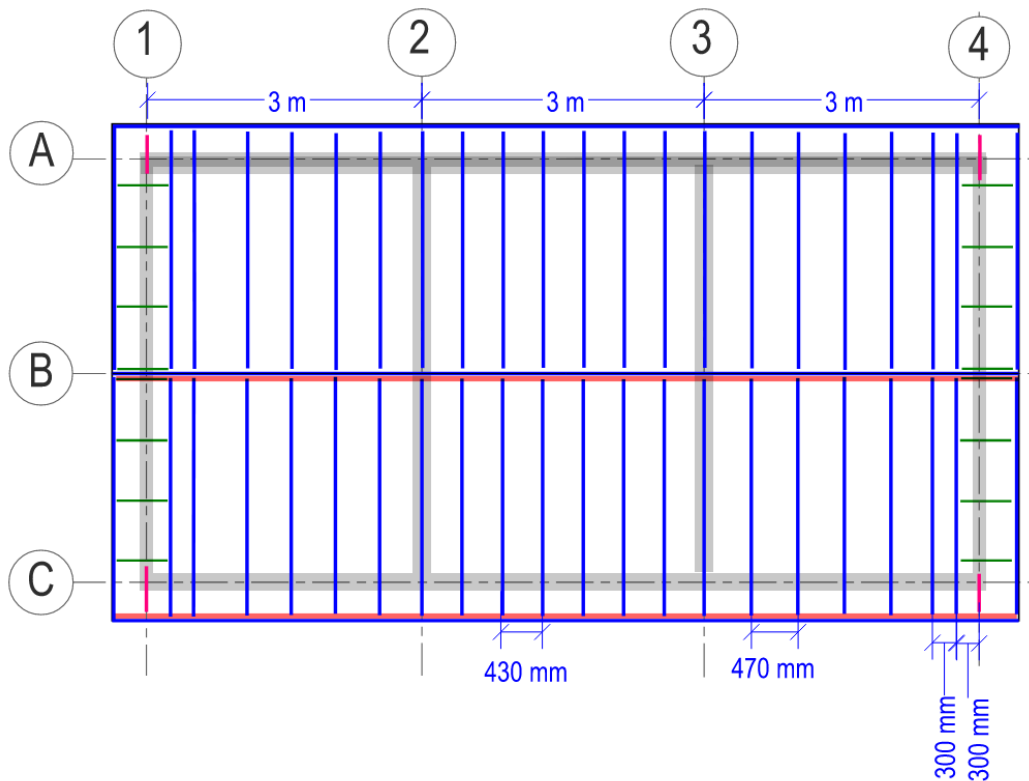
→ L'espacement maximal pour le vent (chevrons des zones 1 et 2) (499 mm) est inférieur à l'espacement entre les charges permanentes et les charges d'exploitation (600 mm). C'est donc l'espacement au vent qui prévaut dans tous les cas.

### 2. Décidez si l'espacement des chevrons sera uniforme ou non.

Dans cet exemple de conception, les deux premiers chevrons intérieurs (dans les zones de pression plus élevée) seront espacés de manière uniforme entre le mur extérieur et la limite des zones de pression élevée. Le reste de la toiture utilisera l'espacement des chevrons correspondant aux zones de pression plus faible.

Sur la base de la géométrie réelle du bâtiment, l'espacement réel dans les zones « Zone 1/2 » sera au maximum de 470 mm ; cette valeur sera donc utilisée à l'étape

suivante (pour vérifier les lattes). Voir la figure H8a pour un plan montrant la disposition des chevrons avec leur espacement réel.



**Figure H8a - Disposition réelle des chevrons**

- Deux premiers chevrons intérieurs : 2x4 avec un espacement de 300 mm.
- Reste de la toiture : Utiliser des chevrons 2x4 avec un espacement maximal de 470 mm.

**3. Déterminer si un contreventement latéral des chevrons est nécessaire.**

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.6-7](#) avec les données suivantes

- 50x150 (2x4) chevrons

Voir la figure H9 pour l'Extrait du tableau.

Taille des chevrons	Espacement des blocages
50x100	Aucun
50x150	Blocage au centre de 1,8 m

**Figure H9 : Extrait du tableau 1.5.6.9.6-7**

→ Le blocage (retenue latérale) n'est pas nécessaire.

## Conception des lattes et des CGI

### 1. Choisissez le type de fixations pour relier les lattes aux chevrons.

Le type de fixation doit être choisi en fonction des matériaux disponibles.

→ Utilisation clou lisse (SN) (TS).

### 2. Déterminer la portée des lattes.

Comme la conception des chevrons utilise deux espacements (0,3 m ; 0,47 m maximum), il y a deux portées de lattes à prendre en compte.

Remarque : à l'endroit où se trouvent les chevrons de débord, les lattes sont soutenues par les chevrons de débord et n'ont donc pas besoin d'être vérifiées.

Remarque : la latte de rive le long de l'avant-toit du mur latéral n'est pas explicitement vérifiée pour les pressions de 2 o/h, car elle a la moitié de la surface tributaire des lattes typiques.

→ Vérifier la portée de la latte de 0,47 m (la pression de la zone 2 s'applique).

→ Vérifier la portée de 0,30 m de la latte (la pression de la zone 3 s'applique).

### 3. Déterminer les pressions de vent pour la conception des lattes.

Vérifier la pression applicable à chaque travée de latte.

→ Vérifier la portée de la latte de 0,47 m pour la pression de la zone 2 = 3 kPa

→ Vérifier 0,30 m de portée de latte pour la pression de la zone 3 = 5 kPa.

#### 4. Déterminer la taille et l'espacement minimum des lattes.

Il est plus pratique d'adopter un espacement uniforme entre les lattes.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.5-2](#) (3 kPa) avec les données suivantes :

- Attaches SN
- 0,47 m de portée minimale

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.5-3](#) (5 kPa) avec les données suivantes :

- fixations SN
- 0,30 m portée minimale

Voir les figures H10a et H10b pour l'Extrait des tableaux.

Latte	Portée maximale des lattes (m)	0.4m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	0.6m Latte Espacement				Portée maximale des lattes (m)	0.9m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	1.2m Lattes Espacement				
		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST	
1x4 plat	0.74	1+	1,2	1,2	-	0.60	1+	1,2	1,2	-	0.49	1+	1,2	1,2	-	0.43	X	2+	1,2	1,2	-
2x2	0.97	8	3,7+	4,6	1+	0.79	-	3,7+	4,6	1+	0.64	-	X	3,8+	3+	1+	0.56	X	8	6	1-3,5,6
2x3 plat	1.25	8+	3,5+	3+	1+	1.02	9	3,5+	3+	1-3,5,6	0.83	-	X	3,5+	4+	2,3,5,6	0.72	X	3,7+	4,6	2,3,5,6
2x4 plat	1.47	6+	3+	3+	1+	1.20	8	3+	3+	2,3,5,6	0.98	-	X	3+	3+	2,3,5,6	0.85	X	3+	3+	2,3,5,6

Figure H10a : Extrait du tableau 1.5.6.9.5-2 (3 kPa)

Latte	Portée maximale des lattes (m)	0.4 m Espacement des lattes Raccordements				Portée maximale des lattes (m)	0.6m Espacement des lattes Connexions				Portée maximale des lattes (m)	0.9m Espacement des lattes Connexions				Portée maximale des lattes (m)	1.2m Espacement des lattes Connexions					
		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		
1x4 plat	0.57	1+	1,2	1,2	-	0.47	1+	1,2	1,2	-	0.38	2+	1,2	1,2	-	0.33	2,4+	1,2	1,2	-		
2x2	0.75	-	3,7+	4,6	1+	0.61	-	8+	4,6	1-3,5,6	0.50	-	X	9	4+	2,3,5,6	0.43	-	X	-	2,3,5,6	
2x3 plat	0.97	9	3,5+	4+	1-3,5,6	0.79	-	3,7+	4+	2,3,5,6	0.64	-	X	7+	4,6	2,3,6	0.56	-	X	8+	4,6	3,6
2x4 plat	1.14	8	3+	3+	2,3,5,6	0.93	-	3+	3+	2,3,5,6	0.76	-	X	3,5+	3+	3,5,6	0.66	-	X	8,9	4+	3,6

Figure H10b : Extrait du tableau 1.5.6.9.5-3 (5 kPa)

→ 1x4 plat à 0,9 m est le plus grand espacement de latte qui peut utiliser une connexion SN pour les deux zones.

→ Avant de confirmer l'espacement des lattes, vérifier que les CGI couvrent l'espacement des lattes .

## 5. Sélectionnez les propriétés des panneaux CGI souhaitées.

Les propriétés des panneaux CGI doivent être basées sur les matériaux disponibles, et utiliser les données du fabricant si possible.

→ CGI d'une épaisseur de 0,45 mm (24 ga) avec  $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi).

## 6. Déterminer la portée du CGI proposée.

Les CGI s'étendent entre les lattes. Par conséquent, la portée réelle des CGI est égale à l'espacement des lattes. Selon une note de bas de page du [tableau 1.5.6.9.3](#), une augmentation de 10 % de la portée admissible est autorisée si l'on peut supposer que la CGI a trois travées.

Dans cet exemple, nous supposons que les CGI ont trois travées.

→ Portée réelle de la CGI = 0,90 m

→ Portée effective de la CGI =  $(0,51 \text{ m})/1,1 = 0,82 \text{ m}$

## 7. Déterminer la pression du vent pour la conception des panneaux CGI.

En règle générale, la section du CGI est uniforme sur l'ensemble de la toiture, de sorte que le CGI doit être vérifiée pour la pression du vent la plus élevée.

→ Pression du vent de  $30/h = 5 \text{ kPa}$

## 8. Vérifier si le panneau CGI souhaité est adapté à la portée proposée.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.3](#) avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- Panneaux CGI de 0,45 mm (26 gage)
- $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi) matériau
- 0,82 m de portée ou plus

Voir la figure H11 pour l'Extrait du tableau.

Métal de base Épaisseur BMT (mm)	Portées (m) pour CGI de 16 mm de profondeur			Portées (m) pour CGI de 22.2mm (7/8") de profondeur		
	Pression du vent			Pression du vent		
	3kPa	5kPa	9kPa	3kPa	5kPa	9kPa
<b>Fy = 228 MPa (33 000 psi)</b>						
0.35	0.57	0.43	0.33	0.67	0.52	0.39
0.45	0.64	0.50 ✓	0.38	0.75	0.58 ✓	0.44
0.55	0.71	0.55	0.42	0.84	0.64	0.48
0.65	0.77	0.60	0.44	0.90	0.70	0.53
0.75	0.83	0.64	0.48	1.07	0.75	0.57
<b>Fy = 345 MPa (50 000 psi)</b>						
0.35	0.70	0.53	0.40	0.82	0.63	0.47
0.45	0.79	0.61	0.45	0.92	0.72	0.54
0.55	0.86	0.67	0.50	1.03	0.80	0.60
0.65	0.92	0.73	0.55	1.11	0.87	0.64
0.75	0.96	0.79	0.59	1.18	0.92	0.69
<b>Fy = 450 MPa (65 000 psi)</b>						
0.35	0.75	0.62	0.46	0.93	0.72	0.54
0.45	0.81	0.78	0.52	1.01	0.82	0.62

**Figure H11 : Extrait du tableau 1.5.6.9.3**

- Le CGI de 16 mm de profondeur ne sont applicables que jusqu'à un espacement de 0,55 (= 0,50 m\*1,1).
- Le CGI de 22 mm de profondeur ne sont applicables que jusqu'à un espacement de 0,64 (=0,58 m\*1,1).
- Par conséquent, l'espacement des lattes doit être réduit de 0,9 m au maximum à 0,64 m, ou bien la résistance des CGI doit être augmentée. Dans cet exemple, l'espacement des lattes est réduit pour s'adapter au CGI.

## 9. Déterminer la longueur sur laquelle un groupe de lattes est espacé.

Pour cette configuration de la charpente, une latte est nécessaire à proximité de la ligne de faîtage, et une latte est nécessaire au bord du débord de toit. Par conséquent, la distance entre le faîtage du mur de toiture et le bord du débord de toit (moins la largeur d'une latte) est la longueur sur laquelle les lattes sont espacées.

- Longueur sur laquelle les lattes sont espacées =  $4,7 \text{ m} / 2 + 0,3 \text{ m} - 0,1 \text{ m} = 2,55 \text{ m}$

## 10. Déterminer les écartements logiques des lattes.

Calculer l'espacement des lattes qui résulterait d'un espacement uniforme des chevrons. Pour cette configuration d'ossature, cet espacement est calculé en divisant la longueur sur laquelle le groupe de lattes est espacé par la quantité de lattes moins un.

→ Les espacements logiques et uniformes des lattes sont indiqués dans le tableau.

Nombre de lattes entre le faîtage et le bord du toit	Espacement (mm)	Conforme à l'exigence d'espacement des lattes/CGI ?
4	818	Non
5	<b>640</b>	Oui
6	510	Oui

→ Essayer un espacement de 0,64 m pour les lattes plates 1x4.

## 11. Identifier la connexion requise entre la latte et le chevron.

Vérifier les [tableaux 1.5.6.9.5-2](#) et [1.5.6.9.5-3](#) (figures H10a et H10b) pour la connexion entre la latte et le chevron. Notez que les types de connexions des lattes sont définis dans le tableau 1.5.6.9.5-1, qui n'est pas reproduit ici par souci de concision.

→ (3) Clou lisse 8d (Connexion "SN1") suffisant pour la connexion typique entre la latte et le chevron.

## 12. Sélectionnez la fixation souhaitée pour la connexion entre les CGI et l'ossature.

Le type de fixation doit être choisi en fonction des matériaux disponibles.

→ Essayez les clous à tige torsadée (TS).

### 13. Identifier le type d'élément d'ossature porteur et l'espacement.

Les CGI se connectent au sommet de la latte. Les propriétés de l'élément porteur sont celles de la latte.

- L'élément porteur est un 1x4 plat.
- L'élément porteur est espacé d'environ 0,6 m.

### 14. Déterminer la pression du vent pour la conception.

Dans cette catégorie d'exposition, les zones 1 et 2 ont toutes deux des pressions plus faibles (3 kPa) que les zones de bord de toit. Dans ce cas, il peut être pratique d'exiger des fixations plus rapprochées dans les zones à pression plus élevée.

- Utiliser Zone 2 o/h = Zone 3 = Zone 3o/h pression du vent = 5 kPa

### 15. Déterminer l'espacement des fixations en fonction de la résistance à l'arrachement des fixations dans le bois.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.4-1](#) pour les clous de couverture à tige torsadée avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- ossature porteuse plate 1x4
- 0,6 m d'espacement minimum entre les lattes

Voir la figure H12 pour l'Extrait du tableau. Dans le tableau, le chiffre "1" représente une fixation dans chaque ondulation ; le chiffre "2" représente une fixation dans une ondulation sur deux ; le chiffre "3" représente une fixation dans une ondulation sur trois. Le chiffre "0" indique qu'il n'y a pas de solution disponible.



Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Épaisseur de base du métal du CGI (BTM)	0.25	0.31	0.32	0.39	0.45	0.55	0.57
	0.30	0.37	0.39	0.47	0.54	0.66	0.68
	0.35	0.43	0.45	0.55	0.63	0.77	0.79
	0.45	0.56	0.58	0.71	0.81	0.99	1.02
	0.55	0.68	0.71	0.87	0.99	1.21	1.24
	0.65	0.81	0.84	1.03	1.17	1.43	1.47
	0.75	0.93	0.97	1.18	1.34	1.65	1.70

**Figure H13 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-4 (tête de 8 mm)**

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Épaisseur de base du métal du CGI (mm)	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.3	0.47	0.48	0.59	0.67	0.83	0.85
	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.45	0.70	0.73	0.89	1.01	1.24	1.27
	0.55	0.85	0.89	1.08	1.23	1.52	1.55
	0.65	1.01	1.05	1.28	1.46	1.79	1.84
	0.75	1.16	1.21	1.48	1.68	2.07	2.12

**Figure H14 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-5 (tête de 10 mm)**

- La résistance d'une seule fixation avec une tête ou une rondelle de 8 mm est de 0,56 kN.
- La résistance d'une seule fixation avec une tête ou une rondelle de 10 mm est de 0,70 kN.

**19. Déterminez la force de soulèvement tributaire d'une seule fixation et comparez-la aux capacités d'arrachement.**

Force de soulèvement = (surface tributaire) x (pression du vent)

Surface tributaire = (espacement des fixations) x (espacement des lattes)

- Le tableau ci-dessous résume la force de soulèvement par fixation.
- La taille minimale de la tête/rondelle est déterminée en comparant les valeurs de la dernière étape.

Espacement des clous	Espacement des fixations	Espace des lattes	Zone tributaire	Pression du vent	Force de soulèvement des fixations	Clo u min .	Tête min.
Zone 1/2 : Une ondulation sur deux (2)	136 mm	640 mm	0.069 m <sup>2</sup>	3 kPa	0,26 kN	10d	8 mm
Zones d'extrémité : Chaque ondulation (1)	68 mm	640 mm	0.035 m <sup>2</sup>	5 kPa	0,22 kN	10d	8 mm

**20. Choisir la connexion du CGI à l'ossature en bois.**

Plusieurs options sont disponibles pour la connexion des CGI aux lattes.

- Utiliser des clous communs à tige torsadée de 10d avec tête/rondelles de 8 mm minimum dans une ondulation sur deux, sauf dans les zones de bordures de mur de pignon extérieur (bande de 0,9 de large), où des clous sont requis dans chaque ondulation.
- Utiliser des clous communs à tige torsadée de 10d avec tête/rondelles de 8 mm minimum sur toutes ondulations
- Pour les autres options de fixation (par exemple les vis ), voir la [section 1.5.6.9.](#)

## 21. Finaliser la conception du CGI et des lattes, y compris les connexions.

- lattes plates 1x4 à 640 mm
- (3) clou commun 8d à tige torsadée (Connexion "SN1") pour relier la latte et le chevron.
- 22 mm x 0,45 mm (24 ga), 228MPa CGI
- Clou de toiture 10d à tige commune torsadée avec tête/rondelle de 8 mm à chaque ondulation dans les zones d'extrémité. Dans toutes les autres zones (zone 1 et zone 2), prévoir un clou toutes les deux ondulations.

## Concevoir des chevrons de débords

### 1. Choisir la taille du chevron de débord

Pour des raisons de compatibilité dimensionnelle, la taille du chevron de débord doit correspondre à celle des chevrons.

- Utiliser des chevrons de débord de **50x100** (2x4).

### 2. Confirmez que la longueur du débord (avant-toit) ne dépasse pas la distance entre le mur latéral et le premier chevron.

- L'espacement des chevrons est de 0,3 m > 0,3 m, donc correct.

### 3. Déterminer la portée du chevron de débord.

La portée du chevron de débord est la distance entre le bord du toit et le premier chevron intérieur. Elle est égale à l'espacement entre le premier chevron (0,3 m) plus la moitié de l'épaisseur du mur (15 cm/2) et à la longueur du débord (0,3 m).

- Portée du chevron de débord =  $0,3+0,3+0,08$  0,68 m

### 4. Déterminer la pression du vent au niveau du chevron de débord.

Dans ce cas, la zone 2o/h et la zone 3o/h ont la même amplitude de pression du vent.

- Pression du vent dans la zone 2o/h = Pression du vent dans la zone 3o/h = 5 kPa

## 5. Recherchez l'espacement maximal pour les chevrons de débord.

Utiliser le [tableau 1.5.6.7.11-1](#) avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- 50x100 (2x4)
- 0,68 m (ou plus) de portée pour les chevrons de débord

Voir la figure H15 pour l'Extrait du tableau.

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
Espacement (m)	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

**Figure H15 : Extrait du tableau 1.5.6.9.7-1 pour les chevrons de débord**

- Les chevrons de débord 2x4 espacés de 1,2 m sont applicables pour des portées de traverses allant jusqu'à 0,9 m, ce qui est supérieur à la portée réelle de 0,68 m des traverses.
- Il faut prévoir des chevrons de débord sous chaque latte. Comme les lattes sont espacées de 0,64 m, cela détermine l'espacement des chevrons de débord
- Utiliser des 2x4 avec un espacement de 0,64 m pour les chevrons de débord.

## 6. Déterminer s'il faut avoir un blocage des chevrons de débord.

Le [tableau 1.5.6.8.1-1](#) indique quand un blocage est nécessaire au niveau des avant-toits lorsque les chevrons sont parallèles à la pente.

- Le blocage entre les chevrons de débord n'est pas nécessaire sur les murs de toiture.

## Concevoir le chevron de rive

### 1. Choisir la taille du chevron de rive.

La taille des chevrons de rive correspond généralement à celle des chevrons

→ Utilisez des chevrons de rive **50x100** (2x4).

## 2. Déterminer la portée du chevron de rive.

La portée déterminante du chevron de rive se situe au niveau de l'angle. La portée est égale à deux fois la portée du chevron de débord.

→ Portée du chevron de rive =  $2 \times (0,68 \text{ m}) = 1,35 \text{ m}$ .

## 3. Déterminer "l'espacement" des chevrons de rive (largeur tributaire).

La largeur tributaire du chevron de rive est égale à la moitié de la longueur du débord (avant-toit). Il s'agit de "l'espacement" des chevrons de rive.

→ Espacement des chevrons de rive =  $0,3 \text{ m} / 2 = 0,15 \text{ m}$ .

## 4. Déterminer la pression du vent à l'angle du toit.

L'angle d'un toit à deux versants est conçu pour une pression du vent de 3 o/h. La pression du vent est de 3 o/h = 5 kPa.

→ Pression du vent de 3o/h = 5 kPa

## 5. Vérifier le chevron de rive.

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.11-1](#) avec les données suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- 50x100 (2x4)
- 0,15 m comme "espacement des chevrons", arrondi à 0,4 m car cette valeur est fournie dans le tableau.

Voir la figure H16 pour l'Extrait du tableau.

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
Espacement (m)					0.4							
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

### Figure H16 : Extrait du tableau 1.5.6.9.7-1 pour les chevrons de rive

→ Les chevrons de rive 2x4 espacés de 0,4 m sont applicables pour des portées jusqu'à 1,56 m, ce qui dépasse la portée des chevrons de rive de 1,35 m.

## Conception de la charpente au niveau des murs de toiture intérieurs.

### 1. Choisir l'option pour l'ossature des murs de toiture intérieurs.

La section 1.5.6.8.4 et le tableau 1.5.6.8.4-1 proposent des options pour l'ossature au-dessus des murs de toiture intérieurs.

L'option 1 consiste à prévoir des chevrons intérieurs sous chaque latte.

L'option 2 consiste à installer des chevrons au sommet des murs de toiture intérieurs et à prévoir un blocage entre les chevrons du mur pignon et les chevrons adjacents. L'espacement des blocages ne doit pas dépasser 1,2 m.

→ Prévoir des chevrons au-dessus des murs de toiture intérieurs. Prévoir un blocage à mi-portée.

## Conception de la connexion des chevrons à la planche faîtière

### 1. Confirmez que l'angle du toit est compatible avec l'utilisation d'une planche faîtière.

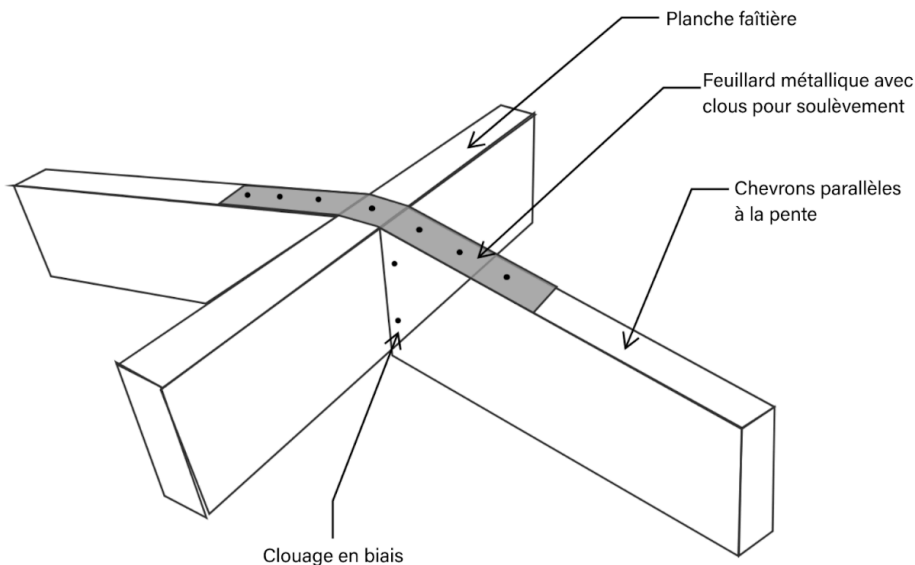
Conformément à la section 1.5.6.9.8, l'angle minimum du toit pour l'utilisation d'une planche faîtière est de 14 degrés. Ce toit a un angle de 14 degrés.

→ La planche faîtière est acceptable.

### 2. Choisir le détail de raccordement des chevrons au faîtage du pignon.

Les options sont décrites à la section 1.5.6.9.8

→ Cet exemple de conception utilise l'option 1, "Plaque faîtière suspendue et feuillard métallique". (Figure H17)



**Figure H17 : Liaison entre les chevrons et la planche faîtière, "Option 1"**

### **3. Déterminez le nombre de fixations nécessaires sur chaque chevron.**

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.8-5](#) (bâtiments de 3 niveaux) avec les données suivantes :

- Zone de vent III
- Catégorie d'exposition B
- Espacement des chevrons de 470 mm ou plus

Voir la figure H18 pour l'Extrait du tableau. Notez qu'il n'y a pas de tableau pour les bâtiments de 2 niveaux, c'est donc le tableau pour les bâtiments de 3 niveaux qui est utilisé.

Clous	8d ordinaire ou 10d boîte			10d ordinaire		
	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
<b>Catégorie d'exposition B</b>						
300	2 (3)	3	3	2 (3)	3	3
400	3	4	4	3	4	4
480	4	5	5	3	4	4
600	4	6	6	4	5	5
<b>Catégorie d'exposition C</b>						
300	3	4	5	3	4	4
400	4	6	6	4	5	5
480	5	7	8	4	6	6
600	6	8	9	5	7	8
<b>Catégorie d'exposition D</b>						
300	4	5	6	3	4	5
400	5	7	8	4	5	6
480	6	8	9	5	6	7
600	8	10	11	6	8	9

**Figure H18 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-5 (bâtiments de 3 niveaux)**

→ Un minimum de 5 clous (8d ordinaire/10d à boîte) est requis par chevron (c.-à-d. de chaque côté de la connexion).

#### 4. Déterminer les exigences minimales pour les feuillards métalliques.

Déterminez le calibre et la résistance minimum des feuillards en fonction du nombre maximum d'attaches nécessaires. Dans ce cas, le plus grand nombre de fixations requises est pour la connexion de la planche faîtière.

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.2-2](#) avec les données suivantes :

- (5) 8d ordinaire/10d clous à boîte

Voir la figure H19 pour l'Extrait du tableau.

Strap Gauge	Strap Material	8d common or 10d box nails	10d common nails
20	Grade 33	6	5
20	Grade 40	7	6
20	Grade 50	8	7
16	Grade 33	10	8
16	Grade 40	12	9
16	Grade 50	14	11

**Figure H19 : Extrait du tableau 1.5.6.9.2-2**

→ Fournir au minimum une feuillard metalique métallique de 1,25" de large, d'une résistance de grade 33, d'un matériau de calibre 20.

**5. Déterminer le nombre minimum de clous en biais pour la connexion.**

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.8-7](#) avec les données suivantes :

- Portée des chevrons 2,2 m ou plus
- Espacement des chevrons de 470 mm ou plus

Voir la figure H20 pour l'Extrait du tableau.

Portée des chevrons (m)	Espacement (mm)			
	300	400	480	600
Clous communs 8d ou clous en boîte 10d				
4.5	4	5	5	7
4	3	4	5	6
3.5	3	4	4	5
3	3	3	4	5
2.25	2	3	3	4
Clous communs 10d				
4.5	3	4	4	5
4	3	3	4	5
3.5	2	3	4	4
3	2	3	3	4
2.25	2	2	2	3

**Notes :**

1. Nombre total de clous en biais, installer la moitié de chaque côté.
2. Nombre minimum de clous en biais ordinaire 8d ou de clous à boîte 10d pour les connexions des lignes de faîtage :
  - a. 50x100 (2x4) = 3
  - b. 50x150 (2x6) = 4
  - c. 50x200 (2x8) = 5
  - d. 50x250 (2x10) = 6
3. Posez la moitié des clous en biais de chaque côté du chevron.

**Figure H20 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-7**

- Selon le tableau, 3 clous en biais(8d common/10d box) sont requis, ce qui correspond au minimum pour les chevrons 2x4 indiqué dans la note 2.
- Prévoir un minimum de 3 clous en biais (8d common/10d box) entre chaque chevron et la planche faîtière. Installer quelques clous de chaque côté du chevron (2/1 split).

## Conception des connexions au chaînages supérieurs et murs de toiture

### 1. Déterminez le raccordement minimal des chevrons au chaînage supérieur.

Utilisez le tableau 1.5.6.9.8-1 avec les données suivantes :

- 3 niveaux (couvre 2 niveaux)
- Zone de vent III
- Exposition au vent B

- Espacement des chevrons de 470 mm ou plus

Voir la figure H21 pour l'Extrait du tableau. Notez qu'il n'y a pas de colonnes dans le tableau pour les bâtiments de 2 niveaux, les colonnes pour les bâtiments de 3 niveaux sont donc utilisées.

Hauteur	Trois niveaux			Un niveau		
	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
<b>Catégorie d'exposition B</b>						
300	3 (4)	4	5	2 (4)	3 (4)	4
400	4	4	5	3 (4)	3 (4)	4
480	4	5 ✓	6	3	4	5
600	5	5	8	4	4	6
<b>Catégorie d'exposition C</b>						
300	4	5	6	4	5	5
400	5	6	7	5	5	6
480	6	6	8	5	6	7
600	6	8	10	6	7	8
<b>Catégorie d'exposition D</b>						
300	4	6	7	4	5	6
400	6	7	8	5	6	7
480	7	7	10	6	7	8
600	7	9	11	7	8	10

3. Le nombre total minimal de clous ordinaires 8d ou clous fins 10d par feuillard en V doit être :
- 50x100 (2x4) = 4 (2 par bande), Indiqué en (4) dans le tableau ci-dessus.
  - 50x150 (2x6) = 6 (3 par bande)
  - 50x200 (2x8) = 8 (4 par bande)
  - 50x250 (2x10) = 8 (4 par bande)

### Figure H21 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-1, y compris la note 3

- Selon le tableau, un minimum de 5 clous est requis par feuillard métallique. Selon la note 3, le nombre minimal de clous pour un 2x4 est de 4 (ne s'applique pas).
- Prévoir au minimum 5 clous (8d commun/10d box) par feuillard.
- Répartir les clous 3/2 entre les deux pattes de l'attache.

## 2. Déterminer la liaison minimale des chevrons de débords aux murs de toitures.

Le tableau ci-dessous résume la force de soulèvement par connexion entre le mur et le chevron de débord.

Espacement entre les chevrons de débord	Longueur du chevron de débord	Surface tributaire	Pression du vent (30/h)	Force de soulèvement de la connexion
640 mm	740 mm	0.47 m <sup>2</sup>	5 kPa	2.4 kN

Utiliser le [tableau 1.5.6.9.8-3](#) avec les données suivantes :

- Capacité de connexion de 2,4 kN ou plus.

Voir la figure H22 pour l'Extrait du tableau.

Nombre total de clous (les deux bandes)	Maximum Différence maximale (entre les bandes)	Capacité totale du feuillard métallique	Capacité totale de l'attache en V Clous ordinaire 10d (kN)
		8d ordinaire ou 10d à boîte (kN)	
4	0	2.2	2.8
5	1	2.8	3.5
6	1	3.3	4.2
7	1	3.9	4.9
8	1	4.4	5.6
9	1	5.0	6.3
10	2	5.5	7.0
12	2	6.6	8.4
14	2	7.7	9.8

**Figure H22 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-3**

→ Utiliser (5) 8d common/10d box.

→ Répartissez les clous de manière égale entre les deux bandes de feuillard métallique (3/2).

### 3. Déterminez la connexion de la planche faîtière à la poutre de pignon.

Conformément à la [section 1.5.6.9.8](#), la connexion de la planche faîtière à la poutre de toiture doit être le double de la connexion des chevrons de débords ( $2 \times 2,4 = 4,8 \text{ kN}$ ).

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.8-3](#) avec les données suivantes :

- Capacité de connexion de 4,8 kN ou plus.

Voir la figure H23 pour l'Extrait du tableau.

Nombre total de clous (les deux bandes)	Maximum Différence maximale (entre les bandes)	Capacité totale du feuillard métallique	Capacité totale de l'attache en V Clous ordinaire 10d (kN)
		8d ordinaire ou 10d à boîte (kN)	
4	0	2.2	2.8
5	1	2.8	3.5
6	1	3.3	4.2
7	1	3.9	4.9
8	1	4.4	5.6
9	1	5.0	6.3
10	2	5.5	7.0
12	2	6.6	8.4
14	2	7.7	9.8

**Figure H23 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-3**

→ Utiliser (9) 8d clous ordinaire/ 10 à boîte.

→ Répartir les clous en 5/4 entre les deux bandes du feuillard métallique.

#### 4. Déterminer l'exigence minimale pour les feuillards métalliques

Déterminer le calibre et la résistance minimum du feuillard en fonction du nombre maximum de fixations nécessaires par bande. Dans ce cas, le plus grand nombre de fixations nécessaires est pour la connexion de la planche faîtière.

Utilisez le [tableau 1.5.6.9.2-2](#) avec les données suivantes :

- (5 max par bande) 8d ordinaire/10d à boîte

Voir la figure H24 pour l'Extrait du tableau.

Strap Gauge	Strap Material	8d common or 10d box nails	10d common nails
20	Grade 33	6	5
20	Grade 40	7	6
20	Grade 50	8	7
16	Grade 33	10	8
16	Grade 40	12	9
16	Grade 50	14	11

**Figure H24 : Extrait du tableau 1.5.6.9.2-2**

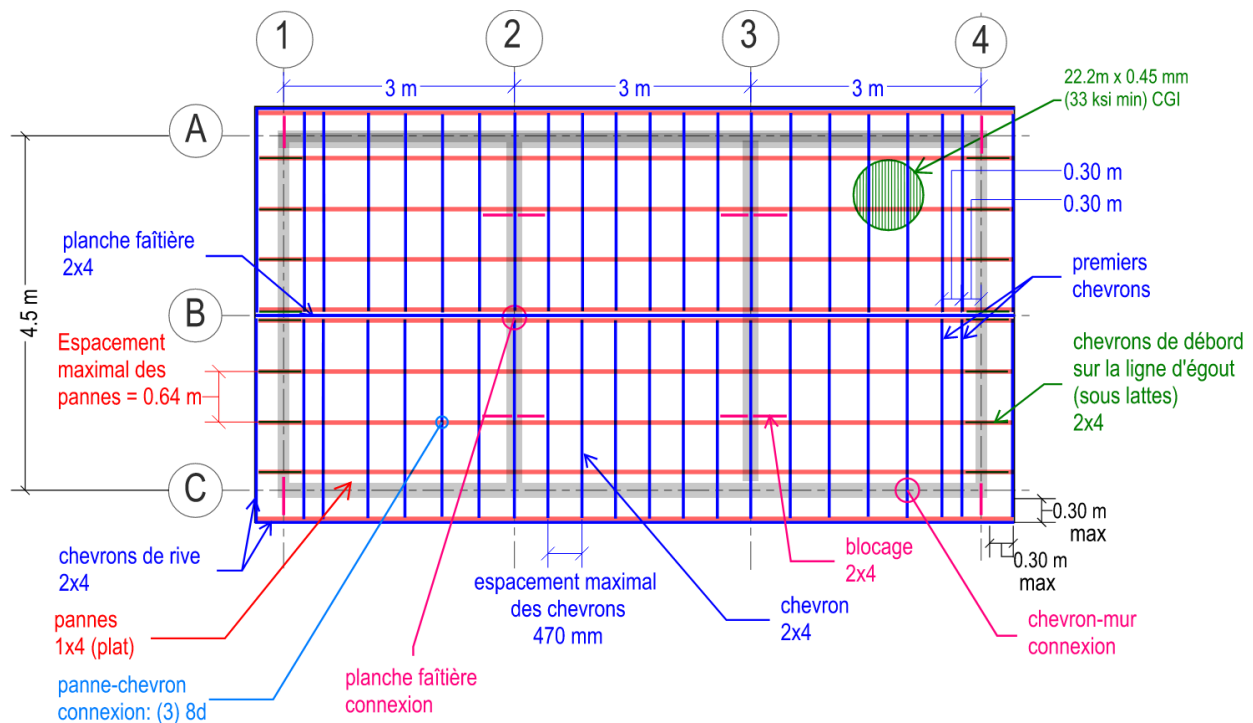
→ Fournir au minimum un feuillard métallique métallique de 1,25" de large, de résistance Grade 33, de calibre 20 gauge.

### Résumé de la conception

Élément	Conception	Notes
lattes	1x4 (plat) à 0,64 m	
Liaison latte-chevron	(3) clous 8d	

Chevrans	2x4 @ 0,47 m typique (2 premiers chevrons intérieurs @ 0,30 m)	Aucun contreventement latéral n'est requis
Chevrans de débord	2x4 @ 0,64 m	Pas de blocage aux murs de toiture
Chevrans de débord intérieur	Chevron sur les murs intérieurs	Blocage à mi-portée
CGI	22 mm x 0,45 mm (24 ga), 228MPa	
Attaches CGI	Clou à tige torsadée 10d, rondelle de 8 mm toutes les deux ondulations, sauf dans les zones de bordures des murs de toiture extérieurs, où toutes les ondulations sont requises.	
Connexions aux chaînages	Feuillard métallique de 20ga, Grade 33 minimum avec des clous 8d communs/10d en boîte	

## Plan de l'ossature du toit



## Section I :

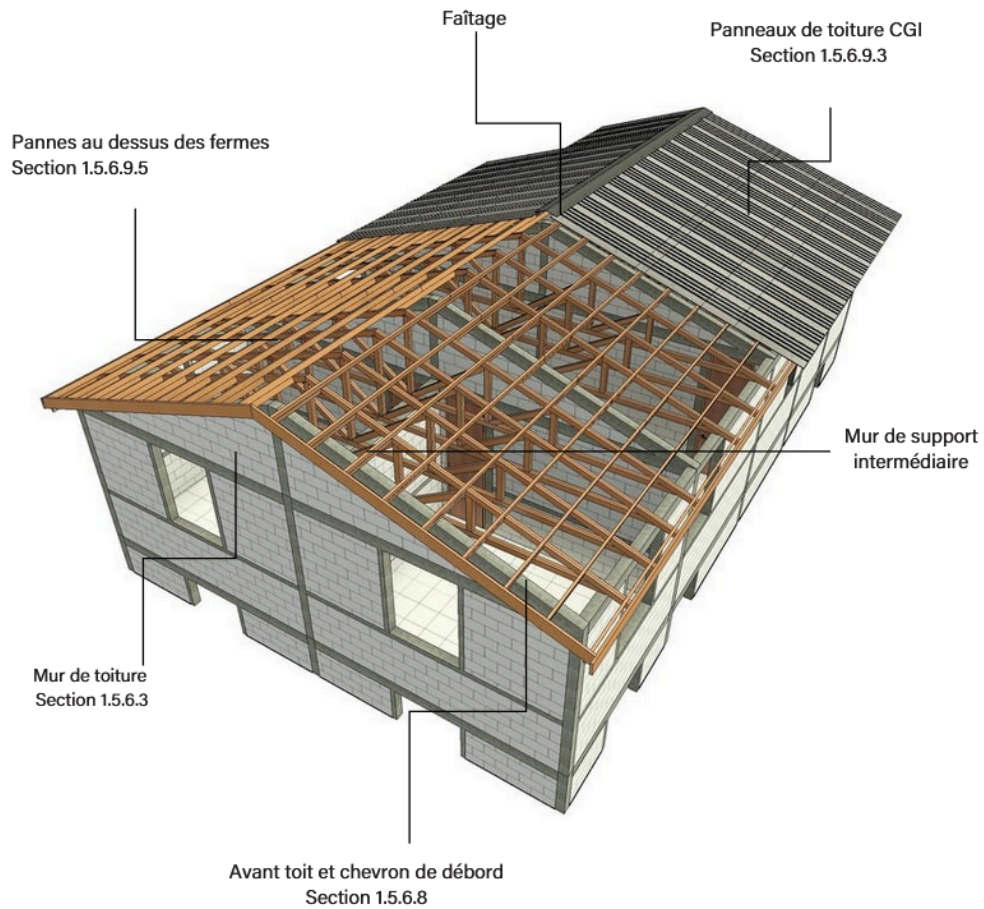
### Option de toiture : Fermes

#### Description

Description générale de la configuration de la toiture :

- Les lattes sont perpendiculaires à la pente.
- Les fermes sont parallèles à la pente. On ne trouve pas de fermes au niveau des murs de toiture.
- Comme le débord de toit (avant-toit) sur les murs latéraux dépasse 0,25 m de longueur, l'option 1 pour la charpente de l'avant-toit doit être utilisée.
  - Les chevrons de débord forment les avant-toits qui s'étendent des murs de toiture le long des lignes de grille 1 et 5. Aucun blocage n'est requis entre les chevrons de débord.
  - Les fermes forment les avant-toits qui s'étendent depuis les murs latéraux le long des lignes de grille A et C.
  - Les chevrons de débord sont perpendiculaires à la pente et offrent un débord de toit de 0,3 m aux lignes de grille 1 et 4.
  - Les chevrons de rive relient les extrémités des fermes et les chevrons d'extrémité sur tout le périmètre.

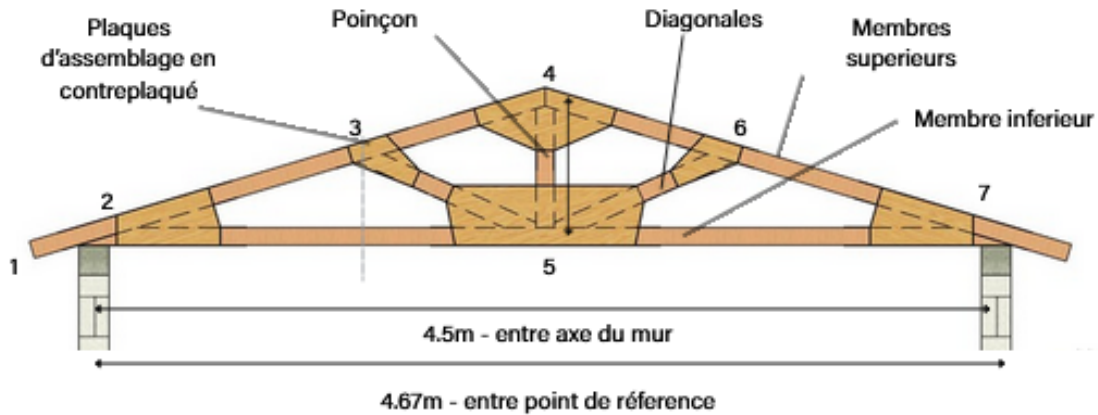
Les figures I1, I2, I3 et I4 montrent la charpente générale du toit avec des fermes.



**Figure I1 : Vue d'ensemble de la charpente de toit avec fermes.**



**Figure I2 : CGI, lates et fermes. Pour l'espacement maximal réel, voir l'exemple.**



**Figure I3 : Fermes avec les différents membres, goussets et les numéros des nœuds.**

## Déterminer les propriétés et l'espacement de la structure.

### 1. Calculer la portée libre réelle des fermes.

Pour les toits à pignons avec fermes, la portée de la ferme s'étend entre les axes médians des murs latéraux.

Portée libre =  $4,7 \text{ m} (\text{distance horizontale entre les parois latérales, épaisseurs comprises}) / 2 - 15 \text{ cm} (\text{épaisseur de paroi}) = 4,55 \text{ m}$

→ Portée libre réelle de la charpente =  $4,55 \text{ m} \sim 4,5 \text{ m}$

### 2. Identifier le nombre de portées et la catégorie de portée maximale (4.5, 6 ou 9 m).

Le pignon s'étend sur une seule pièce et ne comporte aucun support intermédiaire sous la ligne de faîtage. Par conséquent, la structure est à une seule travée.

- une ferme à travée unique
- Ferme de portée maximale de  $4,5 \text{ m}$

### 3. Définir la catégorie de pression de la structure.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.9-1](#) avec les entrées suivantes :

- Zone de vent III
- Exposition B
- 2 niveaux

Voir Figure I4 pour l'extrait de la table.

Catégorie d'exposition	B				C				D			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
1 niveau	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P3	P2	P2	P3	P3
2 niveaux	P1	P1	P1	P2	P1	P1	P2	P3	P2	P2	P3	P3
3 niveaux	P1	P1	P1	P2	P1	P2	P2	P3	P2	P2	P3	P3

**Figure I4 : Extrait du tableau 1.5.6.9.9-1**

→ Catégorie de pression de la ferme = P1

### 4. Identifier le type de ferme et l'espacement maximal des fermes.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.9-2](#) avec les entrées suivantes :

- Une travée ; portée maximale de 4,5 m
- Catégorie de pression de la ferme P1

Voir Figure I5 pour l'extrait du tableau, qui indique l'espacement maximal

Catégorie de pression Portée (m)	Espacement (m) Espacement maximal (1) (m)	Catégories de pression des fermes		
		P1	P2	P3
4.5	0.6	Légère	Légère	Légère
	0.9	Légère	Légère	Moyenne
	1.2 ✓	Légère ✓	Légère	Moyenne
4.5	Soutien de la croupe	Moyenne	Lourde	Lourde
6.0 (2 x 3.0m)	0.6	Légère	Moyenne	Moyenne
	0.9, 1.2	Moyenne	Lourde	Lourde
9.0 (2 x 4,5 m)	0.6	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	0.9	Moyenne	Lourde	Lourde
	1.2	Lourde	Lourde	Lourde

**Figure I5 : Extrait du tableau 1.5.6.9.9-2**

→ Ferme Légère avec espacement typique maximal de 1,2 m

### 5. Déterminer la géométrie de la structure.

Selon la figure 1.5.6.9.9-5, la position pour le gousset (ou plaque d'assemblage) 3 et le gousset 6 sont situés à 0,3x (portée de la ferme) de la ligne centrale du mur latéral.

Position du gousset =  $0,3 \times (4,5 \text{ m}) = 1,35 \text{ m}$

→ La géométrie de la structure est illustrée sur la figure I7.

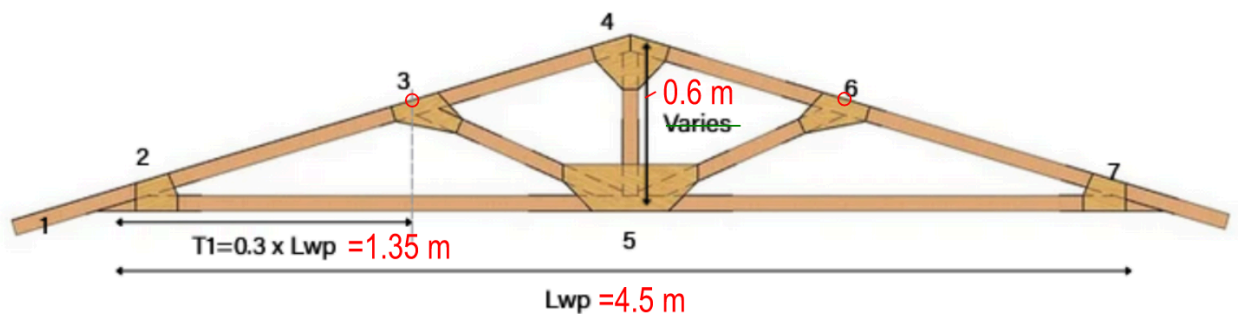


Figure I7 : Extrait de la figure 1.5.6.9.9-5

**6. Identifier l'espacement maximal réel des fermes.**

Le espacement entre les murs de toiture est de 3 m. Pour respecter l'espacement maximal de 1,2 m, L'espacement maximal réel ne dépassera pas 1 m.

Dans cet exemple, L'espacement des fermes sera réduit dans les zones de forte pression (bords de toiture) afin de simplifier la conception au niveau des débords de toit. (Cette mesure n'est pas exigée par le code du bâtiment.)

Placez la première ferme intérieure à 0,4 m de l'axe du mur. Cet emplacement marque la limite de la zone de forte pression.

- Espacement maximal réel des fermes = 1,0 m.
- Distance entre l'axe du mur pignon extérieur et la première ferme intérieure = 0,4 m.

**7. Déterminer le clouage au niveau des goussets.**

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.9-3](#) (4,5 m max, portée unique) avec les entrées suivantes :

- **espacement maximal réel de 1,0 m**

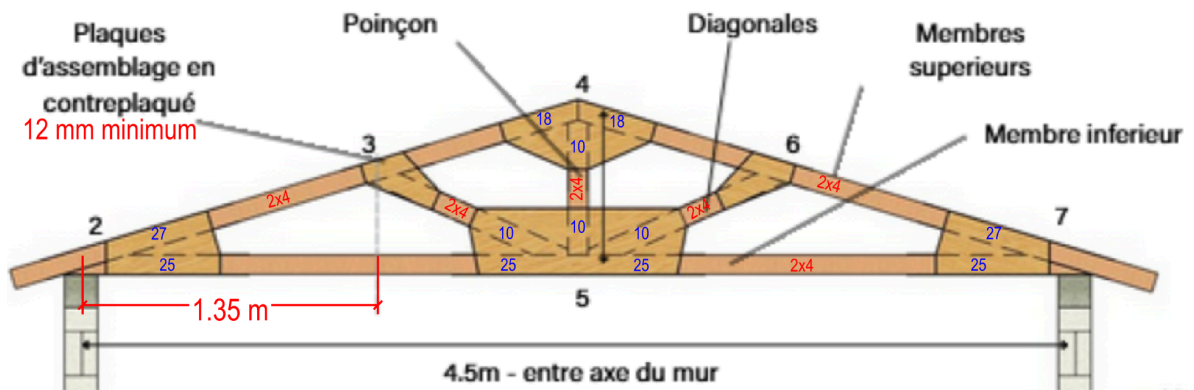
Voir Figure I6. Le tableau indique le nombre de clous nécessaires pour chaque gousset en fonction de l'espacement. Ce nombre est ajusté par interpolation linéaire car l'espacement maximal réel se situe entre deux des valeurs indiquées dans le tableau.

Espacement	Clouage des plaques d'assemblage								
	4		3, 6		2, 7		5		
Nœud de la ferme									
Élément de liaison	4-3 ; 4-6	4-5	3-5 ; 6-5	3, 6	2-3 ; 7-6	2-5 ; 7-5	5-4	5-3 ; 5-6	5-2 ; 5-7
Espacement de 0,6 m	11	9	9	9	16	15	9	9	15
Espacement de 0,9 m	17	9	9	9	24	23	9	9	23
Espacement de 1,2 m	22	12	12	12	32	30	12	12	30
cas de connexion	B	B	B	A	A	B	B	B	A
Espacement de 1,0 m x(1/1.2)	18	10	10	10	27	25	10	10	25

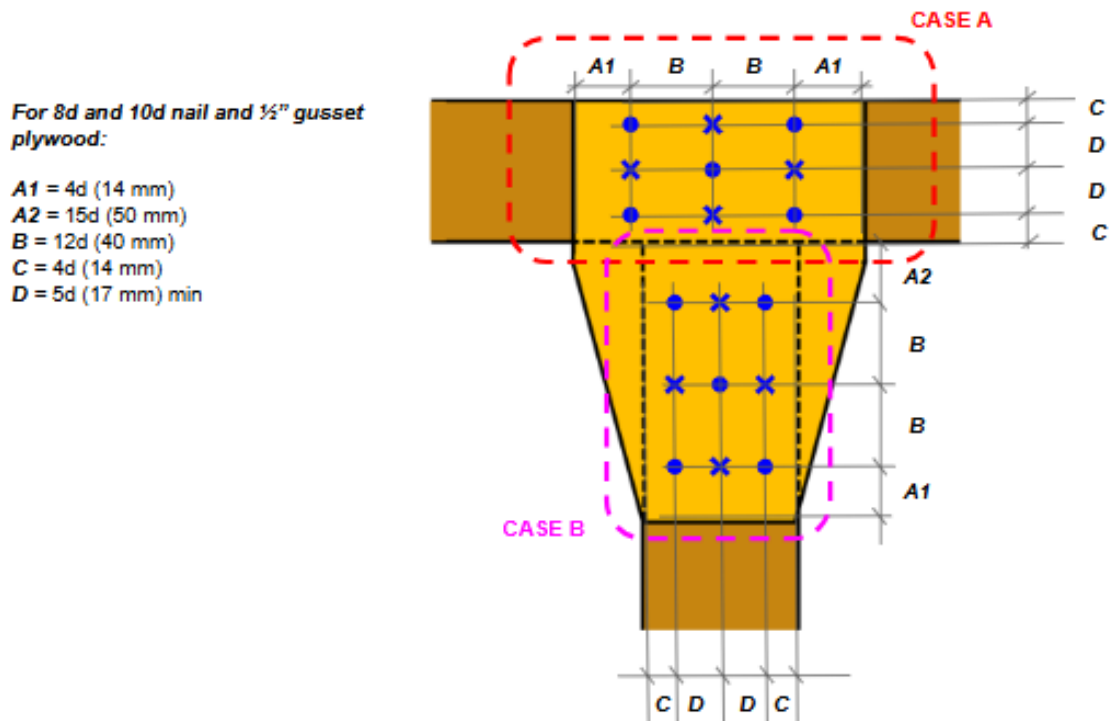
**Figure I6 : Extrait du tableau 1.5.6.9.9-3**

→ Le clouage des goussets à chaque nœud est résumé dans le tableau ci-dessous et annoté dans la figure I7.

Nœud de la ferme	Membre connecté	Nombre de clous	Type de connexion (voir figure I8)
4	4-3 ; 4-6	18	B
	4-5	10	B
3, 6	3-5 ; 6-5	10	B
	3, 6	10	UN
2, 7	2-3 ; 7-6	27	UN
	2-5 ; 7-5	25	B
5	5-4	10	B
	5-3 ; 5-6	10	B
	5-2 ; 5-7	25	UN



**Figure I7 : Extrait de la figure 1.5.6.9.9-1 indiquant le nombre de clous à chaque plaque d'assemblage (gousset)**



**Figure I8 : Copie de Figure 1.5.6.9.9-4 qui définit les différents types de connexion (« A » ou « B ») et indique les distances entre les bords et les espacements minimaux**

**8. Déterminer les exigences en matière de contreventement de la ferme.**

Selon la Section 1.5.6.9.10, sous-titre «Contreventement de la membrure inférieure de la ferme» Un contreventement est nécessaire pour la membrure inférieure à mi-portée.

→ Prévoir un contreventement 2x4 à la membrure inférieure au milieu du tablier et l'ancrer à la poutre annulaire sous le mur de toiture avec un feuillard de calibre 20 selon la Figure 1.5.6.9.10-4.

**Conception de lattes et CGI**

**1. Sélectionnez le type de fixations pour relier les lattes aux fermes.**

Le type de fixation doit être choisi en fonction des matériaux disponibles.

→ Utilisez des clous lisses (SN), si possible.

## 2. Déterminer la portée de la latte.

Comme la conception de la ferme utilise deux espacements (0,4 m ; 1,0 m max), il y a deux portées de lattes à prendre en compte.

Cependant, lorsque des chevrons de débord sont présents, les lattes sont supportées par ces chevrons de débord et ne nécessitent donc pas de vérification. Comme les chevrons de débord traversent l'ensemble de la zone de pression plus élevée, il n'est pas nécessaire de vérifier les lattes dans cette zone.

La latte de rive le long de l'avant-toit du mur latéral n'est pas explicitement vérifiée pour des pressions de 2 o/h, car sa surface tributaire est deux fois moindre que celle des lattes typiques.

→ Vérifier la portée de la latte de 1,0 m (la pression de la zone 2 est déterminante)

## 3. Déterminer les pressions du vent pour la conception des lattes.

Vérifiez la pression applicable sur chaque portée de latte.

→ Vérifier la Portée de latte de 1,0 m pour la zone 2, pression = 3 kPa

## 4. Déterminer la taille et l'espacement minimum des lattes.

Il est plus pratique d'adopter un espacement uniforme des lattes.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.5-2](#)(3 kPa) avec les entrées suivantes :

- fixations SN
- portée minimale de 1,0 m

Voir la figure I9 pour l'Extrait du tableau. Dans cet exemple de conception, des lattes 2x4 plats sont sélectionnées.

Taille des lattes	Portée maximale des lattes (m)	0.4m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	0.6m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	0.9m Espacement des lattes				Portée maximale des lattes (m)	1.2m Espacement des lattes			
		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST		SN	RS	WS	ST
1x4 plat	0.74	1+	1,2	1,2	-	0.60	1+	1,2	1,2	-	0.49 ✗	1+	1,2	1,2	-	0.43 ✗	2+	1,2	1,2	-
2x2	0.97	8	3,7+	4,6	1+	0.79	-	3,7+	4,6	1+	0.64 ✗	-	3,8+	3+	1+	0.56 ✗	-	8	6	1-3,5,6
2x3 plat	1.25	8+	3,5+	3+	1+	1.02	9	3,5+	3+	1-3,5,6	0.83 ✗	-	3,5+	4+	2,3,5,6	0.72 ✗	-	3,7+	4,6	2,3,5,6
2x4 plat	1.47	6+	3+	3+	1+	1.20	8	3+	3+	2,3,5,6	0.98 ✗	-	3+	3+	2,3,5,6	0.85 ✗	-	3+	3+	2,3,5,6

**Figure I9 : Extrait du tableau 1.5.6.9.5-2 (3 kPa)**

- On a sélectionné des lattes plats 2x4 plats espacés de 0,6 m.
- Avant de confirmer l'espacement des lattes, vérifiez que la portée du CGI couvre bien cet espacement.

## 5. Sélectionnez les propriétés souhaitées du panneau CGI.

Les propriétés des panneaux de toiture doivent être basées sur les matériaux disponibles.

- Utiliser panneaux d'une épaisseur de 0,45 mm (24 ga) avec  $F_y = 228$  MPa (33 000 psi).

## 6. Déterminer la portée des panneaux CGI proposée.

La portée du CGI est égale à l'espacement des lattes. Selon une note de bas de page du [Tableau 1.5.6.9.3](#), Une augmentation de 10 % de la portée admissible est permise s'il est possible de supposer que le CGI comporte trois portées.

Dans cet exemple, nous supposons que le CGI comporte trois portées.

- CGI portée réelle = 0,60 m
- Portée effective du CGI =  $(0,60 \text{ m})/1,1 = 0,55 \text{ m}$

## 7. Déterminer la pression du vent pour la conception CGI.

Les panneaux de toiture CGI sont identiques sur tout le toit, il faut donc vérifier par rapport à la pression du vent la plus élevée.

- Pression du vent à  $3^\circ/h = 5 \text{ kPa}$

**8. Vérifiez si le panneau CGI souhaité est adapté à la portée proposée.**

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.3](#) avec les entrées suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- panneaux de 0,45 mm (calibre 26)
- Matériau  $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi)
- portée de 0,55 m ou plus

Voir Chiffre I10 pour l'Extrait du tableau.

Métal de base Épaisseur BMT (mm)	Portées (m) pour CGI de 16 mm de profondeur			Portées (m) pour CGI de 22.2mm (7/8") de profondeur		
	Pression du vent			Pression du vent		
	3kPa	5kPa	9kPa	3kPa	5kPa	9kPa
<b>Fy = 228 MPa (33 000 psi)</b>						
0.35	0.57	0.43	0.33	0.67	0.52	0.39
0.45	0.64	0.50 ✗	0.38	0.75	0.58 ✓	0.44
0.55	0.71	0.55	0.42	0.84	0.64	0.48
0.65	0.77	0.60	0.44	0.90	0.70	0.53
0.75	0.83	0.64	0.48	1.07	0.75	0.57
<b>Fy = 345 MPa (50 000 psi)</b>						
0.35	0.70	0.53	0.40	0.82	0.63	0.47
0.45	0.79	0.61	0.45	0.92	0.72	0.54
0.55	0.86	0.67	0.50	1.03	0.80	0.60
0.65	0.92	0.73	0.55	1.11	0.87	0.64
0.75	0.96	0.79	0.59	1.18	0.92	0.69
<b>Fy = 450 MPa (65 000 psi)</b>						
0.35	0.75	0.62	0.46	0.93	0.72	0.54
0.45	0.81	0.78	0.52	1.01	0.82	0.62

**Figure I10 : Extrait du tableau 1.5.6.9.3**

- Les panneaux de 16 mm de profondeur sont applicables jusqu'à un espacement de latte de 0,55 (=0,50 m\*1,1).
- Les panneaux de 22 mm de profondeur sont applicables jusqu'à un espacement de latte de 0,64 (=0,58 m\*1,1).

**9. Déterminez la longueur sur laquelle sont espacés un groupe de lattes.**

Pour cette configuration de charpente, une latte est nécessaire près de la ligne de faîtage et une autre au bord du débord de toit. Par conséquent, la distance

entre la ligne de faîtage du mur de toiture et le bord du débord de toit (moins la largeur d'une latte) correspond à l'espacement des lattes.

→ Espacement des lattes : longueur =  $4,7 \text{ m} / 2 + 0,3 \text{ m} - 0,1 \text{ m} = 2,55 \text{ m}$

## 10. Déterminer les espacements logiques des lattes.

Calculez l'espacement des lattes résultant d'un espacement uniforme. Pour cette configuration de charpente, cet espacement se calcule en divisant la longueur sur laquelle le groupe de lattes est espacé par le nombre de lattes moins une.

→ Le tableau indique les espacements logiques et uniformes des lattes.

Nombre de lattes entre le faîtage et le bord du toit	Espacement (mm)	Respecte les exigences d'espacement des lattes/CGI ?
4	818	Non
5	640	Non
6	<b>510</b>	Oui

→ Essayez un espacement de 0,51 m pour les lattes plates 2x4.

→ Comme l'espacement réel des lattes est inférieur à 0,55 m, la section CGI moins profonde (16 mm) peut être utilisée.

## 11. Identifier la connexion requise entre la latte et la ferme.

Vérifier [Tableau 1.5.6.9.5-2](#) (Figure I9) pour la connexion latte-ferme. Notez que les types de connexion de latte sont définis dans le [Tableau 1.5.6.9.5-1](#), qui n'est pas reproduit ici par souci de concision.

→ (4) 16 clous à boîte lisse (connexion « SN8 ») sont suffisants pour la connexion typique entre la latte et la ferme.

## 12. Sélectionnez la fixation souhaitée pour la liaison entre le CGI et la structure.

Le type de fixation devrait être basé sur les matériaux disponibles.

→ Essayer clou à tige torsadé (TS).

## 13. Identifier le type et l'espacement des éléments de charpente porteurs.

Le CGI est raccordé à la partie supérieure de la latte. Les propriétés de l'élément porteur sont celles de la latte.

→ L'élément de support est une planche plate de 2x4.

→ L'élément de support est espacé de 0,51 m.

## 14. Déterminer la pression de vent en faveur du design.

Dans cette catégorie d'exposition, les zones 1 et 2 présentent des pressions inférieures (3 kPa) à celles des zones situées en bordure de toiture. Dans ce cas, il peut être judicieux d'exiger des fixations plus rapprochées dans les zones à pression plus élevée.

→ Zones de conception en bordure pour la zone 2 o/h = Zone 3 = Zone 3o/h  
pression du vent = 5 kPa

→ Dimensionner le reste de la toiture pour que la zone 1 soit égale à la zone 2, soit 3 kPa.

## 15. Déterminer l'espacement des fixations basé sur la résistance à l'arrachement des fixations dans le bois.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.4-1](#) pour les clous de toiture à tige torsadée avec les entrées suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- ossature de support plate 2x4
- Espacement des lattes de 0,51 m -> utiliser un minimum de 0,6 m.

Voir la figure I11. Dans ce tableau, le chiffre « 1 » indique une fixation dans chaque ondulation ; le chiffre « 2 » indique une fixation dans une ondulation

sur deux ; le chiffre « 3 » indique une fixation dans une ondulation sur trois. Le chiffre « 0 » indique qu'aucune solution n'est disponible.

Code	éléments porteurs	Référence	Diamètre		Longueur		Capacité		Zones 1, 2 3 kPa Pression du vent					Zones 3, 2o/h, 3 o/h 5 kPa Pression du vent					9 kPa Pression du vent				
			(in)	(mm)	(mm)	(mm)	(lb)	(kN)	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2	0.3	0.4	0.6	0.9	1.2
			TS1	1x4 plat	8d com./10d box	0.128	3.25	2.5	64	49	0.22	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0	1	0
TS2	1x4 plat	10d commun	0.148	3.76	3	76	55	0.25	3	3	2	1	1	2	1	1	0	0	1	1	0	0	0
TS3	2x plat	8d com./10d box	0.128	3.25	2.5	64	90	0.40	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0
TS4	2x plat	10d commun	0.148	3.76	3	76	110	0.49	3	3	3	2	2	3	3	2	1	1	2	2	1	0	0
TS5	2x vert	8d commun	0.131	3.33	2.5	64	89	0.40	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0	2	1	1	0	0
TS6	2x vert	10d commun	0.148	3.76	3	76	135	0.60	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0
TS7	2x vert	12d box	0.128	3.25	3.25	83	136	0.60	3	3	3	3	2	3	3	2	1	1	3	2	1	1	0
TS8	2x vert	Boîte 16d	0.135	3.43	3.5	89	158	0.71	3	3	3	3	2	3	3	3	2	1	3	2	1	1	0

Zones 1 and 2

Roof edge zones

**Figure I11 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-1**

- Dans la zone de bordure, utilisez une épaisseur de 8d présente dans chaque ondulation ou de 10d présente dans une ondulation sur deux. Dans cet exemple, une épaisseur de 8d présente dans chaque ondulation est utilisée pour les zones de bordure.
- Pour le reste de la toiture, utilisez un minimum de 8d dans chaque troisième ondulation.

## 16. Identifier l'image de synthèse résistance, épaisseur et profondeur.

- panneaux de 0,45 mm (calibre 26)
- Matériau  $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi)
- 16 mm de profondeur

## 17. Identifier l'espacement des ondulations CGI.

L'espacement typique des ondulations est de 76 mm pour un CGI de 16 mm de profondeur ou de 68 mm pour un CGI de 22 mm de profondeur.

- espacement des ondulations de 76 mm

## 18. Déterminer l'espacement des fixations basé sur la résistance à l'arrachement du CGI.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.4-4](#) et [Tableau 1.5.6.9.4-5](#) avec les entrées suivantes :

- panneaux de 0,45 mm (calibre 26)
- Matériau  $F_y = 228 \text{ MPa}$  (33 000 psi)

Voir les figures I12 et I13 pour l'Extrait des tableaux.

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Epaisseur de base du métal du CGI (BTM)	0.25	0.31	0.32	0.39	0.45	0.55	0.57
	0.30	0.37	0.39	0.47	0.54	0.66	0.68
	0.35	0.43	0.45	0.55	0.63	0.77	0.79
	0.45	0.56	0.58	0.71	0.81	0.99	1.02
	0.55	0.68	0.71	0.87	0.99	1.21	1.24
	0.65	0.81	0.84	1.03	1.17	1.43	1.47
	0.75	0.93	0.97	1.18	1.34	1.65	1.70

**Figure I12 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-4 (tête de 8 mm)**

Résistance du CGI	Limite d'élasticité (ksi)	33	36	44	50	65	80
	(MPa)	228	250	300	345	450	550
	Résistance ultime (ksi)	45	47	57	65	80	82
	(MPa)	310	323	394	448	552	565
Epaisseur de base du métal du CGI (mm)	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.3	0.47	0.48	0.59	0.67	0.83	0.85
	0.25	0.39	0.40	0.49	0.56	0.69	0.71
	0.45	0.70	0.73	0.89	1.01	1.24	1.27
	0.55	0.85	0.89	1.08	1.23	1.52	1.55
	0.65	1.01	1.05	1.28	1.46	1.79	1.84
	0.75	1.16	1.21	1.48	1.68	2.07	2.12

**Figure I13 : Extrait du tableau 1.5.6.9.4-5 (tête de 10 mm)**

- Force d'une seule fixation avec 8 mm La tête ou la rondelle est de 0,56 kN.
- Force d'une seule fixation avec 10 mm La tête ou la rondelle est de 0,70 kN.

## 19. Déterminer la force de soulèvement appliquée à une seule fixation et comparer aux capacités de traction.

Force de soulèvement = (surface du bassin versant) x (pression du vent)

Surface tributaire = (espacement des fixations) x (espacement des lattes)

- Le tableau ci-dessous récapitule la force de soulèvement par fixation.
- La taille minimale de la tête/rondelle est déterminée par rapport aux valeurs de la dernière étape.

espacement des clous	Espacement des fixations	espacement des lattes	Zone tributaire	Pression du vent	force de soulèvement de la fixation	Type Clou	Tête minimale
Zone 1/2 : Une ondulation sur trois (3)	228 mm	510 mm	0,116 m <sup>2</sup>	3 kPa	0,35 kN	8d	8 mm
Zones d'extrémité : Chaque ondulation (1)	76 mm	510 mm	0,039 m <sup>2</sup>	5 kPa	0,19 kN	8d	8 mm

## 20. Sélectionner Fixation des panneaux CGI à la charpente en bois.

Plusieurs options sont disponibles pour le raccordement du CGI aux lattes.

- Utilisez des clous à tige torsadée 8d ordinaire, avec une tête/rondelles de 8 mm minimum dans chaque troisième ondulation, sauf dans les zones de bord du mur de toiture pignon extérieur (bande de 0,9 de large), où des clous sont requis dans chaque ondulation.
- Pour d'autres options de fixation (par exemple, les vis), voir [Section 1.5.6.9](#).

## 21. Finaliser la conception des panneaux de toiture CGI et des lattes, y compris les connexions.

- Lattes plates 2x4 à 510 mm
- (4) 16d clous à boîte lisse (connexion « SN8 ») pour connecter la latte et la ferme.
- Panneau de toiture CGI : 16mm x 0,45 mm (24 ga), 228 MPa
- Clou de toiture à tige torsadée 8d ordinaire avec tête/rondelle de 8 mm pour chaque ondulation dans les zones d'extrémité. Dans toutes les autres zones (zone 1 et zone 2), fournir des clous une ondulation sur trois.

## Conception des chevrons de débord sous les avant-toits

### 1. Sélectionnez la taille du chevron de débord.

Pour des raisons de compatibilité dimensionnelle, la taille du chevron de débord doit correspondre à la taille de la membrure supérieure de la ferme.

- Utiliser **50x100**(2x4) pour les chevrons de débord

### 2. Confirmer que la longueur du débord (avant-toit) ne dépasse pas la distance entre la face extérieure du mur de toiture pignon et la première ferme intérieure.

- $0,4 \text{ m} + 0,075 = 0,475 \text{ m} > 0,3 \text{ m}$ , donc c'est bon.

### 3. Déterminer la portée du chevron de débord

La portée du chevron de débord est la distance entre le bord du toit et la première ferme intérieure. Pour déterminer cette portée, ajoutez la distance à la première ferme intérieure depuis la ligne médiane du mur pignon (0,4 m) à la moitié de l'épaisseur du mur (15 cm/2) et la longueur du débord (0,3 m).

- **Portée du chevron de débord** = 0,775 m

### 4. Déterminer la pression du vent au niveau du chevron de débord.

Dans ce cas, les zones 2o/h et 3o/h ont la même magnitude de pression du vent.

→ Pression du vent en zone 2°/h = Pression du vent en zone 3°/h = 5 kPa

## 5. Chercher l'espacement pour les chevrons de débord.

Utiliser [Tableau 1.5.6.7.11-1](#) avec les entrées suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- 50x100 (2x4)
- Une portée des chevrons de débord de 0,775 m (ou plus) est nécessaire.

Voir la figure I14 pour l'extrait du tableau.

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
Espacement (m)												
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

**Figure I14 : Extrait du tableau 1.5.6.9.7-1 pour les chevrons de débord**

- Les chevrons de débord 2x4 espacés de 1,2 m sont applicables pour des portées de chevrons de débord allant jusqu'à 0,9 m, ce qui dépasse la portée réelle des chevrons de débord de 0,775 m.
- Des chevrons de débord sont nécessaires sous chaque latte. L'espacement des chevrons de débord correspond à l'espacement des lattes : 0,51 m entre les lattes,
- Utiliser 2x4 avec un espacement de 0,51 m pour les chevrons de débord

## 6. Déterminer si un blocage entre les chevrons de débord au niveau des murs de toiture est nécessaire.

[Tableau 1.5.6.8.1-1](#) fournit des indications sur les cas où un blocage est nécessaire au niveau des avant-toits.

- Il n'est pas nécessaire de prévoir de blocage entre les chevrons de débord

## Conception du chevron de rive.

### 1. Sélectionnez la taille du chevron de rive.

La dimension du chevron de rive correspond généralement à la dimension typique de la membrure supérieure de la ferme et des chevrons de débord.

→ Utiliser chevrons de rive **50x100** (2x4).

### 2. Déterminer la portée du chevron de rive.

La portée déterminante pour le chevron de rive se situe à l'angle. Cette portée est égale à deux fois la portée du chevron de débord.

→ Portée du chevron de rive =  $2 \times (0,775 \text{ m}) = 1,55 \text{ m}$ .

### 3. Déterminer l'« espacement » des chevrons de rive (largeur du tributaire).

La largeur du point d'appui du chevron de rive est égale à la moitié de la longueur du débord de toit. Considérez ceci comme l'espacement des chevrons de rive (largeur tributaire).

→ « espacement » =  $0,3 \text{ m} / 2 = 0,15 \text{ m}$ .

### 4. Déterminer la pression du vent au coin du toit.

Le coin d'un toit à pignon est conçu pour résister à une pression de vent de 3 o/h.

→ Pression du vent à  $3^\circ/h = 5 \text{ kPa}$

### 5. Vérifier le chevron de rive.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.11-1](#) avec les entrées suivantes :

- Pression du vent de 5 kPa
- 50x100 (2x4)
- 0,15 m pour l'« espacement des chevrons », arrondi à 0,4 m car cette valeur est fournie dans le tableau.

Voir la figure I15 pour l'Extrait du tableau.

Pression	3,0 kPa				5,0 kPa				9,0 kPa			
	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2	0.4	0.6	0.9	1.2
Espacement (m)					0.4							
50x100 (2x4)	2.01	1.65	1.34	1.16	1.56	1.27	1.04	0.90	1.16	0.95	0.78	0.67
50x150 (2x6)	3.17	2.59	2.11	1.83	2.45	2.00	1.64	1.42	1.83	1.49	1.22	1.06
50x200 (2x8)	4.17	3.41	2.78	2.64	3.23	2.64	2.16	1.97	2.41	1.97	1.61	1.43

**Figure I15 : Extrait du tableau 1.5.6.9.7-1 pour les chevrons de rive**

→ Les chevrons de rive 2x4 espacés de 0,4 m sont applicables pour les portées de chevrons d'avant-toit jusqu'à 1,56 m, ce qui dépasse la portée des chevrons de rive de 1,55 m.

## Conception de la charpente au niveau des murs de toiture intérieurs.

### 1. Sélectionner la méthode pour la charpente des murs de toiture intérieurs.

Section 1.5.6.8.4 et Tableau 1.5.6.8.4-1 proposent des solutions pour l'ossature au-dessus des murs de toiture intérieurs.

L'option 1 consiste à prévoir des fenêtres de surveillance chevrons de débord intérieures sous chaque latte.

La deuxième option consiste à installer des chevrons en haut des murs de toiture intérieurs et à prévoir des blocages entre ces chevrons et les chevrons adjacents. L'espacement entre les blocages ne doit pas dépasser 1,2 m.

→ Prévoir des chevrons de 2x4 au-dessus des murs de toiture intérieurs. Prévoir un blocage à mi-portée.

## Conception des liaisons avec les poutres de toiture et les chaînage supérieurs

### 1. Déterminer la connexion minimale de la ferme au chaînage supérieur du mur latéral.

Utiliser Tableau 1.5.6.9.10-1 avec les entrées suivantes :

- 3 niveaux (*couvre 2 niveaux*)
- Zone de vent III
- Exposition au vent B
- Espacement des fermes 1000 mm

Voir la figure I16. Notez que le tableau ne comporte pas de colonnes pour les bâtiments à deux niveaux ; ce sont donc les colonnes des bâtiments à trois niveaux qui sont utilisées.

Hauteur	Trois niveaux			Un niveau		
	Zone I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph	Zones I et II 135 mph	Zone III 150 mph	Zone IV 165 mph
<b>Catégorie d'exposition B</b>						
600	5 (6)	5 (6)	8	4 (6)	4 (6)	6
900	6	7	11	5	6	9
<del>1000</del> 1200	8	8 9	14	6	7	11
<b>Catégorie d'exposition C</b>						
600	6	8	10	6	7	8
900	9	11	14	8	10	12
1200	11	14	18	10	12	16
<b>Catégorie d'exposition D</b>						
600	7	9	11	7	8	10
900	10	13	16	9	11	14
1200	13	16	21	12	14	18

3. Le nombre total minimum de clous ordinaires 8d / clous de boîte 10d par feuillard métallique en V par ferme est :
- Ferme légère : 6 (3/bande) Indiqué en (6) ci-dessus lorsqu'il s'applique ci-dessus.
  - Ferme moyenne : 8 (4/bande)
  - Ferme lourde : 10 (5/bande)
  - Ferme supportant la croupe : 12 (6/bande)

**Figure I16 : Extrait du tableau 1.5.6.9.10-1, y compris la note 3**

- Selon le tableau, un minimum de 8 clous est requis par feuillard. **Note 3** le nombre minimum de clous pour un 2x4 est de 6.
- Fournir un minimum de 8 clous (8d communs/10d en boîte) par feuillard .
- Séparez les clous (4/4) entre les deux bandes du feuillard.

## 2. Déterminer la connexion minimum des chevrons de débord sur les murs de toitures.

Le tableau ci-dessous récapitule la force de soulèvement par connexion mur-chevron de débords.

Espacement chevron de débord	Longueur du chevron de débord	Zone tributaire	Pression du vent (3 o/h)	force de soulèvement de la connexion
510 mm	775 mm	0,40 m <sup>2</sup>	5 kPa	2,0 kN

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.8-3](#) avec les données d'entrée suivantes :

- Capacité de connexion de 2,0 kN ou plus

Voir la figure I17 pour l'extrait de la table.

Nombre total de clous (les deux bandes)	Maximum Différence maximale (entre les bandes)	Capacité totale du feuillard métallique 8d ordinaire ou 10d à boîte (kN)	Capacité totale de l'attache en V Clous ordinaire 10d (kN)
4	0	2.2	2.8
5	1	2.8	3.5
6	1	3.3	4.2
7	1	3.9	4.9
8	1	4.4	5.6
9	1	5.0	6.3
10	2	5.5	7.0
12	2	6.6	8.4
14	2	7.7	9.8

**Figure I17 : Extrait du tableau 1.5.6.9.8-3**

→ Utilisez (4) 8d ordinaire / 10d à boîte.

→ Répartissez les clous (2/2) entre les deux bandes du feuillard.

### 3. Déterminer les exigences minimales pour les feuillards métalliques

Déterminer le calibre et la résistance minimaux du feuillard en fonction du nombre maximal de fixations requises par bande. Dans ce cas, c'est la fixation ferme / chaînage supérieur qui nécessite le plus grand nombre de fixations.

Utiliser [Tableau 1.5.6.9.2](#) avec les entrées suivantes :

- (4 max par bande) 8d ordinaire/10d à boîte

Voir Figure I18 pour l'Extrait du tableau.

Strap Gauge	Strap Material	8d common or 10d box nails	10d common nails
20	Grade 33	6	5
20	Grade 40	7	6
20	Grade 50	8	7
16	Grade 33	10	8
16	Grade 40	12	9
16	Grade 50	14	11

**Figure I18 : Extrait du tableau 1.5.6.9.2-2**

→ Fournir feuillard métallique de 1,25 po de large, résistance Grade 33, matériau de calibre 20.

### Résumé de conception

Élément	Conception	Notes
lattes	2x4 (plat) à 0,51 m	
liaison latte-ferme	(4) Clous à boîte de 16d	
fermes	« Léger » à 1,0 m max typique (première ferme	Contreventement de la membrure inférieure,

	intérieure à 0,4 m)	connecté au chaînage supérieur sous les murs de toiture
Chevrons de débord extérieur	2x4 à 0,51 m (sous chaque latte)	Aucun blocage au niveau des murs de toiture
Chevrons de débord intérieurs	2x4 sur les murs intérieurs	Bloc à mi-portée
Panneaux CGI	22 mm x 0,45 mm (calibre 24), 228 MPa	
Fixation panneaux CGI	Clou à tige torsadée 10d, rondelle de 8 mm tous les deux ondulations, sauf dans les zones de bord des murs de toiture extérieurs, où chaque ondulation est requis.	
Connexions aux poutres	Feuillard métallique de calibre 20, grade 33 minimum, avec clous ordinaire 8d/clous à boîte 10d.	8 clous pour la connexion ferme / chaînage supérieur 4 clous pour la connexion des chevrons de débord

## plan de charpente de toiture

