

Conception et construction paracycloniques de maisons individuelles

LA RÉUNION



GOUVERNEMENT

*Liberté
Égalité
Fraternité*

Illustrations : Laubyware, DHUP, AQC

Ce guide a été rédigé par des spécialistes du Réseau Scientifique et Technique du ministère chargé du logement (CSTB) avec l'appui d'un réseau d'acteurs locaux d'Outre-mer basé en Guadeloupe, en Martinique et à La Réunion dont des groupes de travail locaux organisés par les DEAL de Guadeloupe, Martinique et de La Réunion.

Membres de l'équipe technique du CSTB :

- Philippe LEBLOND
- Réda OUSSENNAN
- Ayman EL HAJ
- Duc Toan PHAM

S O M M A I R E

5	INTRODUCTION
5	Contexte
6	Impact des cyclones sur les constructions
7	1. DOMAINE D'APPLICATION
9	2. HYPOTHÈSES DE CALCUL
9	2.1 Conditions de charge
10	2.2 Conditions sur la toiture
11	2.3 Conditions sur le nombre de niveaux
12	2.4 Conditions sur la hauteur des niveaux
12	2.5 Conditions sur les planchers
13	2.6 Coefficient de sur-résistance γ_{SR}
14	2.7 Dépendances bâties
15	3. STRUCTURE EN BÉTON
15	3.1 Matériaux
15	3.2 Disposition des murs de contreventement
19	3.3 Dispositions constructives
25	3.4 Assemblages avec les éléments de charpente
27	4. STRUCTURE EN BOIS
27	4.1 Matériaux
29	4.2 Dispositions constructives
33	4.3 Assemblage
40	4.4 Dimensionnement
43	5. BLOCS AMÉRICAINS
43	5.1 Matériaux
45	5.2 Dispositions des murs de contreventement
47	5.3 Dispositions constructives
56	5.4 Dimensionnement
57	5.5 Assemblage avec les éléments de charpente
59	5. CHARPENTE EN BOIS
59	6.1 Matériaux
61	6.2 Dispositions constructives
65	6.3 Dimensionnement
80	6.4 Assemblage

87	7. CHARPENTE MÉTALLIQUE
87	7.1 Matériaux
91	7.2 Dispositions constructives
92	7.3 Dimensionnement
100	7.4 Assemblage
101	COUVERTURE EN TOITURE
101	8.1 Matériaux
105	8.2 Dispositions constructives
111	8.3 Calcul de l'espacement entre supports de la couverture
120	8.4 Assemblage
127	AUVENT
127	9.1 Matériaux
129	9.2 Dispositions constructives
132	9.3 Dimensionnement
142	9.4 Assemblage
145	10. FENÊTRES/PORTES, PROTECTIONS ET RENFORTS
145	10.1 Hypothèses de dimensionnement au vent et aux chocs
146	10.2 Caractéristiques de porosité des protections
149	10.3 Choix des matériaux
150	10.4 Choix des fenêtres/portes
153	10.5 Choix des protections et de leur renfort
157	10.6 Résistance des protections
159	10.7 Mise en œuvre
163	11. CHAUFFE-EAU SOLAIRE INDIVIDUEL (CESI)
163	11.1 Domaine d'application
163	11.2 Matériaux
166	11.3 Mise en œuvre des CESI à thermosiphon
171	PRINCIPALES RÉFÉRENCES
172	Annexe A : Tableaux de dimensionnement pour la maçonnerie
174	Annexe B : Hypothèses de charges pour la maçonnerie
175	Annexe C : Hypothèses de charges pour les constructions à ossature bois

INTRODUCTION

Contexte

La prise en compte de l'aléa cyclonique lors de la construction des bâtiments dans les territoires concernés par l'aléa est une réalité de longue date. Plusieurs documents de référence ont été rédigés à la fin du xx^e siècle pour apporter une première pierre à la formalisation de pratiques communes. La mise en place d'une réglementation nationale relative au risque cyclonique, les profondes évolutions normatives (Eurocodes, bureaux de normalisation locaux) ainsi que les modifications des modes constructifs nécessitent de prolonger ce travail. Dans ce contexte, le ministère chargé du logement, le ministère chargé de la prévention des risques et le ministère chargé des Outre-mer ont souhaité unir leurs actions pour préciser les règles techniques pour la conception et la construction des bâtiments dans les zones exposées aux cyclones.

L'objectif principal de ce guide est de mettre à disposition des acteurs de la construction des règles et des documents techniques adaptés à leur activité et à leur territoire afin de faciliter la prise en compte de l'aléa cyclonique au cours des phases de conception et de réalisation des constructions neuves. Il complète les règles de l'art existantes et pourra servir de base au développement des règles de l'art à venir.

Le présent guide est destiné aux concepteurs et constructeurs d'ouvrage courants. Il est nommé **guide de conception et construction paracycloniques de maisons individuelles (guide C2PMI)** et concerne essentiellement **les maisons individuelles de taille courante** (domaine d'application détaillé dans le chapitre 1). **Ce guide est cité dans l'arrêté du [date] relatif à la classification et à la prise en compte du risque de vents cycloniques dans la conception et la construction des bâtiments situés à La Réunion et à Mayotte. Il vaut présomption de conformité à la réglementation pour le domaine d'application qu'il couvre.** Il n'a pas vocation à se substituer à l'usage de professionnels qualifiés exerçant leur responsabilité professionnelle sur l'ouvrage mais davantage à assurer un niveau de sécurité suffisant et généralisé en cas de survenance d'un événement cyclonique.

Pour les conceptions plus complexes ou pour rechercher une optimisation de matière, un guide pédagogique non réglementaire complète le présent guide en détaillant les informations qui ont servi à son établissement et en proposant des méthodes alternatives qui permettent de couvrir davantage de situations. En sus, des fiches pratiques ont été rédigées à l'attention des entreprises de construction et des artisans afin de transcrire les règles du présent guide en prescriptions relatives à la mise en œuvre des bâtiments en zone cyclonique. Contrairement au guide C2PMI, le guide pédagogique et les fiches pratiques n'ont pas valeur de preuve de la réglementation et sont donc de nature informative.

Impact des cyclones sur les constructions

Une conception adaptée des bâtiments permet de réduire significativement l'impact des cyclones. L'exposition du bâti au vent, sa compacité, sa hauteur et la forme de sa toiture sont autant de paramètres sur lesquels une réflexion est nécessaire pour diminuer les sollicitations exercées sur les constructions lors d'un événement cyclonique. Le choix du système constructif, la qualité des matériaux et des assemblages ont également une influence sur la résistance du bâti.

Il est bon de rappeler qu'au-delà d'une conception intelligente, le respect des règles d'urbanisme et des règles de la construction en vigueur est un prérequis qui permet de limiter les dégâts liés aux cyclones. Ces règles doivent s'appliquer en prenant en compte les autres objectifs d'un projet de construction tels que la qualité d'usage, l'accessibilité, la performance énergétique et tout ce qui a trait aux besoins des occupants.

DOMAINE D'APPLICATION

Le présent guide fixe les dispositions permettant de **garantir la stabilité des éléments structuraux** – structure et charpente – **et non structuraux** – couverture, fenêtres/portes, occultations et auvent – sous actions cycloniques.

Les bâtiments concernés sont **les maisons individuelles ou bâtiments d'habitation individuelle de forme simple¹ ayant une surface au sol inférieure à 200 m²**. Ils ont au maximum 2 ou 3 niveaux selon le système structural du bâtiment.

L'utilisation du présent document exige par ailleurs le respect des règles de conception, de calcul et de réalisation qui s'appliquent en situation courante stipulés par certains DTU ou Avis Techniques.

Les constructions qui n'entrent pas dans le domaine de validité du présent document doivent être correctement dimensionnées à partir des règles générales (DTU, Eurocodes, textes réglementaires...) en fonction de la localisation et des conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Le guide C2PMI est applicable uniquement dans le cadre strict formé par l'ensemble des hypothèses énoncées dans le chapitre 2 (nombre de niveaux, hauteur maximum...).

Une modification de l'usage du bâtiment après réception des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage sort du domaine d'application du présent document.

¹ Forme carrée ou rectangulaire dont le rapport Longueur/Largeur n'excède pas 2,5.

HYPOTHÈSES DE CALCUL

2.1 Conditions de charge

2.1.1 Charges cycloniques

2.1.1.1 Vitesse de référence du vent

Pour le présent guide, la charge de vent a été déterminée par une méthode alternative à celle de l'Eurocode 1 partie 1-4 (NF EN 1991-1-4) et son annexe nationale française fondée sur l'exploitation de cartes de coefficients d'exposition $c_e(z)$ spécifiquement dédiées aux Départements et Régions d'outre-mer. La définition des paramètres clés – coefficient d'exposition et pression dynamique de pointe – reste néanmoins cohérente avec celle donnée dans les Eurocodes.

La valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ à utiliser pour les vérifications est de 38 m/s (période de retour de 50 ans¹).

2.1.1.2 Calcul de la pression dynamique de pointe via les coefficients d'exposition

■ Calcul du coefficient d'exposition $c_e(z)$

Pour un événement cyclonique donné, les caractéristiques topographiques du terrain et la nature de l'environnement atténuent ou accroissent localement la vitesse du vent. Par conséquent, la sollicitation aérodynamique des ouvrages est fonction de leur implantation géographique.

Pour chaque territoire concerné par le risque cyclonique, sont disponibles des cartes de **coefficients d'exposition $c_e(z)$** . Sur ces cartes, les coefficients $c_e(z)$ sont définis en chaque point pour quatre hauteurs de référence et prennent en compte la rugosité et l'orographie du terrain au sens de l'Eurocode NF EN 1991-1-4 et son Annexe Nationale². Les valeurs de $c_e(z)$ sont disponibles sur le site internet *Géorisques*.

L'utilisation de ces coefficients d'exposition présente des limites :

- ils ne sont pas applicables pour les bâtiments dont une des dimensions excède 250 m ;
- ils ne sont pas applicables pour les bâtiments dont la hauteur excède 50 m ;
- les valeurs ne sont pas fournies pour certaines zones des territoires.

Une notice expliquant la démarche d'exploitation des données est disponible sur le site *Géorisques*.

1 La période de retour à considérer pour le dimensionnement des éléments du bâtiment dépend de la catégorie d'importance du bâtiment. Les bâtiments visés par le présent document sont en catégorie II pour laquelle la période de retour à retenir est de 50 ans. Pour des ouvrages qui nécessitent une continuité de fonctionnement tels que les bâtiments refuges, la période de retour est de 100 ans.

2 Lorsqu'il sera fait référence à l'Annexe Nationale et à son application dans le présent guide, la vitesse de référence du vent à retenir sera celle de la réglementation rappelée dans le paragraphe § 2.1.1.1 de ce guide.

Il est à noter qu'il sera toujours nécessaire de tenir compte de l'environnement de l'ouvrage à construire. Celui-ci peut influencer localement l'exposition aux vents. Cela peut être dû, par exemple, à des bâtiments dont la hauteur est sensiblement plus élevée que le bâtiment considéré.³

Pour les cas non traités, il est nécessaire de se référer aux méthodes fournies par l'Eurocode NF EN 1991-1-4 et son Annexe Nationale (à l'exception des valeurs relatives à la vitesse de référence du vent dont la valeur à retenir est celle de la réglementation rappelée au § 2.1.1.1 du présent guide).

■ Calcul de la pression dynamique de pointe q_p

Les coefficients d'exposition déterminés permettent de calculer la pression dynamique de pointe localement, corrigée des effets de rugosité et d'orographie, à partir de la valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,0}$ telle que définie dans la partie 2.1.1.1.

Soit $c_e(z)$ la valeur locale du coefficient d'exposition à la hauteur z , la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ à considérer pour le dimensionnement au vent est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z) = c_e(z) \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

Avec $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$, q_p en Pa, v_b en m/s et $v_b = v_{b,0}$ car $c_{dir} = c_{season} = 1$ en situation cyclonique.

Alternativement, il est possible d'utiliser la méthode générale de calcul de la pression dynamique de pointe fournie par l'Eurocode NF EN 1991-1-4 et son Annexe Nationale. Les vitesses de référence à retenir sont celles de la réglementation paracyclonique.

2.1.2 Charges permanentes

Les charges permanentes, poids propre du plancher compris, agissant sur les planchers des structures en maçonnerie chaînée ou en béton armé ne doivent pas dépasser $6,25 \text{ kN/m}^2$.

Les hypothèses sur les masses des différents composants de la structure sont détaillées en annexe B pour la maçonnerie chaînée et le béton armé, en annexe C pour les bâtiments en bois.

2.2 Conditions sur la toiture

Pour les bâtiments en maçonnerie chaînée et en béton armé, les toitures concernées par le présent document sont de deux types :

- **les toitures légères sans plancher haut en béton** : charpentes avec couverture légère pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est inférieure à 70 kg/m^2 y compris 15 kg/m^2 d'équipements en toiture⁴.
- **les toitures lourdes** :
 - toitures-terrasses en béton ;
 - charpentes avec couverture légère et plancher haut en béton ;
 - toitures sous forme de plancher rampant en béton (sur poutre ou charpente en béton) ;
 - toute charpente avec une couverture telle que la charge totale projetée est comprise entre 70 et 375 kg/m^2 .

³ Selon l'article 4.3.4 de l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1991-1-4 (Eurocode 1) : « Lorsque la construction doit se situer à proximité d'une autre construction dont la hauteur est au moins égale à deux fois la hauteur moyenne des constructions avoisinantes, elle pourrait alors être exposée (selon les caractéristiques de la construction) à des vitesses augmentées pour certaines directions de vent. Il convient de tenir compte de ce type de cas. »

⁴ Panneaux photovoltaïques ou thermiques. Les chauffe-eaux solaires nécessitent une étude complémentaire : se référer au chapitre 11.

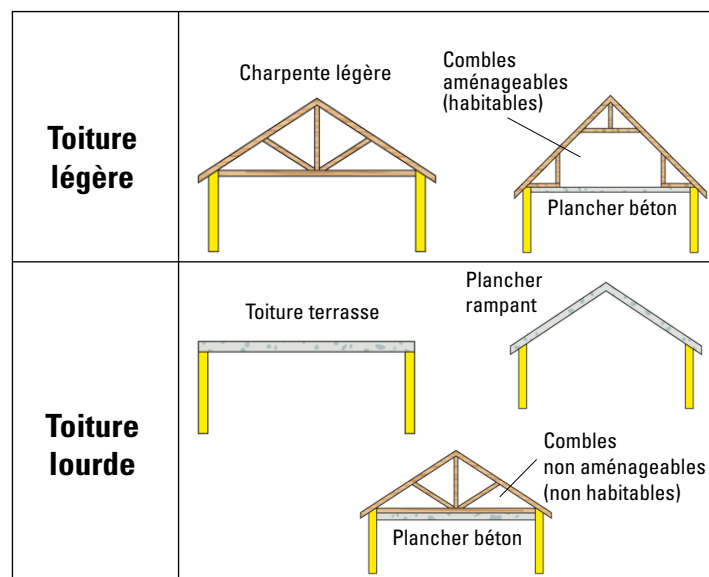


Figure 1 : Illustration des types de toiture

NOTE

Les toitures lourdes ne concernent que les ouvrages neufs visés dans le présent document. Il est **extrêmement dangereux d'ajouter une toiture lourde sur un ouvrage existant** sans une étude d'ingénierie et un renforcement adapté.

Pour les constructions à ossature bois, les dispositions du guide ne s'appliquent que pour celles munies de :

- **toitures légères**, pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est inférieure à 70 kg/m^2 , y compris 15 kg/m^2 d'équipements en toiture ;
- **toitures semi-lourdes**, pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est comprise entre 70 kg/m^2 et 120 kg/m^2 , y compris 15 kg/m^2 d'équipements en toiture.

2.3 Conditions sur le nombre de niveaux

Le présent guide concerne les constructions dont le nombre de niveaux est au maximum :

- trois niveaux (R+2) pour les constructions en maçonnerie chaînée et en béton, hors toiture lourde ;
- deux niveaux (R+1) pour les constructions en maçonnerie chaînée et en béton ou en acier, dans le cas des toitures lourdes ;
- deux niveaux (R+1) pour les ossatures bois.

Les vides sanitaires dont la hauteur n'excède pas 1,20 m, clos par un mur sur toute leur périphérie, ne sont pas comptés comme un niveau. Lorsque la valeur de 1,20 m est dépassée, il convient de se référer à la condition suivante concernant les sous-sols. Un sous-sol partiellement enterré est considéré comme un niveau dès lors que la surface en élévation des murs périphériques du sous-sol visible depuis l'extérieur dépasse 50 % de la surface totale des murs périphériques du sous-sol.

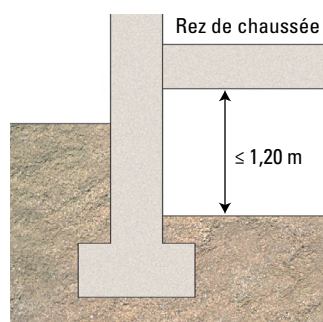
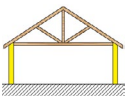
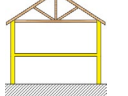
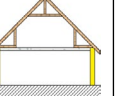
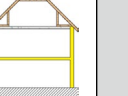
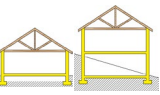
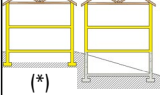
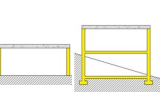
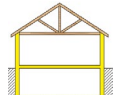
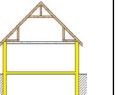
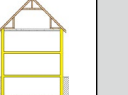


Figure 2 : Vide sanitaire non considéré comme un niveau : condition sur la hauteur

Les **combles** non habitables ne sont pas considérés comme un niveau. En revanche, les combles habitables ou aménageables sont considérés comme un niveau.

		1 niveau	2 niveaux		3 niveaux		
		Tous matériaux	Maçonnerie, bois, béton	Acier	Maçonnerie, béton	Acier	Bois
Terre-plein ou vide sanitaire de hauteur ≤ 1,2 m	Toiture légère						
	Toiture lourde ou semi-lourde						
Sous-sol ou vide sanitaire compté comme niveau	Toiture légère						
	Toiture lourde ou semi-lourde						
Sous-sol non compté comme un niveau	Toiture légère						
	Toiture lourde ou semi-lourde						

(*) Seulement si sous-sol ou vide sanitaire en maçonnerie chaînée ou en béton armé

 Non applicable

Tableau 1 : Domaine d'application en fonction du nombre de niveaux et de la nature de la toiture

2.4 Conditions sur la hauteur des niveaux

La hauteur de plancher ne doit pas dépasser 3 m. Ce cas couvre celui des sous-sols pris en compte, dont la hauteur serait inférieure ou égale à 2,80 m, surmontés d'un niveau de rez-de-chaussée dont la hauteur serait inférieure ou égale à 3 m.⁵

La hauteur entre le niveau du terrain fini le plus bas entourant la construction et le plancher bas du dernier niveau ne doit pas excéder 8 m.

2.5 Conditions sur les planchers

Les planchers relient l'ensemble des murs de contreventement. La longueur et la largeur de la trémie doivent être inférieures ou égales respectivement à la moitié de la longueur et de la largeur du bâtiment, sans être, dans tous les cas, supérieure à 4 m.

5 Dans le cas de d'étage en double hauteur ou de mezzanine, une étude spécifique doit être menée par un professionnel.

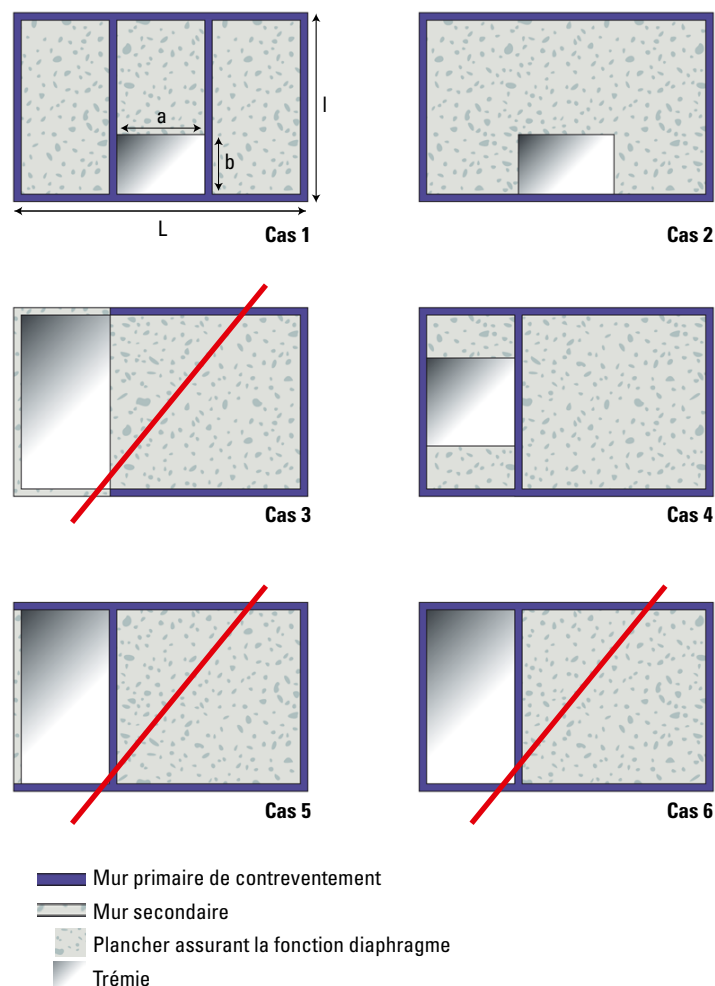


Figure 3 : Condition sur les dimensions des trémies

2.6 Coefficient de sur-résistance γ_{SR}

Les précédents épisodes cycloniques ont montré que les sinistres majeurs ont pour origine une rupture au niveau d'un assemblage. Afin de limiter les ruptures brutales au niveau d'une liaison et de mieux maîtriser les lieux d'apparition de défaillances, un coefficient de sur-résistance, noté γ_{SR} , est appliqué.

Ce coefficient de sur-résistance fixé à $\gamma_{SR} = 1,5$ s'applique au calcul des assemblages suivants :

- les assemblages entre structure et charpente du bâtiment ;
- les assemblages entre structure légère (ossature bois ou métallique par exemple) et fondations ;
- les assemblages entre structure/charpente d'un auvent et structure/charpente du bâtiment ;
- les assemblages entre les menuiseries des fenêtres et leur support structural ;
- les assemblages entre charpente et tôle de couverture ;
- les assemblages des éléments non structuraux rapportés (panneau solaire, CESI, etc.).

Ce coefficient porte sur l'ensemble de l'assemblage qui comprend les ancrages, sa liaison avec l'élément de structure et les organes d'assemblage (type équerre, platine, sabot, étrier à âme...) et s'applique aux efforts que subit l'assemblage.

2.7 Dépendances bâties

Les dépendances des maisons individuelles et bâtiments assimilés sont les ouvrages annexes à l'habitation qui ne sont pas destinés à être occupés pendant un événement cyclonique. La réglementation prévoit qu'elles soient classées en catégorie I. Elles peuvent être conçues selon les règles spécifiques de cette catégorie ou selon le présent guide moyennant l'application d'un coefficient de réduction sur les charges de vent.

NOTE

Le coefficient de sur-résistance du paragraphe 2.6 reste applicable.

Les règles de moyen présentées dans le présent guide sont définies selon la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ au lieu d'implantation du bâtiment. Pour les dépendances, il convient de multiplier la pression calculée selon le paragraphe 2.1.1.2 par un coefficient de 0,85.

STRUCTURE EN BÉTON

3.1 Matériaux

Le choix des matériaux et produits de construction a une importance essentielle pour la sécurité et la durabilité des bâtiments. Le présent guide indique des critères de choix qui permettent de sélectionner les produits. Les performances répondant aux critères doivent être indiquées par le fabricant et se retrouvent directement sur le produit ou sur l'étiquette qui l'accompagne. Pour que ces informations soient utilisables, il est nécessaire qu'elles soient indiquées dans un format bien précis : celui lié au marquage CE.

3.1.1 Béton

Pour le béton des éléments structuraux, il convient d'utiliser :

- un béton prêt à l'emploi, de classe C25/30 minimum (classe S3 au moins, classe S4 recommandée).
- un béton de ciment fait sur place, de consistance plastique (classe S3 au moins), dosé au minimum à 400 kg/m³ de ciment, et confectionné avec des granulats de diamètre 10 mm au plus pour les chaînages verticaux et 14 mm au plus pour les chaînages horizontaux.

L'ajout d'eau sur chantier est interdit. Le sable de mer, même lavé, est interdit. Le gravier doit être lavé. La cure du béton est obligatoire conformément aux prescriptions du NF DTU 21.

3.1.2 Armatures

Les armatures utilisées pour les chaînages ou les éléments coulés en œuvre sont à haute adhérence et de limite élastique 500 MPa. Les aciers pour béton armé utilisés sont conformes à l'une des normes suivantes : NF A 35-014, NF A 35-024, NF A 35-025, NF A 35-080-1 ou NF A 35-080-2.

Les armatures sont de classe B ou C au sens de NF EN 1992-1-1 en dehors des armatures de montage.

Les épaisseurs minimales d'enrobage des armatures dans le béton issu de l'application de l'Eurocode 2 et son annexe nationale à respecter sont¹ :

- 3,5 cm en zone d'exposition courante (XC3) ;
- 4,5 cm en zone d'exposition marine (XC3/XS1).

Les treillis soudés sont admis pour les murs et les planchers.

3.2 Disposition des murs de contreventement

Ces dispositions ne se substituent pas aux obligations découlant d'autres réglementations concernant la porosité des façades, notamment la Réglementation Thermique, Acoustique et Aération RTAA DOM. En cas de contradiction, des modélisations particulières s'imposent.

¹ Il est possible d'optimiser les épaisseurs d'enrobage en fonction de l'environnement et du système d'étanchéité ou d'imperméabilisation retenus, à condition d'en assurer la durabilité par un entretien régulier.

Les panneaux de contreventement ont une épaisseur minimale de 15 cm. Leur longueur est d'au moins quatre fois leur épaisseur, sans descendre en dessous de 0,4 h avec h la hauteur d'étage. Si cette condition de longueur minimale n'est pas respectée, les éléments sont considérés comme des poteaux.

Le bâtiment doit disposer d'au moins deux panneaux de contreventement parallèles dans chaque direction principale. Les panneaux peuvent être considérés comme parallèles si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas 15°. Il est recommandé de concevoir des bâtiments approximativement symétriques en plan en ce qui concerne la répartition des masses et des sections de contreventement, au moins dans la plus grande dimension en plan de la structure.

Les murs de contreventement en voile béton armé peuvent comporter de petites ouvertures dans les conditions définies au § 3.3 Dispositions constructives. Dans le cas d'un mur en béton armé comportant des ouvertures dépassant les limites précédentes (pour être compatible avec les dispositions de la Réglementation Thermique Acoustique et Aération appelée également RTAA DOM), chaque trumeau est à considérer comme un mur indépendant.

Il est de bonne conception, en matière cyclonique, de retenir en priorité comme panneaux de contreventement les murs placés sur le contour extérieur de la construction. Dans le cas où une véranda ou une coursive est présente sur le pourtour du bâtiment, le contreventement peut être assuré par les murs porteurs les plus proches de la périphérie.

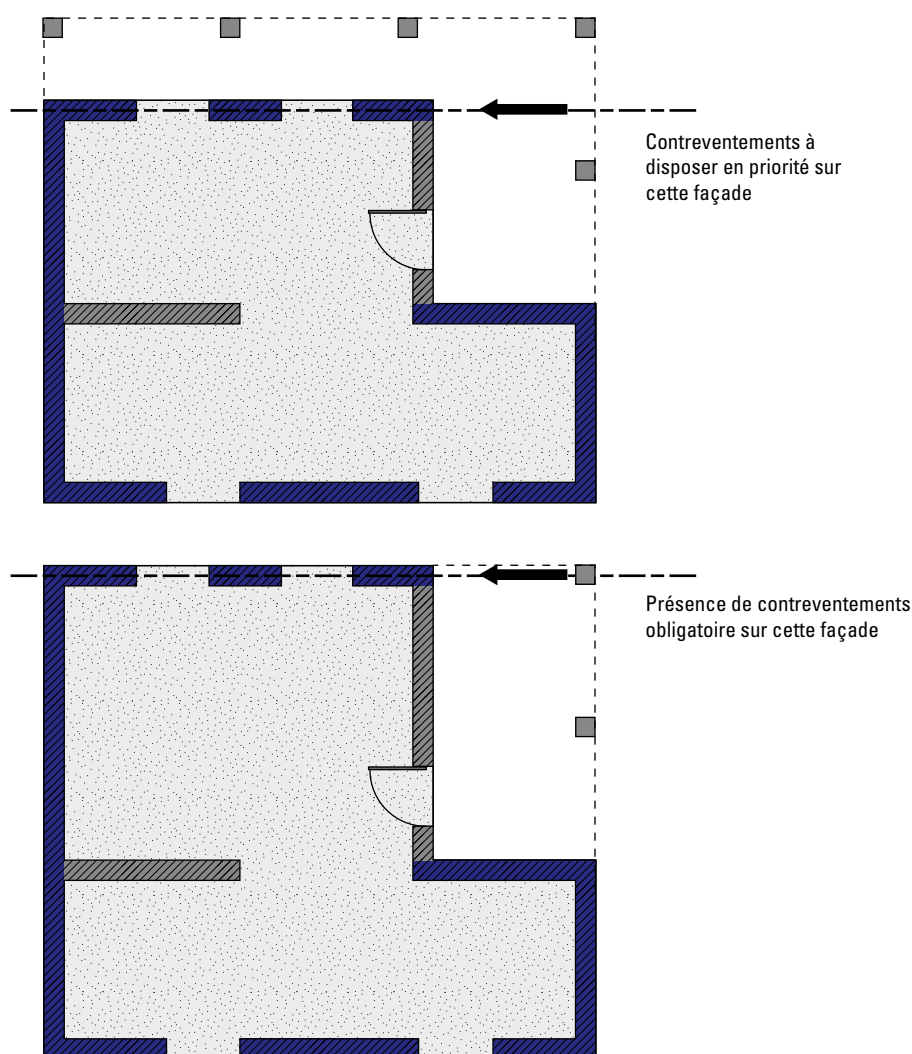


Figure 4 : Dispositions des panneaux en périphérie
(Les ouvertures sont à titre indicatif)

À chaque niveau, les charges verticales reprises par les éléments secondaires (les éléments dont la résistance n'est pas prise en compte dans le contreventement du bâtiment : poteau, mur de longueur inférieur à 1.2 par exemple) ne doivent pas excéder 20 % des charges verticales totales reprises au

niveau considéré. À défaut d'effectuer une descente de charges, la règle précédente peut être considérée comme satisfaite en procédant comme suit : la somme des largeurs de planchers reprises par les éléments secondaires ne doit pas excéder plus de 20% de la somme des largeurs reprises par les murs primaires de contreventement, dans chacune des deux directions de la construction.

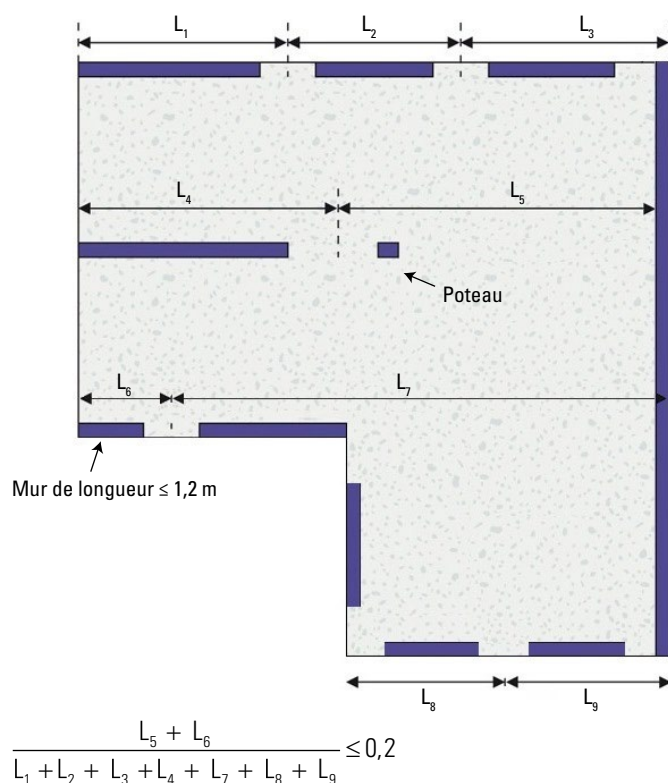
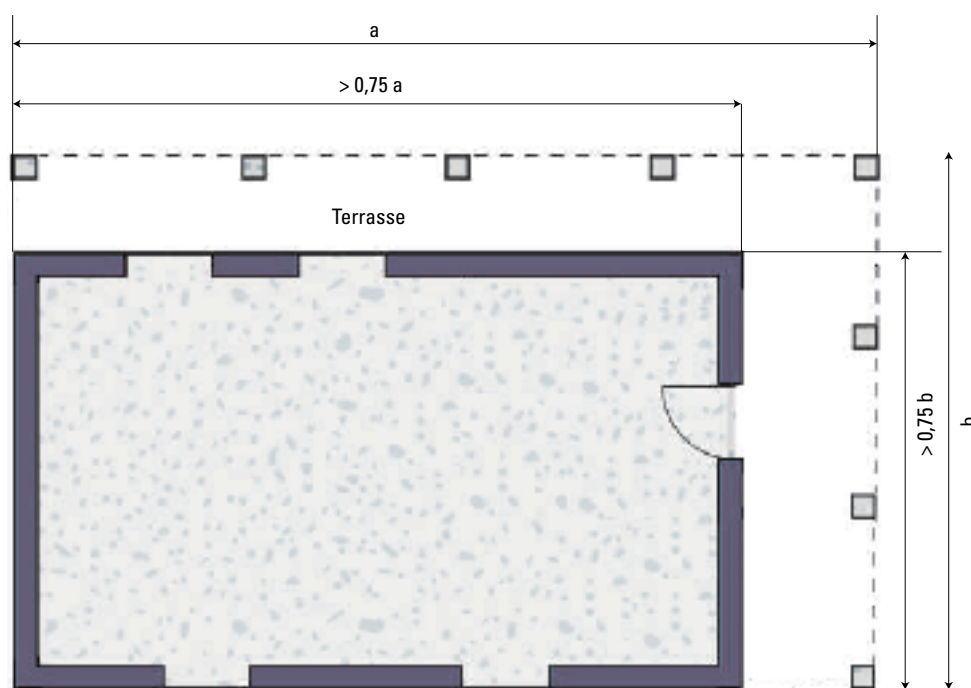


Figure 5 : Condition sur les éléments secondaires

Pour chacune des deux directions, la distance entre les deux panneaux de contreventement parallèles les plus éloignés doit être supérieure ou égale aux 3/4 de la longueur de la façade périmétrique perpendiculaire à leur plan.



Les traits en pointillés indiquent les limites du diaphragme horizontal ramenant les charges sur les contreventements.

Figure 6 : Espacement entre murs de contreventement opposés
(Les ouvertures sont à titre indicatif)

Dans les deux directions, le rapport entre la longueur cumulée des murs de contreventement extérieurs sur une face du bâtiment et la longueur des contreventements de la façade opposée doit être compris entre 0,4 et 2,5. Les murs de contreventement extérieurs sont définis ici comme les murs distants de moins de 0,25 L de la rive du bâtiment, où L est la dimension du plancher perpendiculairement au mur considéré.

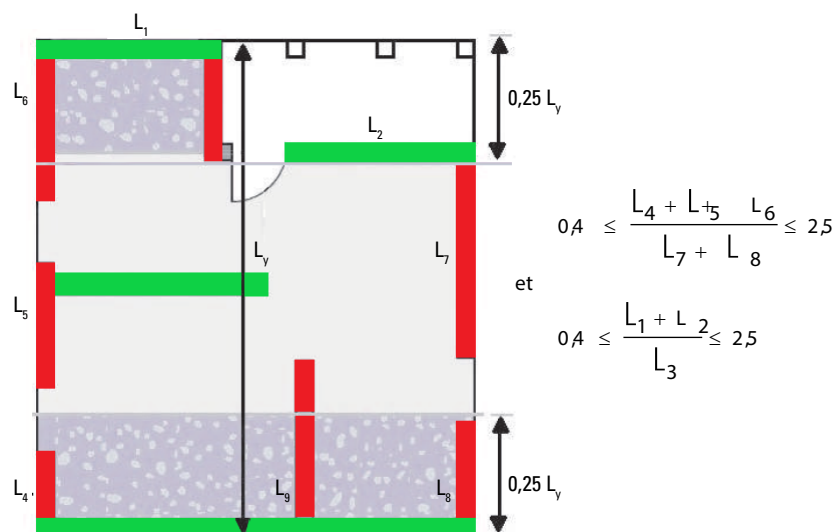


Figure 7 : Dispositions des murs de contreventement limitant l'effet de torsion
(Les ouvertures sont à titre indicatif)

Chaque élément de contreventement doit être continu de son sommet jusqu'à sa fondation. Le décalage horizontal de panneaux de contreventement d'un même plan vertical entre étages et rez-de-chaussée n'est pas admis.



Continuité des panneaux de contreventement



Mur de contreventement d'étage non fondé : non admis



Absence de transmission directe des efforts :
non admis en maçonnerie et en béton armé, sous réserve
pour les structures métalliques ou bois

Figure 8 : Continuité verticale des panneaux de contreventement jusqu'aux fondations

3.3 Dispositions constructives

3.3.1 Armatures minimales des murs

Les armatures minimales des murs secondaires en béton armé sont celles de l'Eurocode 2.

Elles sont rappelées dans le tableau ci-dessous.

Type d'armatures	Murs extérieurs (façade/pignon à l'exclusion de ceux protégés par un bardage)		Murs intérieurs et autres murs
	Section min d'acier en cm ² (fyk = 500 MPa)	Espacement maximum	Section min d'acier en cm ² (fyk = 500 MPa)
Armatures de surface sur la face externe	Horizontales : 1,20 / ml verticales : 1,20 / ml	33 cm 50 cm	-
Chaînages horizontaux au niveau des planchers	Plancher terrasse : 1,2 + 1,88 = 3,08 Plancher courant : 1,20	-	Plancher terrasse : 1,20 Plancher courant : 1,20
Chaînages verticaux d'extrémité libre	Dernier étage : 1,20	-	Dernier étage : 1,20
Chaînages verticaux bordant les ouvertures	1,50	-	0,68 sur au moins 40 cm
Chaînages horizontaux bordant les ouvertures	1,50	-	0,80
Armatures transversales	voir § 9. 6. 4 EC2-1 -1	-	voir § 9. 6. 4 EC2-1 -1

Tableau 2 : Armatures minimales pour des murs de 25 cm d'épaisseur au plus²

3.3.2 Armatures minimales

Les armatures minimales des murs de contreventement (primaires) sont données par zones :

En zone courante :

- les chaînages verticaux, y compris ceux bordant les ouvertures, sont au minimum de 4 HA10 avec des cadres HA6 espacés d'au plus 10 cm,
- les aciers horizontaux bordant les ouvertures sont de 2 HA10 minimum,
- le chaînage horizontal périphérique de chaque plancher est d'au moins 3 cm²,
- les chaînages horizontaux au croisement de chaque mur et de chaque plancher sont d'au moins 1,5 cm² et 0,28 L avec L, la distance entre deux murs adjacents en mètre.

Les zones critiques sont définies comme suit :

- le mur de contreventement correspondant à l'étage le plus bas du bâtiment ;
- le pan de mur situé au-dessus d'un retrait horizontal de plus de 1 m de son extrémité par rapport à celle du mur sous-jacent.

Pour ces zones critiques, il convient de respecter au minimum les dispositions de la figure 10. Les chaînages verticaux d'extrémité du mur sont portés à 4 HA12 avec des cadres de diamètre 6 mm espacés d'au plus 10 cm (figure suivante).

² Source : AN EC2-1 -1 §9. 6. 2 et §9. 6. 3.

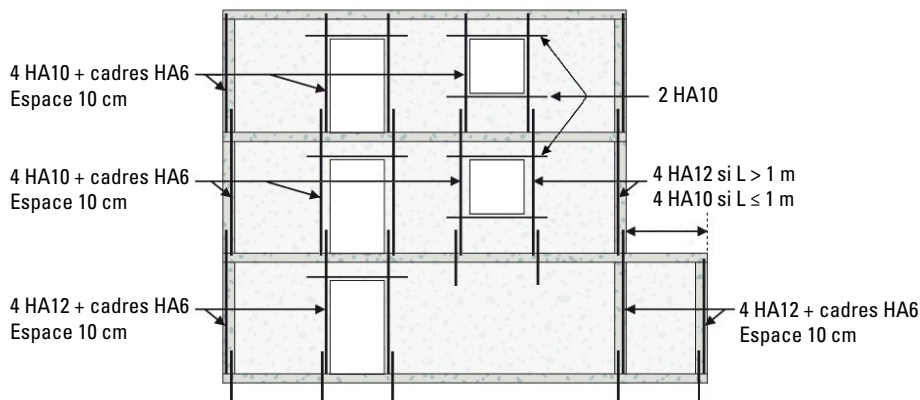


Figure 9 : Dispositions minimales des zones critiques

Le confinement des rives est assuré moyennant d'utiliser des épingles et des armatures en U d'une longueur minimale de $3.b_w$ conformément à la figure ci-dessous.



Figure 10 : Armatures en U

3.3.3 Ouvertures de petites dimensions

Les murs de contreventement en béton peuvent comporter des petites ouvertures d'au plus $0,04 \text{ m}^2$ avec un rapport des côtés compris entre 1 et 2, ces ouvertures étant distantes des bords et des autres ouvertures d'au moins 1 m. La présence de ces ouvertures ne conduit à aucun renfort particulier.

3.3.4 Planchers en béton

3.3.4.1 Planchers au sol

■ Dalle portée

Il s'agit de dalles liées aux longrines et/ou aux murs de soubassement : la dalle est traitée comme un plancher courant car celle-ci est portée uniquement par les longrines.

■ Dallage

Les dallages doivent respecter les prescriptions du DTU 13. 3 partie 1-1-2 (maisons individuelles).

3.3.4.2 Planchers en béton : en élévation ou sur vide sanitaire

■ Généralités

Sont définies les dispositions spécifiques aux planchers en béton constitués :

- d'éléments préfabriqués de poutrelles en béton armé ou précontraint et entrevous associés à une dalle de compression coulée en œuvre et armée par un treillis soudé ;
- de prédalles en béton armé ou précontraint associées à une dalle complémentaire coulée en œuvre ;
- d'une dalle coulée en place.

Les autres types de planchers en béton ne sont pas décrits dans le présent texte, mais peuvent être utilisés à condition de respecter les prescriptions des textes spécifiques les concernant (DTU ou DTA).

Trois aspects sont à considérer :

- la liaison du plancher aux éléments porteurs et/ou de contreventement ;
- le chaînage du plancher sur ses rives latérales ;
- la liaison entre façades opposées.

■ Liaison du plancher aux éléments de structure

La liaison aux éléments de structure est assurée par les armatures, continues ou en recouvrement, disposées dans ou entre les composants (joints) et/ou dans la table de compression éventuelle.

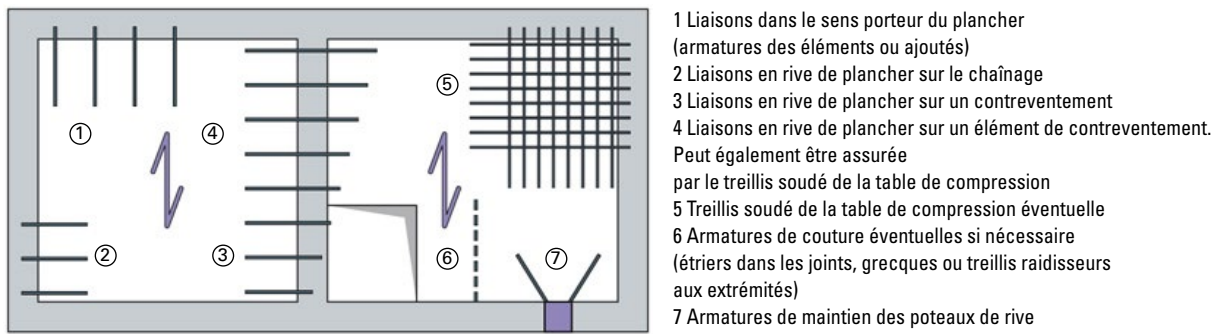


Figure 11 : Dispositions de liaison

Le plancher doit comporter dans sa zone courante une section d'acier minimale de $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans chacune des deux directions. L'espacement entre armatures ne doit pas excéder :

- 25 cm dans le cas des planchers à poutrelles et entrevous non résistants ;
- 33 cm dans tous les autres cas.

Il doit exister un chaînage périphérique continu comportant une section minimale de 3 cm^2 d'acier et un chaînage au croisement de **chaque élément de contreventement** avec le plancher de section minimale 3 cm^2 .

Les poteaux de rive doivent être liaisonnés aux planchers par une section d'acier minimale de 3 cm^2 .

Pour les poteaux d'angle, ce sont les chaînages périphériques de plancher qui assurent leur liaison au plancher.

Dans les deux directions du plancher, toutes les armatures doivent être prolongées pour être ancrées dans les chaînages.

3.3.4.3 Liaison du plancher aux chaînages en rive

La continuité du treillis soudé HA est obtenue soit par un recouvrement de 60 diamètres au moins de ses aciers constitutifs, soit par recouvrement de 3 soudures au moins du treillis soudé.

Pour le premier cas, l'ancrage est obtenu en disposant une soudure au moins du treillis soudé au-dessus des appuis avec mise en œuvre des armatures complémentaires HA assurant le recouvrement sur une longueur égale à 60 diamètres au minimum.

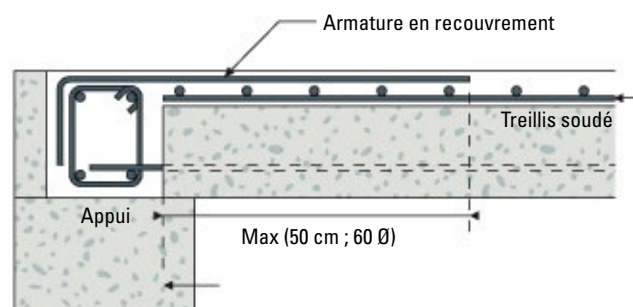


Figure 12 : Armatures en recouvrement

Pour les barres isolées hors treillis soudé, les recouvrements ainsi que les longueurs d'ancrage sont de 60 diamètres au minimum.

Les trémies doivent être bordées par un chaînage périphérique comportant $2\varnothing 10\text{HA}$ minimum si aucune des deux dimensions en plan ne dépasse 1 m, et $4\varnothing 10\text{HA}$ minimum au-delà. Si aucune des deux dimensions en plan n'excède 40 cm, les trémies doivent être bordées par une armature HA10 au minimum.

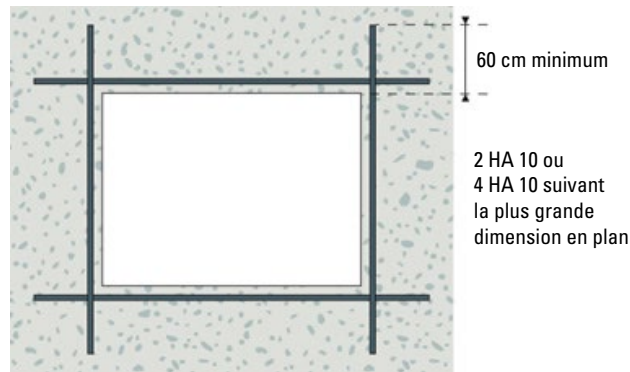


Figure 13 : Armatures des trémies

3.3.4.4 Cas particulier des planchers à poutrelles

La fonction diaphragme est assurée par la présence d'une table de compression coulée en œuvre sur toute la surface du plancher, d'épaisseur minimale 4 cm pour le cas des entrevous résistants en béton ou en terre cuite et 5 cm dans tous les autres cas.

Sur appuis de rive, les armatures des poutrelles doivent être ancrées dans les chaînages.

L'ancrage peut être assuré, à l'extrémité de chaque poutrelle, par des armatures complémentaires. Une solution consiste à disposer une épingle à plat située à mi-hauteur du chaînage dont la boucle est placée le plus proche possible du parement extérieur du chaînage (dans la mesure du respect de l'enrobage minimum) et dont la longueur est supérieure à 50 cm. Le diamètre de ces épingles doit être au minimum de 10 mm.

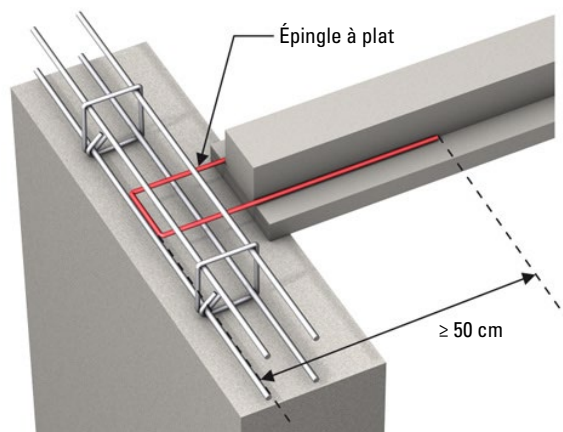


Figure 14 : Armatures d'ancrage

3.3.4.5 Cas particulier des planchers à prédalles

La fonction diaphragme est assurée par le plancher armé dans les deux directions horizontales.

Dans le sens transversal, les armatures de répartition des prédalles, complétées s'il y a lieu par des armatures ajoutées dans le béton coulé en place assurent la continuité du diaphragme à condition que leur continuité soit assurée par des armatures placées en recouvrement au droit des joints entre prédalles voisines (barres HA ou bande de treillis soudé). Les sections d'armatures doivent être au minimum constitué de $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La fonction diaphragme doit être assurée au droit des appuis intermédiaires. Ceci peut être réalisé par l'une des trois dispositions suivantes :

- recouvrement direct des armatures des prédalles ;
- recouvrement par les armatures de continuité placées en chapeau ;
- recouvrement par des armatures placées au-dessus des prédalles.

La liaison sur appuis est assurée par les armatures des prédalles ancrées dans les chaînages. À défaut, on doit disposer dans le béton coulé en place, à 1 cm au-dessus de prédalles, une bande de treillis soudé ou des aciers HA, en recouvrement avec les armatures des prédalles. Ces recouvrements doivent respecter les conditions données précédemment.

3.3.4.6 Cas particulier des planchers à dalles pleines coulées en œuvre

Les prescriptions relatives aux dalles pleines coulées en œuvre sont identiques à celles relatives aux planchers à prédalles.

3.3.5 Éléments secondaires en béton et en maçonnerie

Le présent paragraphe ne concerne que les éléments secondaires, c'est-à-dire les éléments dont la résistance et la rigidité n'est pas prise en compte dans le contreventement du bâtiment.

3.3.5.1 Poutres

La continuité mécanique du ferrailage doit être assurée entre les poutres et le système porteur ainsi qu'avec le système de contreventement. Cette continuité peut être assurée par les chaînages de planchers.

3.3.5.2 Poteaux

La dimension minimale de la section des poteaux ne doit pas être inférieure à 18 cm, sauf justification conforme à la norme NF EN 1992-1-1. Les poteaux sont réalisés sans reprise de bétonnage sur la hauteur d'un étage. Il est rappelé qu'un poteau dont la grande dimension transversale est supérieure à 4 fois la petite dimension transversale se comporte comme un mur.

NOTE

Les poteaux ne doivent pas être réalisés en blocs alvéolaires.

■ Poteaux de section rectangulaire

Leur section est au moins de 18 cm × 18 cm. Ils sont armés par 4 armatures longitudinales (au minimum 4 HA10), disposées aux 4 angles. Dans tous les cas, on disposera au moins 1 HA10 tous les 30 cm.

Les cadres HA5 minimum sont espacés au maximum de 18 cm en partie courante. On rajoutera un cadre supplémentaire en pied et en tête du poteau (de manière à avoir un espacement de 12 cm au maximum entre cadres).

■ Poteaux de section circulaire

Leur diamètre est au moins de 20 cm. Ils sont armés par au moins 6 armatures longitudinales HA, de diamètre minimal 8 mm, et régulièrement réparties à proximité du contour de la section.

Les cadres ou les cerces HA5 minima sont espacés au maximum de 16 cm en partie courante (ou 20 cm si les poteaux sont armés par des armatures HA10). On rajoutera un cadre supplémentaire en pied et en tête du poteau (de manière à avoir un espacement de 10 cm au maximum entre cadres ou 12 cm s'ils sont armés par des armatures HA10).

3.3.5.3 Murs secondaires

Les murs secondaires doivent comporter des chaînages horizontaux au niveau des planchers, espacés au maximum de 4 m et comprenant une section minimale d'armatures longitudinales de 3 cm², soit 4 HA10.

Les ouvertures ménagées dans les murs secondaires en maçonnerie et n'excédant pas 1,50 m², doivent comporter un encadrement continu correspondant à 4 HA8.

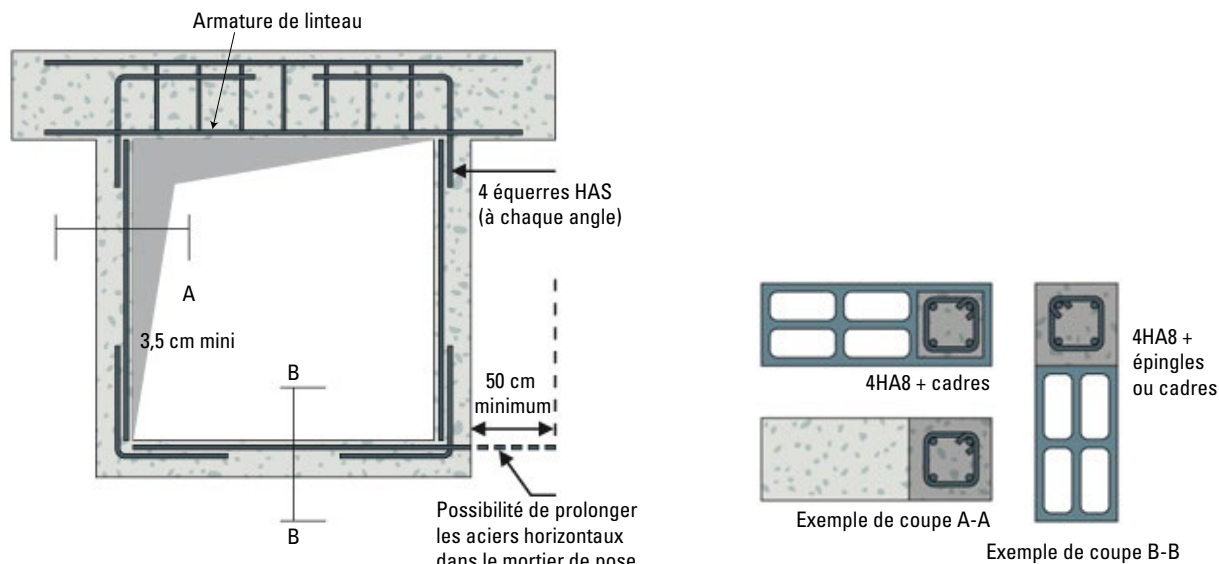


Figure 15 : Armatures d'ouvertures

Dans le cas où la surface de l'ouverture est supérieure à $1,50 \text{ m}^2$, la partie verticale de l'encadrement devient un chaînage vertical relié aux chaînages horizontaux du mur et comporte 4 HA10.

3.3.5.4 Liaisons

Lorsque les liaisons sont réalisées par des armatures, les longueurs d'ancrage et de recouvrement de ces dernières valent au minimum 60 diamètres.

L'Eurocode 2 parties 8.4 à 8.8 fournit le détail du calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement requises.

3.3.5.5 Linteaux

Les linteaux doivent respecter les mêmes prescriptions que celles établies pour les poutres.

En règle générale, les linteaux sont associés soit au chaînage horizontal dans le cas de portes-fenêtres par exemple, soit intégrés aux encadrements de baies, lorsqu'ils sont nécessaires, dans le cas d'ouvertures de petites et moyennes dimensions.

Dans le cas de portées plus importantes, les armatures principales hautes et basses du linteau doivent être ancrées dans les chaînages verticaux bordant les parties maçonnées et être continues sur le ou les poteaux intermédiaires, le linteau pouvant être dimensionné en poutre continue et l'assemblage au droit des poteaux intermédiaires pouvant être réalisé comme indiqué dans le schéma ci-après.

NOTE

Outre le respect des dispositions constructives spécifiées ci-avant, les poteaux doivent être dimensionnés conformément aux charges transférées par le linteau. Les dimensions du linteau sont établies en fonction des charges et de la portée du linteau.

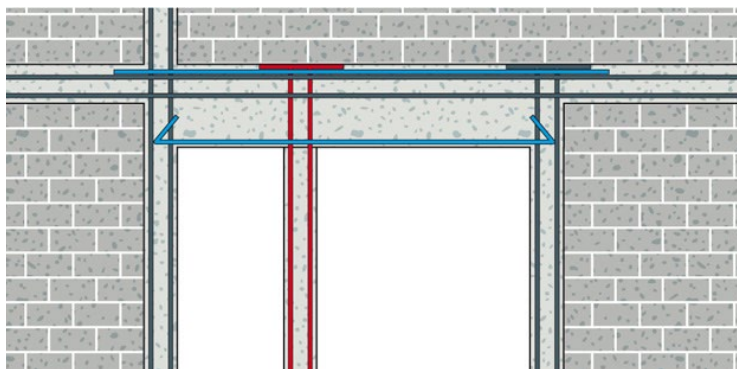


Figure 16 : Armatures longitudinales du poteau, des chaînages et du linteau

Dans certains cas (linteau préfabriqué ou coffre de volet roulant), il est possible de positionner les chaînages verticaux de manière à avoir un appui suffisant. Les longueurs de murs doivent dans tous les cas être comptées entre les bords extérieurs des chaînages verticaux.

3.3.5.6 Escaliers

Ne sont pas visés dans le présent texte :

- les escaliers en voûte ;
- les escaliers à marches en console encastrées dans un mur en maçonnerie ;
- les escaliers avec marches sans contremarche (qui doivent toujours faire l'objet d'une étude dynamique particulière).

Les limons ou volées des escaliers en béton armé doivent présenter des liaisons par armatures avec les planchers auxquels ils sont reliés, en parties haute et basse. Les longueurs d'ancrage et de recouvrement sont au minimum de 60 diamètres.

3.4 Assemblages avec les éléments de charpente

Le présent paragraphe développe la problématique des assemblages avec les éléments de charpente notamment celle de l'ancrage dans le béton.

Le dimensionnement des chevilles de fixation dans le béton est réalisé selon les prescriptions du fabricant de la cheville choisie. Ces prescriptions sont fournies dans les documents accompagnant la fixation. Lors du choix d'une cheville, il est important de connaître la nature de l'élément et le type du support. S'il s'agit de béton, il convient de connaître son état de fissuration et sa résistance. Les fixations doivent être systématiquement réalisées sur les éléments de chaînage en béton armé. Elles doivent se faire au centre du chaînage.

Lors du dimensionnement de l'assemblage, un coefficient de sur-résistance noté γ_{SR} et valant 1,5 doit être appliqué aux efforts que subit l'assemblage. Pour des exemples de force d'arrachement, se référer aux parties 6.4.4, 7.4.3 et 9.4.4.

Il faut porter attention à la profondeur d'ancrage. Dans les fiches techniques, les valeurs de résistance sont données en fonction de la profondeur d'ancrage effective h_{ef} .

La longueur de chevilles à utiliser doit être suffisante pour atteindre les aciers. Par défaut, une longueur égale à la hauteur du support moins 5 cm est nécessaire.

STRUCTURE EN BOIS

4.1 Matériaux

Le choix des matériaux et des produits de construction revêt une importance cruciale pour la sécurité et la durabilité des bâtiments. Les performances sont spécifiées par le fabricant conformément au marquage CE et sont directement affichées sur le produit lui-même ou sur l'étiquette qui l'accompagne.

4.1.1 Bois

En raison de l'influence de l'environnement fortement humide à la Réunion, on utilise des bois résineux et des bois feuillus tropicaux dont le taux d'humidité ne dépasse pas 20 % pour la fabrication des éléments structuraux. Ces bois destinés aux éléments structuraux répondent aux exigences des classes 3 ou 4 (conformément à la norme NF EN 1995-1-1 et à l'AN) et bénéficient d'une protection anti-termites. En ce qui concerne les bois destinés aux éléments non structuraux, ils satisfont aux exigences de la classe 3 (conformément à la norme NF EN 1995-1-1 et à l'AN), que ce soit grâce à leur durabilité naturelle ou à un traitement approprié.

Classe d'emploi du bois		Exposition
1		Toujours à l'abri des intempéries
2		A l'abri des intempéries Humidification occasionnelle
3	3.1	Soumis à une alternance rapide humidification/séchage
	3.2	Soumis à une alternance humidification/séchage avec stagnation d'eau
4		Soumis à humidification fréquente avec stagnation d'eau En contact avec le sol
		En contact permanent avec de l'eau de mer

Tableau 3 : Définition des classes d'emploi du bois

NOTE

Pour les projets de construction bois, une aide à la décision de classement en classe de service conventionnelle de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) est proposée par le projet « BOIS DURAMHEN ».

Les panneaux contreplaqués de type EN 636-2, les panneaux de particules de type P5 et P7, ainsi que les panneaux de fibres, ne sont pas destinés à être utilisés à des fins structurelles.

4.1.2 Assemblages métalliques

Les systèmes d'assemblage et de fixation de la structure en bois sont fabriqués en acier avec un revêtement zingué validé pour une utilisation en classe de service 2, avec un revêtement de type Z275¹ minimum. L'utilisation d'assemblages en acier inoxydable permet une meilleure durabilité.

Lors de l'utilisation des pointes et des vis, les bois feuillus d'essence tropicale sont pré-perçés.

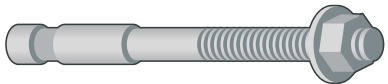
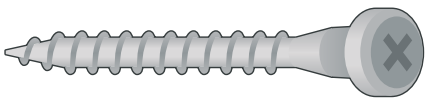
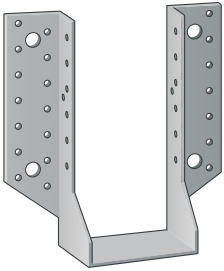
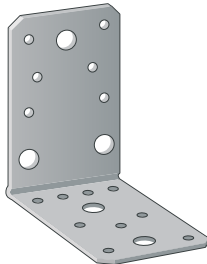
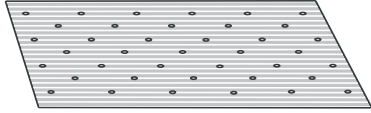
Composant	Domaine d'application	Figure
Boulon tête hexagonale	Sabots de charpente, équerres mixtes renforcées, pieds de poteau	
Goujon d'ancrage inox	Fixation dans un chaînage	
Vis	Sabot de charpente	
Vis à bois structurale	Assemblage d'éléments en bois	
Sabot à ailes extérieures	Solives, pannes, poutres lisses, butées de chevrons	
Équerre structurale	Pannes, chevrons	
Plaque perforée	Assemblage ou renfort des assemblages	
Ancrage des poteaux de murs à ossature bois « Hold Down »	Ancrage des poteaux de murs à ossature bois « Hold Down »	

Tableau 4 : Domaine d'application des composants principaux de l'assemblage

¹ Ce revêtement n'est pas adapté aux assemblages exposés aux embruns marins. Dans de telles situations, les pièces métalliques sont en acier inoxydable A2 pour des conditions normales et en A4 pour une utilisation en front de mer.

4.2 Dispositions constructives

Les murs primaires jouent un rôle essentiel en assurant à la fois la stabilité et le contreventement. Les murs secondaires, quant à eux, sont principalement responsables de la stabilité, notamment lorsque les murs comportent des ouvertures.

Le contreventement des murs est réalisé en utilisant des panneaux de voiles travaillants ou des palées de stabilité triangulées. Ces murs sont ensuite solidement fixés à la structure porteuse, qui peut être constituée des murs du niveau inférieur ou des fondations.

En ce qui concerne le plancher, la stabilité dans son plan est assurée par la mise en place de plaques en contreplaqué ou OSB3/OSB4 sur les solives, couvrant toute la surface du plancher.

4.2.1 Contreventement des murs par voiles travaillants

Les bois résineux sont employés dans la fabrication de murs en voiles travaillants, tandis que les bois feuillus ne sont pas utilisés.

Les murs sont constitués d'une ossature composée d'une lisse basse, d'une lisse haute, de deux montants d'extrémité, ainsi qu'un ou plusieurs montants intermédiaires. Ces éléments forment une structure sur laquelle un panneau à base de bois est fixé par clouage. Ces murs sont ensuite solidement fixés à la structure porteuse, qui peut être constituée des murs du niveau inférieur ou des fondations.

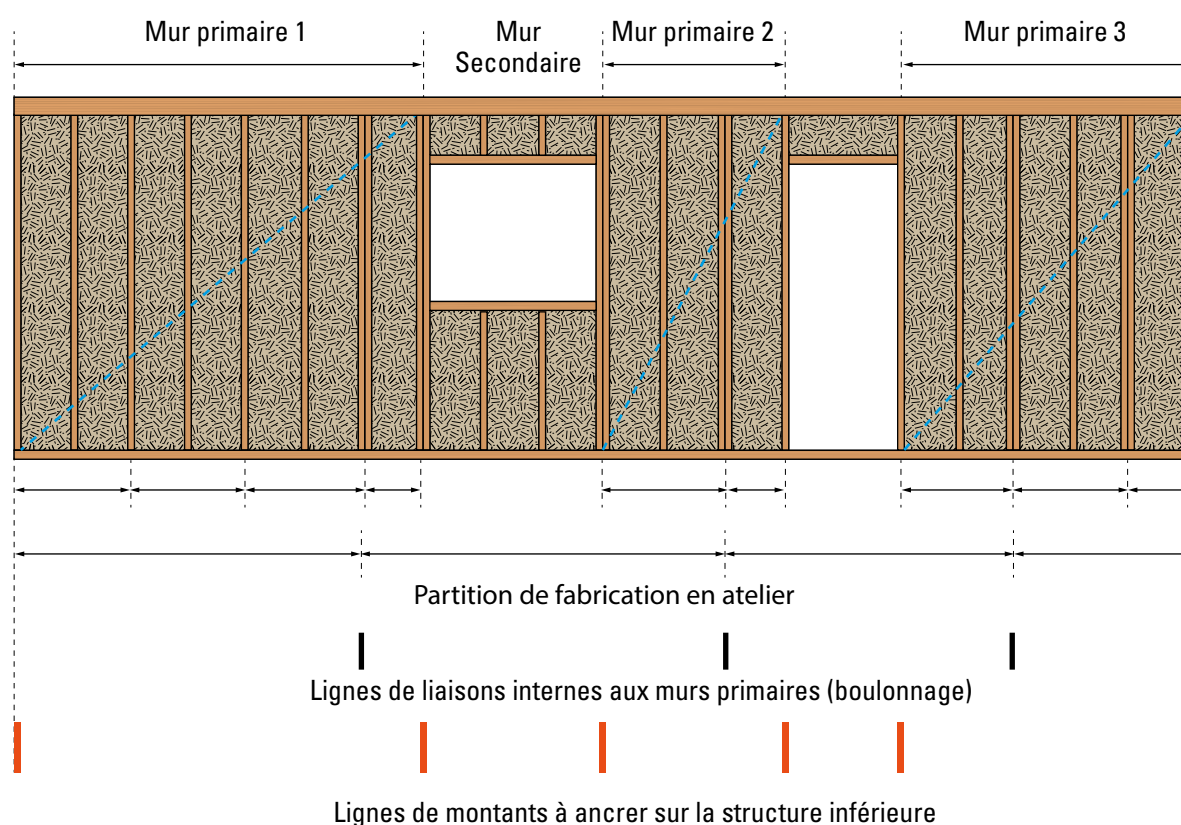


Figure 17 : Exemple de composition et de partition d'un mur en ossature bois avec voiles travaillants

4.2.2 Contreventement des murs par palées de stabilité triangulées

Ces murs sont construits avec une ossature composée d'une lisse basse, d'une lisse haute, de deux montants d'extrémité, un ou plusieurs montants et lisses intermédiaires ainsi que des diagonales fixées sur les montants d'extrémité. Les montants d'extrémité et les lisses de l'ossature sont en bois massif ou en bois massif reconstitué.

Les caractéristiques principales des murs sont les suivantes :

- la largeur entre les montants aux extrémités de la diagonale varie de 1,2 à 1,8 m, tandis que la hauteur des diagonales varie de 2,7 à 3 m ;
- les montants intermédiaires ont une épaisseur minimale de 5 cm ;
- les lisses ont la même largeur que les montants.

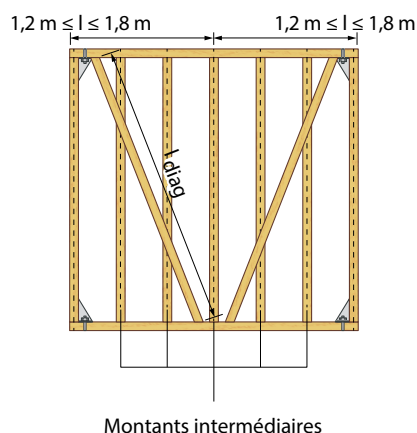


Figure 18 : Exemple de deux diagonales non-croisées avec des montants intermédiaires (type a)

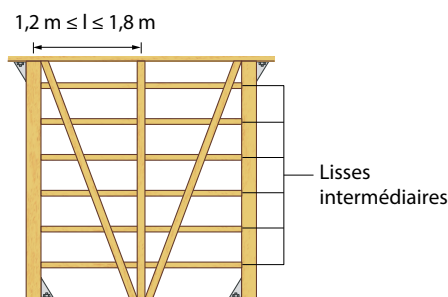


Figure 19 : Exemple de deux diagonales non-croisées avec des lisses intermédiaires (type b)

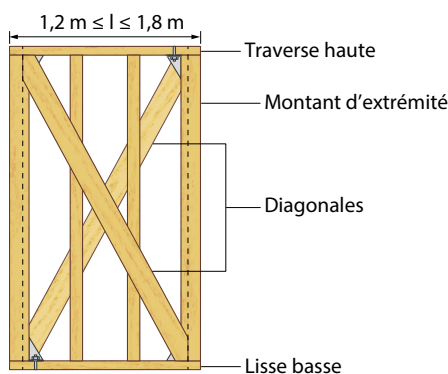


Figure 20 : Exemple de deux diagonales croisées (type c)

La palée peut être divisée en deux éléments symétriques disposés indifféremment dans le mur pour la reprise des efforts dans chaque direction. En cas de dimensionnement sous l'effet du vent, les diagonales des palées de type a (voir la figure 18 par exemple) et de type b (voir la figure 19 par exemple) situées en façade supportent les charges de vent en flexion, justifiées en flexion composée avec un risque de flambement.

La palée de type c (voir la figure 20 par exemple), contrairement aux autres, permet de croiser les deux diagonales dans une même trame. Ces dernières ont une épaisseur réduite (2,2, 3,6 ou 4,6 cm) et s'encastrent dans les montants embrevés (une légère entaille ajustée pour loger la diagonale). Dans le cas d'un dimensionnement sous l'effet du vent, les montants entaillés des palées situées en façade supportent les charges de vent en flexion, vérifiées au cisaillement au niveau de l'entaille.

Les palées de contreventement sont solidement fixées à la structure porteuse, qui peut être constituée des murs du niveau inférieur ou des fondations.

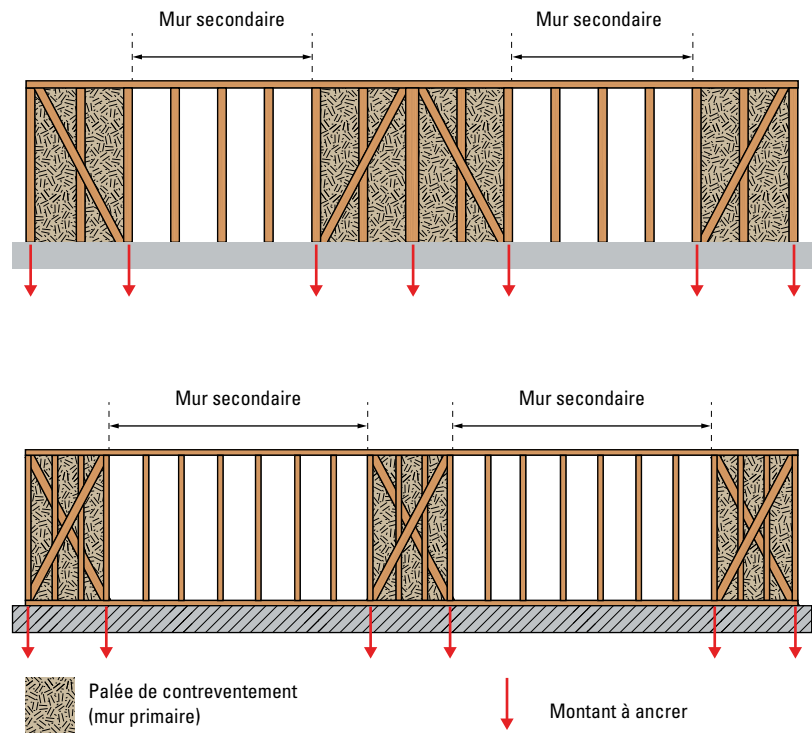


Figure 21 : Exemples de composition et de partition d'un mur avec palées de stabilité triangulées en bois

À titre d'exemple, le tableau ci-dessous présente les résistances pour les bois de classes C24 et D35 et de classe de service 3, concernant les diagonales et les montants d'extrémité, en fonction de leur section.

	Section (cm²)	Résistance (kN)	
		Bois C24	Bois D35
Diagonale	2,2 × 19	15	17
	3,6 × 15	45	52
	3,6 × 19	58	69
	4,6 × 15	77	91
Montant	10 × 10	109	164
	12 × 12	157	236
	8 × 15	118	177
	15 × 15	242	364

Tableau 5 : Exemple de résistances des diagonales et montants

À partir de ces valeurs admissibles, le choix de la section des diagonales et des montants d'extrémité détermine la capacité de résistance au contreventement (voir la figure 22 par exemple).

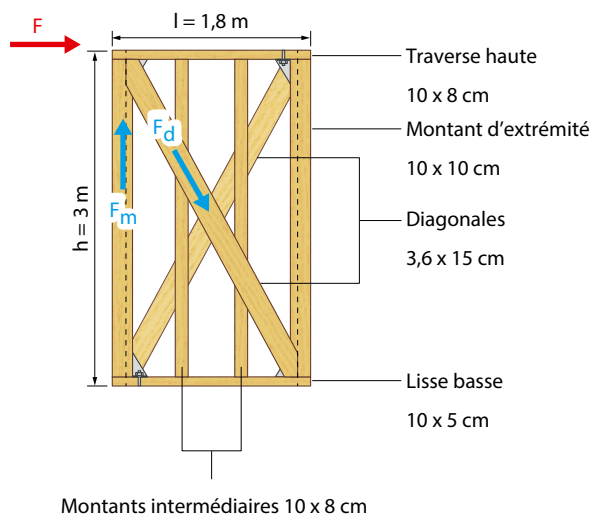


Figure 22 : Exemple d'une palée de stabilité de contreventement de capacité de résistance de 23 kN
(F_d : résistance des diagonales, F_m : résistance des montants d'extrémité)

4.2.3 Contreventement des planchers par des plaques à base de bois

Les caractéristiques principales des planchers sont les suivantes :

- l'épaisseur minimale des plaques est de 12 mm pour le contreplaqué et de 18 mm pour l'OSB3/OSB4 ;
- les dimensions des plaques sont égales ou supérieures à $120 \times 240 \text{ cm}^2$ en partie courante ;
- les plaques ne présentent aucune ouverture, trou, ni défaut ;
- les plaques sont disposées en quinconce, sans alignement des joints ;
- les plaques sont fixées par vissage sur tout leur pourtour. Les vis sont espacées de 15 cm maximum et placées à une distance de 1 à 1,5 cm des bords ;
- la largeur des joints entre les plaques est d'environ 1 mm/m de longueur de plaques ;
- les solives et entretoises ont une épaisseur minimale de 5 cm.

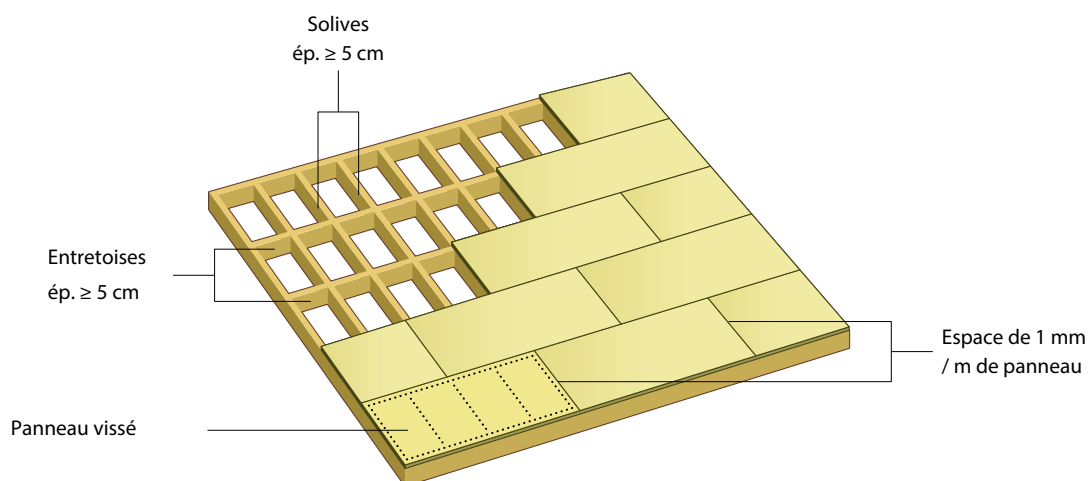


Figure 23 : Exemple de contreventement des planchers par des plaques à base de bois

4.3 Assemblage

Le dimensionnement des éléments d'assemblages et ancrages est effectué avec un coefficient de sur-résistance, noté γ_{SR} , de 1,5.

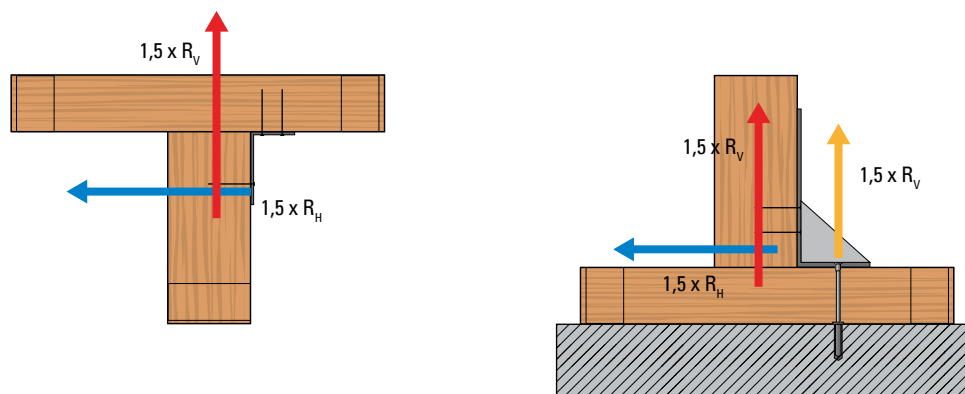


Figure 24 : Exemple de majoration des efforts au niveau des assemblages et ancrages

Les spécifications relatives aux caractéristiques mécaniques minimales des éléments métalliques destinés aux assemblages sont répertoriées dans le tableau ci-dessous.

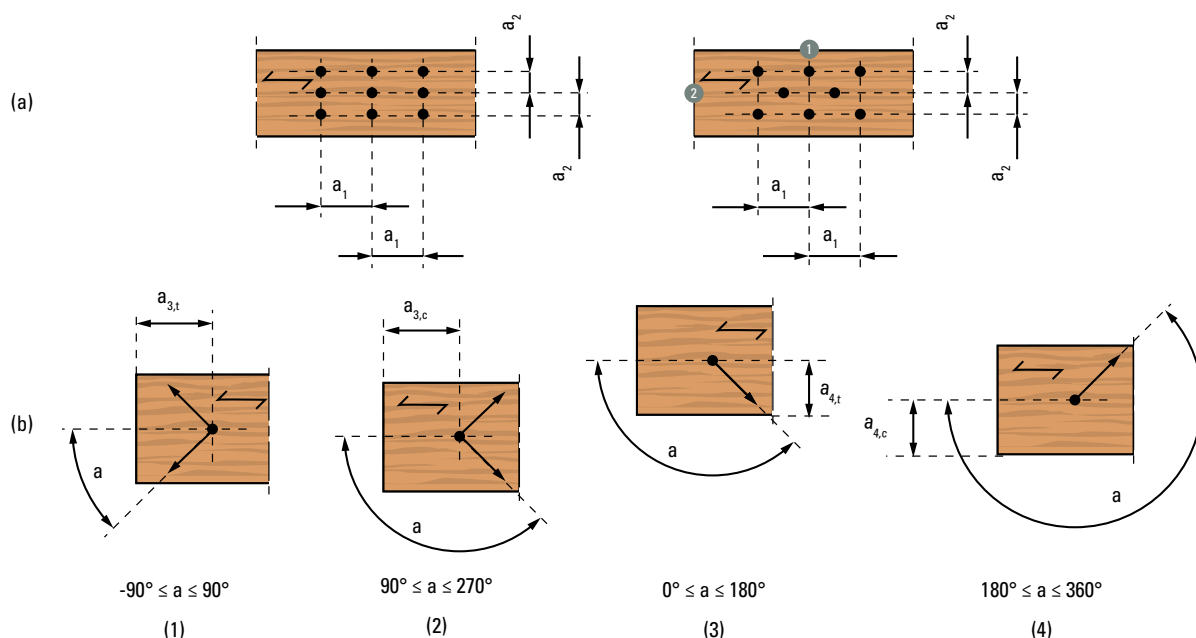
Types d'assemblers	Caractéristiques minimales
Pointes, boulons	Résistance à la traction $f_u = 600$ MPa
Vis	Limite d'élasticité $f_y = 480$ MPa
Éléments métalliques de type équerres, sabots	Nuance d'acier S235 ; $f_u = 360$ MPa

Tableau 6 : Caractéristiques minimales des assembleurs métalliques

Les distances minimales entre deux percements, ou entre les percements et les bords de la pièce de bois, dépendent du diamètre de l'assembleur et sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Type de bois	Fixation	Espacement minimum des fixations (mm)					
		Entre fixations a1 // au fil du bois	Entre fixations a2 ⊥ au fil du bois	Au bord tendu $a_{3,t}$	Au bord comprimé $a_{3,c}$	En rive tendu $a_{4,t}$	En rive comprimé $a_{4,c}$
Résineux	Pointes sans pré-perçage	10 à 15 d	5 d	10 à 15 d + 5 $\cos\alpha$ d	10 à 15 d	5 à 7 + 5 $\sin\alpha$ d	5 à 7 d
	Pointes avec pré-perçage	$(4 + 3* \cos\alpha)*d$	$(3 + \sin\alpha)*d$	$(7 + 5* \sin\alpha)*d$	7 d	$(3 + 4* \sin\alpha)*d$	3 d
	Boulons	$(4 + 3* \cos\alpha)*d$	4 d	7 d > 80 mm	4 à 7 d	$(2 + 2* \sin\alpha)*d$	3 d
	Tire-fond	5 d	4 d	4 d	4 d	2,5 d	2,5 d
Feuillus exotiques	Pointes avec pré-perçage	$(4 + 3* \cos\alpha)*d$	$(3 + \sin\alpha)*d$	$(7 + 5* \sin\alpha)*d$	7 d	$(3 + 4* \sin\alpha)*d$	3 d
	Boulons	$(4 + 3* \cos\alpha)*d$	4 d	7 d > 80 mm	4 à 7 d	$(2 + 2* \sin\alpha)*d$	3 d
	Tire-fond	5 d	4 d	4 d	4 d	2,5 d	2,5 d

Tableau 7 : Exemple de distances minimales entre deux percements, ou entre les percements et les bords de la pièce de bois en fonction du diamètre de l'assembleur (d = diamètre de la pointe, de la vis, du tire-fond ou du boulon)



- (1) Extrémité chargée
 (2) Extrémité non chargée
 (3) Rive chargée
 (4) Rive non chargée

- ① Organe d'assemblage
 ② Direction du fil

Figure 25 : Exemple d'espacements entre deux fixations et par rapport au bord (Eurocode 5)

L'ancrage de la lisse basse, des montants d'extrémité des panneaux de contreventement et des autres éléments en bois qui supportent d'importants efforts de soulèvement (comme le poteau support de ferme, le montant de façade, etc.), se fait dans le chaînage en béton armé du soubassement.

Les assemblages structuraux réalisés au moyen d'éléments métalliques sont soumis à un marquage CE, à une évaluation technique européenne et à un cahier des charges technique du fournisseur.

Les clous lisses ne sont pas utilisés dans les assemblages soumis à la traction. Les assemblages travaillant à la traction sont réalisés avec des tirefonds ou boulons éventuellement combinés avec des plats ou cornières.

4.3.1 Renforcement des liaisons de murs

Ce paragraphe s'applique uniquement pour les cas de renforcement de liaisons de murs.

La liaison entre les montants et la traverse haute ou la lisse basse est renforcée par la mise en place d'une plaque métallique avec des vis.

Aux angles :

- la liaison entre deux murs est renforcée par la mise en place d'un lien en bois ;
- la liaison entre deux traverses hautes ou deux lisses basses est renforcée par la mise en œuvre d'une plaque métallique avec des vis.

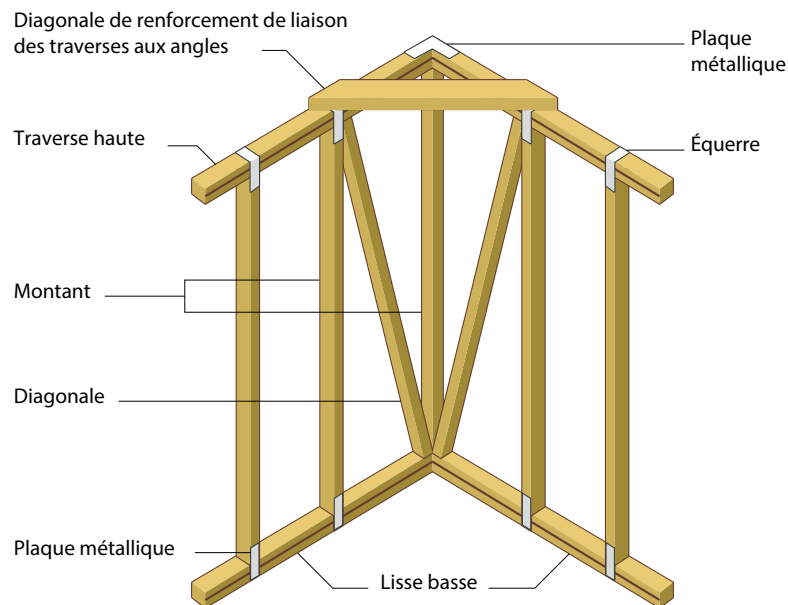


Figure 26 : Exemple de renforcement des liaisons de murs

La jonction (si nécessaire) pour assurer la continuité des traverses hautes ou des lisses basses est réalisée au droit des montants au moyen d'une plaque métallique et de vis.

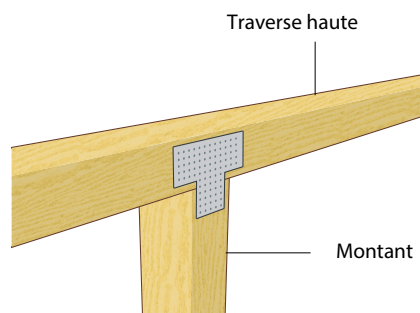


Figure 27 : Exemple de renforcement des jonctions au droit des montants

Pour le cas de deux diagonales croisées :

- la liaison des diagonales avec des montants d'extrémité est réalisée par un embrèvement simple maintenu par 2 clous lardés de dimensions de $3,1 \times 70$ mm.

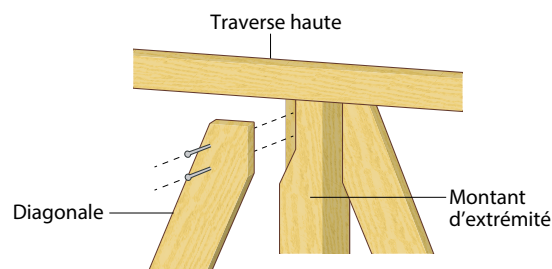


Figure 28 : Exemple de liaison diagonale – montant d'extrémité pour le cas de deux diagonales croisées

- la liaison des diagonales avec des montants intermédiaires est réalisée par une découpe simple dans le montant et 2 clous torsadés ou crantés de dimensions 6 × 100 mm. Un feuillard métallique et 2 vis de diamètre de 5 mm sont mis en place pour renforcer le montant.

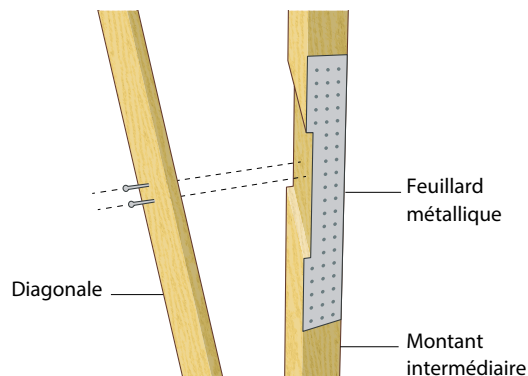


Figure 29 : Exemple de liaison diagonale – montant intermédiaire pour le cas de deux diagonales croisées

Pour le cas d'une seule diagonale ou de deux diagonales non croisées :

- la liaison des diagonales avec des montants d'extrémité est réalisée par un embrèvement double (avec butée avant dans la traverse haute et la lisse basse) maintenu par 2 vis de dimensions de 6 × 120 mm ;

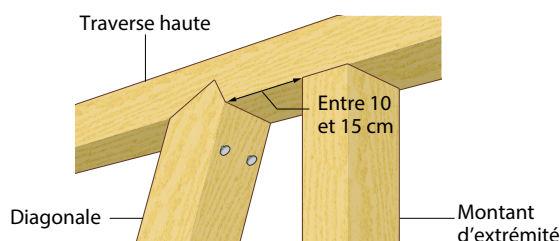


Figure 30 : Exemple de liaison diagonale – montant d'extrémité pour le cas d'une seule diagonale ou de deux diagonales non croisées

- la liaison des diagonales avec des montants intermédiaires est réalisée par la mise en œuvre de 2 vis de dimensions 6 × 120 mm.

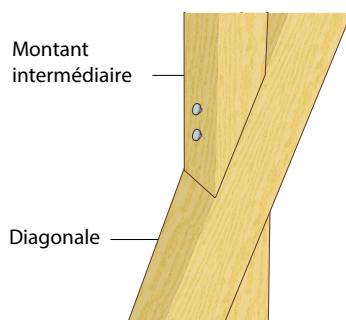


Figure 31 : Exemple de liaison diagonale – montant intermédiaire pour le cas d'une seule diagonale ou de deux diagonales non croisées

4.3.2 Fixation du plancher sur le mur

Les entretoises sont fixées aux solives du plancher par 2 vis.

Les solives du plancher sont fixées sur la traverse haute du mur du niveau inférieur par des équerres d'épaisseur de 2,5 mm minimum.

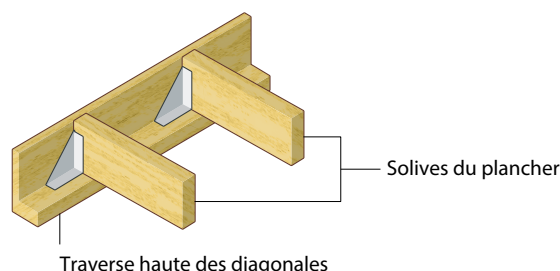


Figure 32 : Exemple de pose des solives sur la traverse haute du niveau bas

4.3.3 Fixation de la structure sur les fondations

Les liaisons entre les différents étages et entre l'ossature du rez-de-chaussée et la structure de soubassement ou de fondations sont vérifiées à :

- la résistance à l'effort tranchant à la base des murs par l'ancrage des lisses basses ;
- la résistance au renversement : les moments engendrés par les efforts appliqués en tête des murs sont équilibrés par la traction/compression aux extrémités des murs de contreventement.

4.3.4 Cas des murs de contreventement par voiles travaillants

Les ancrages de lisses basses sont répartis sur la longueur du voile de contreventement. Les ancrages destinés à reprendre le moment de renversement sont à mettre en œuvre à chaque extrémité de voile de contreventement.

La résistance exigée pour ces ancrages ou fixations est la suivante :

- pour la reprise de l'effort tranchant, il est mis en œuvre au minimum un ancrage de lisse basse par voile de contreventement et une fixation capable de reprendre un effort de cisaillement de 13 kN par mètre de voile de contreventement ;
- pour la reprise du moment de renversement, il est mis en œuvre des dispositifs d'ancrage au niveau de chaque montant d'extrémité de voile de contreventement capables de reprendre les charges données dans le tableau ci-dessous.

	Simple RdC ou 1 ^{er} étage d'un R + 1					Rez-de-chaussée d'un R + 1				
Longueur de voile (m)	1,2	1,8	2,4	3	3,6	1,2	1,8	2,4	3	3,6
Mur // solivages										
s = 75 mm	36	35	34	34	33	35	33	32	31	29
s = 100 mm	27	26	25	24	23	25	24	23	21	20
s = 150 mm	17	16	16	15	14	16	15	13	12	10
Mur ⊥ solivages										
s = 75 mm	32	29	26	24	21	28	23	19	14	10
s = 100 mm	23	20	17	14	11	19	14	10	10	10
s = 150 mm	13	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Tableau 8 : Exemple de résistance d'ancrage en kN exigée au droit des montants d'extrémité de voile de contreventement

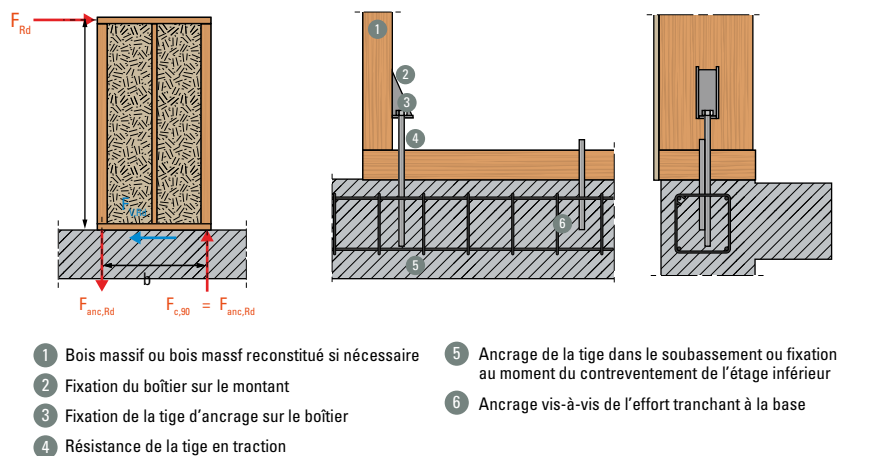


Figure 33 : Effet de liaison en pied de voile de contreventement : ancrage à l'effort tranchant et ancrage au moment de renversement

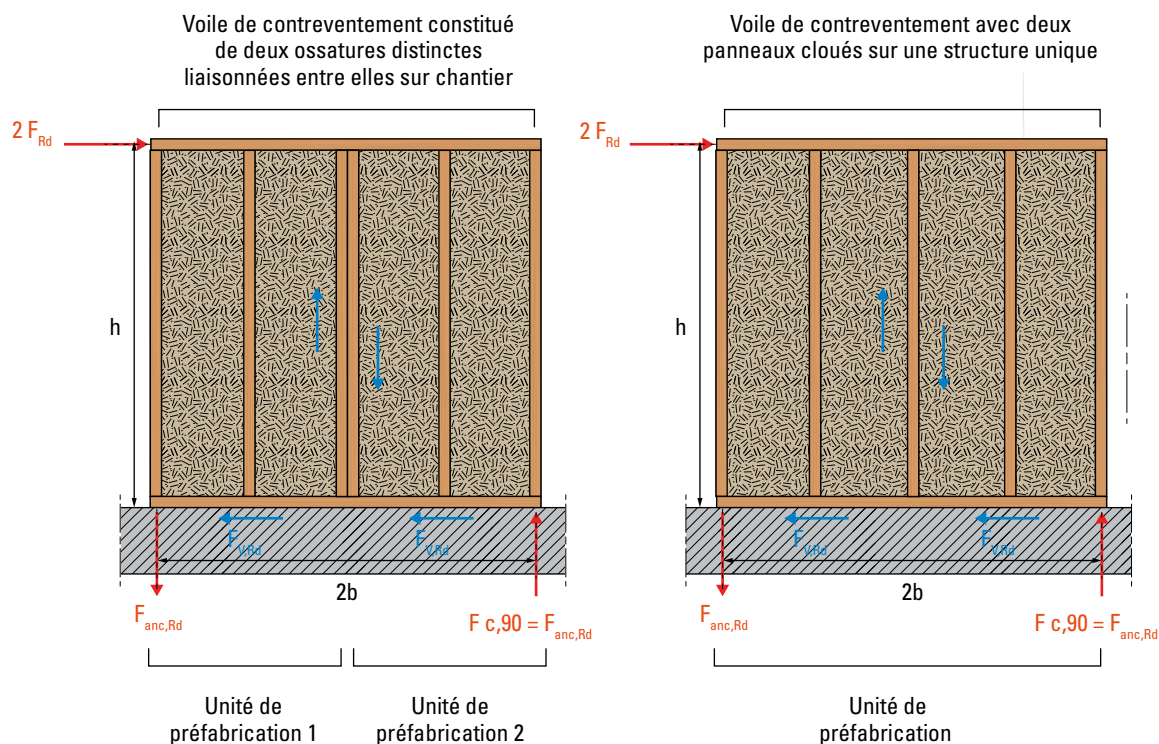


Figure 34 : Exemple de fonctionnement d'un voile de contreventement à ossature simple ou combinée

4.3.5 Cas de murs de contreventement par palées de stabilité triangulées

Les ancrages de la lisse basse dans le béton destinés à reprendre l'effort de glissement sont répartis sur la longueur de la palée de contreventement avec un minimum d'un ancrage tous les 60 cm.

Les ancrages destinés à reprendre le moment de renversement sont mis en œuvre au droit du montant tendu en extrémité de palée triangulée. La figure ci-dessous illustre le principe d'ancrage et des exemples de constitution et de positionnement des ancrages.

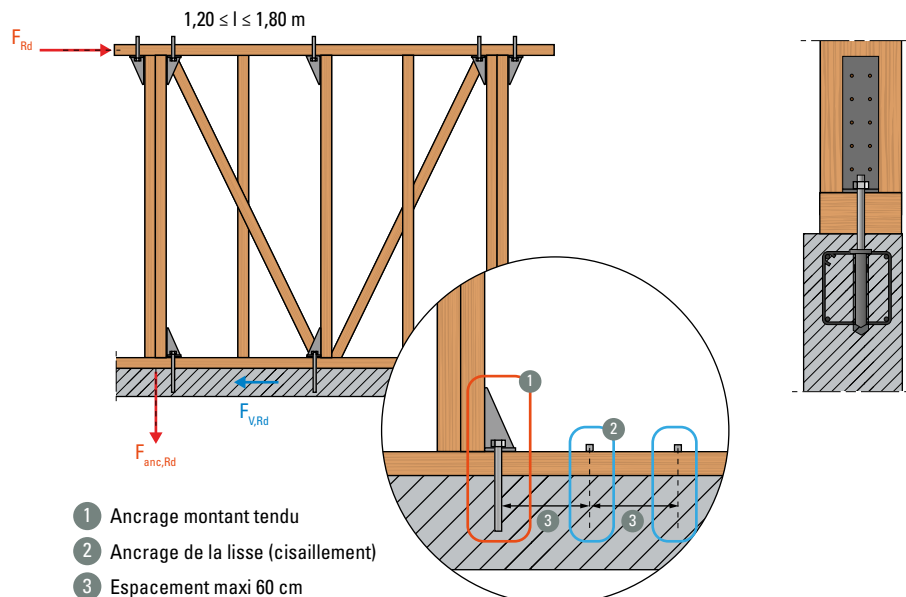


Figure 35 : Exemple d'ancrages à l'effort tranchant et au moment de renversement

Dans le cas où la palée de stabilité est implantée sur un sous-sol ou vide sanitaire, le principe de non-interruption des contreventements de disposer des chaînages verticaux entre chaque ancrage et les fondations est appliqué. Dans ce cas, les palées sont situées sur un mur de contreventement, voile ou libage. Les ancrages de ces palées s'effectuent dans le chaînage béton armé (vertical et horizontal).

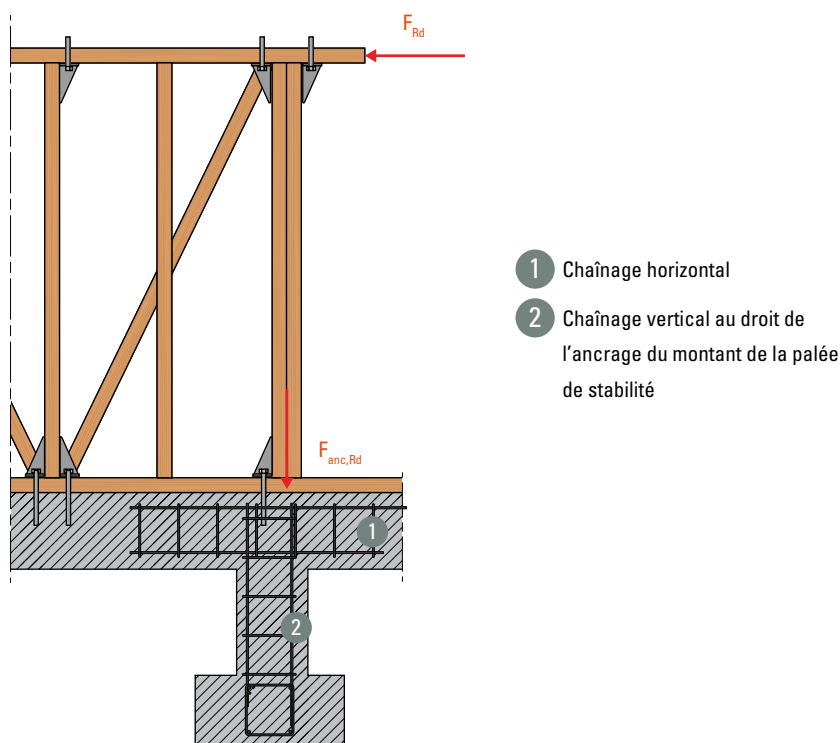


Figure 36 : Exemple d'ancrage d'une palée de contreventement sur un sous-sol en béton armé

En complément des dispositions d'assemblage entre les murs des différents niveaux, les palées de stabilité nécessitent un dispositif de liaison avec la palée correspondante du niveau inférieur, capable d'équilibrer les efforts de soulèvement et de cisaillement.

Palée triangulée	Réactions d'appui	
	Verticale R^V	Horizontale R^H
$\tan \alpha = h/l$	$R_D^V = -F \times \tan \alpha$	$R_A^H = -F$

Tableau 9 : Exemple de réaction d'appui de soulèvement dû à un effort horizontal pour le calcul d'ancrage en pied de montant tendu

À ces valeurs issues de l'effort horizontal de contreventement, il y a lieu d'ajouter algébriquement les valeurs de charges permanentes et les charges d'exploitation combinées conformément aux Eurocodes pour trouver la valeur de l'effort à reprendre par l'ancrage d'extrémité de la palée de stabilité.

4.4 Dimensionnement

Par souci de simplification de la démarche et pour se placer du côté de la sécurité, l'action du vent appliqué sur la grande façade est prise en compte pour le dimensionnement des panneaux de contreventement. La pression du vent sur les murs de façade est uniformément répartie.

À titre d'exemple, le tableau ci-dessous présente les efforts du vent sur les maisons à RDC et R+1 de surface $20 \times 10 \text{ m}^2$ et de hauteur d'étage de 3 m, en fonction de la pente des versants.

Pression dynamique de pointe (kPa)	Nombre de niveaux	Niveau d'application de l'effort	Angle de la toiture (°)	Effort horizontal (kN)
1	RDC	Toiture	8,5	67
1	RDC	Toiture	15	85
1	RDC	Toiture	30	132
2	RDC	Toiture	8,5	135
2	RDC	Toiture	15	170
2	RDC	Toiture	30	263
3	RDC	Toiture	8,5	202
3	RDC	Toiture	15	256
3	RDC	Toiture	30	395
1	R+1	Toiture	8,5	67
1	R+1	Plancher haut RDC	8,5	112
1	R+1	Toiture	15	85
1	R+1	Plancher haut RDC	15	130
1	R+1	Toiture	30	132
1	R+1	Plancher haut RDC	30	177

Pression dynamique de pointe (kPa)	Nombre de niveaux	Niveau d'application de l'effort	Angle de la toiture (°)	Effort horizontal (kN)
2	R+1	Toiture	8,5	135
2	R+1	Plancher haut RDC	8,5	225
2	R+1	Toiture	15	170
2	R+1	Plancher haut RDC	15	260
2	R+1	Toiture	30	263
2	R+1	Plancher haut RDC	30	353
3	R+1	Toiture	8,5	202
3	R+1	Plancher haut RDC	8,5	337
3	R+1	Toiture	15	256
3	R+1	Plancher haut RDC	15	391
3	R+1	Toiture	30	395
3	R+1	Plancher haut RDC	30	530

Tableau 10 : Exemple d'efforts du vent sur les maisons à RDC et R+1 de surface $20 \times 10 \text{ m}^2$ et d'hauteur d'étage de 3 m, en fonction de la pente des versants

Les panneaux de contreventement sont impérativement installés dans les murs porteurs (façades ou refends), avec une distance maximale de 5 m entre deux murs porteurs parallèles.

Le nombre minimal de panneaux de contreventement en façade dans chaque direction est le suivant :

- 2 panneaux par façade de longueur inférieur à 10 m, placés aux extrémités de la façade ;
- 3 panneaux par façade de longueur supérieure ou égale à 10 m, dont 2 placés aux extrémités et 1 dans le tiers central de la façade.

Le nombre minimal de panneaux de contreventement à l'intérieur, dans un refend, dans chaque direction est le suivant :

- 1 panneau perpendiculaire à chaque façade de longueur inférieur à 10 m, placé contre la façade et dans le tiers central de la façade ;
- 2 panneaux de contreventement perpendiculaires à chaque façade de longueur supérieure ou égale à 10 m, placés dans le tiers central de la façade.

Seul un type homogène de panneaux de contreventement peut être utilisé dans une maison, sans mélange de panneaux de contreventement différents.

Les panneaux de contreventement des deux niveaux sont superposés et leur nombre est identique à l'étage et au RDC.

Sous l'effort horizontal du vent (F_{vent}) sur la maison, le nombre minimum de panneaux de contreventement (n_{vent}) dans chaque direction est calculé en divisant l'effort du vent (F_{vent}) par la résistance d'un panneau de contreventement (F_r) :

$$n_{\text{vent}} = F_{\text{vent}} / F_r$$

Ce nombre ne doit pas être inférieur au nombre minimal présenté dans les dispositions générales minimales des panneaux de contreventement.

À titre d'exemple, le tableau ci-dessous présente le nombre de palées de stabilité de capacité de résistance de 23 kN dans chaque direction de différentes configurations de maisons à RDC et R+1.

Pression dynamique de pointe (kPa)	Nombre de niveaux	Niveau	Angle de la toiture (°)	Nombre de contreventement retenu
1	RDC	RDC	8,5	10
1	RDC	RDC	15	10
1	RDC	RDC	30	10
2	RDC	RDC	8,5	10
2	RDC	RDC	15	10
2	RDC	RDC	30	12
3	RDC	RDC	8,5	10
3	RDC	RDC	15	12
3	RDC	RDC	30	18
1	R+1	1 ^{er} étage	8,5	10
1	R+1	RDC	8,5	10
1	R+1	1 ^{er} étage	15	10
1	R+1	RDC	15	10
1	R+1	1 ^{er} étage	30	10
1	R+1	RDC	30	10
2	R+1	1 ^{er} étage	8,5	10
2	R+1	RDC	8,5	10
2	R+1	1 ^{er} étage	15	12
2	R+1	RDC	15	12
2	R+1	1 ^{er} étage	30	16
2	R+1	RDC	30	16
3	R+1	1 ^{er} étage	8,5	15
3	R+1	RDC	8,5	15
3	R+1	1 ^{er} étage	15	17
3	R+1	RDC	15	17
3	R+1	1 ^{er} étage	30	24
3	R+1	RDC	30	24

Tableau 11 : Exemple du nombre de palées de stabilité de capacité de résistance de 23 kN dans chaque direction de différentes configurations de maisons à RDC et R+1 de surface $20 \times 10 \text{ m}^2$ et d'hauteur d'étage de 3 m

BLOCS AMÉRICAINS

5.1 Matériaux

5.1.1 Éléments de blocs à alvéoles débouchantes et leurs accessoires

Les blocs dits « américains » en béton de granulats courants sont conformes à la NF EN 771-3. Cela concerne les blocs à enduire et les blocs destinés à rester apparents.

Le procédé comporte une gamme de blocs courants et de blocs accessoires en deux épaisseurs de 19 et 14 cm, destinés à la réalisation de murs de façade, de refends et de murs de séparation, référencés en séries 20 et 15.

Les blocs accessoires ont deux fonctions principales :

- le respect des modules de coordination aux multiples de 10 et 20 cm en respectant la pose en quinconce : blocs $\frac{3}{4}$ (longueur 30 cm) et bloc demi (longueur 20 cm) ;
- la réalisation des points singuliers : blocs chaînages avec pré-découpe des cloisons pour la réalisation des chaînages horizontaux. Blocs linteaux pour la réalisation des linteaux (blocs sans alvéoles débouchantes).

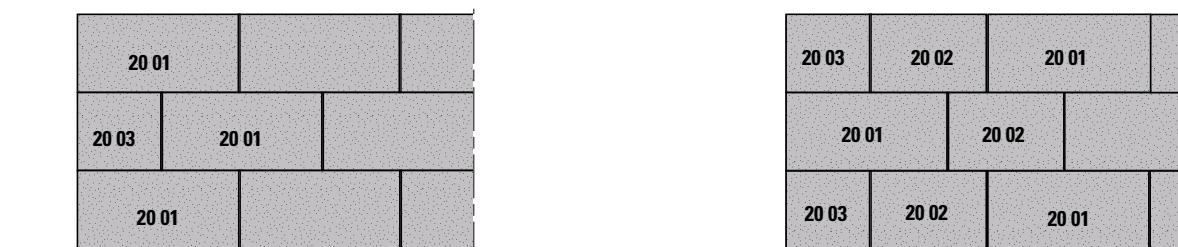


Figure 37 : Pose en quinconce aux multiples de 10 et 20 cm

Les dimensions des blocs américains sont indiquées dans la norme NF DTU 20.1 P4.

En règle générale, les éléments présentant des cassures ou épaufrures importantes ne doivent pas être mis en œuvre tels quels. Il est toutefois admis d'utiliser, après découpe, les parties exemptes de défauts.

5.1.2 Mortiers de pose

Les mortiers de pose pouvant être utilisés dans la réalisation des éléments de structure en blocs américains, ainsi que ses constituants (liants, sables, eau de gâchage et adjuvants), sont décrits dans la norme NF DTU 20.1 P4.

5.1.3 Béton de remplissage des chaînages verticaux et horizontaux

5.1.3.1 Chaînages verticaux

Les caractéristiques du béton à mettre en œuvre dans les chaînages verticaux sont les suivantes :

- classe minimale de résistance : C25/30 ;
- diamètre maximal du granulat : 10 mm ;
- classe de consistance minimale du béton : S4.

5.1.3.2 Chaînages horizontaux

Les bétons sont conformes à la norme NF EN 206/CN et au NF DTU 21.

Les caractéristiques du béton à mettre en œuvre dans les chaînages horizontaux sont les suivantes :

- classe minimale de résistance : C25/30 ;
- diamètre maximale du granulat : 10 mm ;
- classe de consistance minimale du béton : S3.

5.1.3.3 Béton de chantier

Les bétons de chantier doivent respecter les dosages donnés dans le tableau ci-dessous.

Composants	Dosage
Sable 0/4 scl(*)	885 kg/m ³
Gravier 4/10 scl(*)	950 kg/m ³
Ciment CEM II 42,5	350 kg/m ³
Eau efficace / Eau totale	195 / 250 L
Rapport E_{eff}/C	
(*) scl : Semi Concassé Lavé	

Tableau 12 : Composition des bétons de chantier

5.1.4 Armatures et aciers de montage

Les aciers pour béton armé utilisés pour la fabrication des armatures sont conformes à l'une des normes qui suit : NF A 35-014, NF A 35-024, NF A 35-025, NF A 35-080-1 ou NF A 35-080-2.

Ces aciers sont à haute adhérence et de limite d'élasticité égale à 500 MPa et de classe B ou C.

Toutefois, les prescriptions ci-avant ne s'appliquent pas aux aciers de montage. Ils peuvent être constitués d'acier pour béton armé répondant aux normes citées ci-avant ou de tout autre acier soudable.

NOTE

Les aciers de montage sont utilisés à des fins de montage, de rigidité ou de fabrication des armatures et ne sont pas pris en compte dans le calcul de béton armé.

Les armatures coupées, façonnées ou assemblées utilisées sont conformes à la NF A 35-027.

5.2 Dispositions des murs de contreventement

Ces dispositions ne se substituent pas aux obligations découlant d'autres réglementations concernant la porosité des façades, notamment la Réglementation Thermique, Acoustique et Aération RTAA DOM. En cas de contradiction, des modélisations particulières s'imposent.

Les panneaux de contreventement ont une épaisseur minimale de 15 cm. Leur longueur est d'au moins quatre fois leur épaisseur, sans descendre en dessous de $0,4 h$ avec h la hauteur d'étage. Si cette condition de longueur minimale n'est pas respectée, les éléments sont considérés comme des poteaux.

Le bâtiment doit disposer d'au moins deux panneaux de contreventement parallèles dans chaque direction principale. Les panneaux peuvent être considérés comme parallèles si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas 15° . Il est recommandé de concevoir des bâtiments approximativement symétriques en plan en ce qui concerne la répartition des masses et des sections de contreventement, au moins dans la plus grande dimension en plan de la structure.

Les murs de contreventement peuvent comporter de petites ouvertures dans les conditions définies au § 3.3.3 Ouvertures de petites dimensions. Dans le cas d'un mur comportant des ouvertures dépassant les limites précédentes (pour être compatible avec les dispositions de la Réglementation Thermique Acoustique et Aération appelée également RTAA DOM), chaque trumeau est à considérer comme un mur indépendant.

Il est de bonne conception, en matière cyclonique, de retenir en priorité comme panneaux de contreventement les murs placés sur le contour extérieur de la construction. Dans le cas où une véranda ou une coursive est présente sur le pourtour du bâtiment, le contreventement peut être assuré par les murs porteurs les plus proches de la périphérie.

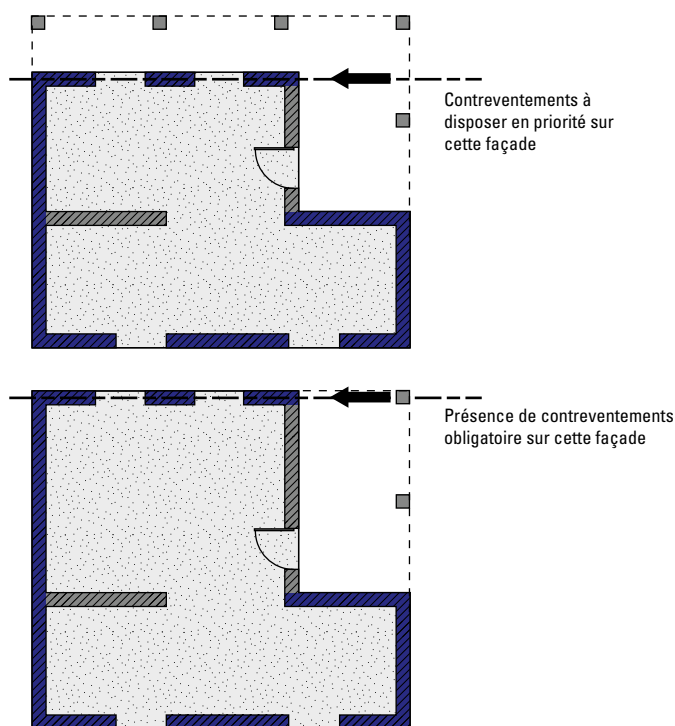


Figure 38 : Dispositions des panneaux en périphérie
(Les ouvertures sont à titre indicatif)

À chaque niveau, les charges verticales reprises par les éléments secondaires (les éléments dont la résistance n'est pas prise en compte dans le contreventement du bâtiment : poteau, mur de longueur inférieur à 1.2 par exemple) ne doivent pas excéder 20 % des charges verticales totales reprises au niveau considéré. À défaut d'effectuer une descente de charges, la règle précédente peut être considérée comme satisfaite en procédant comme suit : la somme des largeurs de planchers reprises par les éléments secondaires ne doit pas excéder plus de 20 % de la somme des largeurs reprises par les murs primaires de contreventement, dans chacune des deux directions de la construction.

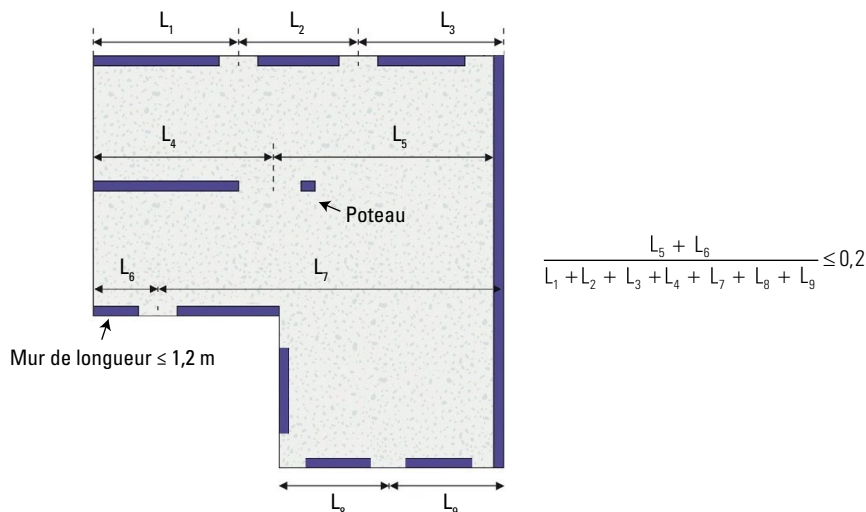
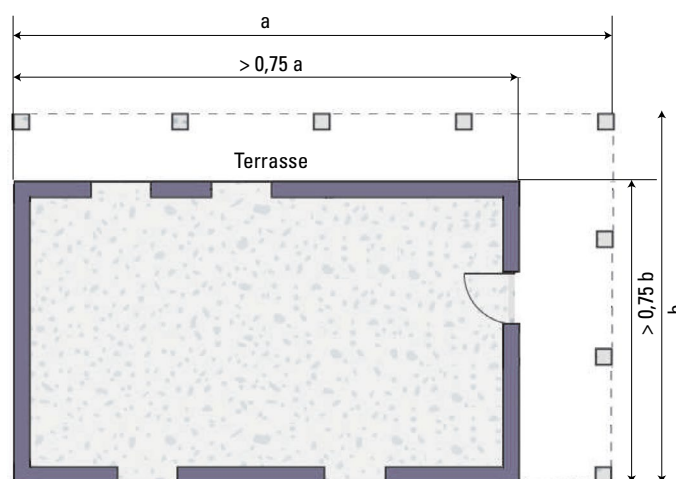


Figure 39 : Condition sur les éléments secondaires

Pour chacune des deux directions, la distance entre les deux panneaux de contreventement parallèles les plus éloignés doit être supérieure ou égale aux $3/4$ de la longueur de la façade périmétrique perpendiculaire à leur plan.



Les traits en pointillés indiquent les limites du diaphragme horizontal ramenant les charges sur les contreventements.

Figure 40 : Espacement entre murs de contreventement opposés
(Les ouvertures sont à titre indicatif)

Dans les deux directions, le rapport entre la longueur cumulée des murs de contreventement extérieurs sur une face du bâtiment et la longueur des contreventements de la façade opposée doit être compris entre 0,4 et 2,5. Les murs de contreventement extérieurs sont définis ici comme les murs distants de moins de $0,25 L$ de la rive du bâtiment, où L est la dimension du plancher perpendiculairement au mur considéré.

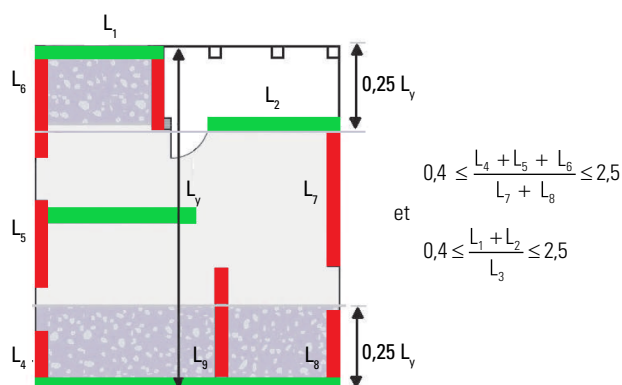


Figure 41 : Dispositions des murs de contreventement limitant l'effet de torsion
(Les ouvertures sont à titre indicatif)

Chaque élément de contreventement doit être continu de son sommet jusqu'à sa fondation. Le décalage horizontal de panneaux de contreventement d'un même plan vertical entre étages et rez-de-chaussée n'est pas admis.

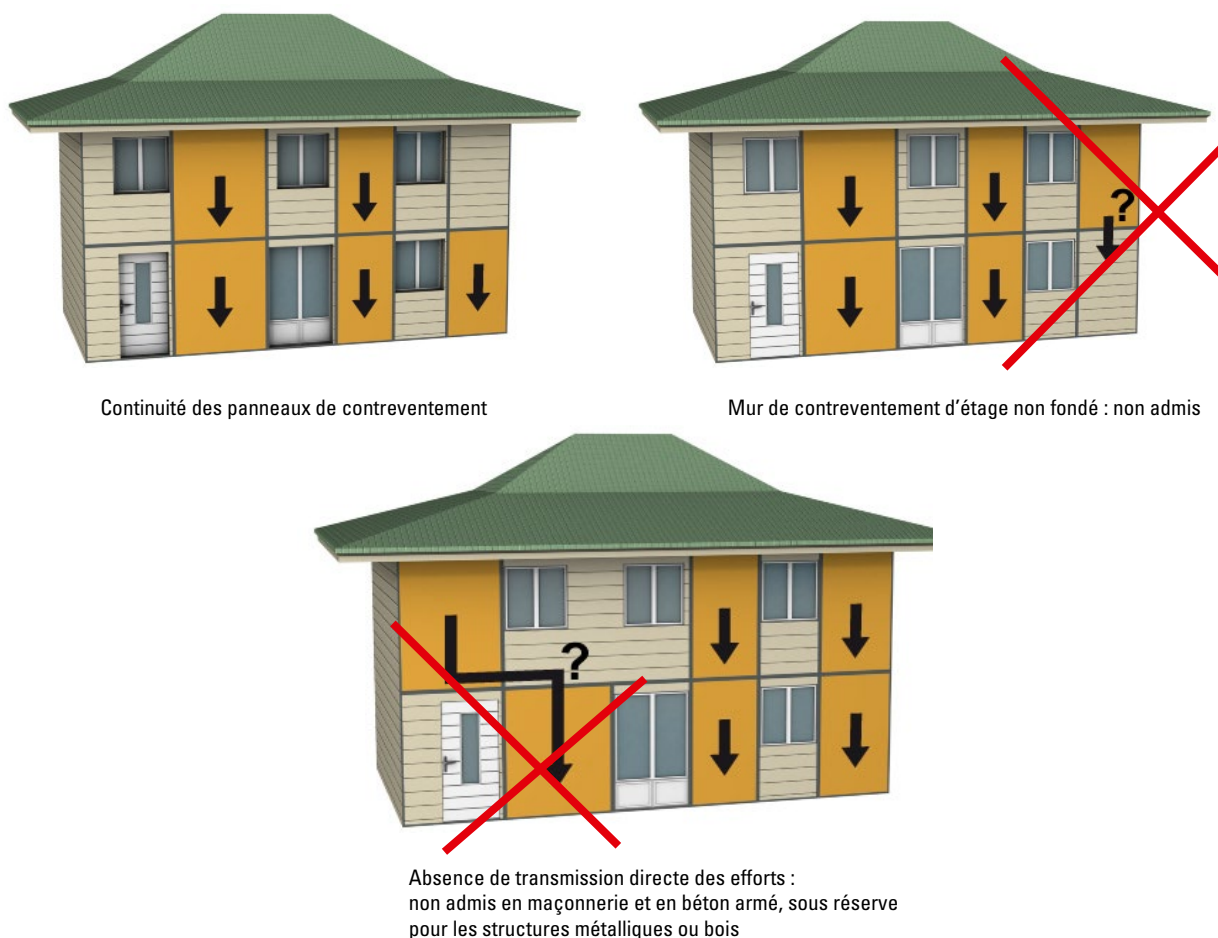


Figure 42 : Continuité verticale des panneaux de contreventement jusqu'aux fondations

5.3 Dispositions constructives

5.3.1 Généralités

En sus des éléments présentés ci-après, la réalisation des chaînages doit être conforme aux NF DTU 20.1 notamment en termes de dimensions et de quantité d'armatures.

Les positions, espacements et formes des chaînages verticaux, horizontaux et inclinés, ainsi que l'exécution des chaînages en tant que tel, selon le procédé de blocs à alvéoles débouchantes, sont décrits ci-après.

Ces dispositions s'appliquent aux murs porteurs extérieurs ou murs de refend.

Toutes les armatures des chaînages verticaux des murs ou refends porteurs sont disposées à l'intérieur des alvéoles des blocs et liaisonnées aux fondations dans lesquelles des armatures en attente ont été prévues.

Un enrobage minimal des armatures, par le béton de remplissage, de 10 mm doit être respecté entre la paroi intérieure du bloc et l'armature la plus proche de celle-ci.

5.3.2 Liaisons et recouvrements des armatures des chaînages

Les armatures des chaînages horizontaux, verticaux et inclinés, doivent respecter les règles de bonne construction (recouvrements, ancrages, etc.) présentées dans la partie 3.3 Dispositions constructives

Les armatures longitudinales des chaînages verticaux doivent être ancrées dans :

- les fondations ;
- les chaînages horizontaux ;
- les chaînages inclinés, le cas échéant.

Cet ancrage est réalisé par l'intermédiaire du recouvrement des armatures longitudinales ou par l'ajout d'équerres, de boucles ou de moyens similaires.

Le recouvrement, des armatures longitudinales de tous les chaînages cités ci-avant et des liaisons avec ces armatures, est d'au moins 60 fois le diamètre de l'acier.

Le diamètre intérieur de cintrage des liaisons (équerres ou boucles) est d'au moins 4 fois le diamètre de l'acier.

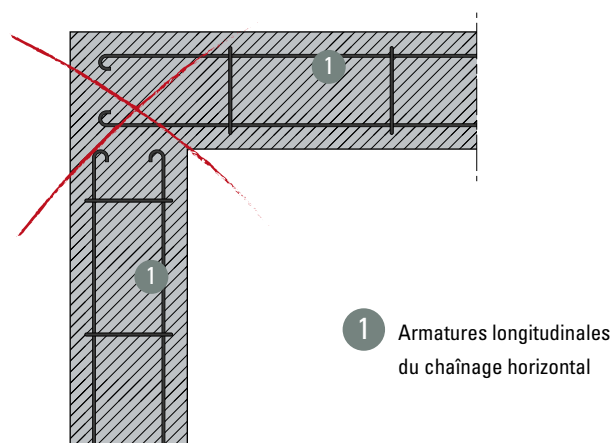


Figure 43 : Exemple de liaisons entre armatures de chaînages horizontaux – Disposition incorrecte

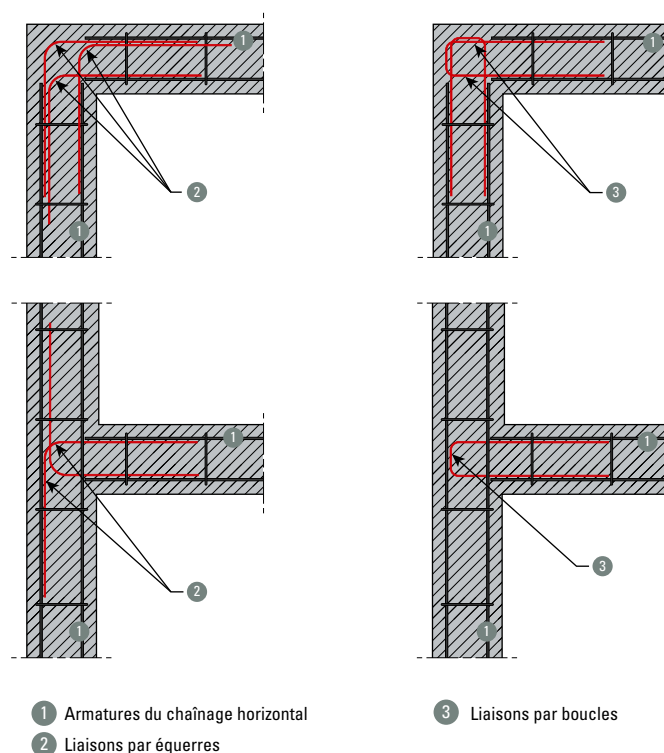


Figure 44 : Exemple de liaisons entre armatures de chaînages horizontaux – Disposition correcte

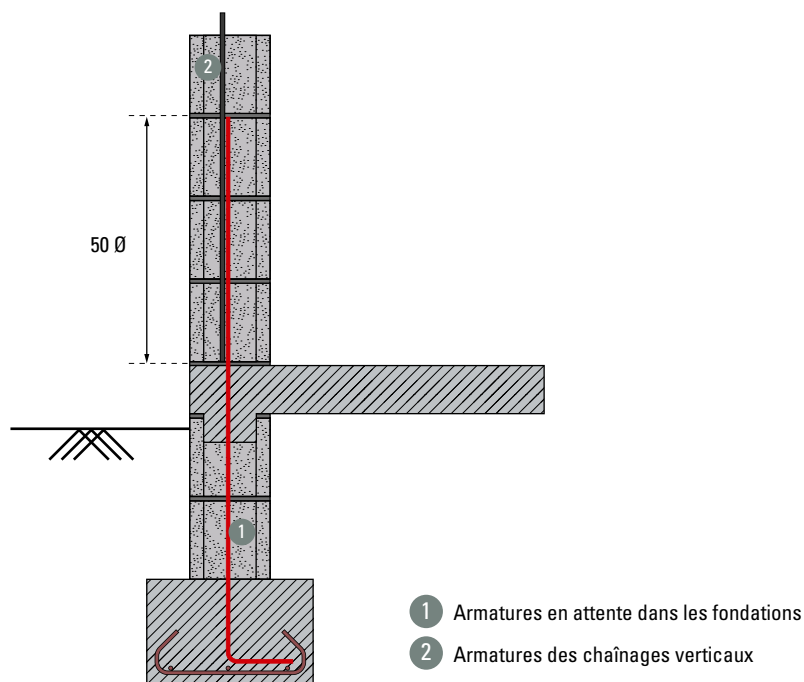


Figure 45 : Exemple de liaisons entre armatures de fondations et chaînage vertical

5.3.3 Chaînages verticaux

5.3.3.1 Principe général

La position des chaînages verticaux et les sections **minimales** d'armatures à mettre en place sont décrites par les principes ci-après :

- chaînages verticaux principaux :
 - $2,26 \text{ cm}^2$ minimum (2HA12) avec épingle $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6) $e = 20 \text{ cm}$;
 - espacement $< 4,00 \text{ m}$.
- chaînages verticaux secondaires :
 - $1,13 \text{ cm}^2$ minimum (1HA12)
 - espacement $\leq 1,20 \text{ m}$;
- chaînages verticaux d'angles :
 - $2,26 \text{ cm}^2$ minimum (2HA12) ;
 - avec épingle $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6) $e = 20 \text{ cm}$.
- chaînages verticaux de liaison murs extérieurs et refends :
 - $2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12) (mur principal) + $1,13 \text{ cm}^2$ (1HA12) (mur de refend) minimum ;
 - avec épingle $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6) dans le joint tous les 3 rangs de bloc.
- chaînages verticaux au droit des ouvertures :
 - $1,13 \text{ cm}^2$ (1HA12) pour les ouvertures $\leq 2,00 \text{ m}$;
 - $2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12) pour les ouvertures $> 2,00 \text{ m}$.
- chaînages verticaux en extrémité de mur libre :
 - $2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12) minimum ;
 - avec épingle $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6) $e = 20 \text{ cm}$.

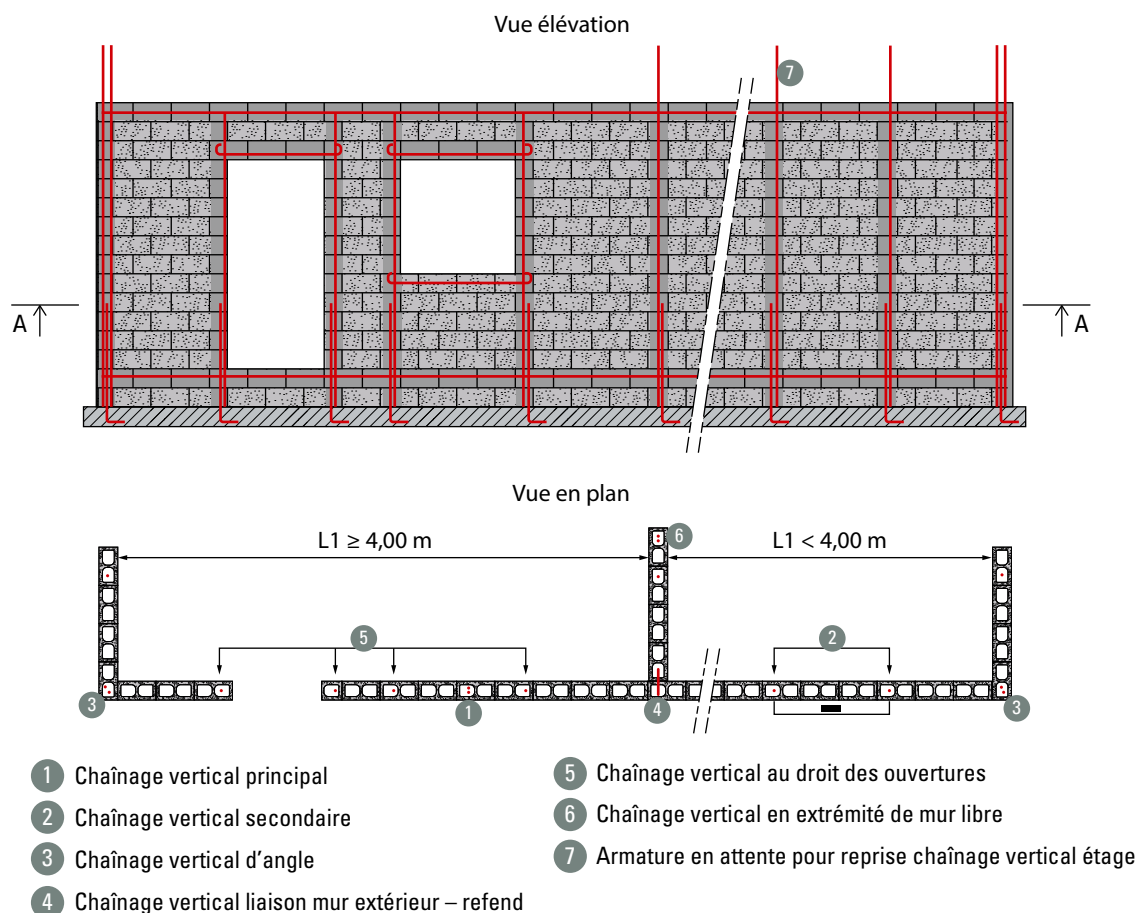


Figure 46 : Exemple de chaînages verticaux

La priorité entre les chaînages verticaux doit respecter les prescriptions données au NF DTU 20.1 P3.

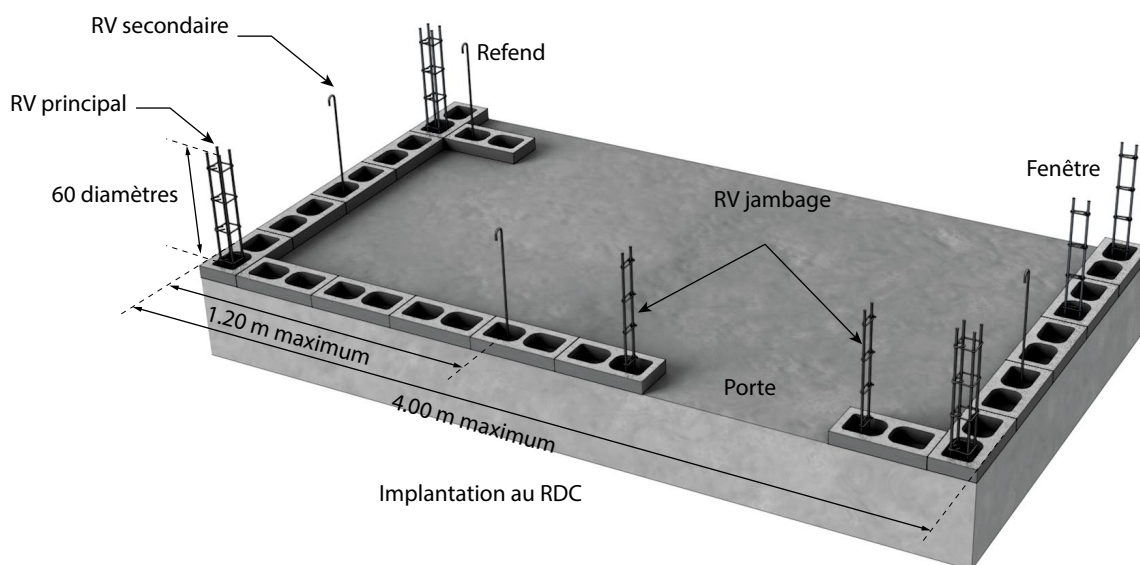


Figure 47 : Exemple de chaînages verticaux

5.3.3.2 Chaînages verticaux principaux

Lorsque les murs porteurs extérieurs ou intérieurs ne sont pas contreventés sur une longueur $\geq 4,00$ m, il est nécessaire de mettre en œuvre des chaînages verticaux principaux constitués d'une section minimale d'armatures $\geq 2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12) avec épingle de $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6) de section $e = 20$ cm.

Ces armatures de chaînages verticaux sont ancrées dans les fondations ou dans le mur du niveau inférieur.

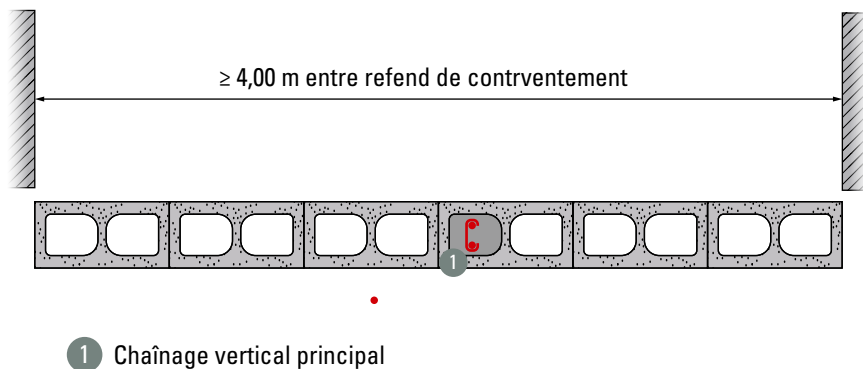


Figure 48 : Chaînages verticaux principaux

5.3.3.3 Chaînages verticaux secondaires

En partie courante de tous les murs et refends porteurs, il est nécessaire de mettre en œuvre des chaînages verticaux secondaires espacés d'1,20 m (toutes les 6 alvéoles) et constitués d'une section d'armatures $\geq 1,13 \text{ cm}^2$ (1HA12).

Ces armatures de chaînages verticaux sont ancrées dans les fondations ou dans le mur du niveau inférieur.

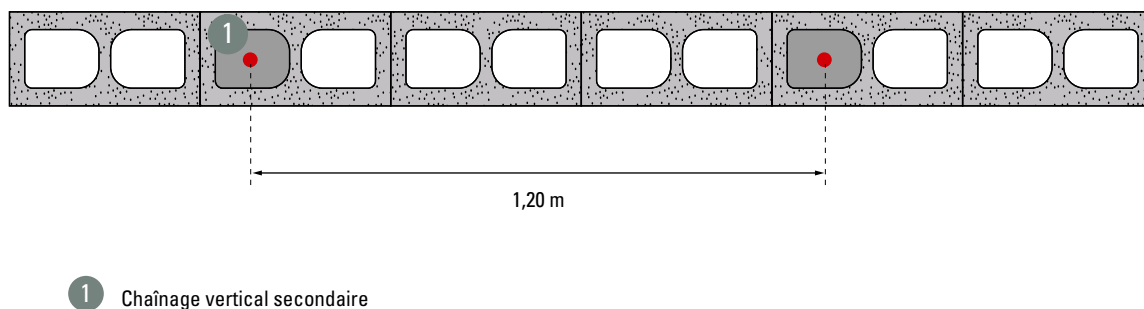


Figure 49 : Chaînages verticaux secondaires

5.3.3.4 Chaînages verticaux d'angle

Dans les angles, il est nécessaire de mettre en œuvre un chaînage vertical constitué d'une section minimale d'armatures $\geq 2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12)

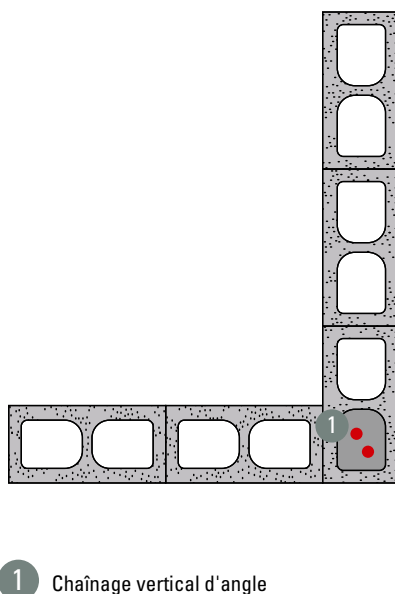


Figure 50 : Chaînage vertical d'angle

5.3.3.5 Chaînages verticaux de liaison murs extérieurs et refends

Pour assurer la reprise des efforts entre murs extérieurs et refends porteurs, la liaison entre les deux murs est réalisée comme suit :

- dans le mur extérieur : une section minimale d'armatures $\geq 2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12) ;
- à l'extrémité du mur de refend : une section minimale d'armatures $\geq 1,13 \text{ cm}^2$ (1HA12) ;
- pour la transmission des efforts entre ces deux chaînages verticaux : des épingles de $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6) de section minimale insérées dans le joint tous les 3 rangs de bloc.

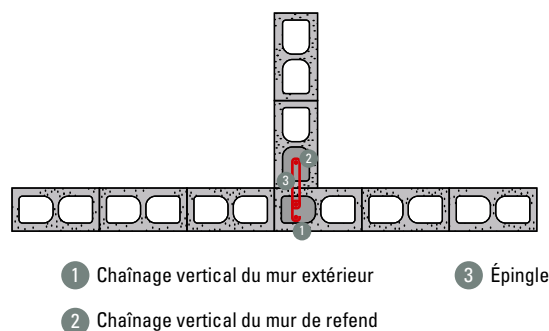


Figure 51 : Chaînages verticaux de liaison murs extérieurs et refends

5.3.3.6 Chaînages verticaux au droit des baies

Au droit des baies, des chaînages verticaux sont réalisés en respectant les sections minimales d'armatures suivantes :

- $1,13 \text{ cm}^2$ (1HA12) pour les portées $L \leq 2,00 \text{ m}$;
- $2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12) pour les portées $L > 2,00 \text{ m}$.

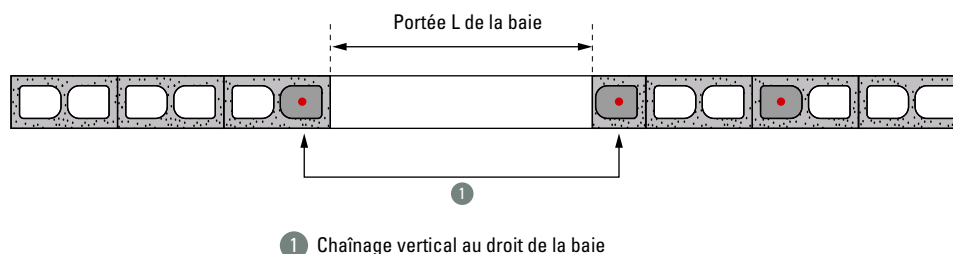


Figure 52 : Chaînages verticaux au droit des baies

5.3.3.7 Chaînages verticaux en extrémité de mur libre

Les extrémités des murs libres sont renforcées par un chaînage vertical de section minimale d'armatures de $2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12), avec épingle $0,26 \text{ cm}^2$ (1HA6), $e = 20 \text{ cm}$.

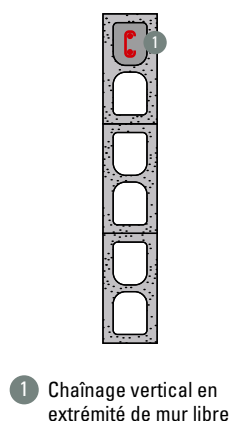


Figure 53 : Chaînages verticaux en extrémité de mur libre

5.3.3.8 Renforcement sous charges localisées

Lorsqu'un élément de l'ouvrage apporte une charge ponctuelle en tête de mur, il convient de vérifier que la valeur de la charge verticale concentrée, $N_{Ed,c}$, appliquée sur le mur de maçonnerie, est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la résistance à la charge verticale concentrée du mur, N_{Rdc} , calculée selon le 6.1.3 de la NF EN 1996-1-1.

Le renforcement sous la charge localisée est réalisé par la mise en place d'une succession de chaînages verticaux d'une section minimale de $1,13 \text{ cm}^2$ (figure ci-après).

Sous la charge, une armature de répartition d'une section minimale de $1,13 \text{ cm}^2$ est positionnée dans des blocs chaînages.

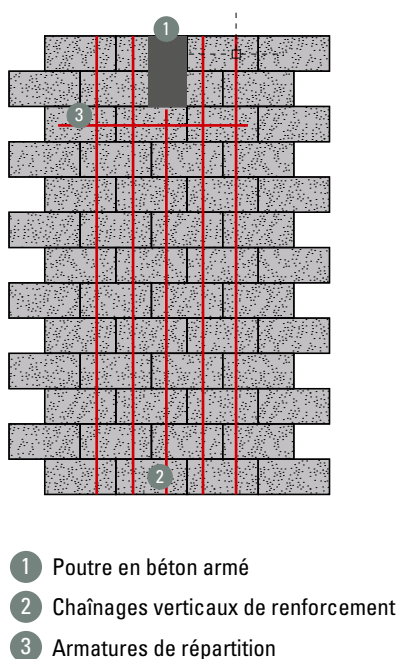


Figure 54 : Principe de renforcement sous charge localisée

5.3.4 Chaînages horizontaux

Ils peuvent être réalisés en utilisant des blocs spéciaux.

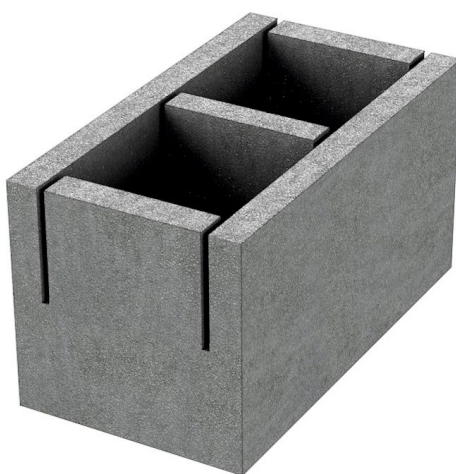
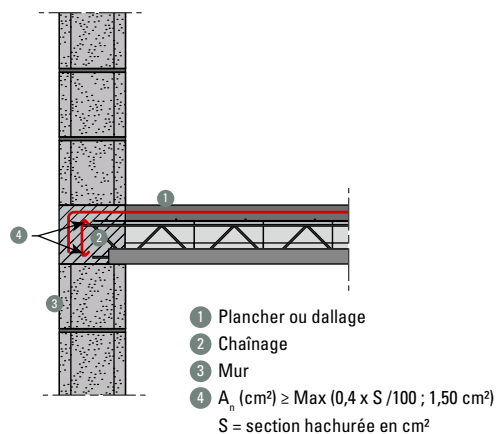


Figure 55 : Bloc spécial de chaînage horizontal-Cas des niveaux courants

Dans les niveaux courants, les chaînages horizontaux surmontant les murs extérieurs et intérieurs doivent comporter une section minimale d'armatures longitudinales A_r , au moins égale à 0,4 % de la section du béton, sans être inférieure à $1,50 \text{ cm}^2$.



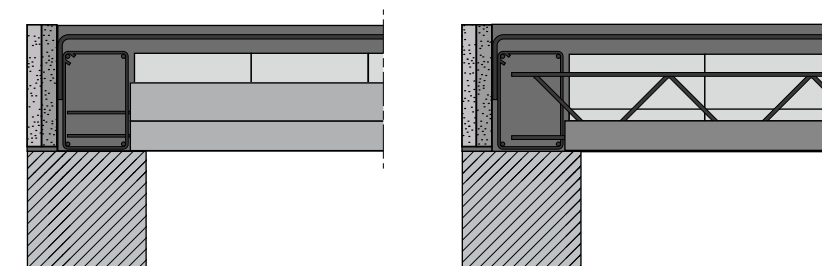
La section hachurée correspond à la section concernée par le chaînage.

Figure 56 : Armatures minimales des chaînages horizontaux

NOTE

À section équivalente, plusieurs barres de faible diamètre sont préférables à des barres de gros diamètre.

La largeur de la zone d'appui du plancher incluant le chaînage ne doit pas être inférieure aux 2/3 de l'épaisseur du mur porteur inférieur.



Plancher en élément préfabriqué

Plancher en élément préfabriqué

Figure 57 : Zone d'appui du plancher

5.3.4.1 Cas des planchers terrasses

Dans le cas de planchers-terrasses en béton armé, la section minimale des armatures longitudinales des chaînages A_n , telle que définie dans le § 5.3.4 Chaînages horizontaux, ne peut être inférieure à 3,08 cm² (4 HA10 par exemple).

Ces armatures sont distinctes de celles des voiles d'acrotère ou des corniches.

Des armatures transversales (ou éléments de montage) peuvent être prévues pour le montage des armatures longitudinales des chaînages décrits.

5.3.4.2 Chaînages inclinés

Un chaînage de couronnement en béton armé des murs, incliné dans le cas des pointes des murs de pignon et des murs intermédiaires de refend, doit être prévu dès lors que la hauteur sous pointe de ces murs est supérieure à 1,50 m. Leur hauteur minimale est de 10 cm, ils peuvent être réalisés à l'aide de blocs spéciaux.

NOTE 1

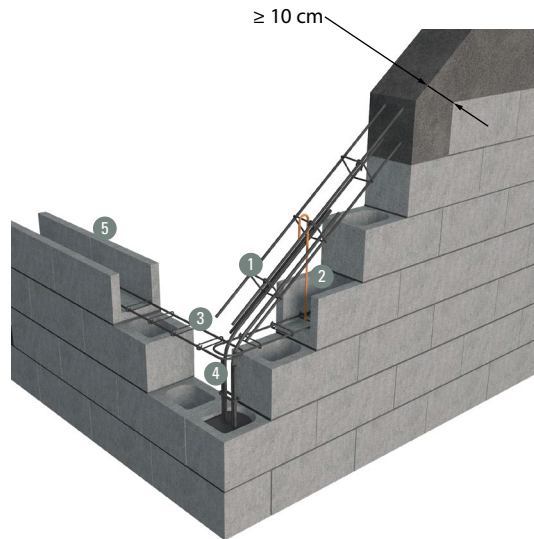
Le chaînage ne dispense pas de dispositifs temporaires de contreventement. La section d'armatures longitudinales est identique à celle des chaînages verticaux. Des armatures transversales peuvent être prévues pour le montage des armatures longitudinales.

NOTE 2

En l'absence de planelles, il est autorisé de masquer le chaînage incliné des murs de pignon par des planches de rives ou des rabats de la couverture.

NOTE 3

Le chaînage incliné peut faciliter la fixation des sabots métalliques portant les pannes.



- | | |
|--|------------------------|
| ① Armatures de chaînages inclinés | ④ Armatures de liaison |
| ② Ancrage des chaînages verticaux | ⑤ Bloc de chaînage |
| ③ Armatures de chaînages horizontaux
(le chaînage horizontal doit également
être continu et verrouillé avec les autres
chaînages pour assurer la fermeture de la ceinture.) | |

Figure 58 : Exemple de chaînage incliné

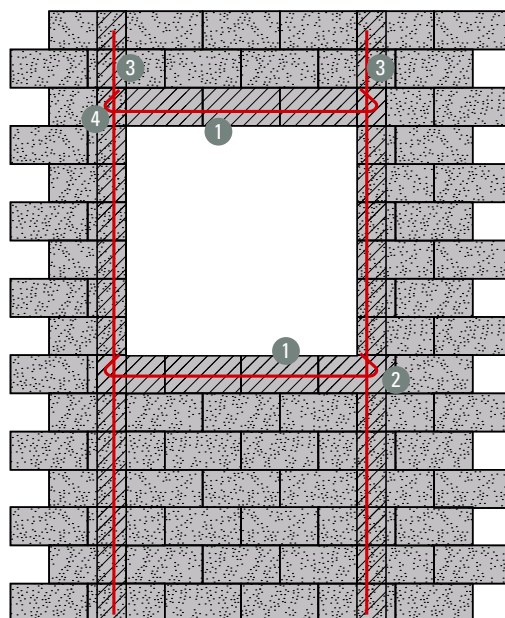
5.3.5 Ouvertures et baies

Les ouvertures et les baies doivent être encadrées par des chaînages verticaux et horizontaux (Figure ci-après).

Les chaînages verticaux au droit des ouvertures et des baies sont réalisés avec une section minimale d'armatures de $1,13 \text{ cm}^2$. Ces armatures sont ancrées dans les fondations et dans le chaînage du niveau supérieur.

L'appui de baie est réalisé avec la mise en œuvre d'un bloc chaînage et une section minimale d'armatures de $1,13 \text{ cm}^2$.

Les linteaux sont réalisés avec des blocs chaînages et une section minimale d'armatures.



- | | |
|-----------------------------|---|
| 1 Bloc de chaînage | 3 Chaînages verticaux au droit de l'ouverture |
| 2 Armatures d'appui de baie | 4 Armatures de linteaux |

Figure 59 : Disposition des armatures des ouvertures et des baies

5.4 Dimensionnement

Ce paragraphe présente le contexte et les hypothèses de calcul des tableaux de dimensionnement de l'annexe A¹.

Les tableaux de dimensionnement donnent :

- la surface cumulée minimale de murs primaires nécessaire pour l'ouvrage concerné, selon que les joints verticaux soient remplis, non remplis ou interrompus ;
- la longueur minimale de chaque mur en fonction des armatures longitudinales qui y sont disposées.

Les tableaux de dimensionnement sont donnés pour des murs dont l'épaisseur vaut 20 cm.

Les tableaux donnant la surface cumulée minimale des murs primaires dépendent de la pression dynamique de pointe (q_p , étudiée entre 1,0 et 3,0 kPa), du type des joints verticaux, de la surface de plancher, du nombre de niveaux et de la nature de la toiture (légère ou lourde).

Cette longueur a été établie en considérant l'équilibre entre :

- la résistance au cisaillement de la maçonnerie qui dépend de la longueur minimale du mur et résistance au cisaillement de quatre chaînages ;
- la charge de vent appliquée à la construction.

Les tableaux donnent également la longueur L_i nécessaire pour réaliser l'équilibre en flexion composée du mur sous les sollicitations qui lui reviennent (effort normal + moment de flexion) à la base, avec des chaînages.

Les tableaux de dimensionnement ne s'appliquent pas aux murs chargés hors plan.

Les tableaux de dimensionnement ne s'appliquent que pour les bâtiments pour lesquels l'écart entre les surfaces des divers planchers n'excède pas 20 % et la longueur maximale de la façade est égale à 20 m.

Pour les murs en maçonnerie comprenant des ouvertures, seuls les trumeaux sont pris en compte. Chaque trumeau compte pour un contreventement.

¹ Les hypothèses et les méthodes de calculs appliquées sont développées dans le guide pédagogique pour l'information des utilisateurs.

Les tableaux de dimensionnement sont calculés pour le cas suivant :

	La Réunion (blocs américains)
Types de joints verticaux	Remplis (joints interrompus à la face des éléments)

Tableau 13 : Types de joints verticaux

On considère que l'ensemble des murs dans une direction, primaires et secondaires, reprennent 30 % des charges gravitaires, ceci pour couvrir le cas des planchers portant dans une direction. Ce coefficient est applicable sans modification à l'ensemble des murs primaires dans une direction même si la longueur L_T des murs primaires est inférieure à la longueur cumulée totale L_0 des murs, à conditions que la somme des largeurs de planchers reprises par les poteaux ou les murs de moins de 1,2 m de longueur ne dépasse pas 20 % de la somme des largeurs reprises par les murs primaires de contreventement, dans chacune des deux directions de la construction.

5.5 Assemblage avec les éléments de charpente

Les organes de liaison sont déterminés en commun avec le charpentier. Pour des exemples de force d'arrachement, se référer aux parties 6.4.4, 7.4.3 et 9.4.4.

5.5.1 Fixation des pannes de charpente

La fixation des pannes (type profilé C en acier) réalisée avec une cornière métallique type L respecte les dispositions de la figure ci-dessous.

La cornière métallique doit faire l'objet d'un traitement anti-corrosion sous forme de peinture conforme à la norme NF EN ISO 12 944. Alternativement, la cornière peut être en acier inoxydable ou bien galvanisé en fonction de l'agressivité de l'environnement.

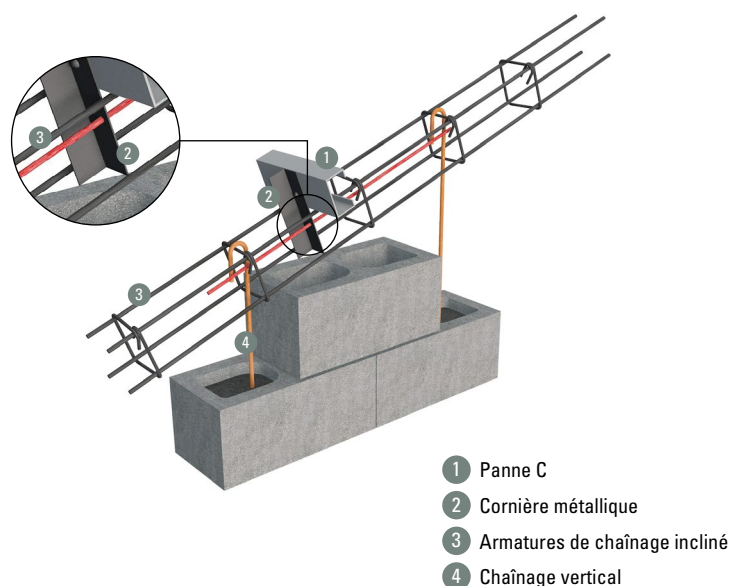


Figure 60 : Jonction panne de charpente sur chaînage incliné

5.5.2 Fixation des solives

La fixation des solives destinées à la réalisation de plancher porteur est réalisée avec des sabots métalliques conforme à la norme NF EN 845-1.

La mise en œuvre de blocs chaînages dans lesquels est intégrée une armature de chaînage permet d'assurer la transmission des efforts du plancher et la fixation des organes de liaison.

La fixation des éléments de liaison est assurée par des chevilles mécaniques ou chimiques de longueur adaptée intégrant l'épaisseur des parois des blocs. Une distance minimale de 7 cm entre la cheville et le bord supérieur du chaînage est à respecter.

NOTE

Le choix adéquat des organes de liaison et de leurs fixations contribue au bon comportement ultérieur de l'ouvrage en service. L'entreprise chargée de l'exécution de la maçonnerie n'est pas toujours directement concernée par les organes de liaison et de leurs fixations. Se référer alors au NF DTU 20.1 P2 et aux Documents Particuliers du Marché qui définissent l'entreprise qui en sera chargée.

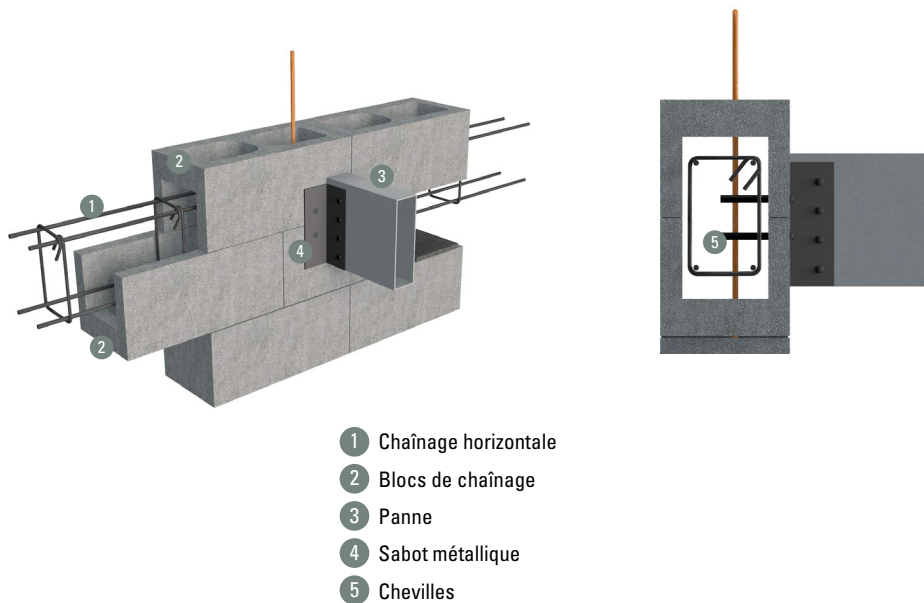


Figure 61 : Fixation des solives sur murs porteurs

CHARPENTE EN BOIS

6.1 Matériaux

Le choix des matériaux et des produits de construction revêt une importance cruciale pour la sécurité et la durabilité des bâtiments. Les performances sont spécifiées par le fabricant conformément au marquage CE et sont directement affichées sur le produit lui-même ou sur l'étiquette qui l'accompagne.

6.1.1 Bois

En raison de l'influence de l'environnement fortement humide à la Réunion, on utilise des bois résineux et des bois feuillus tropicaux dont le taux d'humidité ne dépasse pas 20 % pour la fabrication des éléments structuraux. Ces bois destinés aux éléments structuraux répondent aux exigences des classes 3 ou 4 (conformément à la norme NF EN 1995-1-1 et à l'AN) et bénéficient d'une protection anti-termites. En ce qui concerne les bois destinés aux éléments non structuraux, ils satisfont aux exigences de la classe 3 (conformément à la norme NF EN 1995-1-1 et à l'AN), que ce soit grâce à leur durabilité naturelle ou à un traitement approprié.

Classe d'emploi du bois		Exposition
1		Toujours à l'abri des intempéries
2		À l'abri des intempéries Humidification occasionnelle
3	3.1	Soumis à une alternance rapide humidification/séchage
	3.2	Soumis à une alternance humidification/séchage avec stagnation d'eau
4		Soumis à humidification fréquente avec stagnation d'eau En contact avec le sol
5		En contact permanent avec de l'eau de mer

Tableau 14 : Définition des classes d'emploi du bois

NOTE

Pour les projets de construction bois, une aide à la décision de classement en classe de service conventionnelle de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) est proposée par le projet « BOIS DURAMHEN ».

Les panneaux contreplaqués de type EN 636-2, les panneaux de particules de type P5 et P7, ainsi que les panneaux de fibres, ne sont pas destinés à être utilisés à des fins structurelles.

6.1.2 Couverture

La couverture est constituée de plaques métalliques ondulées ou nervurées.

6.1.3 Assemblages métalliques

Les systèmes d'assemblage et de fixation de la charpente en bois sont fabriqués en acier avec un revêtement zingué validé pour une utilisation en classe de service 2, avec un revêtement de type Z275¹ minimum. L'utilisation d'assemblages en acier inoxydable permet une meilleure durabilité.

Lors de l'utilisation des pointes et des vis, les bois feuillus d'essence tropicale sont pré-perçés.

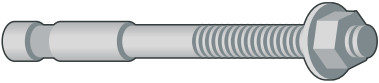
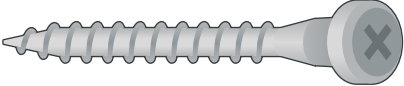
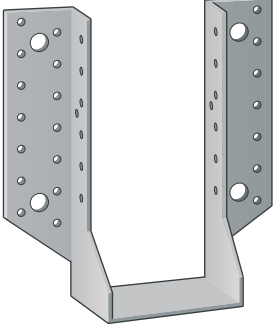
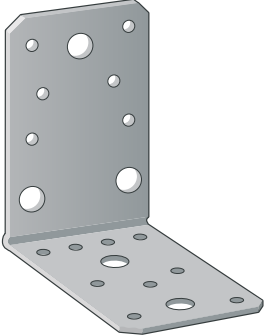
Composant	Domaine d'application	Figure
Boulon tête hexagonale	Sabots de charpente, équerres mixtes renforcées, pieds de poteau	
Goujon d'ancrage inox	Fixation dans un chaînage	
Vis	Sabot de charpente	
Vis à bois structurale	Assemblage d'éléments en bois	
Sabot à ailes extérieures	Solives, pannes, poutres lisses, butées de chevrons	
Équerre structurale	Pannes, chevrons	

Tableau 15 : Domaine d'application des composants principaux de l'assemblage

¹ Ce revêtement n'est pas adapté aux assemblages exposés aux embruns marins. Dans de telles situations, les pièces métalliques sont en acier inoxydable A2 pour des conditions normales et en A4 pour une utilisation en front de mer.

6.2 Dispositions constructives

L'ossature de charpente est composée de fermes et de chevrons ou pannes. Leurs caractéristiques principales sont les suivantes :

- les fermes ont une portée maximale de 10 m et sont espacées de 3 m maximum ;
- les éléments constituant une ferme sont les suivants :
 - les poinçons sont de section 15 × 15 cm minimum ;
 - les arbalétriers sont de section 8 × 25 cm minimum ;
 - les contre-fiches sont de section 8 × 15 cm minimum ;
 - les entrails sont de section 2 × 5 × 15 cm minimum ;
 - les contre-fiches font un angle de 45° maximum par rapport au poinçon.

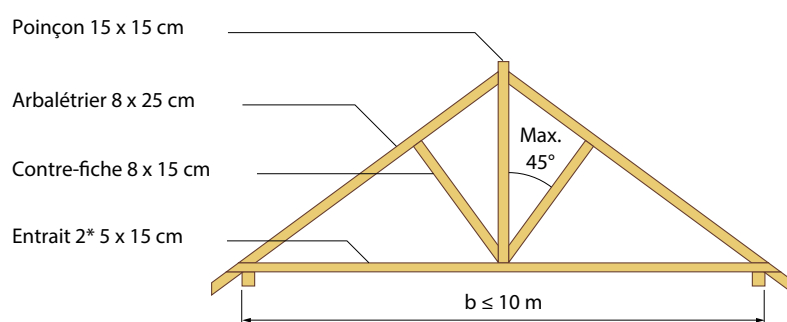


Figure 62 : Exemple de composants d'une ferme

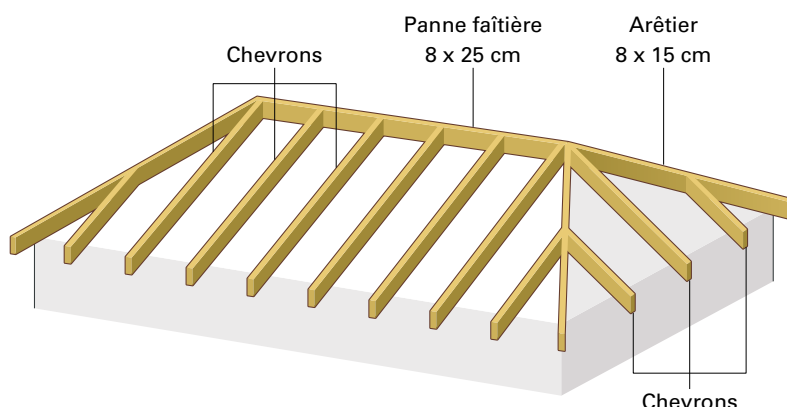


Figure 63 : Exemple d'une charpente à 4 versants

Dans le cas d'une charpente en bois de mur à mur, l'ossature de charpente est constituée d'une panne faitière en haut, d'une panne sablière en bas et des pannes intermédiaires en milieu de la charpente.

Le contreventement de la charpente est assuré par :

- les contreventements de versants (stabilité hors plan des fermettes) ;
- un diaphragme ou une poutre au vent au niveau des entrails (rigidité et résistance pour redistribuer les efforts aux murs primaires).

6.2.1 Contreventement de versants

Les versants sont contreventés :

- soit par des panneaux rigides (plaques à base de bois) ;
- soit par des éléments diagonaux type croix de contreventement situés dans le plan des versants et rejoignant les extrémités du versant.

6.2.1.1 Contreventement par des panneaux rigides (plaques à base de bois)

La mise en œuvre sur les chevrons ou pannes de plaques en contreplaqué ou plaques de sous-toiture hydrofuge couvrant toute la surface des versants permet une meilleure stabilité de la charpente dans son plan horizontal. Les caractéristiques principales sont les suivantes :

- l'épaisseur est de 10 mm minimum pour les plaques en contreplaqué et de 14 mm pour les plaques de sous-toiture hydrofuge ;
- les dimensions des plaques sont supérieures ou égales à 120 × 240 cm en partie courante ;
- les plaques ne comportent aucune ouverture, trou ou défaut et défaut ;
- les plaques sont disposées en quinconce (pas d'alignement des joints) ;
- les plaques sont vissées sur tout leur pourtour. Les vis sont espacées de 15 cm maximum et placées de 1 à 1,5 cm des bords ;
- la largeur des joints entre plaques est d'environ 1 mm/m de longueur de plaques ;
- les liteaux de section 50 × 80 mm sont fixés par le dessus sur les plaques, au droit des joints de plaques. Les vis sont espacées de 15 cm maximum ;
- les vis sont à tête plate. Les pré-trous sont nécessaires et ont un diamètre inférieur d'au moins 2 mm par rapport au diamètre de la vis.

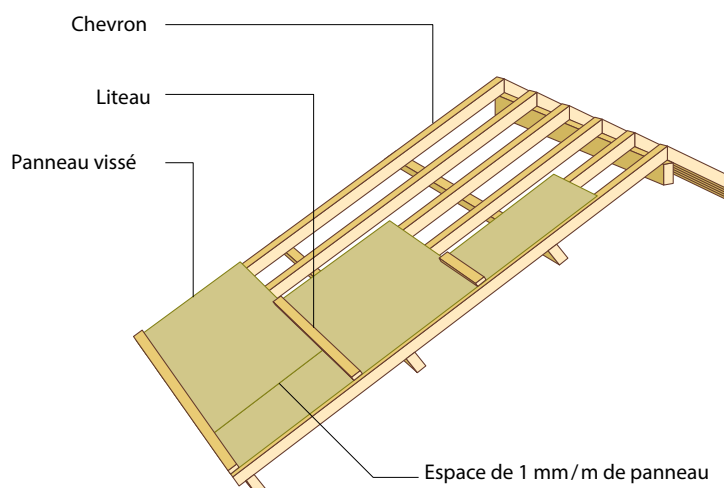


Figure 64 : Exemple de contreventement de versants par des plaques à base de bois

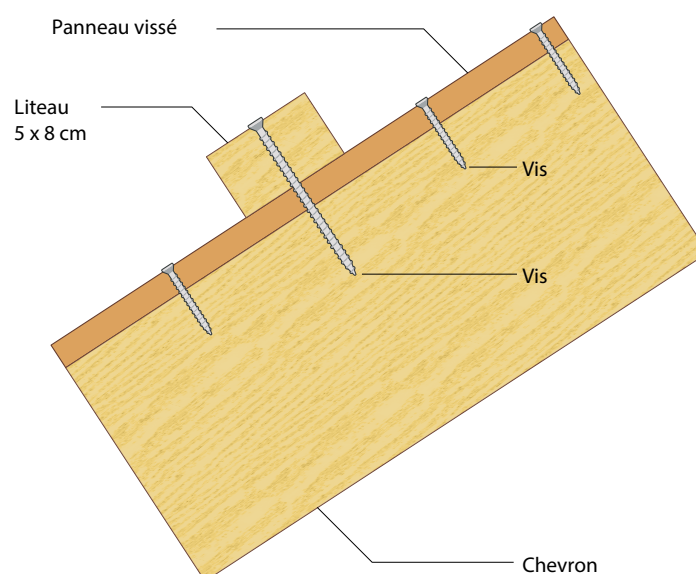


Figure 65 : Exemple de fixation de liteau sur le chevron au travers de la plaque

6.2.1.2 Contreventement par des diagonales en bois

La mise en œuvre des diagonales entre chevrons ou pannes permet également une meilleure stabilité de la charpente dans le plan horizontal. Les caractéristiques principales sont les suivantes :

- la section des diagonales est de 8×10 cm minimum ;
- la liaison entre les diagonales et des éléments de la charpente est réalisée par 2 clous crantés ou torsadés de diamètre de 3,1 mm maximum.

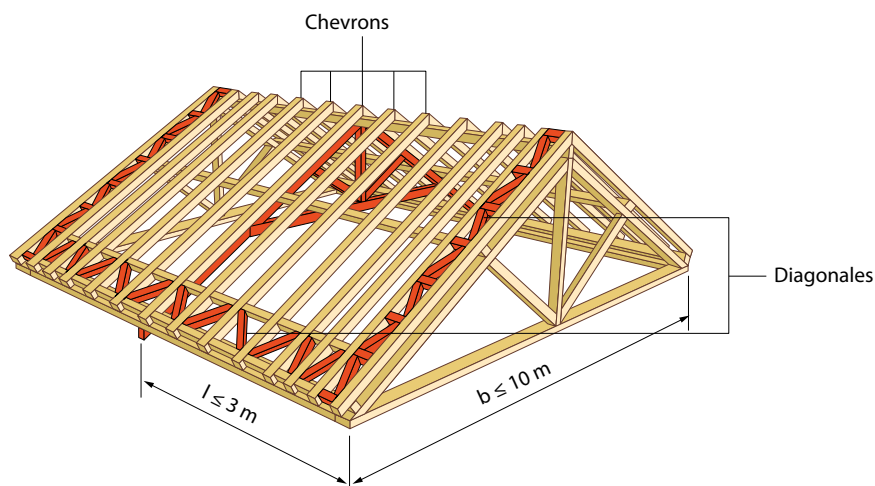


Figure 66 : Exemple de diagonales mises en œuvre entre chevrons

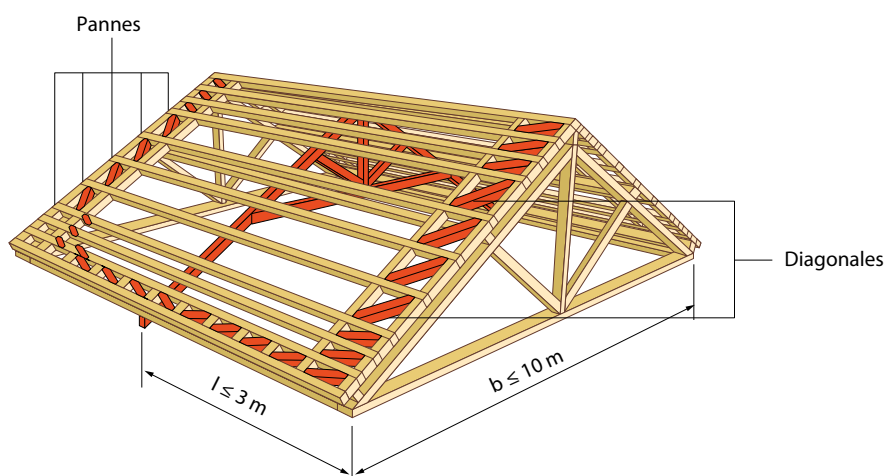


Figure 67 : Exemple de diagonales mises en œuvre entre pannes

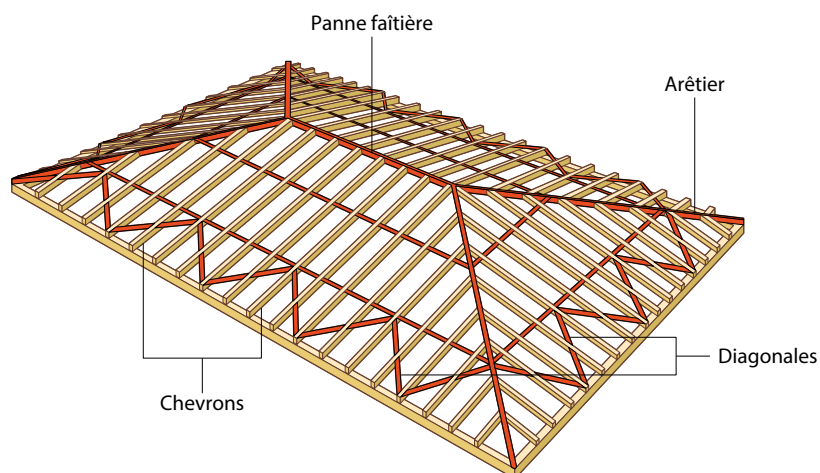


Figure 68 : Exemple de diagonales mises en œuvre pour une charpente à 4 versants

6.2.2 Diaphragme ou poutre au vent au niveau des entrails

Le contreventement horizontal de la charpente est réalisé dans le plan horizontal des entrails par la pose entre les chevrons et les pannes d'éléments de triangulation en bois de section minimale $8 \times 10 \text{ cm}^2$ créant des poutres au vent.

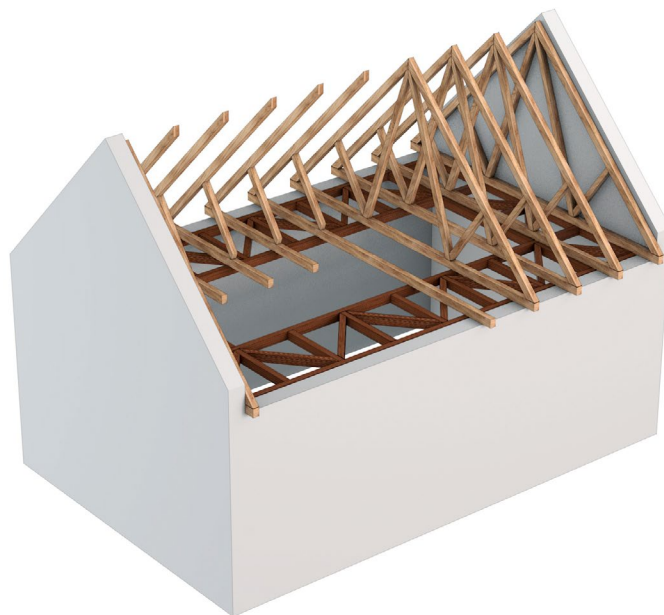


Figure 69 : Exemple de contreventement d'une charpente à 2 versants par poutres au vent horizontales dans le plan des entrails



Figure 70 : Exemple de contreventement d'une charpente à 4 versants par poutres au vent horizontales dans le plan des entrails (certains éléments de la charpente ne sont pas représentés pour mieux visualiser les poutres au vent).

De manière générale, le diaphragme horizontal relie les différents murs primaires comportant les éléments de contreventement et est mis en œuvre dans un plan général unique.

6.3 Dimensionnement

6.3.1 Hypothèses de calcul

Les configurations étudiées sont déclinées selon le nombre de versants, à savoir 1, 2 et 4 versants.

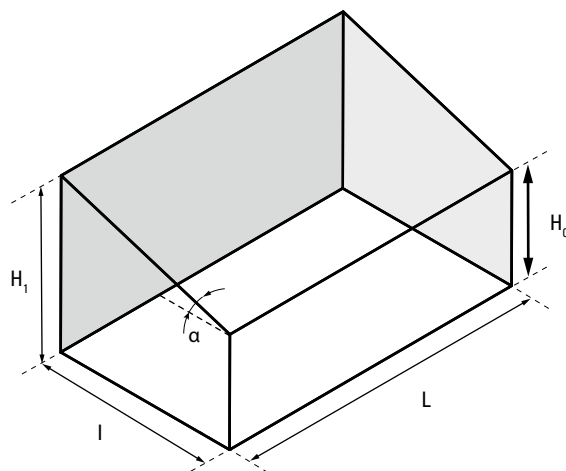


Figure 71 : Exemple de configuration avec la charpente à 1 versant

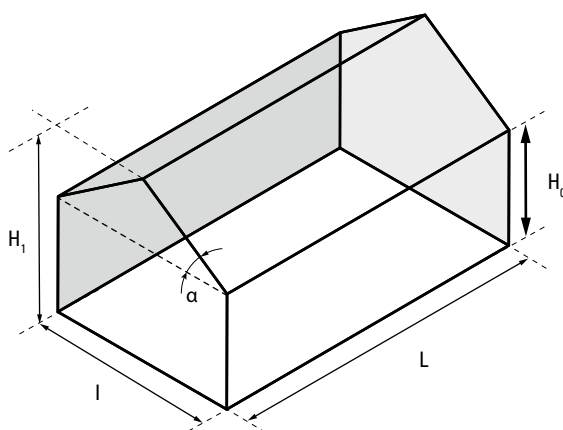


Figure 72 : Exemple de configuration avec la charpente à 2 versants

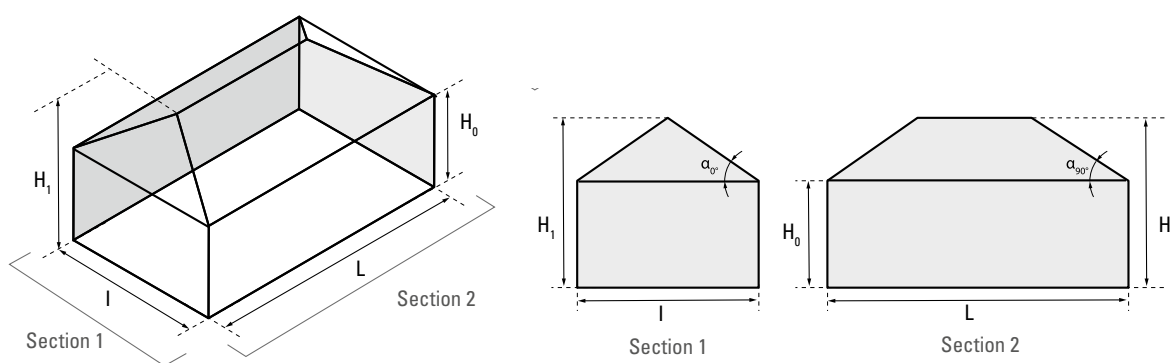


Figure 73 : Exemple de configuration avec la charpente à 4 versants

Les hypothèses et la méthode de calcul sont présentées dans le guide pédagogique. La pression du vent est plus élevée dans certaines zones de toiture telles que les rives ou à proximité des ruptures de pente concaves (faîtage d'un toit double pente par exemple). Des zones sont donc définies afin de prendre en compte cette disparité. Les hypothèses simplificatrices qui ont mené à la définition de ces zones sont présentées dans le guide pédagogique.

1 versant	2 versants	4 versants

Tableau 16 : Définition simplifiée des zones de toiture selon le nombre de versants

Les dimensions (projection sur le plan horizontal et non pas sur le plan des versants) sont données pour trois exemples types de bâtiment. La situation mono-versant correspond à un garage et les deux autres situations à une maison individuelle.

1 versant 6 × 5 m ²	2 versants 20 × 10 m ²	4 versants 20 × 10 m ²

Figure 74 : Exemples de dimensions des zones de toiture selon le nombre de versants (projection sur le plan horizontal et non pas sur le plan des versants)

Les pannes ou chevrons sont en bois de classe C24 et de sections de $8 \times 10 \text{ cm}^2$, de $8 \times 12 \text{ cm}^2$, $8 \times 15 \text{ cm}^2$ ou de $8 \times 20 \text{ cm}^2$. Les entraxes retenus sont respectivement de 40 cm dans les zones de rive, 60 cm et 120 cm dans la zone centrale.

NOTE 1

Une étude spécifique de la charpente et de la structure doit être menée dans le cas où un chauffe-eau solaire individuel (CESI) est installé sur une toiture existante. Dans le cas d'un bâtiment neuf, le poids du CESI est pris en compte dans le dimensionnement de la charpente et de la structure.

NOTE 2

Les tableaux de dimensionnement ci-après fournissent la portée maximale des éléments de charpente (pannes et chevrons) en fonction de l'espacement entre les éléments de charpente.

L'espacement des éléments de charpente étant conditionné par la conception de la couverture, il est nécessaire de se référer aux tableaux de dimensionnement du § 8.3.4 du (chapitre 8 Couverture en toiture) en parallèle des tableaux fournis ci-après.

6.3.2 Cas d'une charpente à 1 versant

Les valeurs maximales de portée de panne ou de chevron sont valables pour les charpentes dont la longueur est inférieure ou égale à 6 m et la largeur est inférieure ou égale à 5 m.

Si une panne ou un chevron appartient à plusieurs zones de toiture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne ou du chevron dans les zones concernées).

6.3.2.1 Pannes

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 3	zone 1	zone 3	zone 1	zone 3	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	2,60	2,65	1,84	3,00
	2	2,42	2,25	2,65	1,84	1,88	1,30	2,25
	3	1,97	1,84	2,17	1,50	1,53	1,06	1,84
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,21	3,00
	2	2,90	2,71	3,00	2,21	2,25	1,56	2,71
	3	2,37	2,21	2,60	1,80	1,84	1,28	2,21
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,76	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,76	2,81	1,95	3,00
	3	2,96	2,76	3,00	2,25	2,30	1,59	2,76
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,60	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,13	3,00

Tableau 17 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 3	zone 1	zone 3	zone 1	zone 3	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	2,52	2,65	1,78	3,00
	2	2,59	2,18	2,65	1,78	1,88	1,26	2,18
	3	2,12	1,78	2,17	1,46	1,53	1,03	1,78
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,14	3,00
	2	3,00	2,62	3,00	2,14	2,25	1,51	2,62
	3	2,54	2,14	2,60	1,75	1,84	1,23	2,14
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,67	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,67	2,81	1,89	3,00
	3	3,00	2,67	3,00	2,18	2,30	1,54	2,67
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,52	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,91	3,00	2,06	3,00

Tableau 18 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 3	zone 1	zone 3	zone 1	zone 3	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	2,52	2,56	1,78	3,00
	2	2,95	2,18	2,56	1,78	1,81	1,26	2,18
	3	2,41	1,78	2,09	1,46	1,48	1,03	1,78
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,14	3,00
	2	3,00	2,62	3,00	2,14	2,17	1,51	2,62
	3	2,89	2,14	2,51	1,75	1,78	1,23	2,14
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,67	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,67	2,72	1,89	3,00
	3	3,00	2,67	3,00	2,18	2,22	1,54	2,67
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,52	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,91	2,96	2,06	3,00

Tableau 19 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 30^\circ$

6.3.2.2 Chevrons

Section (cm²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)				Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		
		zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	
8 x 10	1	3,00	3,00	2,79	2,60	2,65	1,97	1,84	
	2	2,25	2,65	1,97	1,84	1,88	1,40	1,30	
	3	1,84	2,17	1,61	1,50	1,53	1,14	1,06	
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37	2,21	
	2	2,71	3,00	2,37	2,21	2,25	1,68	1,56	
	3	2,21	2,60	1,93	1,80	1,84	1,37	1,28	
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96	2,76	
	2	3,00	3,00	2,96	2,76	2,81	2,09	1,95	
	3	2,76	3,00	2,42	2,25	2,30	1,71	1,59	
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79	2,60	
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,28	2,13	

Tableau 20 : Exemple de portées maximales des chevrons pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 8,5^\circ$

Section (cm²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		
		zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,52	2,65	2,12	1,78
	2	2,18	2,65	2,12	1,78	1,88	1,50	1,26
	3	1,78	2,17	1,73	1,46	1,53	1,22	1,03
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	2,14
	2	2,62	3,00	2,54	2,14	2,25	1,80	1,51
	3	2,14	2,60	2,07	1,75	1,84	1,47	1,23
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,67
	2	3,00	3,00	3,00	2,67	2,81	2,24	1,89
	3	2,67	3,00	2,59	2,18	2,30	1,83	1,54
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	2,52
	3	3,00	3,00	3,00	2,91	3,00	2,44	2,06

Tableau 21 : Exemple de portées maximales des chevrons pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		
		zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	2,52	2,56	2,41	1,78
	2	2,18	2,56	2,41	1,78	1,81	1,70	1,26
	3	1,78	2,09	1,97	1,46	1,48	1,39	1,03
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,89	2,14
	2	2,62	3,00	2,89	2,14	2,17	2,04	1,51
	3	2,14	2,51	2,36	1,75	1,78	1,67	1,23
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,67
	2	3,00	3,00	3,00	2,67	2,72	2,55	1,89
	3	2,67	3,00	2,95	2,18	2,22	2,08	1,54
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,52
	3	3,00	3,00	3,00	2,91	2,96	2,78	2,06

Tableau 22 : Exemple de portées maximales des chevrons pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 30^\circ$

6.3.3 Cas d'une charpente à 2 versants

Les valeurs maximales de portée de panne ou de chevron sont valables pour les charpentes dont la longueur est inférieure ou égale à 20 m et la largeur est inférieure ou égale à 10 m.

Si une panne ou un chevron appartient à plusieurs zones de toiture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne ou du chevron dans les zones concernées).

6.3.3.1 Pannes

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,79	2,56	1,97
	2	2,42	2,56	1,97	1,81	1,40
	3	1,97	2,09	1,61	1,48	1,14
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37
	2	2,90	3,00	2,37	2,17	1,68
	3	2,37	2,51	1,93	1,77	1,37
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96
	2	3,00	3,00	2,96	2,71	2,09
	3	2,96	3,00	2,42	2,22	1,71
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79
	3	3,00	3,00	3,00	2,95	2,28

Tableau 23 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,41	2,12
	2	2,59	2,41	2,12	1,70	1,50
	3	2,12	1,97	1,73	1,39	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	2,89	2,54
	2	3,00	2,89	2,54	2,04	1,80
	3	2,54	2,36	2,07	1,67	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,55	2,24
	3	3,00	2,95	2,59	2,08	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	2,78	2,44

Tableau 24 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44

Tableau 25 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 30^\circ$

6.3.3.2 Chevrans

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,79	2,56	1,97
	2	2,42	2,56	1,97	1,81	1,40
	3	1,97	2,09	1,61	1,48	1,14
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37
	2	2,90	3,00	2,37	2,17	1,68
	3	2,37	2,51	1,93	1,77	1,37
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96
	2	3,00	3,00	2,96	2,71	2,09
	3	2,96	3,00	2,42	2,22	1,71
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79
	3	3,00	3,00	3,00	2,95	2,28

Tableau 26 : Exemple de portées maximales des chevrons pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,41	2,12
	2	2,59	2,41	2,12	1,70	1,50
	3	2,12	1,97	1,73	1,39	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	2,89	2,54
	2	3,00	2,89	2,54	2,04	1,80
	3	2,54	2,36	2,07	1,67	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,55	2,24
	3	3,00	2,95	2,59	2,08	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	2,78	2,44

Tableau 27 : Exemple de portées maximales des chevrons pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44

Tableau 28 : Exemple de portées maximales des chevrons pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 30^\circ$

6.3.4 Cas d'une charpente à 4 versants

Les valeurs maximales de portée de panne ou de chevron sont valables pour les charpentes dont la longueur est inférieure ou égale à 20 m et la largeur est inférieure ou égale à 10 m.

Si une panne ou un chevron appartient à plusieurs zones de toiture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne ou du chevron dans les zones concernées).

Le petit et le grand versants sont traités séparément. Deux cas sont à considérer :

- α_0 pour le grand versant ;
- α_{90} pour le petit versant.

6.3.4.1 Pannes

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	2,79	2,65	1,97	3,00	3,00
	2	2,42	2,65	1,97	1,88	1,40	2,42	2,96
	3	1,97	2,17	1,61	1,53	1,14	1,97	2,42
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37	3,00	3,00
	2	2,90	3,00	2,37	2,25	1,68	2,90	3,00
	3	2,37	2,60	1,93	1,84	1,37	2,37	2,91
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	2,96	2,81	2,09	3,00	3,00
	3	2,96	3,00	2,42	2,30	1,71	2,96	3,00
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,28	3,00	3,00

Tableau 29 : Exemple de portées maximales des pannes sur les grands versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12	3,00	3,00
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50	2,59	2,59
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22	2,12	2,12
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80	3,00	3,00
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47	2,54	2,54
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83	3,00	3,00
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44	3,00	3,00

Tableau 30 : Exemple de portées maximales des pannes sur les grands versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12	3,00	3,00
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50	2,59	3,00
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22	2,12	2,65
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80	3,00	3,00
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47	2,54	3,00
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83	3,00	3,00
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44	3,00	3,00

Tableau 31 : Exemple de portées maximales des pannes sur les grands versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 30^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,79	2,65	1,97	3,00
	2	2,42	2,65	1,97	1,88	1,40	2,42
	3	1,97	2,17	1,61	1,53	1,14	1,97
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37	3,00
	2	2,90	3,00	2,37	2,25	1,68	2,90
	3	2,37	2,60	1,93	1,84	1,37	2,37
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96	3,00
	2	3,00	3,00	2,96	2,81	2,09	3,00
	3	2,96	3,00	2,42	2,30	1,71	2,96
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,28	3,00

Tableau 32 : Exemple de portées maximales des pannes sur les petits versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12	3,00
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50	2,59
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22	2,12
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	3,00
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80	3,00
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47	2,54
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24	3,00
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83	3,00
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44	3,00

Tableau 33 : Exemple de portées maximales des pannes sur les petits versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12	3,00
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50	2,59
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22	2,12
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	3,00
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80	3,00
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47	2,54
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24	3,00
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83	3,00
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44	3,00

Tableau 34 : Exemple de portées maximales des pannes sur les petits versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 30^\circ$

6.3.4.2 Chevrons

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		
		zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79	3,00	2,65	1,97	2,42
	2	3,00	2,42	2,96	2,65	1,97	2,42	1,88	1,40	1,71
	3	2,65	1,97	2,42	2,17	1,61	1,98	1,53	1,14	1,40
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37	2,91
	2	3,00	2,90	3,00	3,00	2,37	2,91	2,25	1,68	2,05
	3	3,00	2,37	2,91	2,60	1,93	2,37	1,84	1,37	1,68
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96	3,00	2,81	2,09	2,57
	3	3,00	2,96	3,00	3,00	2,42	2,96	2,30	1,71	2,10
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,28	2,80

Tableau 35 : Exemple de portées maximales des chevrons sur les grands versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		
		zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	2,99	2,65	2,12	2,12
	2	3,00	2,59	2,59	2,65	2,12	2,12	1,88	1,50	1,50
	3	2,65	2,12	2,12	2,17	1,73	1,73	1,53	1,22	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	2,54
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	2,54	2,25	1,80	1,80
	3	3,00	2,54	2,54	2,60	2,07	2,07	1,84	1,47	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24	2,24
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,59	2,59	2,30	1,83	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44	2,44

Tableau 36 : Exemple de portées maximales des chevrons sur les grands versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)			Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		
		zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3	zone 1	zone 2	zone 3
8 x 10	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	3,00	2,65	2,12	2,65
	2	3,00	2,59	3,00	2,65	2,12	2,65	1,88	1,50	1,88
	3	2,65	2,12	2,65	2,17	1,73	2,17	1,53	1,22	1,53
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54	3,00	2,25	1,80	2,25
	3	3,00	2,54	3,00	2,60	2,07	2,60	1,84	1,47	1,84
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24	2,81
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,59	3,00	2,30	1,83	2,30
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44	3,00

Tableau 37 : Exemple de portées maximales des chevrons sur les grands versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 30^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,79	2,65	1,97
	2	2,42	2,65	1,97	1,88	1,40
	3	1,97	2,17	1,61	1,53	1,14
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,37
	2	2,90	3,00	2,37	2,25	1,68
	3	2,37	2,60	1,93	1,84	1,37
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,96
	2	3,00	3,00	2,96	2,81	2,09
	3	2,96	3,00	2,42	2,30	1,71
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,79
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,28

Tableau 38 : Exemple de portées maximales des chevrons sur les petits versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44

Tableau 39 : Exemple de portées maximales des chevrons sur les petits versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans les zones de rive, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
8 x 10	1	3,00	3,00	2,99	2,65	2,12
	2	2,59	2,65	2,12	1,88	1,50
	3	2,12	2,17	1,73	1,53	1,22
8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	2,54
	2	3,00	3,00	2,54	2,25	1,80
	3	2,54	2,60	2,07	1,84	1,47
8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,24
	3	3,00	3,00	2,59	2,30	1,83
8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,99
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,44

Tableau 40 : Exemple de portées maximales des chevrons sur les petits versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 30^\circ$

6.4 Assemblage

6.4.1 Assemblages entre éléments de charpente

Les assemblages structuraux réalisés au moyen d'éléments métalliques sont soumis à un marquage CE, à une évaluation technique européenne et à un cahier des charges technique du fournisseur.

Les clous, même s'ils sont torsadés, ne sont pas utilisés dans les assemblages soumis à la traction. Les assemblages travaillant à la traction sont réalisés avec des tirefonds ou boulons éventuellement combinés avec des plats ou cornières.

Les assemblages de charpentiers (embrèvements, enfourchements, tenons-mortaises, etc.), qui fonctionnent essentiellement par contact, ne sont pas utilisés pour assembler des éléments principaux participant au contreventement, sauf à fournir une justification particulière. Ces assemblages sont associés à des assemblages métalliques complémentaires. Il pourra s'agir de tiges métalliques (éclisses, boulons, vis, etc.), éventuellement associées à des équerres et sabots.

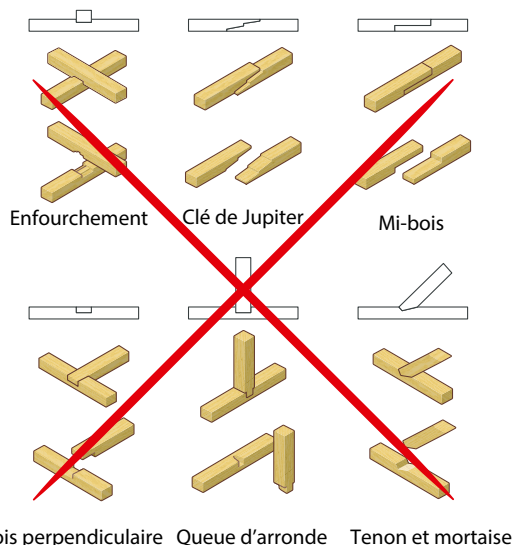


Figure 75 : Exemple d'assemblages de charpentiers nécessitant des dispositifs assurant leur maintien en position, même avec une inversion des efforts

6.4.1.1 Assemblage des éléments de la ferme

Les assemblages pour constituer une ferme sont :

- (1) assemblage arbalétrier – poinçon ;
- (2) assemblage contrefiche – poinçon ;
- (3) assemblage entrain moisé – arbalétrier ;
- (4) assemblage entrain moisé – poinçon.

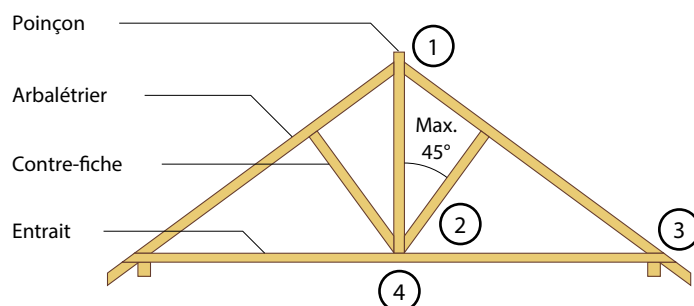


Figure 76 : Exemple d'assemblages des éléments de la ferme

(1) L'assemblage arbalétrier – poinçon est réalisé par un embrèvement avec tenon, renforcé par un boulon horizontal de diamètre de 10 mm.

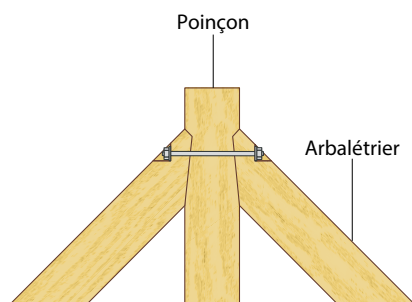


Figure 77 : Exemple d'assemblage poinçon-arbalétrier par un boulon

(2) L'assemblage contrefiche – poinçon est réalisé par un embrèvement, renforcé par un boulon de diamètre de 8 mm.

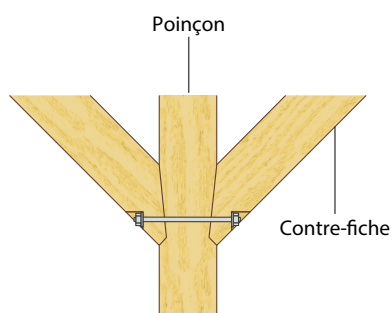


Figure 78 : Exemple d'assemblage contrefiche – poinçon par un boulon

(3) L'assemblage entrain moisé – arbalétrier est réalisé par un embrèvement avec tenon, renforcé par un boulon vertical de diamètre de 10 mm, ou dans le cas d'un entrain moisé par assemblage avec 2 boulons de diamètre de 8 mm.

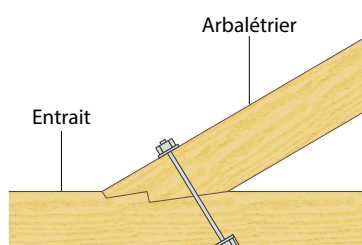


Figure 79 : Exemple d'assemblage entrain – arbalétrier par un boulon

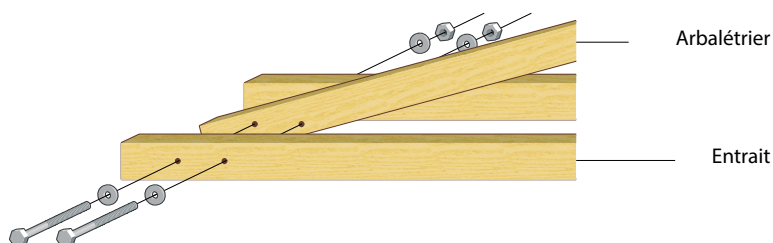


Figure 80 : Exemple d'assemblage entrain moisé – arbalétrier par 2 boulons

(4) L'assemblage entrain moisé – poinçon est assuré par réalisation d'un embrèvement simple, renforcé par 2 boulons de diamètre de 8 mm.

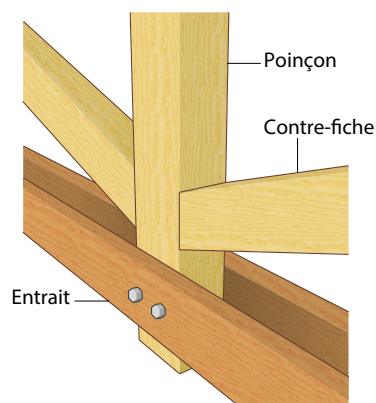


Figure 81 : Exemple d'assemblage entrain moisé – poinçon par 2 boulons

6.4.1.2 Fixation des pannes sur l'arbalétrier de la ferme

La fixation des pannes sur l'arbalétrier de la ferme est renforcée par la mise en œuvre de sabots métalliques, d'équerres et/ou de cornières métalliques renforcées.

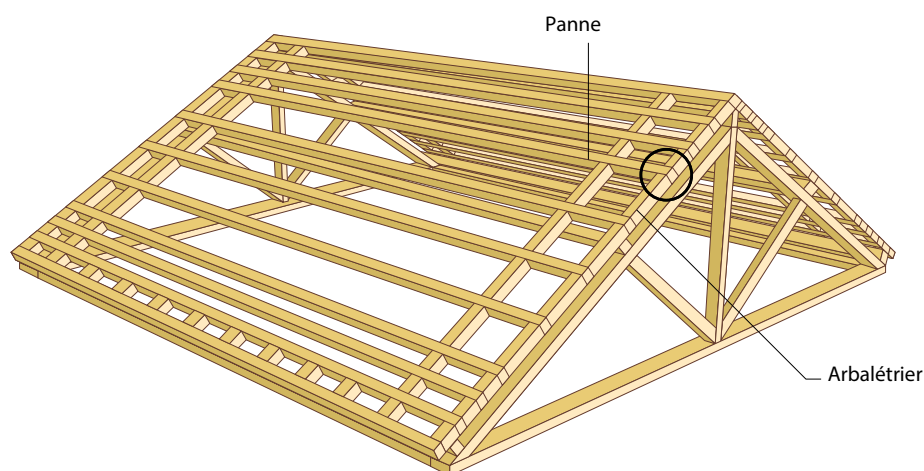


Figure 82 : Exemple de fixation des pannes sur l'arbalétrier

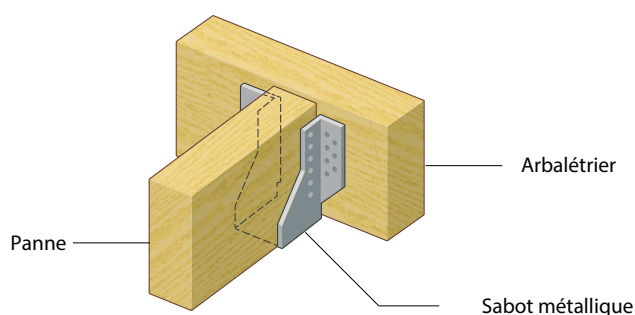


Figure 83 : Exemple de fixation des pannes sur l'arbalétrier par des sabots métalliques

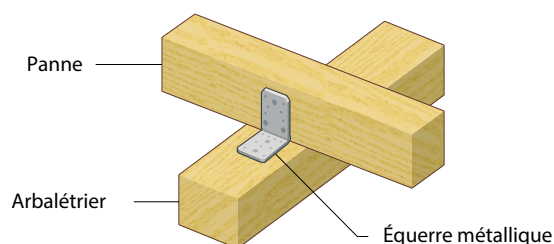


Figure 84 : Exemple de fixation des pannes sur l'arbalétrier par des équerres métalliques

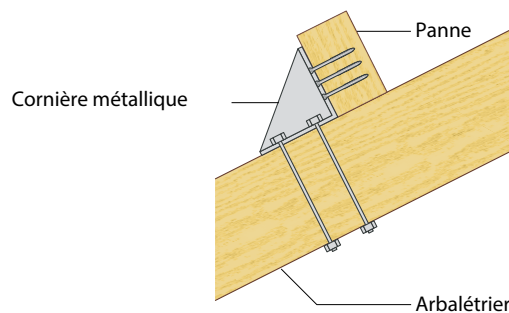


Figure 85 : Exemple de fixation des pannes sur l'arbalétrier par des cornières métalliques

La jonction simplement clouée des pannes en cours de portée est à éviter. Cette jonction, si nécessaire, est réalisée sur appuis.

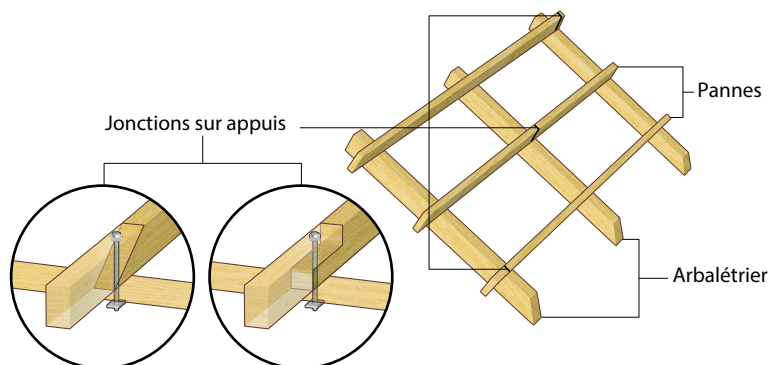


Figure 86 : Exemple de jonction éventuelle des pannes sur appuis à réaliser

6.4.1.3 Fixation des chevrons sur la panne faîtière

La fixation des chevrons sur la panne faîtière est renforcée par la mise en œuvre d'un boulon traversant, ou d'un tire-fond de diamètre de 8 mm.

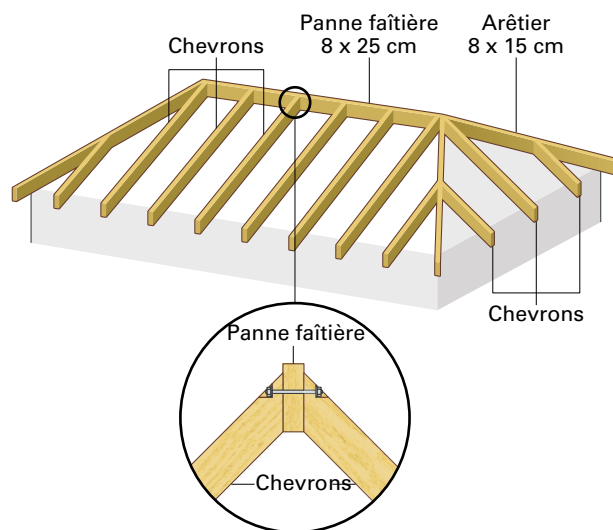


Figure 87 : Exemple de fixation des chevrons sur la panne faîtière par un boulon

6.4.1.4 Fixation des chevrons sur l'arêtier

La fixation des chevrons sur l'arêtier est réalisée par la mise en œuvre d'un tirefond de diamètre de 8 mm ou de 2 vis 6 x 120 mm.

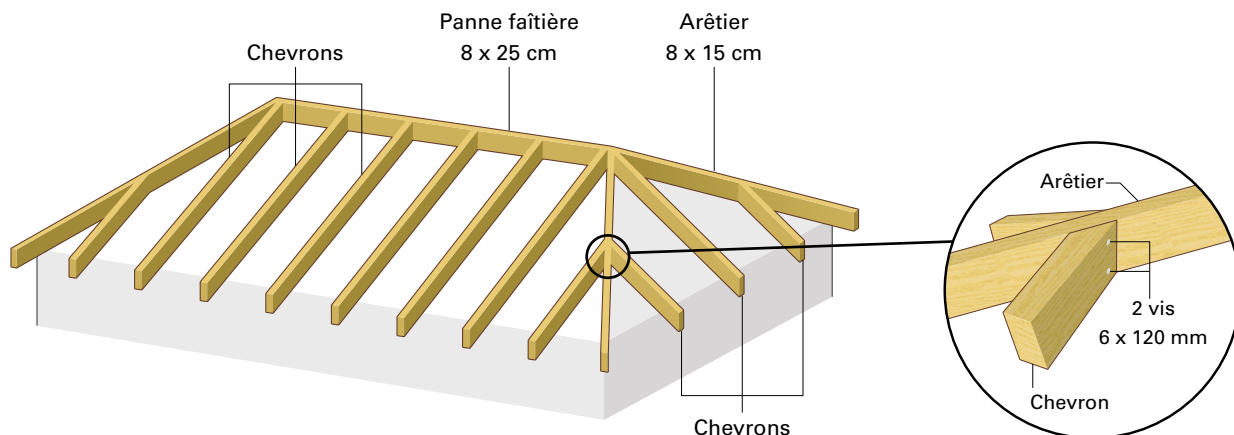


Figure 88 : Exemple de fixation des chevrons sur la panne faîtière par un boulon

6.4.2 Assemblage entre charpente et structure en béton armé ou chaînage de maçonnerie

Lors du dimensionnement de l'assemblage, un coefficient de sur-résistance noté γ_{SR} et valant 1,5 est appliqué aux efforts que subit l'assemblage.

La charpente est appuyée sur les chaînages horizontaux en tête de mur. Les ancrages de la charpente bois sur le béton sont réalisés par des goujons d'ancrage.

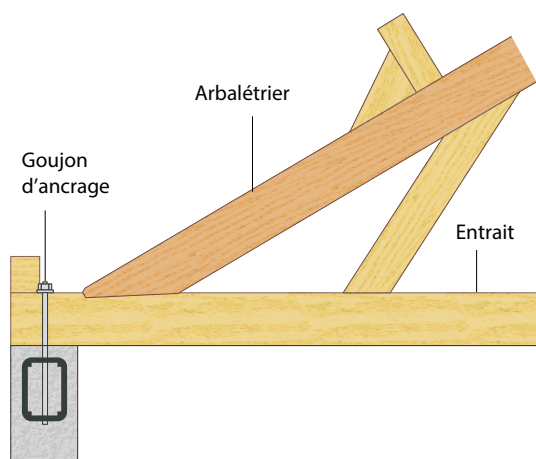


Figure 89 : Exemple d'ancrage de la charpente dans le béton par goujon d'ancrage

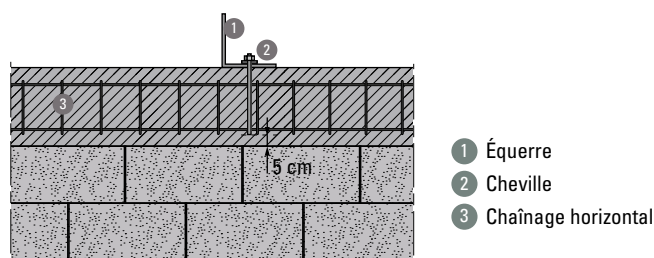


Figure 90 : Exemple de fixation dans un chaînage horizontal

Les chevilles utilisées ont une longueur suffisante pour être ancrée dans le volume des chainages, à savoir la hauteur du chaînage à laquelle on retranche 5 cm. Les chevilles sont positionnées au milieu des chainages.

6.4.3 Assemblage entre charpente et structure à ossature en bois

Lors du dimensionnement de l'assemblage, un coefficient de sur-résistance noté γ_{SR} et valant 1,5 est appliqué aux efforts que subit l'assemblage.

La charpente est fixée sur une ossature en bois par des équerres renforcées comme sur un chaînage horizontal.

6.4.4 Exemples de force d'arrachement

Les valeurs de force d'arrachement (sans coefficient de sur-résistance) de chaque côté de la charpente (chaque côté de la ferme dans le cas des charpentes à 2 ou 4 versants) sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Pression dynamique de pointe (kPa)	Pente des versants	Charge d'arrachement (kN)		
		charpente à 1 versant	charpente à 2 versants	charpente à 4 versants
1	8,5°	32,7	56,8	56,8
	15°	34,9	49,5	49,5
	30°	34,9	49,5	49,5
2	8,5°	65,4	113,6	113,6
	15°	69,8	99,0	99,0
	30°	69,8	99,0	99,0
3	8,5°	98,0	170,4	170,4
	15°	104,6	148,5	148,5
	30°	104,6	148,5	148,5

Tableau 41 : Exemple de force d'arrachement (à multiplier par le coefficient de sur-résistance dans le cadre du dimensionnement des assemblages entre charpente et structure)

La fixation adaptée à la charge fournie est choisie à l'aide des fiches de fabricant de fixation.

CHARPENTE MÉTALLIQUE

7.1 Matériaux

Le choix des matériaux et des produits de construction revêt une importance cruciale pour la sécurité et la durabilité des bâtiments. Les performances sont spécifiées par le fabricant conformément au marquage CE et sont directement affichées sur le produit lui-même ou sur l'étiquette qui l'accompagne.

7.1.1 Profilés métalliques

En raison de l'influence de l'environnement marin fortement humide dans ces régions, les éléments de structures et les assemblages sont protégés à la corrosion par une couche de peinture primaire, ou par galvanisation ou par l'utilisation d'acier inoxydable.

Les nuances d'aciers sont les nuances S275 et S355 (NF EN 10025). La protection contre la corrosion est prise égale à Z350 (NF EN 10143).

NOTE

Un fabricant peut proposer des nuances d'acier et des types de protection différents. Il est alors nécessaire d'appliquer ses prescriptions d'utilisation adaptées au matériau mis sur le marché.

7.1.2 Couverture

La couverture est constituée de plaques métalliques ondulées ou nervurées.

7.1.3 Assemblages métalliques

La résistance à la corrosion doit être comparable à celle spécifiée pour les éléments fixés.

7.1.3.1 Boulons SB pour application non précontrainte

Boulons de diamètre compris entre 12 mm et 36 mm

Normes de référence : NF EN 15048-1 + NF EN ISO 4032 pour les écrous

Revêtement de protection :

- électrozingué (voir EN ISO 4042 et EN ISO 2081) ;
- galvanisé à chaud (voir EN ISO 10684).

NOTE 1

Les boulons conformes à la NF EN 14399-1 (HR et HV) peuvent être utilisés pour des applications non précontraintes.

NOTE 2

Pour les boulons ordinaires non conformes à la norme NF EN 15048, les exigences de qualité doivent être respectées :

- vis et écrous doivent être issus du même fabricant ;
- conformité aux normes NF EN ISO 898-1 et NF EN ISO 898-2 ;
- pour les boulons soumis à la traction, la compatibilité vis/écrous est testée par des essais équivalents à ceux de la norme NF EN 15048.

■ Boulons pour application non précontrainte

Boulons de diamètre inférieur à 12 mm

Normes de référence : EN ISO 898-1 + EN ISO 898-2 et EN ISO 4032 pour les écrous

Revêtement de protection : voir EN ISO 10684

■ Boulons pour précontrainte

Revêtement de protection : galvanisé à chaud (voir EN ISO 14399-1)

La méthode de serrage doit être compatible avec la classe K du boulon, issue du complément national à la NF EN 1090-2 (NF P 22-101-2-CN) (voir ci-dessous).

La méthode du couple, actuellement la plus utilisée en France, est recommandée pour les boulons HR de classe K2.

Les clés dynamométriques doivent faire l'objet d'un réétalonnage annuel, selon la procédure de la NF EN ISO 6789, et les résultats doivent être enregistrés.

La méthode combinée est adaptée aux classes K2 et K1.

La méthode HRC est adaptée aux boulons de type HRC de forme spécifique.

La méthode avec rondelles indicatrices de précontrainte est adaptée aux trois classes K0, K1 et K2.

■ boulons pour précontrainte – Système HR

Normes de référence : EN 14399-3

■ boulons pour précontrainte – Système HV

Normes de référence : EN 14399-4

■ boulons pour précontrainte – Système HRC

Normes de référence : EN 14399-10



■ Rondelles pour boulons aptes à la précontrainte – Rondelles plates

Normes de référence : EN 14399-5

■ Rondelles pour boulons aptes à la précontrainte – Rondelles plates chanfreinées

Normes de référence : EN 14399-6

■ Rondelles plates

Normes de référence :

- EN ISO 7089 pour série normale - Grade A
- EN ISO 7091 pour série normale - Grade C
- EN ISO 7092 pour série étroite – Grade A
- EN ISO 7093 pour série large - Grade A
- EN ISO 7094 pour série très large - Grade C

Pour les boulons non précontraints, les rondelles sont demandées dans les cas suivants :

- Trous oblongs ou surdimensionnés ;
- Assemblages à recouvrement comportant une seule rangée de boulons ;
- Finition par revêtement épais :

- rondelles plates d'épaisseur au moins 4 mm ;
- rondelles biaises lorsque l'inclinaison entre la surface de la tôle et le plan perpendiculaire à l'axe de la vis dépasse :
 - 1/20 (3°) pour les vis de diamètre $d \leq 20$ mm ;
 - 1/30 (2°) pour les vis de diamètre $d > 20$ mm.

■ Rondelles plates chanfreinées

Normes de référence : EN ISO 7090

■ Rondelles biaises

Normes de référence : NF E 27-681



■ Tiges filetées en acier

Normes de référence :

- NF E 25-136 pour grade A ou B
- EN ISO 4032 + EN ISO 4033 pour les écrous pour tiges filetées

Caractéristiques mécaniques selon EN ISO 898-1

■ Vis autoperceuses avec filetage de vis à tôle

Normes de référence :

- EN ISO 15480 pour les vis à tête hexagonale à embase plate
- EN ISO 15481 pour les vis à tête cylindrique bombée large à empreinte cruciforme
- EN ISO 15482 pour les vis à tête fraisée à empreinte cruciforme
- EN ISO 15483 pour les vis à tête fraisée bombée à empreinte cruciforme

Caractéristiques mécaniques selon ISO 10666

■ Boulons et tiges d'ancrage

- tiges conformes aux normes d'aciers de construction soudables (NF EN 10025 parties 1 à 6) ;
- tiges de qualité boulonnerie (NF EN 15048 ou NF EN 14399) ;
- tiges filetées conformes à la norme NF EN 25-136 (pour les tiges droites avec plaques).

Exemples de tiges d'ancrage utilisées en pied de poteau, ainsi que les dispositions constructives de pliage et d'épaisseur de plaque (recommandations CNC2M).

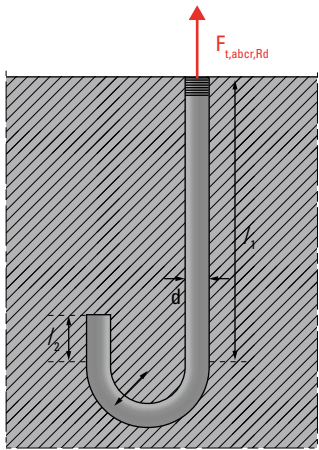
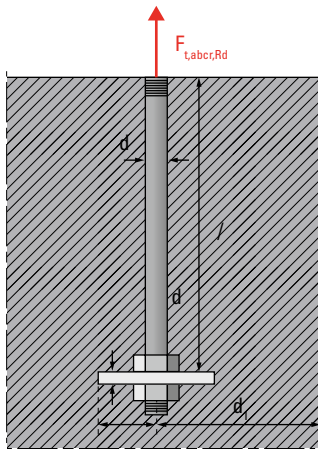
Tige	Crochet	Avec plaque d'ancrage
Géométrie		
Dispositions constructives	$r^3 \geq 3d$ $1,5d \leq l_1 \leq 2d$	$t_r^3 \geq 0,3r_r$

Tableau 42 : Exemple de dimensions des tiges d'ancrage

Pour une utilisation en ancrage, la limite d'élasticité nominale, f_{yb} , des tiges ne doit pas excéder :

- 640 N/mm² lorsque les tiges d'ancrage doivent travailler en cisaillement ;
- 900 N/mm² dans les autres cas.

NOTE 1

Pour la conception et le dimensionnement des pieds de poteaux et des tiges d'ancrage, voir les recommandations de la CNC2M pour le calcul des assemblages selon la NF EN 1993-1-8.

NOTE 2

Il est rappelé que la NF EN 1993-1-8 restreint à 300 N/mm² la limite d'élasticité nominale dans le cas de crochets à angle droit.

■ Dispositifs de blocage

Écrous auto freinés ou autres types de boulons empêchant efficacement tout desserrage de l'assemblage en cas d'impact ou de vibration importante, selon les normes suivantes :

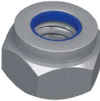
Type d'écrous auto-freinés	Norme de référence	Type d'écrous auto-freinés	Norme de référence
Écrous auto-freinés en acier 	EN ISO 2320	Écrous hexagonaux bas auto-freinés (à anneau non métallique) 	EN ISO 10511
Écrous hexagonaux normaux auto-freinés (à anneau non métallique) Classes de qualité 5, 8 et 10 	EN ISO 7040	Écrous hexagonaux normaux auto-freinés (à anneau non métallique) à filetage métrique à pas fin. 	EN ISO 10512
Écrous hexagonaux hauts auto-freinés tout métal Classes de qualité 5, 8, 10 	EN ISO 7042	Classes de qualité 6, 8 et 10	
Écrous hexagonaux auto-freinés tout métal Classes de qualité 5, 8 et 10 	EN ISO 7719	Écrous hexagonaux auto-freinés tout métal à filetage métrique à pas fin Classes de qualité 8, 10 et 12 	EN ISO 10513
Écrous à créneau (« PAL ») 	DIN 7967 (hors EN 1090-2)		

Tableau 43 : Exemple de dispositifs de blocage

7.2 Dispositions constructives

La disposition des pannes est conditionnée par le calepinage de la couverture. Les éléments de couverture étant disposés de manière à ce que les ondulations soient perpendiculaires à la ligne de faîtage, les pannes supportant la couverture sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage.

Les pannes sont soit supportées directement sur des murs pleins soit supportées par des poutres formant arbalétrier.

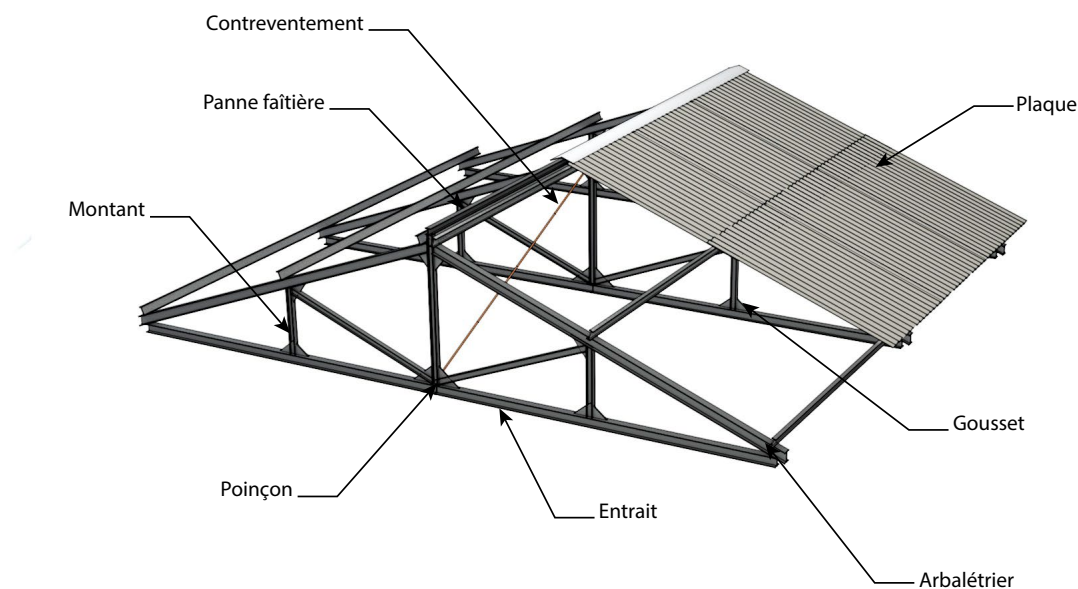


Figure 91 : Exemple de pannes sur arbalétrier

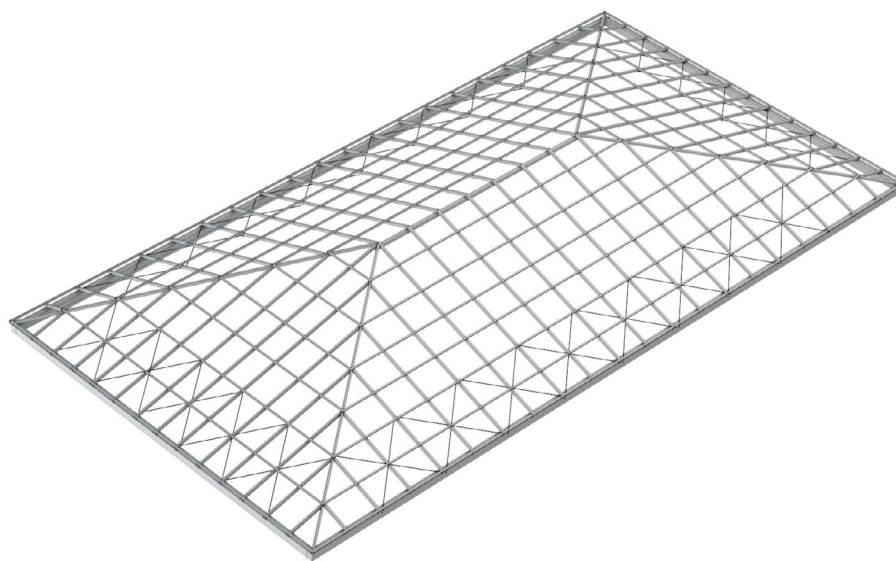


Figure 92 : Exemple d'une charpente à 4 versants

Dans le cas de pannes supportées par des fermes métalliques, les caractéristiques principales sont les suivantes :

- Les fermes ont une portée maximale de 10 m et sont espacées de 3 m maximum ;
- Les pannes sont en profilés minces formés à froid ou des poutrelles laminées à chaud (de type IPE). Le dimensionnement des pannes est à réaliser selon la NF EN 1993-1-1 et son AN pour les pannes laminées et la NF EN 1993-1-3 et son AN pour les pannes en éléments minces.

La charpente est stabilisée dans le plan horizontal par la mise en œuvre d'une triangulation en croix de Saint-André dans le plan de la toiture.

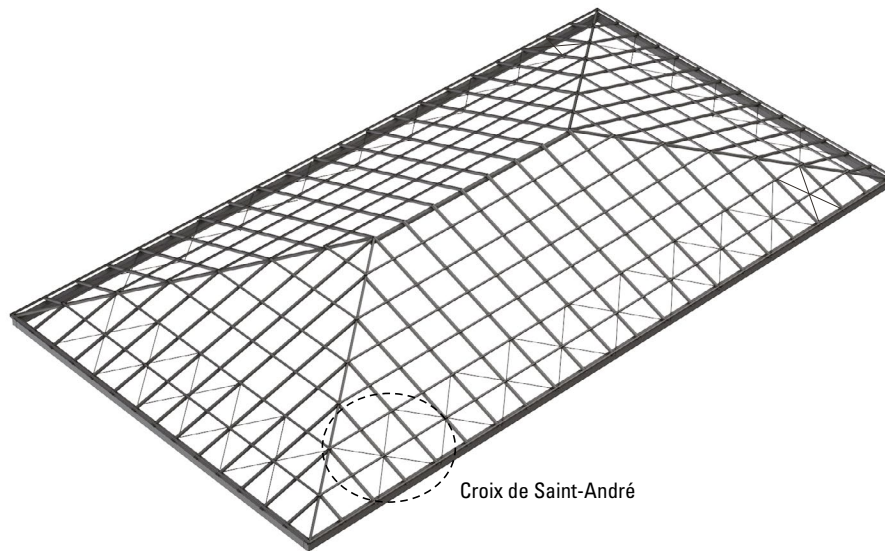


Figure 93 : Exemple de triangulation en croix de Saint-André

7.3 Dimensionnement

7.3.1 Hypothèses de calcul

Les configurations étudiées sont déclinées selon le nombre de versants, à savoir 1, 2 et 4 versants.

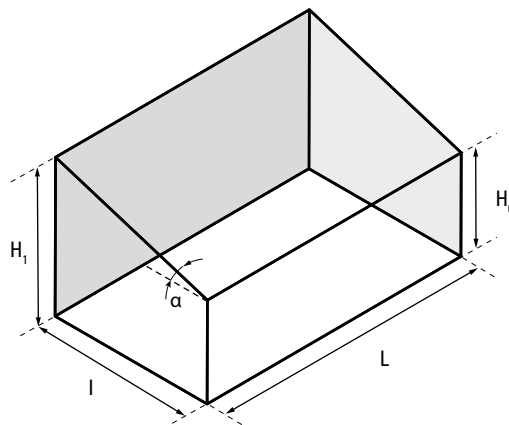


Figure 94 : Exemple de configuration avec la charpente à 1 versant

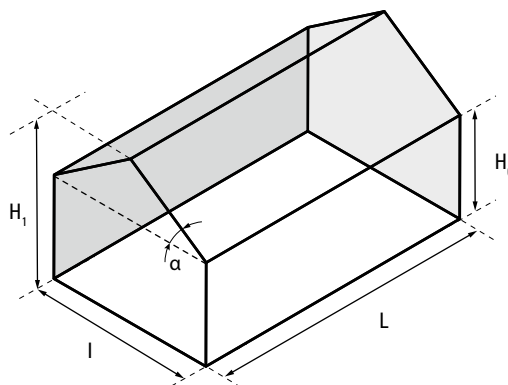


Figure 95 : Exemple de configuration avec la charpente à 2 versants

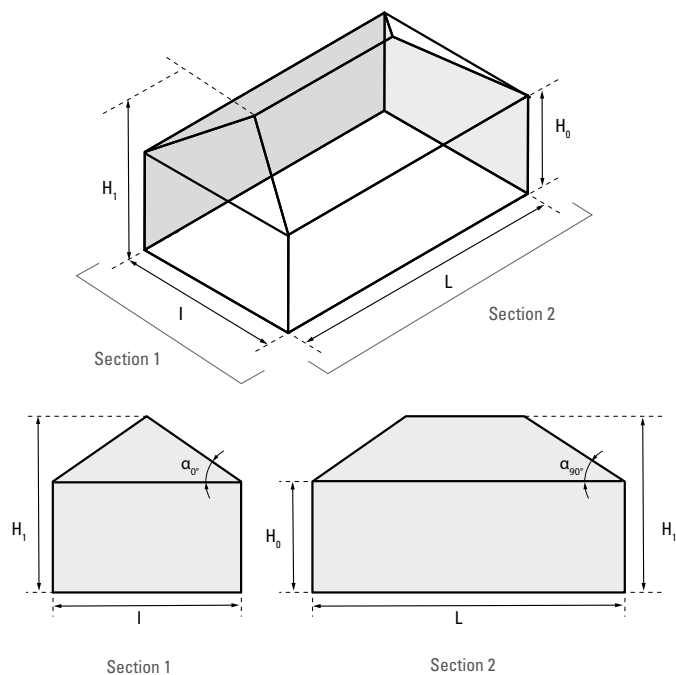


Figure 96 : Exemple de configuration avec la charpente à 4 versants

La pression du vent est plus élevée dans certaines zones de toiture telles que les rives ou à proximité des ruptures de pente concaves (faîtage d'un toit double pente par exemple). Des zones sont donc définies afin de prendre en compte cette disparité¹.

1 versant	2 versants	4 versants
		α_0 : angle grand versant α_{90} : angle petit versant

Figure 97 : Définition simplifiée des zones de toiture selon le nombre de versants

¹ Les hypothèses et la méthode de calcul qui ont mené à la définition de ces zones sont présentées dans le guide pédagogique à titre informatif.

Les dimensions (projection sur le plan horizontal et non pas sur le plan des versants) sont données pour trois exemples types de bâtiment. La situation mono-versant correspond à un garage et les deux autres situations à une maison individuelle.

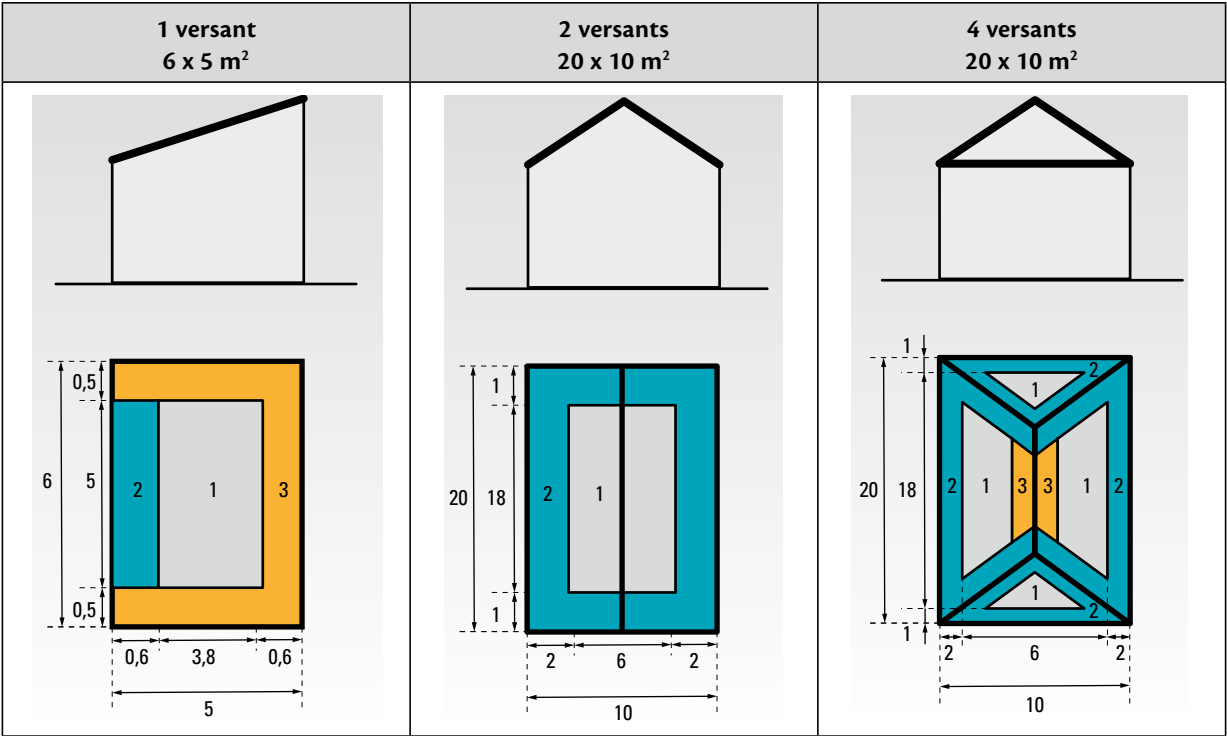


Figure 98 : Exemples de dimensions des zones de toiture selon le nombre de versants (projection sur le plan horizontal et non pas sur le plan des versants)

Les pannes sont espacées de 40 cm dans les zones de rive, 60 cm et 120 cm dans la zone centrale. Les sections étudiées sont les suivantes :

- Cé 120/25 (h = 120 ; b = 66 ; c = 14 ; e = 2,5) (mm) ;
- Cé 180/20 (h = 180 ; b = 70 ; c = 21 ; e = 2) (mm) ;
- Cé 200/30 (h = 200 ; b = 75 ; c = 19 ; e = 3) (mm).

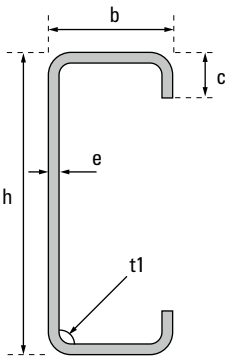


Figure 99 : Exemple de configurations étudiées des pannes en profilés métalliques minces de forme en C

NOTE 1

Une étude spécifique de la charpente et de la structure doit être menée dans le cas où un chauffe-eau solaire individuel (CESI) est installé sur une toiture existante. Dans le cas d'un bâtiment neuf, le poids du CESI est pris en compte dans le dimensionnement de la charpente et de la structure.

NOTE 2

Les tableaux de dimensionnement ci-après fournissent la portée maximale des éléments de charpente (pannes) en fonction de l'espacement entre les éléments de charpente. L'espacement des éléments de charpente étant conditionné par la conception de la couverture, il est nécessaire de se référer aux tableaux de dimensionnement du § 8.3.4 du (chapitre 8 Couverture en toiture) en parallèle des tableaux fournis ci-après.

7.3.2 Cas d'une charpente à 1 versant

Les valeurs maximales de portée de panne sont valables pour les charpentes dont la longueur est inférieure ou égale à 6 m et la largeur est inférieure ou égale à 5 m.

Si une panne appartient à plusieurs zones de toiture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne dans les zones concernées).

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 3	zone 1	zone 3	zone 1	zone 3	zone 3
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,86	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,86	2,92	2,02	3,00
	3	3,00	2,86	3,00	2,34	2,38	1,65	2,86
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,53	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,92	2,97	2,06	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,70	3,00

Tableau 44 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 3	zone 1	zone 3	zone 1	zone 3	zone 3
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,77	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,77	2,92	1,96	3,00
	3	3,00	2,77	3,00	2,26	2,38	1,60	2,77
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,45	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,82	2,97	2,00	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,61	3,00

Tableau 45 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 3	zone 1	zone 3	zone 1	zone 3	zone 3
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,77	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,77	2,82	1,96	3,00
	3	3,00	2,77	3,00	2,26	2,30	1,60	2,77
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,45	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,82	2,87	2,00	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,61	3,00

Tableau 46 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 1 versant avec la pente de $\alpha = 30^\circ$

7.3.3 Cas d'une charpente à 2 versants

Les valeurs maximales de portée de panne sont valables pour les charpentes dont la longueur est inférieure ou égale à 20 m et la largeur est inférieure ou égale à 10 m.

Si une panne appartient à plusieurs zones de toiture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne dans les zones concernées).

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,81	2,17
	3	3,00	3,00	2,51	2,30	1,77
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,71
	3	3,00	3,00	3,00	2,87	2,21
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,89

Tableau 47 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,65	2,33
	3	3,00	3,00	2,69	2,16	1,90
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,90
	3	3,00	3,00	3,00	2,70	2,37
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Tableau 48 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,33
	3	3,00	3,00	2,69	2,38	1,90
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,90
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,37
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Tableau 49 : Exemple de portées maximales des pannes pour une charpente à 2 versants avec la pente de $\alpha = 30^\circ$

7.3.4 Cas d'une charpente à 4 versants

Les valeurs maximales de portée de panne sont valables pour les charpentes dont la longueur est inférieure ou égale à 20 m et la largeur est inférieure ou égale à 10 m.

Si une panne appartient à plusieurs zones de toiture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne dans les zones concernées).

Le petit et le grand versants sont traités séparément. Deux cas sont à considérer :

- α_0 pour le grand versant ;
- α_{90} pour le petit versant.

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2	zone 3
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,17	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	2,51	2,38	1,77	3,00	3,00
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,71	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,21	3,00	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,89	3,00	3,00

Tableau 50 : Exemple de portées maximales des pannes sur les grands versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2	zone 3
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,33	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	2,69	2,38	1,90	3,00	3,00
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,90	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,37	3,00	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Tableau 51 : Exemple de portées maximales des pannes sur les grands versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)	
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2	zone 3
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,33	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	2,69	2,38	1,90	3,00	3,00
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,90	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,37	3,00	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Tableau 52 : Exemple de portées maximales des pannes sur les grands versants
pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_0 = 30^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,17	3,00
	3	3,00	3,00	2,51	2,38	1,77	3,00
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,71	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,21	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	2,89	3,00

Tableau 53 : Exemple de portées maximales des pannes sur les petits versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 8,5^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,33	3,00
	3	3,00	3,00	2,69	2,38	1,90	3,00
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,90	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,37	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Tableau 54 : Exemple de portées maximales des pannes sur les petits versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 15^\circ$

Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale dans la zone de rive basse, espacement de 40 cm (m)	Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 60 cm (m)		Portée maximale dans la zone au centre, espacement de 120 cm (m)		Portée maximale dans la zone de rive haute, espacement de 40 cm (m)
		zone 2	zone 1	zone 2	zone 1	zone 2	zone 2
Cé 120/25	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	2,92	2,33	3,00
	3	3,00	3,00	2,69	2,38	1,90	3,00
Cé 180/20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	2,90	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	2,97	2,37	3,00
Cé 200/30	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00

Tableau 55 : Exemple de portées maximales des pannes sur les petits versants pour une charpente à 4 versants avec la pente de $\alpha_{90} = 30^\circ$

7.4 Assemblage

Les assemblages des éléments principaux sont boulonnés ou soudés (non vissés).

Les assemblages boulonnés sont réalisés avec des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé. Chaque assemblage comporte au moins deux boulons, de diamètre 8 mm minimum.

Les soudures sont continues. Elles ne sont pas utilisées sur des éléments ayant une épaisseur supérieure à 25 mm ou sur des pièces bridées.

7.4.1 Assemblages entre éléments de charpente en acier

Les pannes sont suspendues avec un jeu d'environ 10 mm par rapport aux fermes à l'aide d'échantignoles en acier à haute limite élastique, galvanisées à chaud, pour éviter la compression locale de l'âme. Les échantignoles sont fixées aux fermes par boulonnage ou soudage, tandis que les pannes sont fixées aux échantignoles par boulonnage.

L'éclissage permettant la continuité des pannes aux appuis est réalisé avec des profilés à froid d'une épaisseur d'environ 4 mm minimum.

Le maintien latéral des pannes est assuré par des liernes (comportant deux plats en acier aux extrémités) associées à des diagonales, ainsi que par des plaques métalliques de couverture suffisamment rigides.

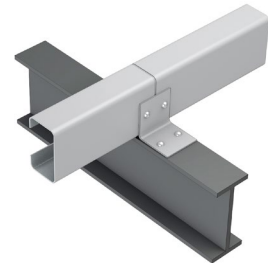


Figure 100 : Exemple de fixation des pannes aux fermes

7.4.2 Assemblage entre charpente et structure en béton armé ou chaînage de maçonnerie

Lors du dimensionnement de l'assemblage, un coefficient de sur-résistance noté γ_{SR} et valant 1,5 est appliqué aux efforts que subit l'assemblage.

L'ancrage de la charpente métallique à l'infrastructure est effectué au minimum jusqu'au lit inférieur des chaînages horizontaux sous-jacents.

7.4.3 Exemples de force d'arrachement

Les valeurs de force d'arrachement (sans coefficient de sur-résistance) de chaque côté de la charpente (chaque côté de la ferme dans le cas des charpentes à 2 ou 4 versants) sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Pression dynamique de pointe (kPa)	Pente des versants	Charge d'arrachement (kN)		
		charpente à 1 versant	charpente à 2 versants	charpente à 4 versants
1	8,5°	32,7	56,8	56,8
	15°	34,9	49,5	49,5
	30°	34,9	49,5	49,5
2	8,5°	65,4	113,6	113,6
	15°	69,8	99,0	99,0
	30°	69,8	99,0	99,0
3	8,5°	98,0	170,4	170,4
	15°	104,6	148,5	148,5
	30°	104,6	148,5	148,5

Tableau 56 : Exemple de force d'arrachement (à multiplier par le coefficient de sur-résistance dans le cadre du dimensionnement des assemblages entre charpente et structure)

La fixation adaptée à la charge fournie est choisie à l'aide des fiches de fabricant de fixation.

COUVERTURE EN TOITURE

8.1 Matériaux

8.1.1 Couverture

Les couvertures les plus courantes à la Réunion sont les tôles en acier galvanisé prélaqué, en alliage de zinc-magnésium-aluminium, en aluminium et en acier inoxydable. Le choix du type de tôle est fonction de la proximité de l'ouvrage à la côte. L'aluminium et l'acier inoxydable sont généralement plus adaptés aux environnements maritimes fortement exposés aux embruns marins. Néanmoins, l'aluminium est fortement sensible à la corrosion galvanique lorsqu'il est mis en contact avec d'autres matériaux tels que l'acier inoxydable.

8.1.1.1 Nuance d'acier

La nuance d'acier minimale des tôles est la S320 GD. Les aciers de nuance DX ou H sont exclus.

8.1.1.2 Épaisseur de tôle et revêtement organique minimaux

L'épaisseur minimale absolue des tôles est fixée à 0,75 mm.

Compte tenu de l'ambiance marine, on utilisera exclusivement les tôles indiquées dans le tableau ci-dessous.

Environnement	Nature de la tôle (matériau et revêtement métallique)	Épaisseur minimale de tôle	Revêtement organique
Front de mer admis	Aluminium	1,00 mm	Peut rester non revêtu Prélaquage thermoplastique
	Acier inoxydable	1,00 mm	Peut rester non revêtu
Front de mer exclu	Acier galvanisé (*)	0,75 mm	AZ 185 ou alliages équivalents sous ETPM
	Acier prélaqué (*)	0,75 mm	Polyuréthane 50 microns (µm) PVDF 60 microns (µm) PVC 200 microns (µm)
(*) Avec accord du fabricant.			

Tableau 57 : Épaisseur minimale et protection des tôles selon le matériau

Un ouvrage peut être considéré en front de mer dès qu'il est exposé aux embruns. Cela correspond généralement à une distance du front de mer de 800 m maximum. Ce choix a une influence considérable sur la durabilité et donc la résistance de la couverture.

■ Précision sur les tôles d'acier galvanisé prélaquées

Les tôles d'acier galvanisées sont conformes à la norme NF EN 10346.

L'épaisseur minimale de zinc double face est de 225 g/m² (désignation Z 225) selon la norme NF P 34-310.

■ Précision sur les tôles d'acier revêtues en continu d'alliage de zinc-magnésium-aluminium prélaquées

Les tôles d'acier revêtues en continu d'alliage de zinc-magnésium-aluminium sont conformes à la norme NF EN 10346.

Le revêtement zinc-magnésium-aluminium des plaques relève de la procédure d'ETPM (Évaluation Technique de Produits et Matériaux), qui précise son domaine d'emploi, en fonction des atmosphères extérieures et ambiances intérieures des ouvrages de couverture. Pour être conformes, les plaques doivent bénéficier d'une ETPM en cours de validité, validant l'usage en « atmosphère marine » et « fort UV ».

8.1.1.3 Choix du revêtement organique

Les tôles reçoivent un revêtement continu constitué d'un film organique sur leurs 2 faces.

Le revêtement utilisé doit être conforme aux normes NF P 34-301 et NF EN 10169+A1.

Le tableau ci-dessous¹ indique les catégories de revêtement organique minimum que doivent respecter les fabricants en fonction de l'implantation du bâtiment.

Type de revêtement			Atmosphère extérieure marine			
NF P 30-301	EN 10169 +A1		Situation de l'ouvrage par rapport à la côte			
Catégorie	Catégorie UV	Catégorie corrosion	> 3 km	De 3 à 1 km	De 1 km à 300 m	< 300 m
Ouvrages situés « <u>sous le vent</u> » en zones cycloniques, et tout ouvrage hors zone cyclonique (Guyane)						
VI	RUV4	RC4	■	■	○	X
VI	RUV4	RC5	■	■	■	○
Revêtement sous ETPM			Selon domaine d'emploi « marine » et « fort UV » validé par l'ETPM			
Ouvrages situés « <u>au vent</u> » en zones cycloniques						
VI	RUV4	RC4	■	○	X	X
VI	RUV4	RC5	■	■	○	○
Revêtement sous ETPM			Selon domaine d'emploi « marine » et « fort UV » validé par l'ETPM			
■ Revêtement adapté à l'exposition ○ Cas pour lequel l'appréciation définitive ou la définition de dispositions particulières doit être arrêtée après consultation et accord du fabricant X Revêtement non adapté						

Tableau 58 : Catégorie de revêtements organiques minimum requise pour les couvertures

Par exemple, dans le cas d'un ouvrage situé « sous le vent », un revêtement organique de catégories VI, RUV4 et RC5 est adapté pour des bâtiments situés à plus de 300 m de la côte. À moins de 300 m, le fabricant doit être consulté et accepter définitivement la mise en œuvre ou alternativement proposer des dispositions particulières. Il devra fournir en ce sens une attestation de validation nominative.

L'expression « ouvrage au vent » désigne un ouvrage exposé aux vents dominants, c'est-à-dire face aux vents les plus fréquents dans le site concerné. Par conséquent, un ouvrage « au vent » est généralement très exposé aux embruns.

L'expression « ouvrage sous le vent » désigne un ouvrage protégé des vents dominants, c'est-à-dire protégé des vents les plus fréquents dans le site concerné (topographie, construction aux alentours ou autres obstacles). Par conséquent, un ouvrage « sous le vent » est protégé des embruns.

¹ Source : Recommandations professionnelles : Couverture en plaques nervurées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques, PACTE, décembre 2021. Ce tableau est fondé sur l'expérience acquise par les fournisseurs dans les territoires ciblés.

Les fiches fabricants doivent spécifier les caractéristiques des revêtements de protection :

- le classement catégorie VI selon la NF P 34-301 ;
- le classement RC4 ou RC5 selon la NF EN 10169+A1 ;
- le classement RUV4 selon la NF EN 10169+A1 ;
- l'adaptation ou non du produit aux classes définies par la NF P24-351 ;
- si métallique : nature, norme de référence, désignation et épaisseur ;
- si organique : nature, norme de référence, désignation et épaisseur ;
- l'éventuelle référence et date de validité de l'ETPM le cas échéant.

Les tranches des plaques prélaquées doivent être traitées contre la corrosion après découpe en usine, par un produit présentant les mêmes classements de durabilité que le revêtement en partie courante de la plaque (équivalence à la catégorie VI selon la NF P 34-301 et RC4 ou RC5 selon la norme NF EN 10169+A1). Ce principe s'applique aussi aux accessoires de toiture (voir § 8.4.2 Accessoires de toiture).

NOTE

Les revêtements couramment rencontrés à la Réunion, répondant à ces exigences, présentent en général une épaisseur de revêtement organique de 35 µm minimum par face (primaire + finition).

8.1.2 Assemblages

Les systèmes d'assemblage de la couverture sur la charpente sont en acier avec revêtement zingué² : revêtement de type Z275³ minimum. Ce revêtement ne couvre pas les cas d'assemblages exposés aux embruns marins. Dans le cas d'assemblages exposés, les pièces métalliques doivent être en acier inoxydable A2 dans le cas courant et A4 en front de mer. L'utilisation d'assemblages en acier inoxydable permet une meilleure durabilité. Dans ce cas, les fixations des tôles doivent être en acier inoxydable A2 dans le cas courant et A4 en front de mer⁴.

Le guide PACTE des « recommandations professionnelles sur les couverture en plaques nervurées/ondulées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques » fournit en partie 4.3 des caractéristiques minimum détaillées en termes de matériaux et de protection contre la corrosion des fixations sur support, des fixations de couture et des fixations d'accessoire suivant.

² Validé pour une utilisation en classe de service 2 dans le cas d'une charpente bois.

³ Ce revêtement ne couvre pas les cas d'assemblages exposés aux embruns marins. Dans le cas d'assemblages exposés, les pièces métalliques doivent être en acier inoxydable A2 dans le cas courant et A4 en front de mer.

⁴ Si des fixations en acier galvanisé sont utilisées, leur durabilité sera inférieure à celle de la couverture. Il sera nécessaire de vérifier et de rénover la couverture à une fréquence d'environ 10 ans.

Le tableau suivant⁵ indique les matériaux et revêtements métalliques adaptés en fonction de l'implantation du bâtiment.

Matières et revêtements		Atmosphère extérieure marine			
		Situation de l'ouvrage par rapport à la côte			
		> 3 km	De 3 à 1 km	De 1 km à 300 m	< 300 m
Ouvrages situés « sous le vent » en zones cycloniques, et tout ouvrage hors zone cyclonique (Guyane)					
Fixations	Acier de cémentation protégé 12 cycles Kesternich mini	■	■	○	X
	Galvanisé à chaud au trempé Zn 450 g/m ² minimum	■	■	○	X
	Aluminium série 5 000 minimum	■	■	■	○ < 100 m exclus
	Acier inoxydable austénitique A2 minimum	■	■	■	○ < 100 m exclus
	Acier inoxydable austénitique A4 minimum	■	■	■	■
Accessoires de fixation	Acier galvanisé prélaqué deux faces	■	■	○	X
	Acier galvanisé postlaqué deux faces (1)	■	■	■	○
	Aluminium	■	■	■	○
	Acier inoxydable	■	■	■	○
Ouvrages situés « au vent » en zones cycloniques					
Fixations	Acier de cémentation protégé 12 cycles Kesternich mini	■	○	X	X
	Galvanisé à chaud au trempé Zn 450 g/m ² minimum	■	○	X	X
	Aluminium série 5 000 minimum	■	■	○	X
	Acier inoxydable austénitique A2 minimum	■	■	○	X
	Acier inoxydable austénitique A4 minimum	■	■	■	■
Accessoires de fixation	Acier galvanisé prélaqué deux faces	■	○	X	X
	Acier galvanisé postlaqué deux faces (1)	■	■	■	○
	Aluminium	■	■	■	○
	Acier inoxydable	■	■	■	○
■ Matériau adapté à l'exposition ○ Matériau dont le choix définitif ainsi que les caractéristiques particulières doivent être arrêtés après consultation et accord du fabricant de fixation ou distributeur des fixations X Matériau non adapté (1) Le postlaquage des plaquettes galvanisé permet d'assurer la protection des tranches de plaquettes					

Tableau 59 : Protection minimale contre la corrosion des fixations et accessoires de fixation (plaquettes et rondelles de fixation des accessoires)⁶

⁵ Ce tableau est fondé sur l'expérience acquise par les fournisseurs dans les territoires ciblés.

⁶ Source : Recommandations professionnelles : *Couverture en plaques nervurées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques*, PACTE, décembre 2021.

Par exemple, dans le cas d'un ouvrage situé « sous le vent », un acier inoxydable austénitique A2 est adapté pour des bâtiments situés à plus de 300 m de la côte. À moins de 300 m, le fabricant doit être consulté et accepter définitivement la mise en œuvre ou alternativement proposer des dispositions particulières. Il devra fournir en ce sens une attestation de validation nominative. Pour passer outre cette validation, une possibilité est d'avoir recours à de l'acier inoxydable A4.

Dans le cas d'une atmosphère particulière (ambiance extérieure et/ou intérieure agressive directe), matériau et revêtement sont à adapter après consultation et accord du fabricant des fixations et accessoires.

8.1.3 Support

La charpente support de couverture est supposée construite en bois ou en acier. Les matériaux visés sont définis dans les chapitres 6 « Charpente bois » et 7 « Charpente métallique ».

8.1.4 Contacts interdits entre matériaux

Les couvertures en aluminium sont plus fréquemment touchées par les pathologies de corrosion engendrées par leur mise en contact avec des matériaux incompatibles⁷.

Les contacts entre les éléments suivants sont à proscrire :

- l'acier galvanisé et l'acier inoxydable ;
- l'aluminium et l'acier non protégé ou couvert d'une peinture contenant des pigments nocifs pour l'aluminium ;
- l'aluminium et le cuivre, ou l'étain ;
- l'aluminium et l'eau ayant ruisselé sur les métaux ci-dessus ;
- l'aluminium et tout autre métal pour un bâtiment situé à moins de 300 m de la côte.

Pour tous ces cas, le contact direct entre l'aluminium et ces autres matériaux est évité soit par des enduits au bitume, soit par des peintures à base de zinc ou aux sels de zinc, soit par un feutre de bitume imprégné ou surfacé, soit par tout autre élément neutre situé à l'interface entre l'aluminium et l'autre matériau.

Par ailleurs, le zinc peut être dégradé dans les cas où il est en contact avec :

- certains bois de classe 4 (ancien traitement utilisant de l'arsenic) ;
- les tanins de certaines essences de bois telles que le chêne ou des essences tropicales type Keruing.

8.2 Dispositions constructives

8.2.1 Exigences pour les différents types de couverture

Les toitures dont la couverture est composée de tôles doivent répondre aux exigences des DTU suivants :

- DTU 40.32 (P34-201) d'avril 1967 : Couverture en plaques ondulées métalliques ;
- DTU 40.35 (P34-205) de mai 1997 et juin 2006 : Couverture en plaques nervurées issues de tôles d'acier revêtues ;
- DTU 40.36 (P34-206) de mai 1993 : Couverture en plaques nervurées d'aluminium prélaqué ou non ;
- DTU 43.3 (P84-206) d'avril 2008 : Mise en œuvre des toitures en tôles d'acier nervurées avec revêtement d'étanchéité ;

Les couvertures en tôles nervurées et en tôles ondulées répondent à la norme NF P34-401 – Avril 2020 et à la norme NF P34-411 – Mars 1983.

⁷ Se référer au DTU 40.36.

De nouvelles recommandations professionnelles datant de décembre 2021 sont également à prendre en compte :

- Recommandations professionnelles (PACTE) *Couverture en plaques nervurées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques*, décembre 2021, version 1.0 ;
- Recommandations professionnelles (PACTE) *Couverture en plaques ondulées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques*, décembre 2021, version 1.0.

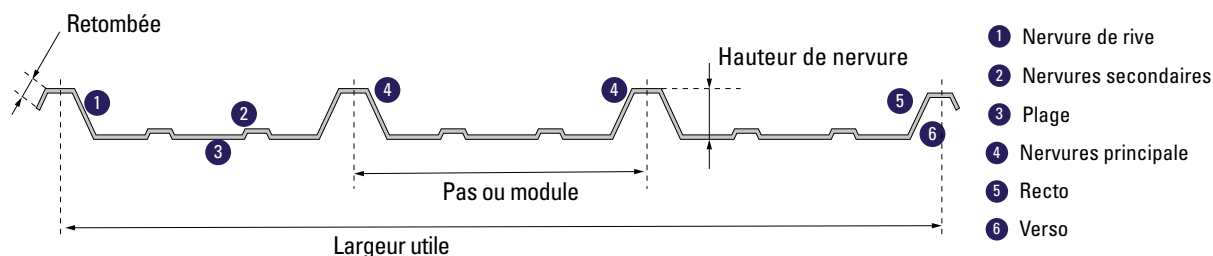


Figure 101 : Plaques nervurées – dénominations et paramètres

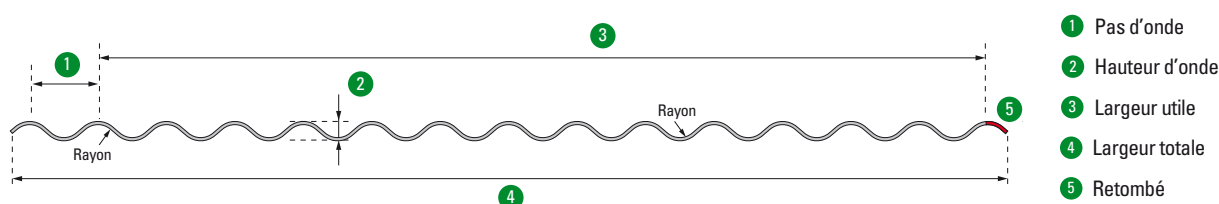


Figure 102 : Plaques ondulées – dénominations et paramètres

La pente minimale des toitures est de :

- 15 % pour les tôles nervurées ;
- 25 % pour les tôles ondulées.

8.2.2 Forme et disposition des tôles

8.2.2.1 Forme des tôles

Les plaques nervurées sont conformes à la norme NF EN 508-1 et à la norme NF P34-401. Les plaques ondulées sont conformes à la norme NF EN 508-1.

Les tôles sont disponibles dans des largeurs et des longueurs variables. Leur longueur peut atteindre 12-13 m dans des gammes standards. Pour faciliter le transport des tôles, leurs dimensions sont néanmoins limitées. Leur largeur avoisine en général 1 m. Le profil des tôles est standardisé.

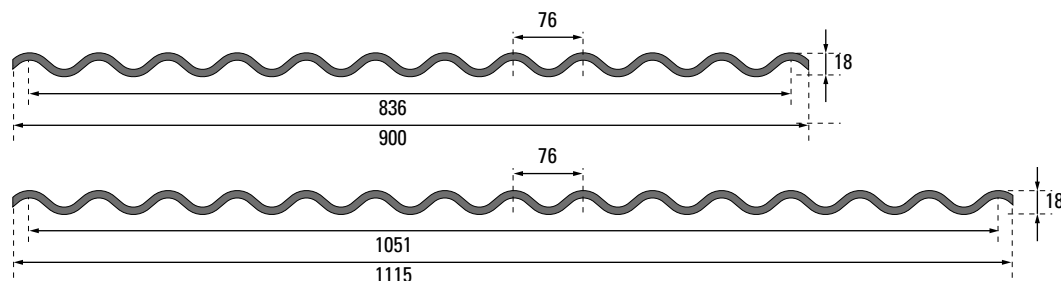


Figure 103 : Exemples de dimensions standards de tôle ondulée

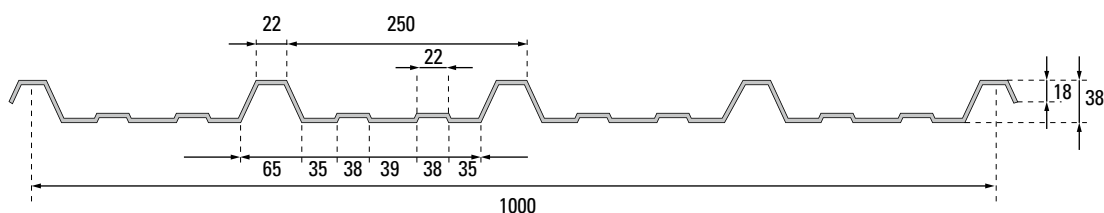


Figure 104 : Exemples de dimensions standards de tôle nervurée

La hauteur minimale des ondes (ou nervures) est fixée à :

- 18 mm pour une tôle ondulée ;
- 35 mm pour une tôle nervurée.

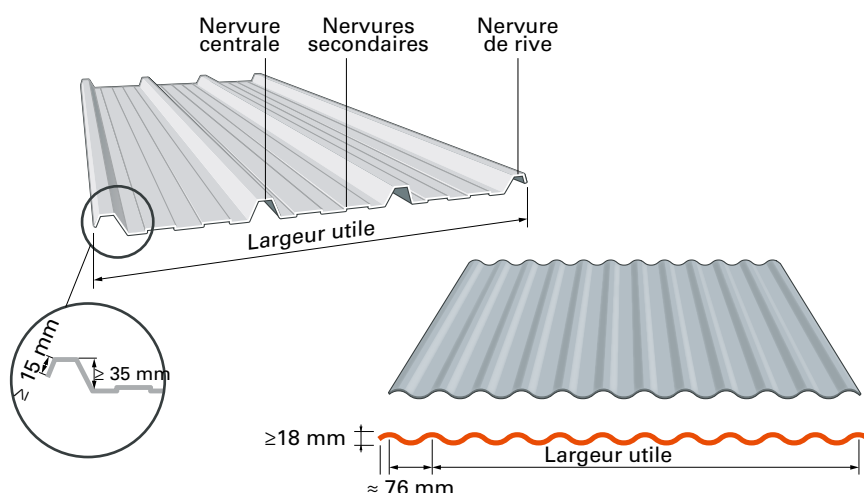


Figure 105 : Hauteur minimale des ondes (nervures)

8.2.2.2 Calepinage courant

La couverture est composée de deux rangées de tôles maximum pour limiter le risque d'un défaut d'étanchéité au niveau du recouvrement transversal. Dans le cas de deux rangées, la première rangée de plaques est disposée en bas de versant. La première plaque de la première rangée est disposée selon le sens de recouvrement (sens opposé à celui des vents de pluies dominants).

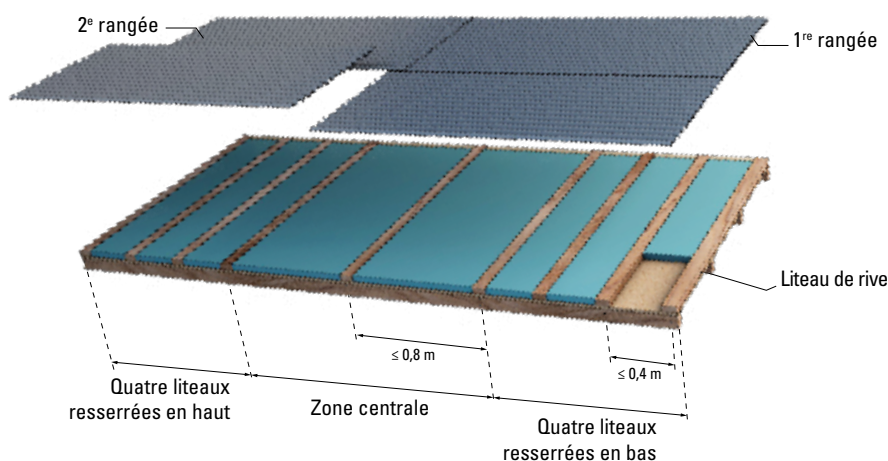


Figure 106 : Exemples de calepinage de deux rangées de plaques⁸

Sur une charpente à base de chevrons et liteaux, les tôles doivent être fixées sur chacun des liteaux. Les chevrons et les liteaux sont resserrés au niveau de chaque bord de la toiture. Les liteaux de rive permettent en plus la fixation des accessoires.

⁸ Recommandations professionnelles : Couvertures en plaques ondulées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques, PACTE, décembre 2021.

8.2.2.3 Recouvrement

Les tôles nervurées nécessitent le recouvrement longitudinal (tôles côte à côte) d'une seule nervure entre deux tôles. Le recouvrement transversal (dans le sens de la pente) est de 20 cm minimum.

Les tôles ondulées s'ajustant moins bien que les tôles nervurées requièrent un recouvrement longitudinal de deux ondes. Le recouvrement transversal est de 25 cm minimum.

Dans les deux cas, le recouvrement longitudinal doit être réalisé dans le sens opposé à celui des vents de pluies dominants. Le recouvrement transversal doit être réalisé au niveau d'un appui ; la fixation étant située au centre du recouvrement. De plus, les tôles sont fixées au niveau de chaque panne avec un minimum de trois fixations.

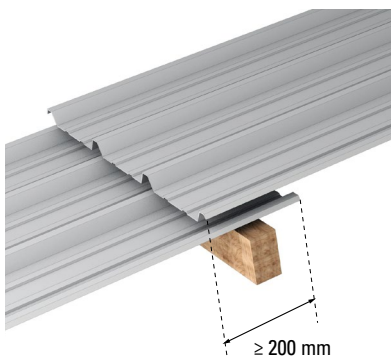


Figure 107 : Recouvrement minimum pour une tôle nervurée

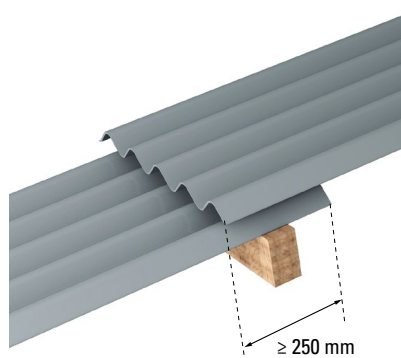


Figure 108 : Recouvrement minimum pour une tôle ondulée

8.2.3 Débord de couverture

Les débords sont calculés en rive de toiture et/ou en rive d'auvent couvrant un espace extérieur⁹.

Dans le sens transversal, les débords de la toiture sont proscrits. Dans le sens longitudinal, le débord de la tôle par rapport à la panne la plus basse de la toiture doit être limité à 10 cm. Si le débord excède 10 cm, il est nécessaire de renforcer le débord de tôle par des éléments de charpente. Au-delà de 50 cm, les éléments de charpente doivent être eux-mêmes renforcés. Une possibilité est de recourir à un bracon par exemple.

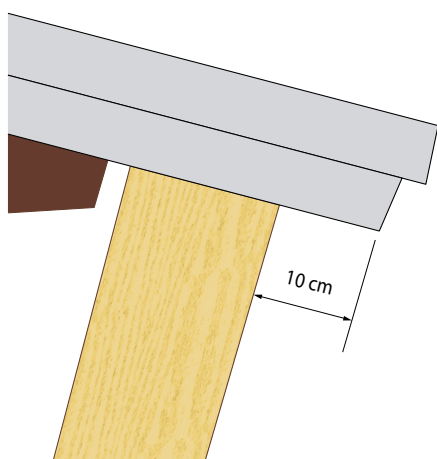


Figure 109 : Débord maximal de la couverture en rive basse sans renfort

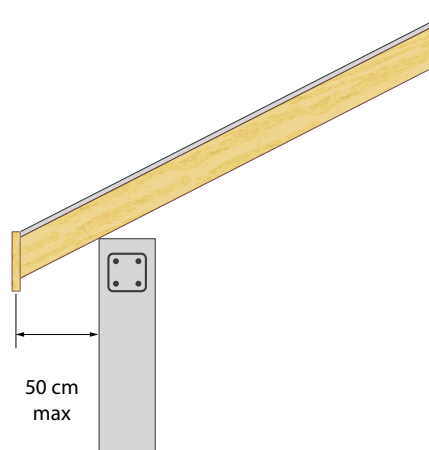


Figure 110 : Débord maximal de la couverture en rive basse avec prolongement de la charpente

⁹ Se référer au chapitre 9 pour la manière de traiter la jonction entre toitures du bâtiment et d'un auvent adossé.

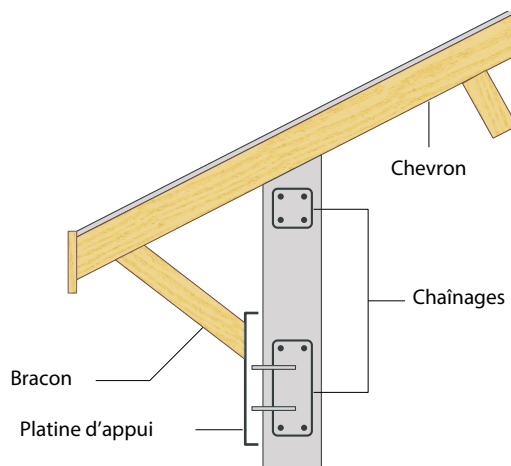


Figure 111 : Débord excédant 50 cm nécessitant un renfort de la charpente

8.2.4 Faux-plafond extérieur

Dans le cas d'un débord de toiture, la sous-face du débord est couverte par un **faux-plafond extérieur**, de facto exposé au vent, dans le cas où un vide est ménagé entre la partie supérieure du mur de façade et la couverture (cf. photos ci-après). Le rôle du faux-plafond est d'éviter tout passage du vent à l'intérieur des combles sous la toiture qui pourrait causer des dégâts par différentiel de pression entre intérieur et extérieur.



Figure 112 : Photos d'un débord nécessitant un faux-plafond extérieur en sous-face

Le faux-plafond est réalisé par un platelage fixé sur des liteaux ou des chevrons en bois ou en acier, eux-mêmes solidaires de la charpente. L'épaisseur minimale absolue des panneaux est de **18 mm**. L'épaisseur minimale en fonction de l'entraxe entre supports est fournie dans les tableaux ci-après¹⁰.

La pression dynamique de pointe q_p est calculée conformément au § 2.1.1.

Épaisseur minimale de panneau OSB 3 [mm]				
Pression dynamique de pointe q_p	Entraxe entre supports [cm]			
	60	80	100	120
1 kPa	18	18	18	22
2 kPa	18	22	28	33
3 kPa	22	25	33	39

Tableau 60 : Épaisseur minimale de panneau OSB 3 pour un faux-plafond extérieur

¹⁰ Le concepteur peut s'affranchir des valeurs fournies dans les tableaux de dimensionnement s'il dispose des caractéristiques mécaniques précisées dans la fiche technique du produit utilisé pour le projet de construction.

Épaisseur minimale de panneau OSB 4 [mm]				
Pression dynamique de pointe q_p	Entraxe entre supports [cm]			
	60	80	100	120
1 kPa	18	18	18	18
2 kPa	18	18	22	25
3 kPa	18	22	25	30

Tableau 61 : Épaisseur minimale de panneau OSB 4 pour un faux-plafond extérieur

Épaisseur minimale de panneau bois contreplaqué [mm]				
Pression dynamique de pointe q_p	Entraxe entre supports [cm]			
	60	80	100	120
1 kPa	18	18	18	18
2 kPa	18	18	18	22
3 kPa	18	18	22	25

Tableau 62 : Épaisseur minimale de panneau bois contreplaqué pour un faux-plafond extérieur

Épaisseur minimale de panneau de particules agglomérées CTBH [mm]				
Pression dynamique de pointe q_p	Entraxe entre supports [cm]			
	60	80	100	120
1 kPa	18	18	18	18
2 kPa	18	18	22	25
3 kPa	18	22	25	30

Tableau 63 : Épaisseur minimale de panneau de particules agglomérées CTBH pour un faux-plafond extérieur

Épaisseur minimale de panneau composite bois-ciment [mm]				
Pression dynamique de pointe q_p	Entraxe entre supports [cm]			
	60	80	100	120
1 kPa	18	18	18	19
2 kPa	18	19	25	28
3 kPa	19	22	28	40

Tableau 64 : Épaisseur minimale de panneau composite bois-ciment pour un faux-plafond extérieur

Pour un support bois, les fixations sont réalisées avec des vis, des clous crantés ou annelés ou des tire-fonds de 6 mm de diamètre minimum. La pénétration dans le support est de 50 mm minimum. Les clous lisses ne sont pas autorisés.

Pour un support métallique, les fixations sont réalisés avec vis auto-foreuses (auto-perceuses) ou auto-taraudeuses de 5,5 mm de diamètre minimum. La pénétration dans le support est de 2 filets minimum. L'espacement entre les fixations est de 15 cm.

8.3 Calcul de l'espacement entre supports de la couverture

8.3.1 Modes de rupture et limite de déformation

Les couvertures en tôles présentent deux modes de rupture possibles sous l'effet du vent :

- **Poinçonnement de la tôle** : la tôle est arrachée alors que la fixation reste en place. Cela peut être dû à :
 - une tôle trop fine ;
 - une tête de vis trop petite.

Il est nécessaire de choisir une épaisseur de tôle suffisante et d'utiliser des répartiteurs d'efforts (cavaliers décrits ci-après).

- **Arrachement ou rupture des fixations** : lorsque la fixation n'est pas adaptée au support, elle peut être arrachée sous l'effet du vent. La qualité ou l'épaisseur de la tôle n'intervient pas pour ce mode de rupture. La rupture intervient dans la fixation ou le support.

Il est nécessaire de choisir une fixation adaptée au support (bois, métal, béton) et un espacement entre fixation en cohérence avec les forces d'arrachement qui vont s'y exercer.

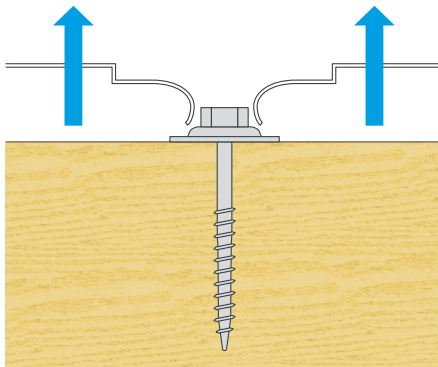


Figure 113 : Arrachement de la tôle au niveau d'une fixation

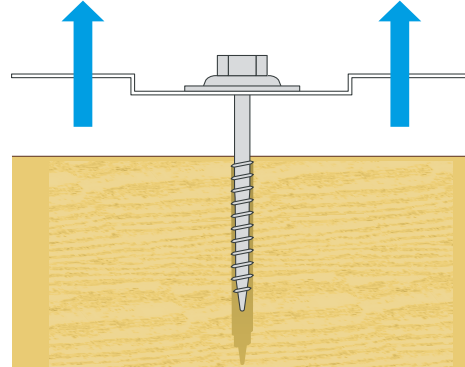


Figure 114 : Arrachement ou rupture d'une fixation

Une limite de déformation de la tôle est fixée au 1/100^e de sa portée afin de limiter les désordres liés à l'étanchéité de la toiture.

8.3.2 Configurations géométriques de toiture considérées

Les configurations sont différenciées par le nombre de versants.

1 versant	2 versants	4 versants
(type garage)		Section 1 Section 2

Figure 115 : Configurations à 1, 2 et 4 versants

Différentes pentes de toiture ont également été prises en compte.

8.3.3 Hypothèses de calcul

Le calcul de l'espacement tient compte de l'épaisseur de tôle et de la hauteur des nervures constitutives de la tôle. Les hypothèses sont rappelées directement dans les tableaux de dimensionnement.

NOTE

Une étude spécifique de la charpente et de la structure doit être menée dans le cas où un chauffe-eau solaire individuel (CESI) est installé sur une toiture existante. Dans le cas d'un bâtiment neuf, le poids du CESI est pris en compte dans le dimensionnement de la charpente et de la structure.

8.3.3.1 Calcul de l'étendue des zones de toiture

La pression du vent est plus élevée dans certaines zones de toiture telles que les rives ou à proximité des ruptures de pente concaves (faîtage d'un toit double pente par exemple). Des zones sont donc définies afin de prendre en compte cette disparité. Les hypothèses simplificatrices qui ont mené à la définition de ces zones sont présentées dans le guide pédagogique.

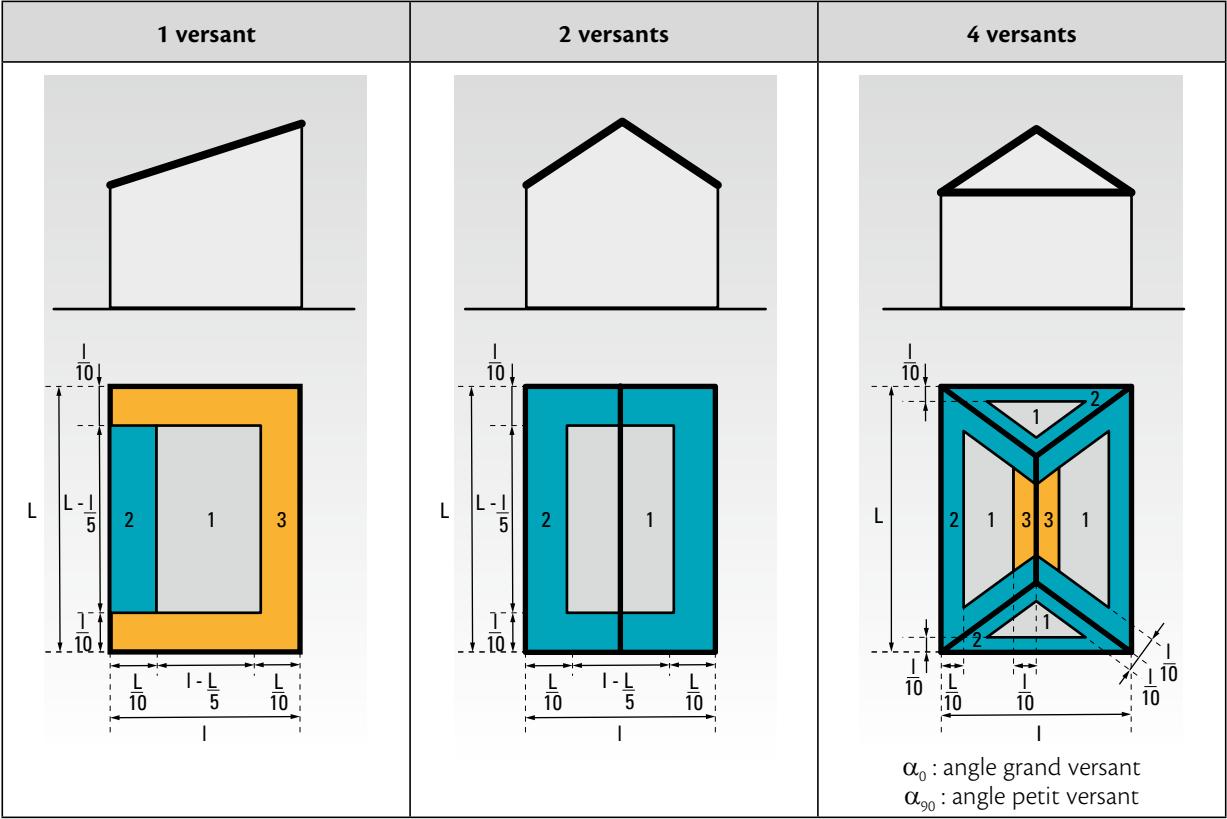


Figure 116 : Définition simplifiée des zones de toiture selon le nombre de versants

8.3.3.2 Exemple de calcul de l'étendue des zones de toiture

Les dimensions (en mètre) sont données pour trois exemples types de bâtiment. La situation mono-versant correspond à un garage et les deux autres situations à une maison individuelle. Pour des maisons dont les dimensions sont différentes, se référer à la figure précédente.

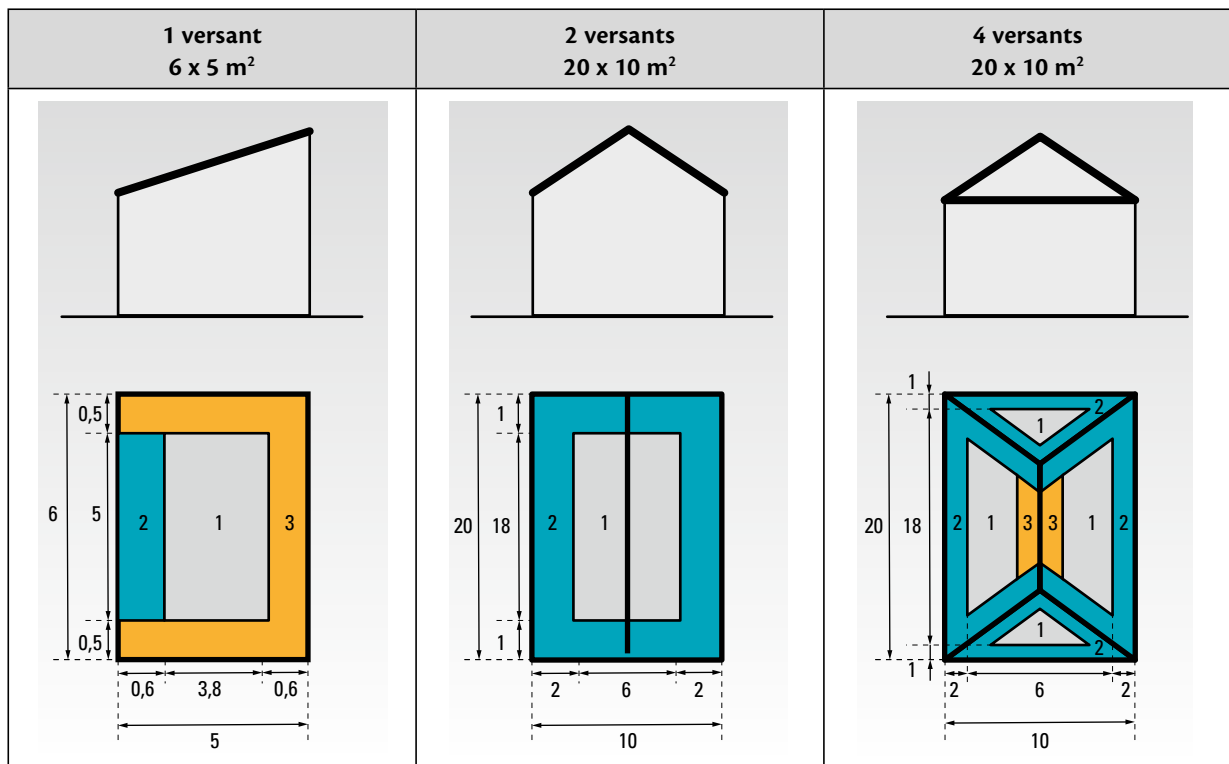


Figure 117 : Exemples de dimensions des zones de toiture selon le nombre de versants

8.3.4 Tableaux de dimensionnement

Les résultats sont fournis pour trois valeurs de la pression dynamique de pointe q_p^{11} : 1 kPa, 2 kPa et 3 kPa. Pour les cas où la valeur de q_p est plus élevée que 3 kPa, il est nécessaire de consulter un professionnel compétent.

Les tableaux de dimensionnement qui suivent fournissent l'**espacement maximum entre appuis** dans les différentes zones de toiture.

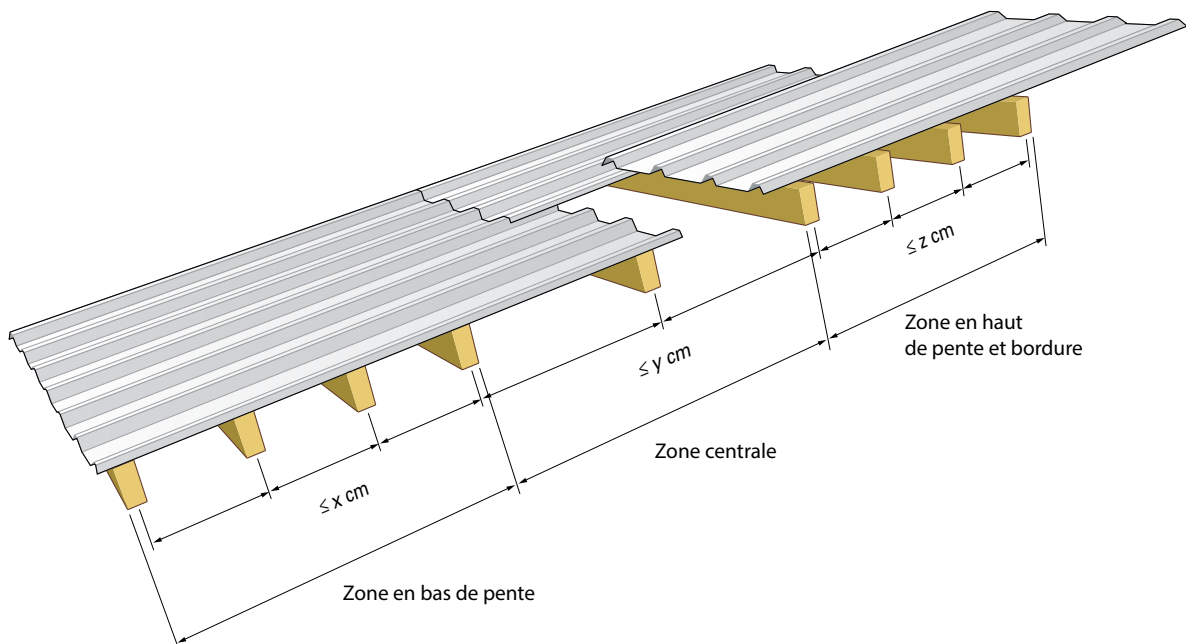


Figure 118 : Exemple d'une toiture à un versant - définition de trois zones

11 Pour le calcul de q_p , se référer au chapitre 2.

Les appuis peuvent être de différentes natures.

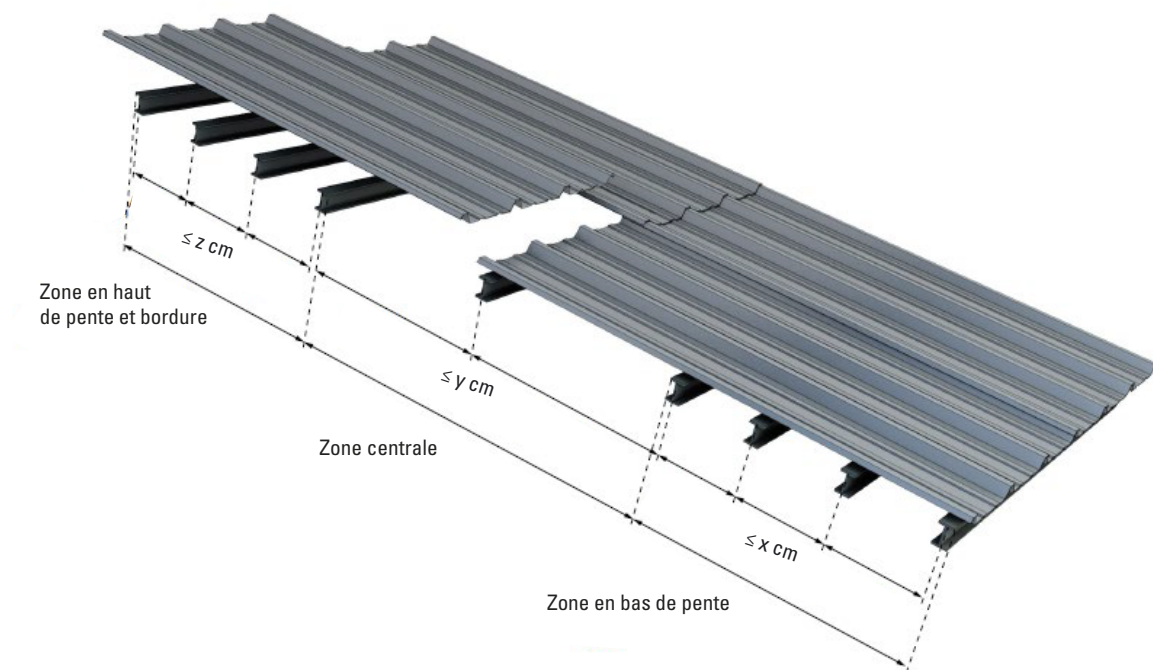


Figure 119 : Pannes bois ou métalliques fixées directement sur la structure porteuse

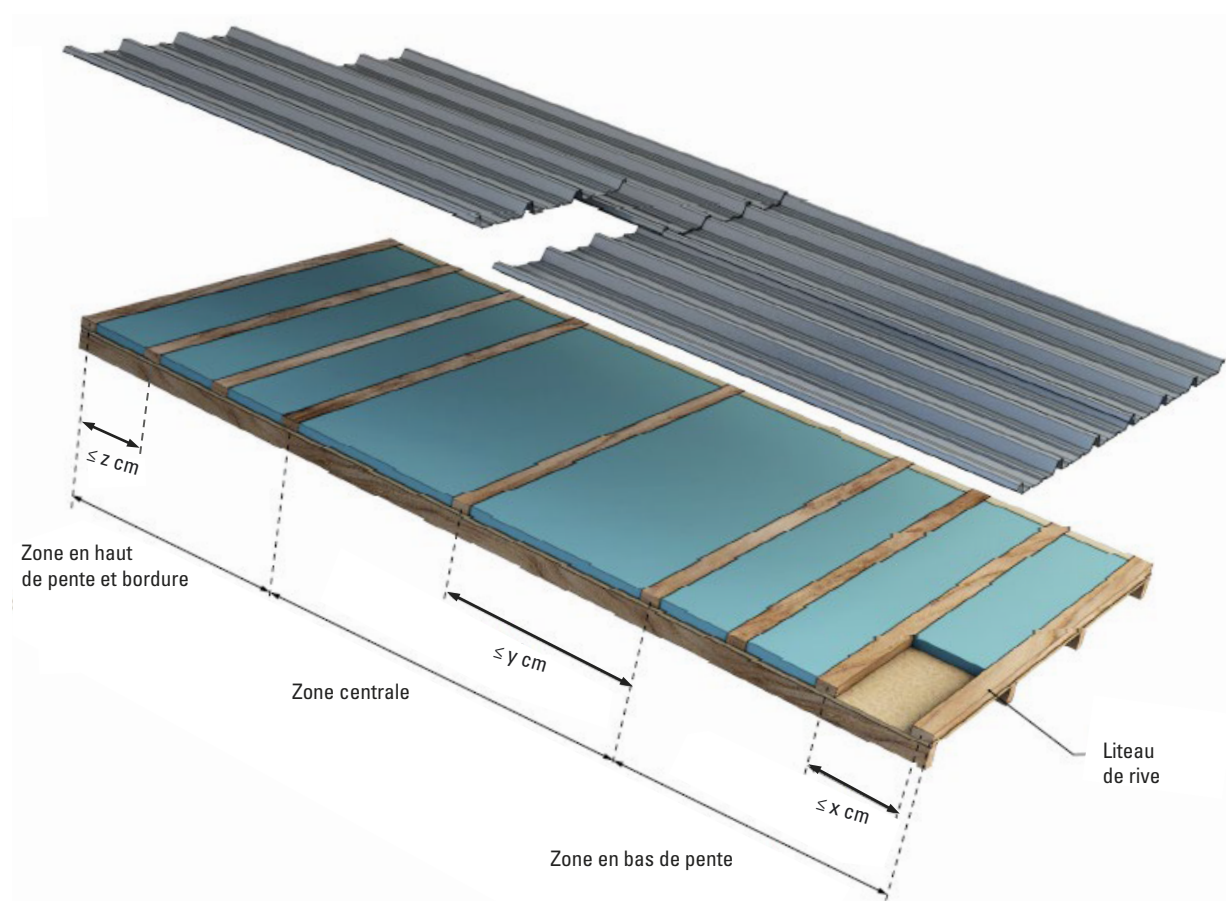


Figure 120 : Liteaux fixés à la structure porteuse à travers un parement décoratif bois continu posé sur chevrons

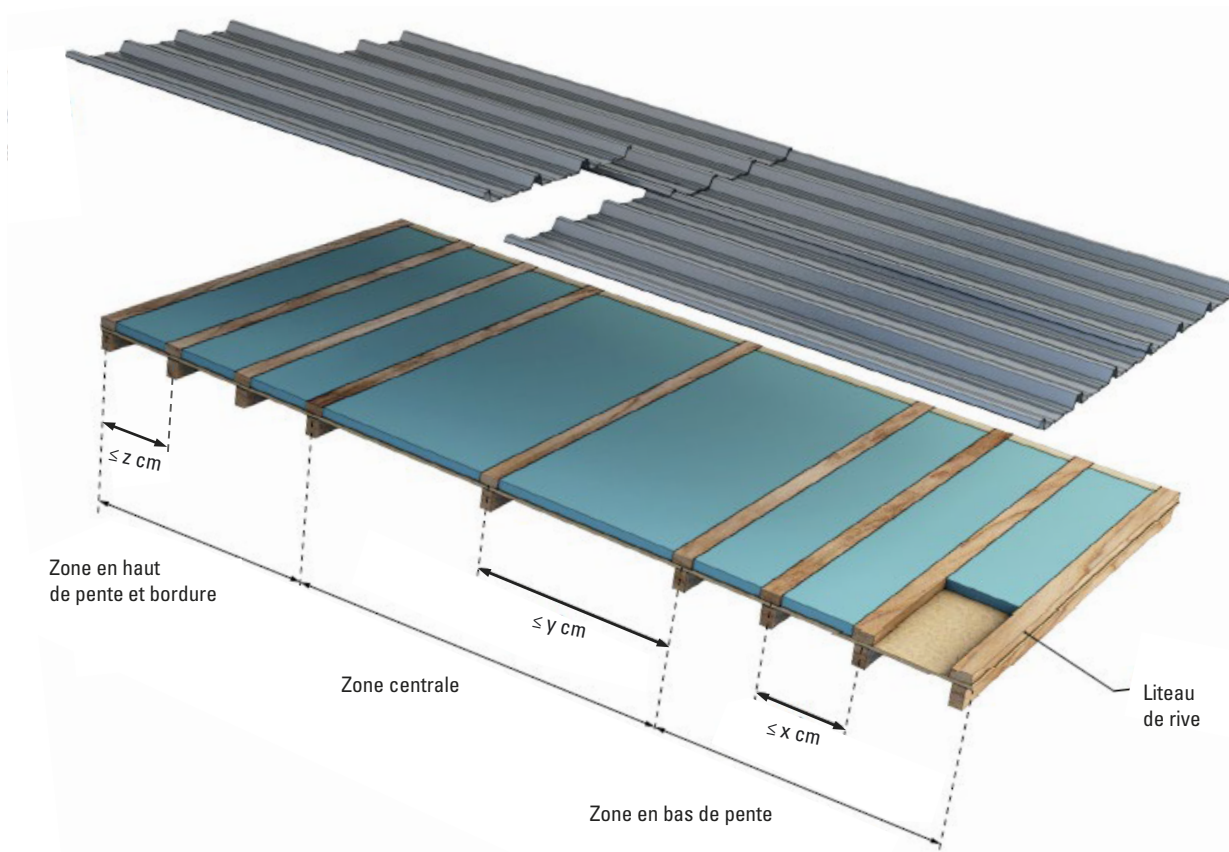


Figure 121 : Liteaux fixés à la structure porteuse à travers un parement décoratif bois continu posé sur pannes

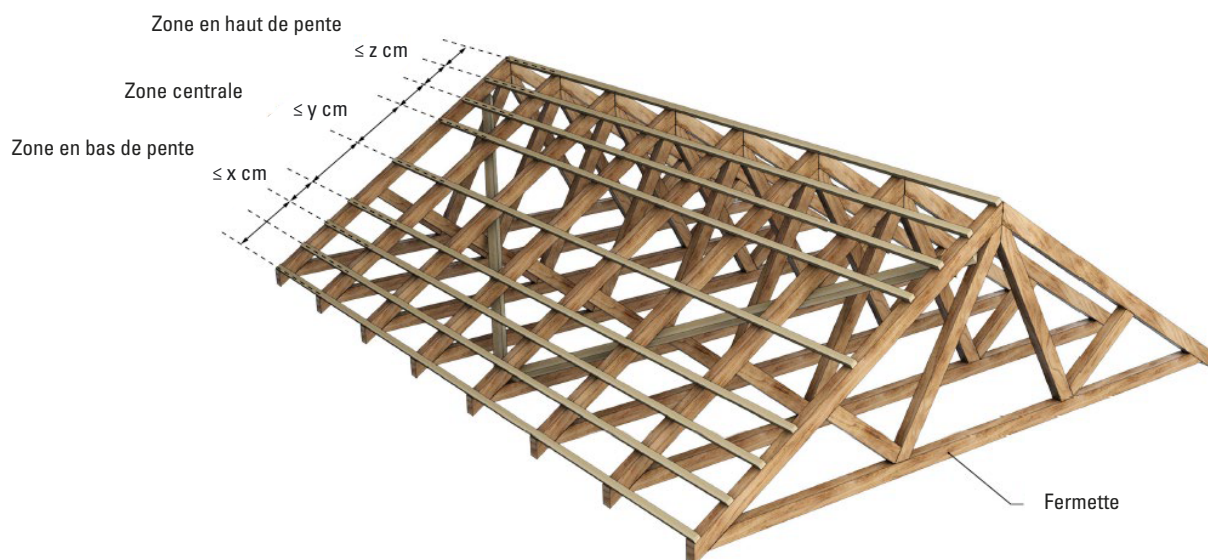


Figure 122 : Liteaux fixés à une charpente traditionnelle ou industrialisée

Les valeurs d'espacement sont données pour les angles de toiture :

- 8,5°, 15° et 30° pour une tôle nervurée (8,5° correspond à la pente minimale de 15 %) ;
- 14°, 20° et 30° pour une tôle ondulée (14° correspond à la pente minimale de 25 %).

Pour toute valeur intermédiaire, il est nécessaire d'appliquer une interpolation linéaire.

Pour la toiture à 4 pans, le petit et le grand versants sont traités séparément. Deux cas sont à considérer :

- α_0 pour le grand versant ;
- α_{90} pour le petit versant.

Le critère dimensionnant est indiqué dans les tableaux comme suit :

Flexion de la tôle
Arrachement de la tôle

La limite de déformation imposée à la tôle (1/100^e de la portée) a été prise en compte mais n'est pas dimensionnante pour l'ensemble des cas traités.

Tôle NERVURÉE
Nervure de 35 mm minimum

Nombre de pans de toiture	Angle de toiture	Pression dynamique de pointe q_p	Distance max entre appuis [cm]		
			Tôle de 0,75 mm		
			Zone 1	Zone 2	Zone 3
Toiture 1 pan	8,5°	1 kPa	240	180	160
		2 kPa	180	80	80
		3 kPa	120	60	40
	15°	1 kPa	240	200	160
		2 kPa	180	80	80
		3 kPa	120	60	40
	30°	1 kPa	240	240	160
		2 kPa	160	120	80
		3 kPa	80	80	40
Toiture 2 pans	8,5°	1 kPa	240	180	-
		2 kPa	160	80	-
		3 kPa	80	60	-
	15°	1 kPa	240	200	-
		2 kPa	120	80	-
		3 kPa	80	60	-
	30°	1 kPa	240	200	-
		2 kPa	180	80	-
		3 kPa	120	60	-
Toiture 4 pans	8,5°	1 kPa	240	180	240
		2 kPa	180	80	120
		3 kPa	120	60	80
	15°	1 kPa	240	200	200
		2 kPa	180	80	80
		3 kPa	120	60	60
	30°	1 kPa	240	200	240
		2 kPa	180	80	180
		3 kPa	120	60	120

Tableau 65 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques nervurées de 0,75 mm

			Distance max entre appuis [cm] Tôle de 1,00 mm		
Nombre de pans de toiture	Angle de toiture	Pression dynamique de pointe q_p	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Toiture 1 pan	8,5°	1 kPa	320	200	200
		2 kPa	200	120	80
		3 kPa	160	80	60
	15°	1 kPa	320	240	180
		2 kPa	200	120	80
		3 kPa	160	80	60
	30°	1 kPa	300	280	180
		2 kPa	200	180	80
		3 kPa	120	120	60
Toiture 2 pans	8,5°	1 kPa	300	200	-
		2 kPa	200	120	-
		3 kPa	120	80	-
	15°	1 kPa	280	240	-
		2 kPa	180	120	-
		3 kPa	120	80	-
	30°	1 kPa	320	240	-
		2 kPa	200	120	-
		3 kPa	160	80	-
Toiture 4 pans	8,5°	1 kPa	320	200	280
		2 kPa	200	120	180
		3 kPa	160	80	120
	15°	1 kPa	320	240	240
		2 kPa	200	120	120
		3 kPa	160	80	80
	30°	1 kPa	320	240	320
		2 kPa	200	120	200
		3 kPa	160	80	160

Tableau 66 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques nervurées de 1,00 mm

Tôle ONDULÉE
Nervure de 18 mm minimum

			Distance max entre appuis [cm] Tôle de 0,75 mm		
Nombre de pans de toiture	Angle de toiture	Pression dynamique de pointe q_p	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Toiture 1 pan	14°	1 kPa	320	200	160
		2 kPa	180	80	80
		3 kPa	120	60	40
	20°	1 kPa	300	240	160
		2 kPa	180	120	80
		3 kPa	80	80	40
	30°	1 kPa	300	280	160
		2 kPa	160	120	80
		3 kPa	80	80	40
Toiture 2 pans	14°	1 kPa	280	200	-
		2 kPa	120	80	-
		3 kPa	80	60	-
	20°	1 kPa	280	240	-
		2 kPa	160	80	-
		3 kPa	80	60	-
	30°	1 kPa	320	240	-
		2 kPa	180	80	-
		3 kPa	120	60	-
Toiture 4 pans	14°	1 kPa	320	200	240
		2 kPa	180	80	120
		3 kPa	120	60	60
	20°	1 kPa	320	240	240
		2 kPa	180	80	120
		3 kPa	120	60	80
	30°	1 kPa	320	240	320
		2 kPa	180	80	180
		3 kPa	120	60	120

Tableau 67 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis
pour une couverture en plaques ondulées de 0,75 mm

			Distance max entre appuis [cm] Tôle de 1,00 mm		
Nombre de pans de toiture	Angle de toiture	Pression dynamique de pointe q_p	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Toiture 1 pan	14°	1 kPa	360	240	200
		2 kPa	240	120	80
		3 kPa	160	80	60
	20°	1 kPa	360	280	200
		2 kPa	240	160	80
		3 kPa	120	80	60
	30°	1 kPa	320	320	200
		2 kPa	200	200	80
		3 kPa	120	120	60
Toiture 2 pans	14°	1 kPa	320	240	-
		2 kPa	200	120	-
		3 kPa	120	80	-
	20°	1 kPa	320	280	-
		2 kPa	200	120	-
		3 kPa	120	80	-
	30°	1 kPa	360	280	-
		2 kPa	240	120	-
		3 kPa	160	80	-
Toiture 4 pans	14°	1 kPa	360	240	280
		2 kPa	240	120	160
		3 kPa	160	80	80
	20°	1 kPa	360	280	300
		2 kPa	240	120	160
		3 kPa	160	80	80
	30°	1 kPa	360	280	360
		2 kPa	240	120	240
		3 kPa	160	80	160

Tableau 68 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques ondulées de 1,00 mm

Les distances indiquées dans les tableaux sont à réduire suivant les indications du fabricant ou si des dispositions constructives l'y contraignent.

8.4 Assemblage

8.4.1 Fixations de toiture

8.4.1.1 Types de fixations

La fixation des tôles est effectuée par les éléments suivants :

- **support bois** : tirefonds de 6 mm de diamètre et de 100 mm de long minimum. Pénétration dans la panne ou le liteau de 50 mm minimum ;
- **support métal** : vis auto-foreuses (ou auto-perceuses), auto-taraudeuses de 5,5 mm de diamètre et de 60 mm de long minimum. Pénétration dans la panne de 2 filets au moins.

Le tirefond ou la vis est accompagné d'autres pièces qui forment ensemble la fixation : une rondelle d'appui et une rondelle d'étanchéité placées de part et d'autre d'un cavalier. Dans certains cas décrits à la fin de cette partie, il est nécessaire de placer un pontet sous la tôle au niveau de la fixation afin de la rigidifier et de faciliter le serrage.

On rappelle que les clous sont à proscrire.

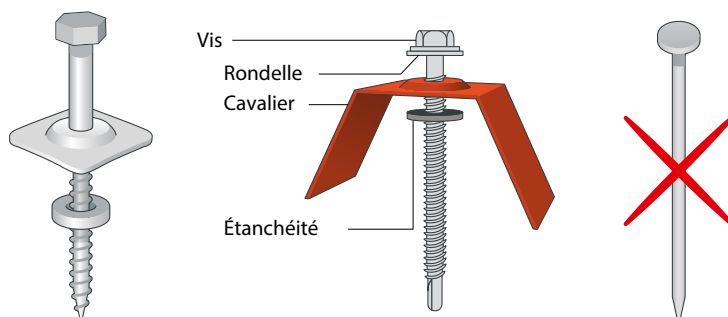


Figure 123 : Exemples de fixations

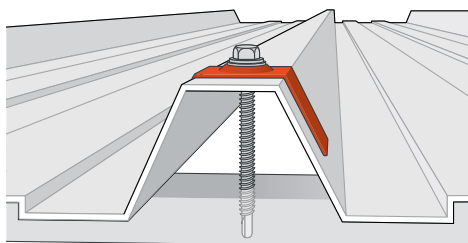


Figure 124 : Vis dans une panne métallique

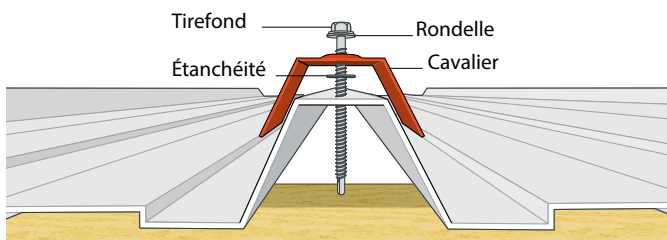


Figure 125 : Vue éclatée

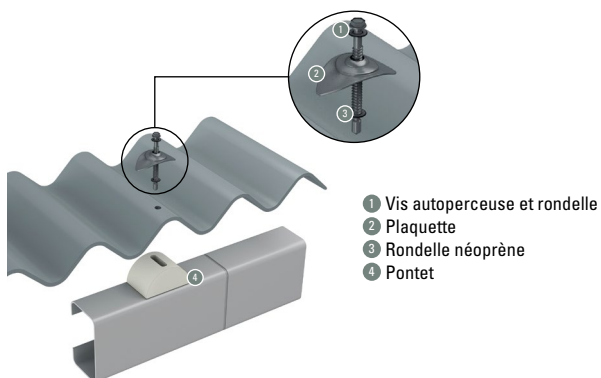


Figure 126 : Fixation d'une tôle ondulée avec pontet

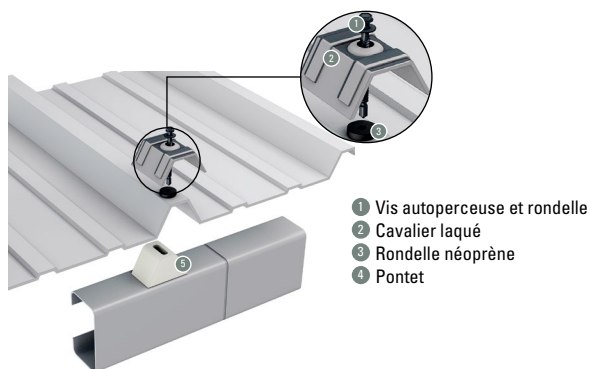


Figure 127 : Fixation d'une tôle nervurée avec pontet

La fixation est composée de plusieurs éléments respectant les exigences suivantes :

- **cavalier** : il doit être adapté à la tôle choisie et fabriqué dans les mêmes matériaux. Il doit être mis en place entre la rondelle d'étanchéité et la tête de la fixation ;
- **pontet** : il doit être adapté à la tôle choisie et fabriqué dans les mêmes matériaux (ou alternativement en plastique). Les pontets sont à positionner sous les ondes (ou nervures) de la tôle et doivent avoir exactement les mêmes dimensions que la nervure afin de maximiser le contact avec l'élément support et la tôle ;
- **deux rondelles** : une rondelle d'appui placée contre la tête de la vis ou du tirefond et une rondelle d'étanchéité insérée entre le cavalier et la tôle. La rondelle d'appui doit être dans le même matériau que la fixation et la tôle. La rondelle d'étanchéité est fabriquée dans un matériau étanche type néoprène, EPDM ou assimilés.

NOTE

Les rondelles d'étanchéité doivent être correctement serrées sans être écrasées.



Trop faible



Correct



Trop fort



Figure 128 : Serrage trop faible

Figure 129 : Serrage correct

Figure 130 : Serrage trop fort

8.4.1.2 Implantation des fixations

Les tôles doivent reposer sur 3 appuis minimum et être fixées en sommet d'onde ou de nervure.

L'implantation des fixations définie ci-après prend en compte le coefficient de sur-résistance γ_{SR} .

Pour les tôles nervurées, toutes les nervures sont fixées à la charpente support au niveau de toutes les pannes et liteaux.

Pour les tôles ondulées, les fixations sont implantées sur toutes les pannes et liteaux :

- 1 onde sur 3 en zone courante¹² ;
- 1 onde sur 2 en zone critique ;
- sur deux ondes au niveau de tous les recouvrements.

Les zones critiques correspondent aux situations suivantes :

- recouvrement transversal : fixations 1 onde sur 2 sur la panne ou les liteaux de recouvrement
- rive latérale, arêtier et noue : fixations 1 onde sur 2 sur une largeur de tôle minimum ;
- égout et faitage : fixations 1 onde sur 2 sur les deux pannes ou liteaux en bordure de toit ;
- pénétrations : fixations 1 onde sur 2 sur les pannes et liteaux bordant la pénétration.

Certains cas de figure où la couverture est fortement sollicitée (bâtiment ouvert, charge de vent significative, etc.) peuvent nécessiter une densité de fixations supérieure aux valeurs minimales indiquées ci-dessus.

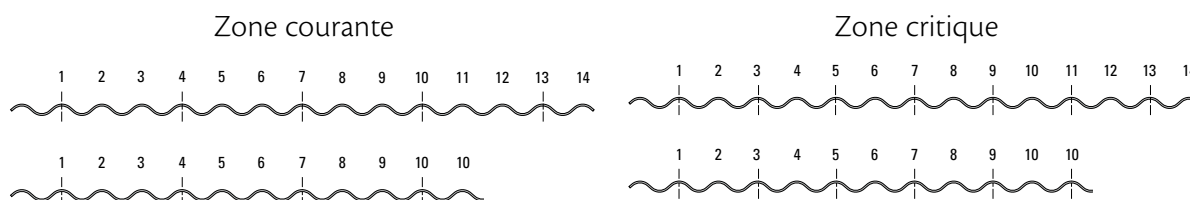


Figure 131 : Implantation des fixations sur une couverture en tôles ondulées de 14 et 11 ondes

¹² En général, la zone courante correspond à la zone centrale de chaque versant de toiture.

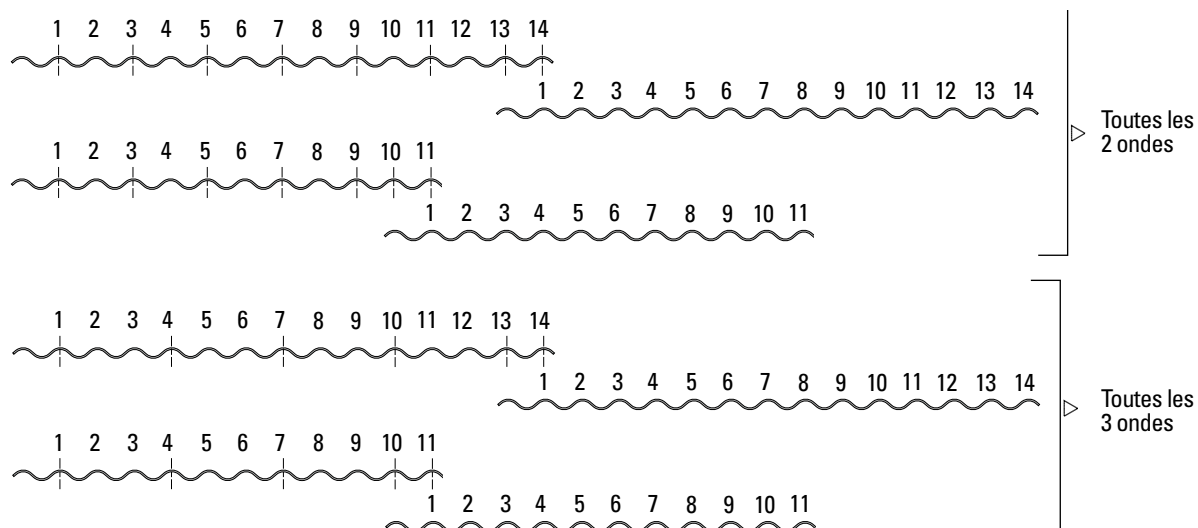


Figure 132 : Implantation des fixations aux recouvrements sur une couverture en tôles ondulées de 14 et 11 ondes

Outre les fixations de la tôle sur ses supports, des fixations de couture sont utilisées pour couture les tôles au niveau des recouvrements longitudinaux entre deux supports (pannes ou liteaux).

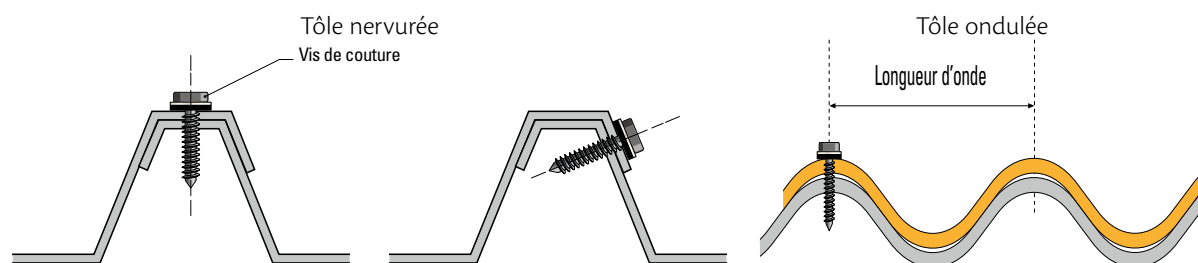


Figure 133 : Localisation des fixations de couture

L'espacement maximal entre les vis de couture est fourni dans le tableau suivant :

Tôle nervurée	Tôle ondulée
$\frac{1}{2}$ de la portée, sans être supérieur à 0,40 m	Pour des portées > 0,80 m : $\frac{1}{2}$ de la portée, sans être supérieur à 0,50 m Pour des portées $\leq 0,80$ m : facultatif

Tableau 69 : Espacement maximal entre les vis de couture

Pour les tôles nervurées et ondulées, il est nécessaire de disposer des pontets au minimum au niveau des deux premières rangées de fixation sur le pourtour de la toiture et de part et d'autre des zones de changement de pente.

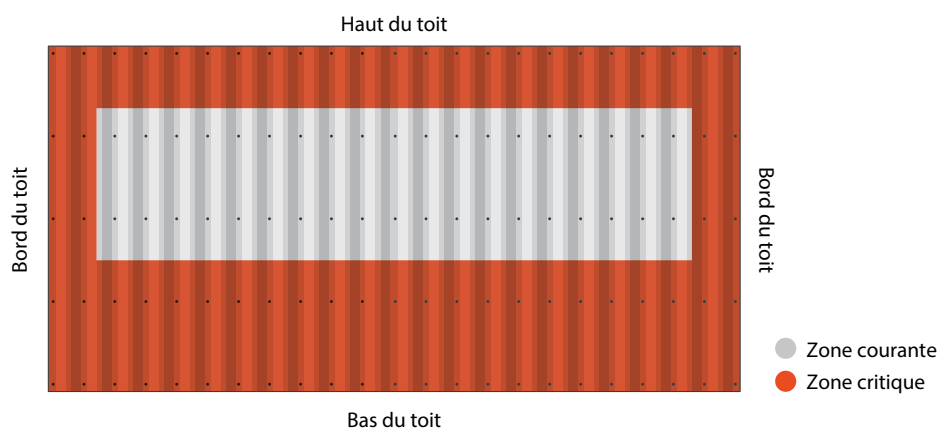


Figure 134 : Exemples de zones où disposer les pontets pour une toiture à un ou deux versants

8.4.2 Accessoires de toiture

Des accessoires peuvent être utilisés en périphérie ou en pénétration de la couverture. Si ces accessoires sont en métal, ils doivent être dans le même matériau que la tôle choisie (protection incluse). Les plus courants sont :

Accessoires linéaires	Accessoires pour pénétrations ponctuelles
Faîtière	Plaques d'aération
Corniche de rive	Plaques à douille
Closoir	Manchons souples

Tableau 70 : Exemples d'accessoires courants

8.4.2.1 Cavalier

Les cavaliers assurent le bon maintien de la couverture en cas de forts vents ou de cyclones. Ils servent d'une part à éviter la perforation de la tôle et d'autre part à rigidifier l'onde ou la nervure localement.



Figure 135 : Cavalier nervuré



Figure 136 : Plaquette ovale

8.4.2.2 Pontet

Les pontets permettent de bloquer tout mouvement potentiel de la tôle sous les effets dynamiques du vent. Ils évitent ainsi l'écrasement de l'onde ou la nervure sous des sollicitations de type cyclonique. Lors de la mise en œuvre, les pontets offrent une résistance lors du vissage et permettent ainsi d'éviter les phénomènes de sous ou sur-serrage. Ce dernier peut conduire au poinçonnement des tôles au droit des fixations.



Figure 137 : Pontet pour tôle ondulée



Figure 138 : Pontet pour tôle nervurée

8.4.2.3 Closoir

Le rôle des closoirs est de fermer le volume sous les tôles ou leurs accessoires afin de prévenir l'intrusion d'animaux nuisibles. Un closoir mousse permet d'éviter les entrées d'air contrairement à un closoir peigne qui lui est perméable à l'air tout en protégeant de l'entrée d'animaux nuisibles.

Il existe deux types de closoirs : le closoir profil et le closoir contre-profil. Les closoirs profils sont placés sous la couverture, en égout par exemple. Les closoirs contre-profil sont positionnés en faitage sous la faîtière.

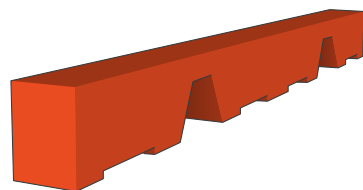


Figure 139 : Closoir étanche en mousse

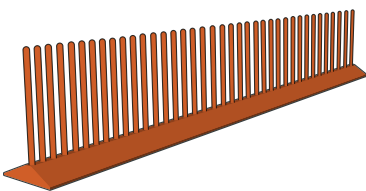


Figure 140 : Closoir perméable

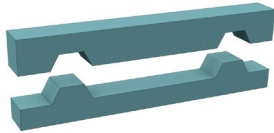


Figure 141 : Closoir profil

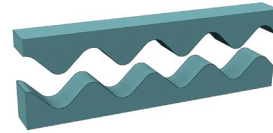


Figure 142 : Closoir contre-profil

8.4.2.4 Faîtière

La faîtière protège des infiltrations d'eau qui pourrait survenir au niveau du faîtage. Le profil des nervures découpé dans les faîtières de type crantée doit être adapté au profil des plaques de couverture de partie courante.

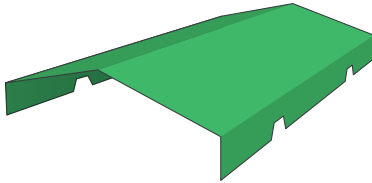


Figure 143 : Faîtière crantée

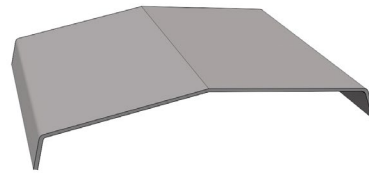


Figure 144 : Faîtière non crantée

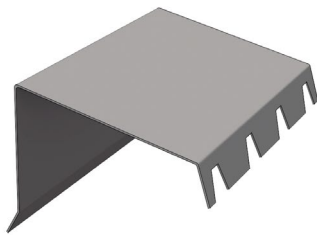


Figure 145 : Demi-faîtière crantée



Figure 146 : Coupelle pour faîtière plane

8.4.2.5 Corniche de rive (ou bande de rive)

La corniche de rive est un habillage généralement métallique qui protège les éléments de charpente contre les intempéries et facilitent l'évacuation des eaux.

Modèle A



Modèle B



Modèle C



Figure 147 : Bande de rive

8.4.2.6 Solin

Le rôle du solin est d'assurer l'étanchéité entre la couverture et les différentes émergences qui la traversent ou qui sont en saillie (cheminée, chien-assis, etc.)

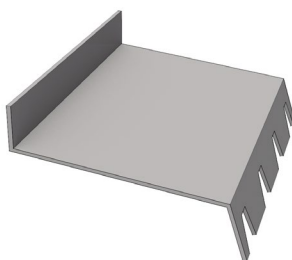


Figure 148 : Solin cranté

8.4.2.7 Bande d'étanchéité

Un joint d'étanchéité doit être disposé longitudinalement ou transversalement au niveau des recouvrements entre tôles de manière à éviter les remontées d'humidité. Par exemple, une possibilité est d'insérer entre les deux ondes (ou nervures) une bande EPDM (ou alternativement un joint mastic butyl ou un joint en polyéthylène adhésivé).

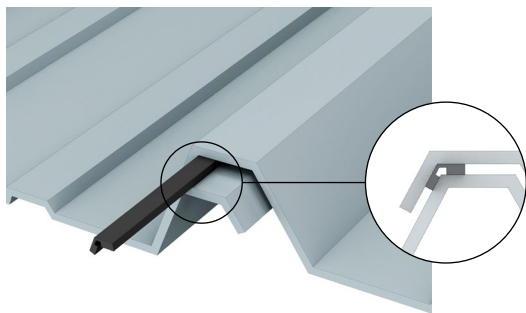
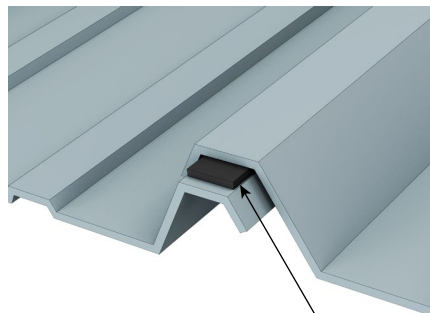


Figure 149 : Bande d'étanchéité



Joint longitudinal

Figure 150 : Joint longitudinal
en polyéthylène adhésivé

AUVENT

Par auvent, on entend les vérandas (ou varangues) couvertes par des tôles et en saillie ou en retrait par rapport à l'enveloppe principale d'une maison. Celle-ci est généralement ouverte sur trois côtés.

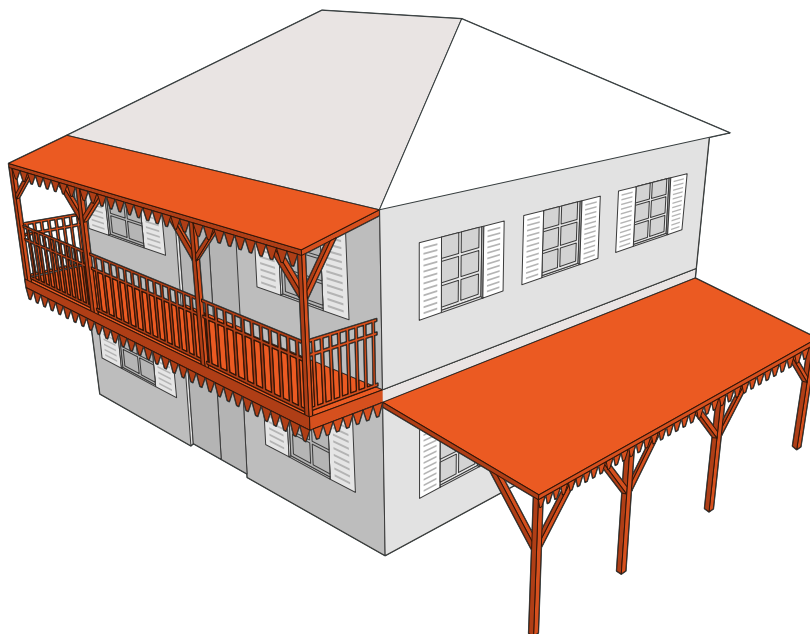


Figure 151 : Exemples d'auvent

9.1 Matériaux

Le choix des matériaux et des produits de construction revêt une importance cruciale pour la sécurité et la durabilité des bâtiments. Les performances sont spécifiées par le fabricant conformément au marquage CE et sont directement affichées sur le produit lui-même ou sur l'étiquette qui l'accompagne.

9.1.1 Bois

En raison de l'influence de l'environnement fortement humide à la Réunion, on utilise des bois résineux et des bois feuillus tropicaux dont le taux d'humidité ne dépasse pas 20 % pour la fabrication des éléments structuraux. Ces bois destinés aux éléments structuraux répondent aux exigences de la classe 4 (conformément à la norme NF EN 1995-1 et à l'AN) et bénéficient d'une protection anti-termites. En ce qui concerne les bois destinés aux éléments non structuraux, ils satisfont aux exigences de la classe 3 (conformément à la norme NF EN 1995-1 et à l'AN), que ce soit grâce à leur durabilité naturelle ou à un traitement approprié.

Classe d'emploi du bois		Exposition
1		Toujours à l'abri des intempéries
2		A l'abri des intempéries Humidification occasionnelle
3	3.1	Soumis à une alternance rapide humidification/séchage
	3.2	Soumis à une alternance humidification/séchage avec stagnation d'eau
4		Soumis à humidification fréquente avec stagnation d'eau En contact avec le sol
5		En contact permanent avec de l'eau de mer

Tableau 71 : Définition des classes d'emploi du bois

NOTE

Pour les projets de construction bois, une aide à la décision de classement en classe de service conventionnelle de l'Eurocode 5 (NF EN 1995-1-1) est proposée par le projet « BOIS DURAMHEN ».

9.1.2 Assemblages métalliques

Les systèmes d'assemblage et de fixation de la structure bois sont en acier inoxydable (A2 dans le cas courant et A4 en front de mer)¹.

L'utilisation de clous, même torsadés, travaillant en traction est à proscrire. Les assemblages travaillant à la traction peuvent être réalisés avec des vis à bois de construction extérieure ou boulons éventuellement combinés avec des plats ou cornières.

Les systèmes d'assemblage et de fixation de la couverture sont conformes aux exigences formulées dans la partie 8.1.2 Assemblages (Chapitre 8 Couverture en toiture).

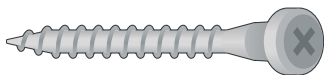
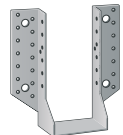
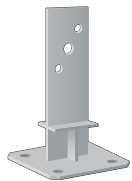
Composant	Domaine d'application	Figure
Boulon tête hexagonale	Sabots de charpente, équerres mixtes renforcées, pieds de poteau	
Goujon d'ancrage inox	Sabots de charpentes, pieds de poteau	
Vis inox	Sabot de charpente	
Vis à bois structurale	Assemblage d'éléments en bois	
Sabot à ailes extérieures inox	Solives, pannes, poutres lisses, butées de chevrons.	
Âme avec platine inox	Pied de poteau	

Tableau 72 : Domaine d'application des composants de l'assemblage

¹ Si des fixations en acier galvanisé sont utilisées, leur durabilité sera inférieure à celle de la couverture. Il sera nécessaire de vérifier et de rénover la couverture à une fréquence d'environ 10 ans.

9.2 Dispositions constructives

9.2.1 Objectifs de résistance

Les auvents de conception traditionnelle présentent une architecture particulièrement fragile du point de vue de la sollicitation cyclonique. L'auvent est notamment sujet à des effets de soulèvement dus à l'action combinée de la dépression en face supérieure et de la surpression en sous-face. Par ailleurs, la notion d'auvent adossé à un bâtiment est essentielle car les coefficients de pression sont nettement supérieurs à ceux d'un auvent isolé tel que décrit dans l'Eurocode NF EN 1991, partie 1-4.

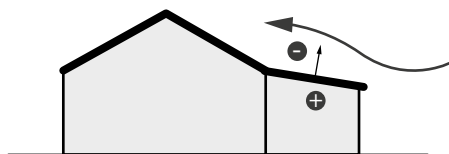


Figure 152 : Phénomène de soulèvement de la toiture de l'auvent

L'auvent doit remplir les objectifs suivants² :

- l'auvent reste fixé à la structure du bâtiment pour éviter la création de projectiles ;
- l'auvent n'entraîne pas de risque supplémentaire pour la toiture et le bâtiment.

Par exemple, il est préférable de ne pas réaliser la structure de l'auvent comme une prolongation de la structure de la toiture car la forte sollicitation de l'auvent peut dans ce cas engendrer des dommages pour le bâtiment et sa toiture. Pour les mêmes raisons, les éléments de couverture en tôle doivent être désolidarisés de ceux composant la toiture principale.

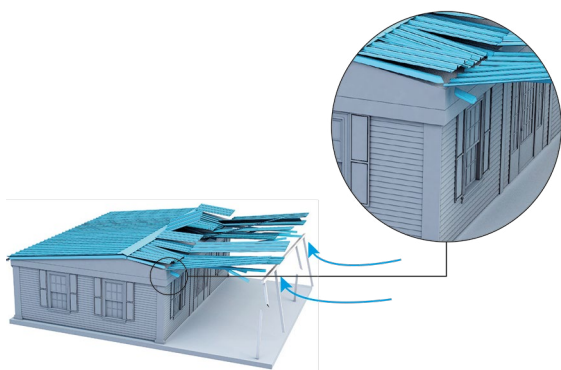


Figure 153 : Cas d'un auvent non désolidarisé

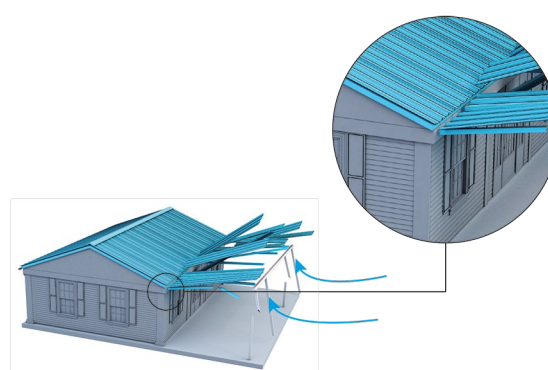


Figure 154 : Cas d'un auvent désolidarisé

Dans le cas où la structure et la couverture sont désolidarisées entre auvent et toiture principale, il est courant de ménager un ressaut entre les deux couvertures. Le cas échéant, il est nécessaire de mettre en œuvre :

- un accessoire contre le mur dont le relevé est de 50 mm minimum et la largeur de 120 mm minimum ;
- une bande d'étanchéité complémentaire en recouvrement de 100 mm minimum sur la tôle et de 50 mm minimum en relevé sur le mur ;
- des fixations espacées de 0,50 m maximum.

² Dans le cas où l'auvent couvre un cheminement d'accès au bâtiment, les objectifs sont revus à la hausse : la structure et les éléments non structuraux qui pourraient constituer un danger pour les occupants doivent rester intègres.

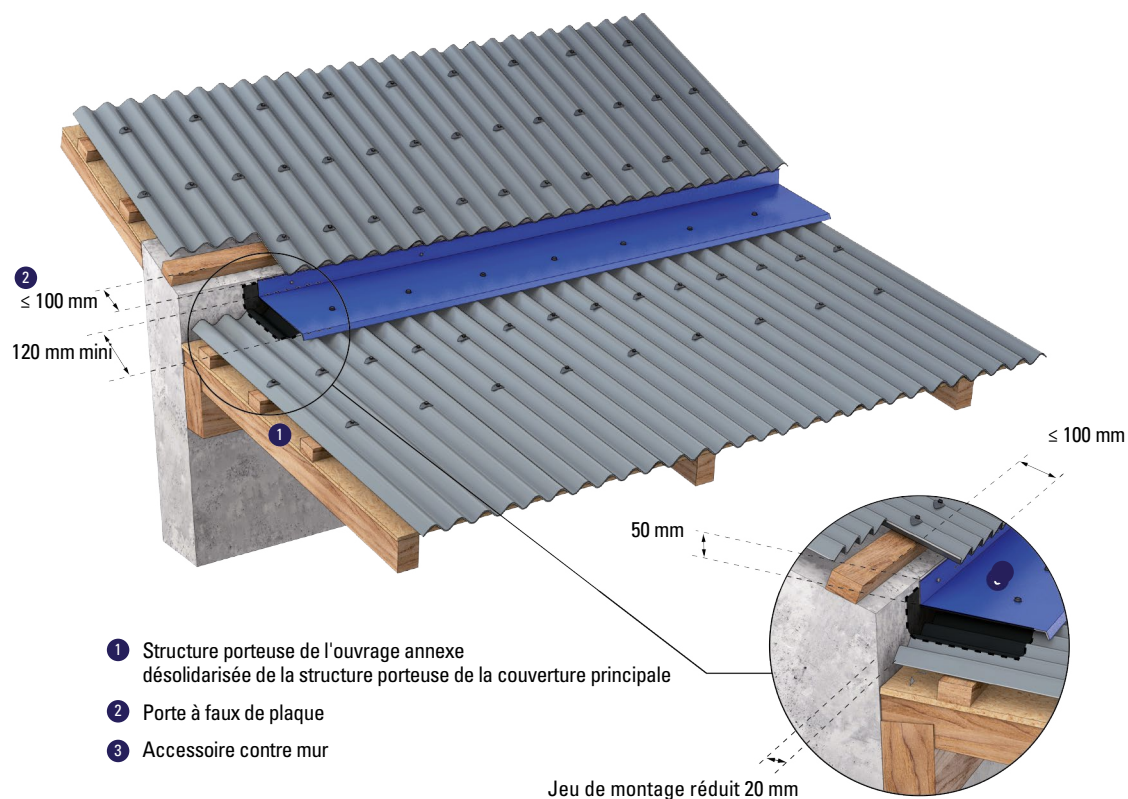


Figure 155 : Traitement avec ressaut de la jonction entre toiture principale et auvent

La conception de l'auvent dépend de sa fonction. Deux cas sont à considérer :

- Si la structure et/ou la couverture de l'auvent sont mécaniquement continues avec celles de la toiture principale, la structure de l'auvent – charpente, éléments porteurs et fondations – ainsi que sa couverture sont soumis aux mêmes exigences que la toiture principale. Ce qui signifie que la structure de l'auvent reste intègre et que la couverture reste fixée à la charpente de l'auvent.
- Pour tout autre auvent, l'auvent doit rester fixé à la structure du bâtiment. Ce qui signifie qu'il peut s'effondrer mais que tous les éléments (structure et couverture principalement) restent connectés à leur support.

Selon le cas, les assemblages et les éléments seront conçus, disposés et dimensionnés différemment.

Dans le second cas des auvents désolidarisés, un coefficient de réduction est appliqué à la charge de vent. Dans le présent guide, le coefficient de réduction doit être appliqué à la pression dynamique de pointe q_p calculée conformément au § 2.1.1 et utilisée dans les tableaux de dimensionnement aux § 9.3.4 et 9.3.5.

Le tableau ci-après précise le coefficient de réduction à prendre en compte.

Configuration	Coefficient de réduction
Auvent solidaire de la toiture	–
Tout autre auvent	0,85

Tableau 73 : Coefficient de réduction en fonction de la connexion de l'auvent à la toiture principale

9.2.2 Forme de la toiture

Les configurations présentant des ruptures de pente de toiture entre le bâtiment principal et les auvents, vérandas ou autre toitures permettent de réduire la charge résultante en dépression. La pente de toiture de l'auvent doit être plus faible que la pente de toiture du bâtiment principal.

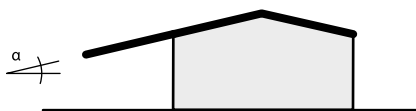


Figure 156 : Auvent dans la continuité de la toiture.

À éviter

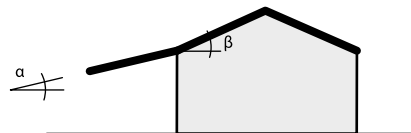


Figure 157 : Rupture de pente entre auvent et toiture.

Préférable

Une profondeur maximum d'auvent est imposée³ : $l_{\max} = \min \{3 \text{ m} ; 30 \% \text{ largeur de la façade} \}$

9.2.3 Conception de la structure

La structure doit être conçue pour résister :

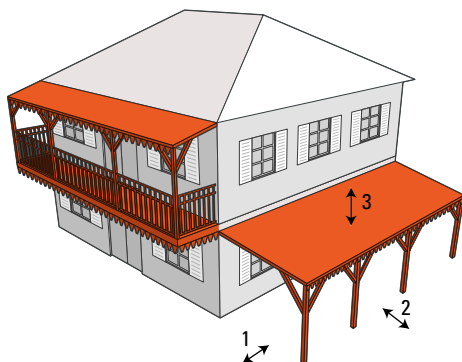


Figure 158 : Directions des actions de vent

1 & 2. Aux actions du vent parallèle et perpendiculaire à la façade concernée du bâtiment, notamment dans le cas où des éléments verticaux obstruent les côtés de l'espace extérieur (brise-soleil, paroi séparatrice) ;

3. Principalement à l'action verticale du vent qui provoque notamment le soulèvement de la couverture.

La structure de l'auvent doit pour cela respecter certaines dispositions constructives :

- être fixée en façade dans la structure du bâtiment ;
- être stabilisée sur le côté ouvert de l'auvent parallèle à la façade par un contreventement ;
- être ancrée au sol au niveau de ses poteaux⁴ ;
- la distance maximum entre poteaux supportant l'auvent en rive est de 3 m.

En résumé, les principaux points d'attention concernent :

- Le contreventement de la structure ;
- Les assemblages : se référer au § 9.4 Assemblage.

9.2.4 Contreventement de la structure

Le contreventement peut être assuré par bracon pour les liaisons poteau-poutre. Le plan de la toiture peut être contreventé par un système de croix de Saint-André. L'utilisation d'assemblages résistants à la place des bracons est réservée aux professionnels.

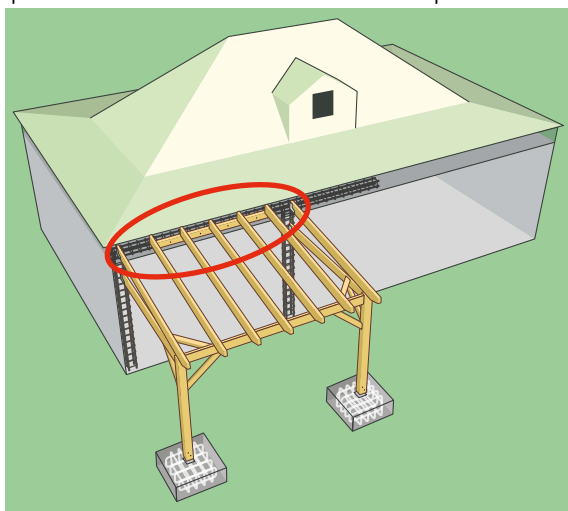


Figure 159 : Exemple de contreventement par bracon



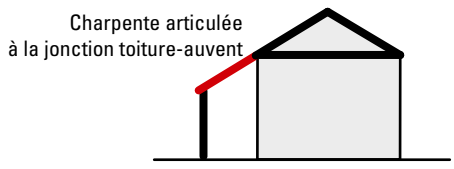
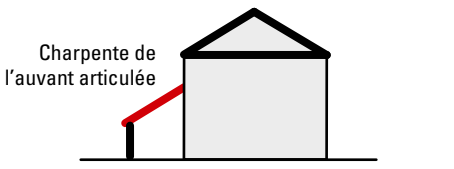
Figure 160 : Exemple de contreventement par croix de Saint-André

³ Guide de construction parasismique et paracyclonique de maisons individuelles à structure en bois aux Antilles, AFPS, 2011.

⁴ Une masse supplémentaire rapportée sur la toiture est strictement interdite.

9.3 Dimensionnement

9.3.1 Configurations géométriques de toiture considérées

Cas 1 Auvent dans la continuité de la toiture principale	Cas 2 Auvent décalé de la toiture principale
 Figure 161 : Auvent prolongeant la toiture⁵	 Figure 162 : Auvent sur façade (auvent plan dont l'angle fait +/- 10° avec l'horizontale)

Différentes pentes de toiture ont également été prises en compte :

- 5° soit 9 % ;
- 15° soit 27 % ;
- 30° soit 58 %.

9.3.2 Hypothèses de calcul

Pour les deux configurations, on considère que la structure et la couverture de l'auvent sont **indépendantes** de celles de la toiture. De plus, on considère uniquement le cas d'un auvent adossé à une toiture à 2 ou 4 pans.

La composition de la couverture et les hypothèses de calcul sont similaires à celles de la partie 8.3. La principale différence vis-à-vis d'un cas de toiture standard concerne les sollicitations. En effet, le vent peut s'engouffrer sous la couverture de l'auvent puisque les côtés de l'auvent sont poreux au vent, créant ainsi un effet de surpression en sous-face. Les coefficients de pression tiennent compte de l'effet combiné du vent agissant à la fois sur les surfaces supérieure et inférieure de la couverture.

Dans le cas 1 de l'auvent situé dans la continuité de la toiture principale, la situation de l'auvent à l'extrémité de la toiture aboutit à des coefficients de pression plus élevés que pour la toiture principale. Dans le cas 2 de l'auvent décalé de la toiture principale, l'accélération du vent est perturbée par la portion de façade verticale située entre les deux couvertures, ce qui atténue l'effet du vent⁶.

9.3.3 Calcul de l'étendue des zones de toiture

9.3.3.1 Cas 1 : Auvent dans la continuité de la toiture principale

La pression du vent est plus élevée dans certaines zones de toiture telles que les rives ou à proximité des ruptures de pente concaves (faîtage d'un toit double pente par exemple). Des zones sont définies afin de prendre en compte cette disparité. On considère de manière sécuritaire que l'ensemble de l'auvent fait partie de la zone 2 (rive)⁷.

⁵ Dans le cas 1, la structure de l'auvent n'est pas continue du point de vue mécanique avec la structure de la toiture. Ceci signifie qu'il est nécessaire de concevoir un assemblage articulé au niveau de la fixation de l'auvent au bâtiment.

⁶ Pour les situations intermédiaires où le décalage entre les deux toitures est faible (inférieure à 50 cm), l'action du vent peut basculer d'un état à un autre. Pour ces cas, il est bon de retenir une approche conservatrice en prenant l'enveloppe des deux configurations.

⁷ Se référer à la partie 8.3.3 pour le calcul des zones de la toiture du bâtiment hors auvent.

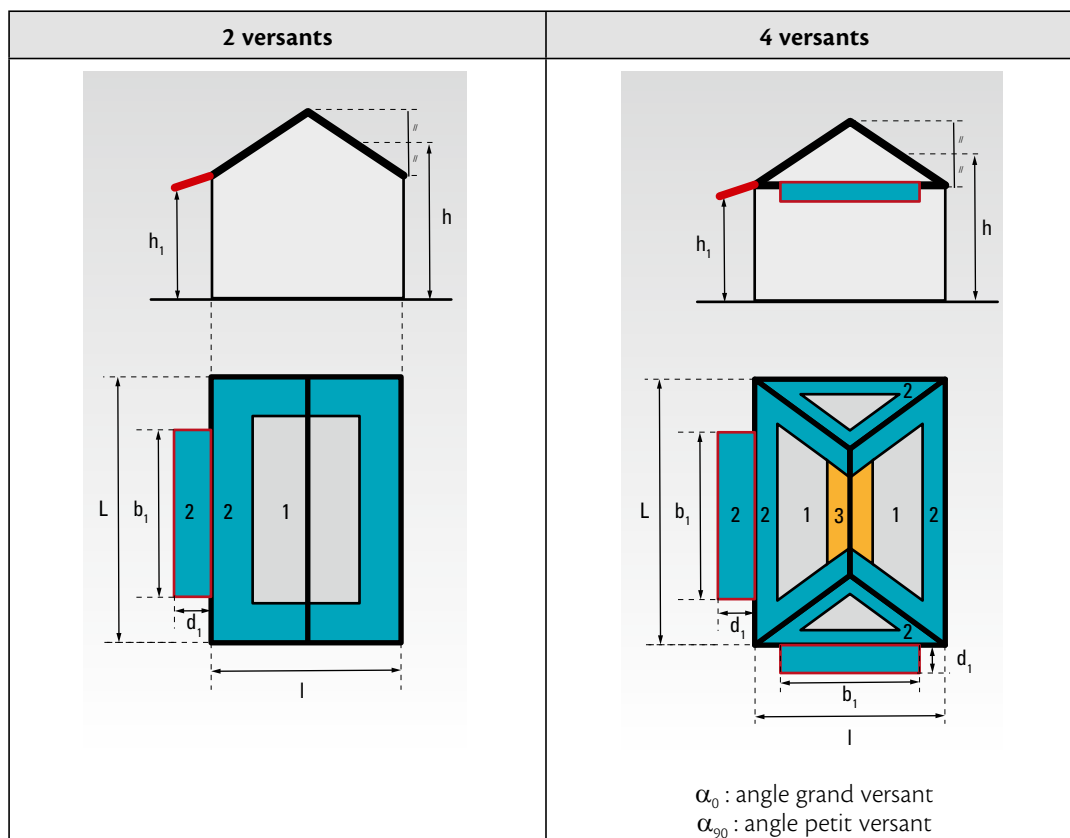


Figure 163 : Définition des zones de toiture selon le nombre de versants

Le calcul est valable pour des auvents dont l'angle supérieur entre la toiture et l'auvent est inférieur à 180° . Par ailleurs, l'angle que fait l'auvent avec l'horizontale doit être négatif.

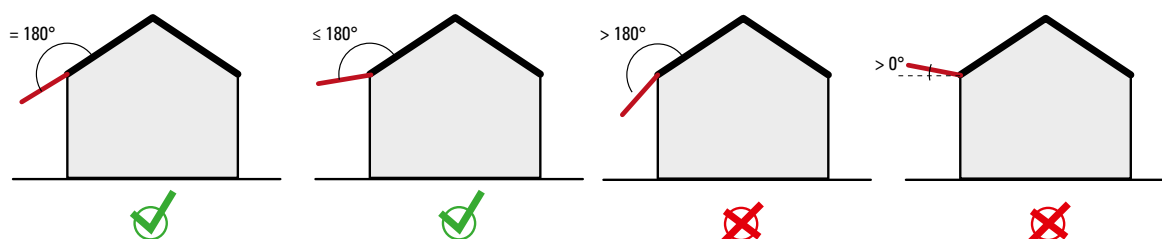


Figure 164 : Cas couverts par le calcul

9.3.3.2 Cas 2 : Auvent décalé de la toiture principale

Les zones A et B sont définies comme suit conformément aux *Recommandations de la CNC2M pour l'application de la NF en 1991-1-4 aux charpentes et ossatures en acier de bâtiment – juillet 2017 – Partie 4*.

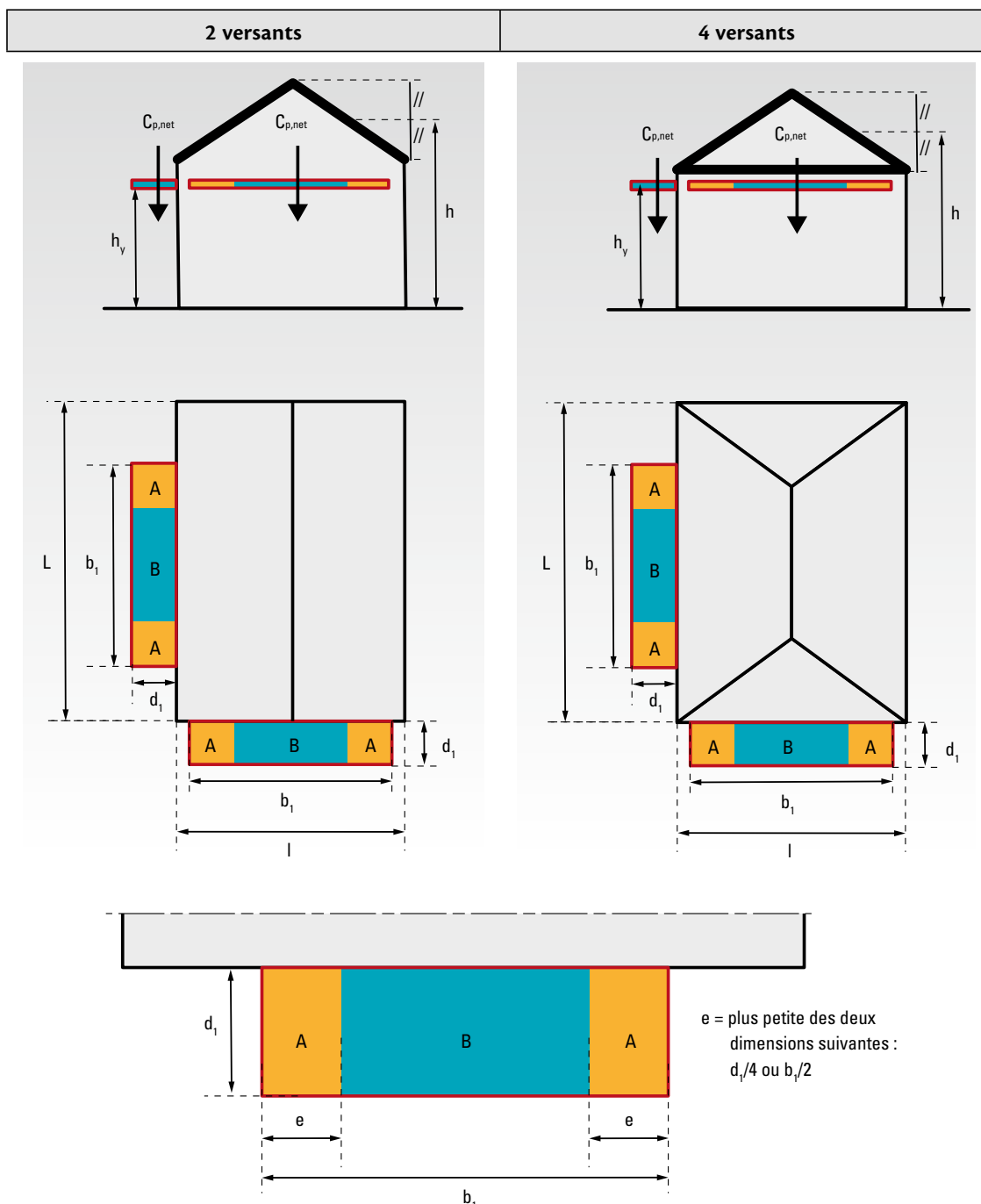


Figure 165 : Définition des zones de toiture selon le nombre de versants

La largeur de l'auvent b_1 minimale est fixée à 1,5 m. La largeur de la zone A vaut $e = 75$ cm.

9.3.4 Tableaux de dimensionnement de la couverture

Les résultats sont fournis pour trois valeurs de la pression dynamique de pointe q_p^8 : 1 kPa, 2 kPa et 3 kPa. Dans le cas d'un auvent désolidarisé de la toiture principale, un coefficient de réduction est appliqué à la pression dynamique de pointe q_p préalablement à l'utilisation des tableaux de dimensionnement. Le coefficient de réduction est fourni au § 9.2.1.

Pour les cas où la valeur de q_p est plus élevée que 3 kPa, il est nécessaire de consulter un professionnel compétent.

Les tableaux de dimensionnement qui suivent fournissent **l'espacement maximum entre appuis** de la couverture. Il est rappelé que les tôles de couverture doivent être fixées sur trois appuis minimum.

8 Pour le calcul de q_p , se référer au § 2.1.1.2 du chapitre 2.

Le critère dimensionnant est indiqué dans les tableaux comme suit :

Flexion de la tôle
Arrachement de la tôle

La limite de déformation imposée à la tôle ($1/100^e$ de la portée) a été prise en compte mais n'est pas dimensionnante pour l'ensemble des cas traités.

Pour le cas 1, les valeurs d'espacement sont valables pour une toiture à 2 ou 4 pans et sont données pour les angles de toiture 5° , 15° et 30° . Pour toute valeur intermédiaire, il est nécessaire d'appliquer une interpolation linéaire.

Pour le cas 2, le rapport h_1/h est défini comme suit :

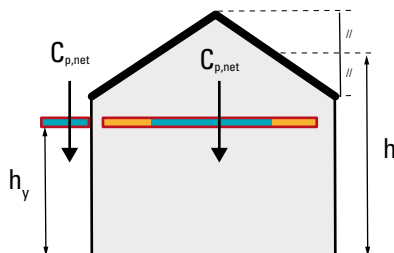


Figure 166 : Rapport h_1/h

■ Cas 1 : Auvent dans la continuité de la toiture principale

Tôle NERVURÉE			
Nervure de 35 mm minimum			
Angle de toiture	Pression dynamique de pointe q_p	Distance max entre appuis [cm] Tôle de 0,75 mm	Distance max entre appuis [cm] Tôle de 1,00 mm
5°	1 kPa	120	160
	2 kPa	60	80
	3 kPa	40	40
15°	1 kPa	120	180
	2 kPa	60	80
	3 kPa	40	60
30°	1 kPa	120	180
	2 kPa	60	80
	3 kPa	40	60

Tableau 74 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques nervurées pour un auvent dans la continuité de la toiture principale (toiture à 2 ou 4 versants)

Tôle ONDULÉE			
Onde de 18 mm minimum			
Angle de toiture	Pression dynamique de pointe q_p	Distance max entre appuis [cm] Tôle de 0,75 mm	Distance max entre appuis [cm] Tôle de 1,00 mm
5°	1 kPa	120	160
	2 kPa	60	80
	3 kPa	40	40
15°	1 kPa	120	200
	2 kPa	60	80
	3 kPa	40	60
30°	1 kPa	120	200
	2 kPa	60	80
	3 kPa	40	60

Tableau 75 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques ondulées pour un auvent dans la continuité de la toiture principale (toiture à 2 ou 4 versants)

■ Cas 2 : Auvent décalé de la toiture principale

Tôle NERVURÉE					
Nervure de 35 mm minimum					
h_1/h	Pression dynamique de pointe q_p	Distance max entre appuis [cm] Tôle de 0,75 mm		Distance max entre appuis [cm] Tôle de 1,00 mm	
		Zone A	Zone B	Zone A	Zone B
$h_1/h \leq 0,3$	1 kPa	200	200	200	200
	2 kPa	180	200	200	200
	3 kPa	160	200	180	200
$0,3 < h_1/h \leq 0,6$	1 kPa	200	200	200	200
	2 kPa	160	200	180	200
	3 kPa	80	200	120	200
$0,6 < h_1/h \leq 0,9$	1 kPa	180	200	200	200
	2 kPa	80	120	120	180
	3 kPa	60	80	80	120

Tableau 76 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques nervurées pour un auvent décalé de la toiture principale (angle de l'auvent compris entre -10° et $+10^\circ$)

Tôle ONDULÉE					
Onde de 18 mm minimum					
h_1/h	Pression dynamique de pointe q_p	Distance max entre appuis [cm] Tôle de 0,75 mm		Distance max entre appuis [cm] Tôle de 1,00 mm	
		Zone A	Zone B	Zone A	Zone B
$h_1/h \leq 0,3$	1 kPa	200	200	200	200
	2 kPa	200	200	200	200
	3 kPa	160	200	200	200
$0,3 < h_1/h \leq 0,6$	1 kPa	200	200	200	200
	2 kPa	160	200	200	200
	3 kPa	80	200	120	200
$0,6 < h_1/h \leq 0,9$	1 kPa	200	200	200	200
	2 kPa	80	120	120	180
	3 kPa	60	80	80	120

Tableau 77 : Tableau de dimensionnement de la distance maximum entre deux appuis pour une couverture en plaques ondulées pour un auvent décalé de la toiture principale (angle de l'auvent compris entre -10° et $+10^\circ$)

9.3.5 Tableaux de dimensionnement de la charpente bois

■ Cas 1 : Auvent dans la continuité de la toiture principale

Certaines valeurs du tableau suivant ne sont pas fournies (-) car la distance entre chevrons est jugée faible au regard de la dimension des sections.

Angle de toiture	Pression dynamique de pointe (kPa)	Distance maximum entre chevrons [cm]			
		Section 8 x 10 cm ²	Section 8 x 12 cm ²	Section 8 x 15 cm ²	Section 8 x 20 cm ²
5°	1	38	54	84	150
	2	-	27	42	75
	3	-	-	28	50
15°	1	44	63	98	175
	2	22	32	49	88
	3	-	21	33	58
30°	1	44	63	98	175
	2	22	32	49	88
	3	-	21	33	58

Tableau 78 : Exemple de distance maximum entre chevrons pour un auvent dans la continuité de la toiture principale (toiture à 2 ou 4 pans)

Angle de toiture	Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale des pannes [m]		
			Espacement de 40 cm	Espacement de 60 cm	Espacement de 120 cm
5°	8 x 10	1	2,91	2,37	1,68
		2	2,05	1,68	1,19
		3	1,68	1,37	0,97
	8 x 12	1	3,00	2,85	2,01
		2	2,47	2,01	1,42
		3	2,01	1,64	1,16
	8 x 15	1	3,00	3,00	2,52
		2	3,00	2,52	1,78
		3	2,52	2,05	1,45
	8 x 20	1	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,37
		3	3,00	2,74	1,94
15°	8 x 10	1	3,00	2,56	1,81
		2	2,22	1,81	1,28
		3	1,81	1,48	1,05
	8 x 12	1	3,00	3,00	2,17
		2	2,66	2,17	1,54
		3	2,17	1,78	1,26
	8 x 15	1	3,00	3,00	2,72
		2	3,00	2,72	1,92
		3	2,72	2,22	1,57
	8 x 20	1	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,56
		3	3,00	2,96	2,09

Angle de toiture	Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale des pannes [m]		
			Espacement de 40 cm	Espacement de 60 cm	Espacement de 120 cm
30°	8 x 10	1	3,00	2,56	1,81
		2	2,22	1,81	1,28
		3	1,81	1,48	1,05
	8 x 12	1	3,00	3,00	2,17
		2	2,66	2,17	1,54
		3	2,17	1,78	1,26
	8 x 15	1	3,00	3,00	2,72
		2	3,00	2,72	1,92
		3	2,72	2,22	1,57
	8 x 20	1	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,56
		3	3,00	2,96	2,09

Tableau 79 : Exemple de portée maximale des pannes pour un auvent dans la continuité de la toiture principale (toiture à 2 ou 4 pans)

■ Cas 2 : Auvent décalé de la toiture principale

		Distance max entre chevrons [cm]							
		Section 8 x 10 cm ²		Section 8 x 12 cm ²		Section 8 x 15 cm ²		Section 8 x 20 cm ²	
h_1/h	Pression dynamique de pointe (kPa)	Zone A	Zone B	Zone A	Zone B	Zone A	Zone B	Zone A	Zone B
$h_1/h \leq 0,3$	1	106	140	152	201	238	300	300	300
	2	68	98	97	141	152	220	271	300
	3	46	75	67	109	104	170	185	300
$0,3 < h_1/h \leq 0,6$	1	94	156	136	225	212	300	300	300
	2	47	114	68	164	106	257	189	300
	3	31	76	45	110	71	171	126	300
$0,6 < h_1/h \leq 0,9$	1	60	82	86	118	134	185	239	300
	2	30	41	43	59	67	92	119	164
	3	20	27	29	39	45	62	80	109

Tableau 80 : Exemple de distance maximum entre chevrons pour un auvent décalé de la toiture principale (angle de l'auvent compris entre - 10° et + 10°)

h_i/h	Section (cm ²)	Pression dynamique de pointe (kPa)	Portée maximale des pannes dans la zone A [m]			Portée maximale des pannes dans la zone B [m]		
			Espacement de 40 cm	Espacement de 60 cm	Espacement de 120 cm	Espacement de 40 cm	Espacement de 60 cm	Espacement de 120 cm
$h_i/h \leq 0,3$	8 x 10	1	3,00	3,00	2,82	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,25	3,00	3,00	2,71
		3	3,00	2,63	1,86	3,00	3,00	2,38
	8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,70	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	3,00	2,24	3,00	3,00	2,85
	8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	3,00	2,79	3,00	3,00	3,00
	8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
$0,3 < h_i/h \leq 0,6$	8 x 10	1	3,00	3,00	2,66	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	2,66	1,88	3,00	3,00	2,93
		3	2,66	2,17	1,54	3,00	3,00	2,39
	8 x 12	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,26	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	2,61	1,84	3,00	3,00	2,87
	8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,82	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	3,00	2,30	3,00	3,00	3,00
	8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
$0,6 < h_i/h \leq 0,9$	8 x 10	1	3,00	2,99	2,12	3,00	3,00	2,48
		2	2,59	2,12	1,50	3,00	2,48	1,75
		3	2,12	1,73	1,22	2,48	2,03	1,43
	8 x 12	1	3,00	3,00	2,54	3,00	3,00	2,98
		2	3,00	2,54	1,80	3,00	2,98	2,10
		3	2,54	2,07	1,47	2,98	2,43	1,72
	8 x 15	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,24	3,00	3,00	2,63
		3	3,00	2,59	1,83	3,00	3,00	2,15
	8 x 20	1	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
		2	3,00	3,00	2,99	3,00	3,00	3,00
		3	3,00	3,00	2,44	3,00	3,00	2,86

Tableau 81 : Exemple de portée maximale des pannes pour un auvent décalé de la toiture principale
(angle de l'auvent compris entre -10° et $+10^\circ$)

Si une panne appartient à plusieurs zones de couverture différentes, il convient de retenir la valeur de portée maximale correspondant à la zone la plus défavorable (la plus petite valeur de portée maximale de la panne dans les zones concernées).

9.3.6 Faux-plafond extérieur

Dans le cas d'un auvent, la sous-face de l'auvent peut être couverte par **un faux-plafond extérieur, de facto exposé au vent, dans le cas où un vide est ménagé entre la partie supérieure du mur de façade et la couverture** (cf. photos ci-après). Le rôle du faux-plafond est d'éviter tout passage du vent à l'intérieur des combles sous la toiture qui pourrait causer des dégâts par différentiel de pression entre intérieur et extérieur.

Des dimensions sont fournies au § 8.2.4. Ces dimensions sont applicables au cas d'un auvent correspondant à la configuration définie ci-avant (un faux-plafond extérieur évitant la circulation d'air entre extérieur et combles).



Figure 167 : Photos d'un auvent nécessitant un faux-plafond extérieur en sous-face

9.4 Assemblage

9.4.1 Assemblages entre éléments

L'assemblage entre les éléments est réalisé avec des sabots à ailes extérieures inox (voir la figure de gauche ci-dessous par exemple), avec des vis à bois en inox dont la longueur d'ancrage dans le bois est d'au minimum de 30 mm (voir la figure de droite ci-dessous par exemple) ou avec des équerres de fixation 40 × 60 × 60 ép. 2,5 mm fixées avec 3 × 3 vis (voir la figure du bas ci-dessous par exemple).

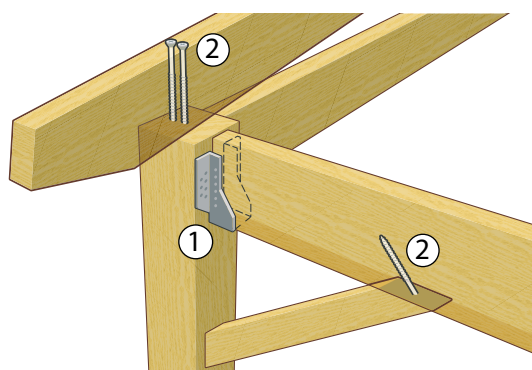


Figure 168 : Exemple de sabot à ailes extérieures inox

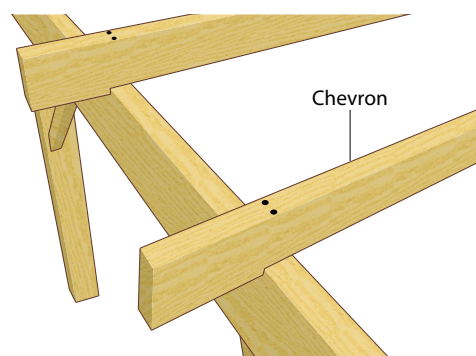


Figure 169 : Exemple d'équerre de fixation

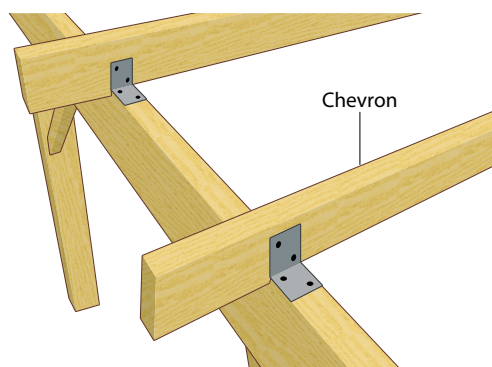


Figure 170 : Exemple de vis à bois en inox

9.4.2 Fixation à la façade

Lors du dimensionnement de l'assemblage, un coefficient de sur-résistance noté γ_{SR} et valant 1,5 doit être appliqué aux efforts que subit l'assemblage.

Deux critères doivent être vérifiés :

- La résistance du support sous les sollicitations qui transite par la structure de l'auvent ;
- La résistance de l'assemblage.

Le support est obligatoirement un élément de structure du bâtiment. Par exemple, dans le cas d'une façade en maçonnerie, la fixation doit être effectuée dans un chaînage.

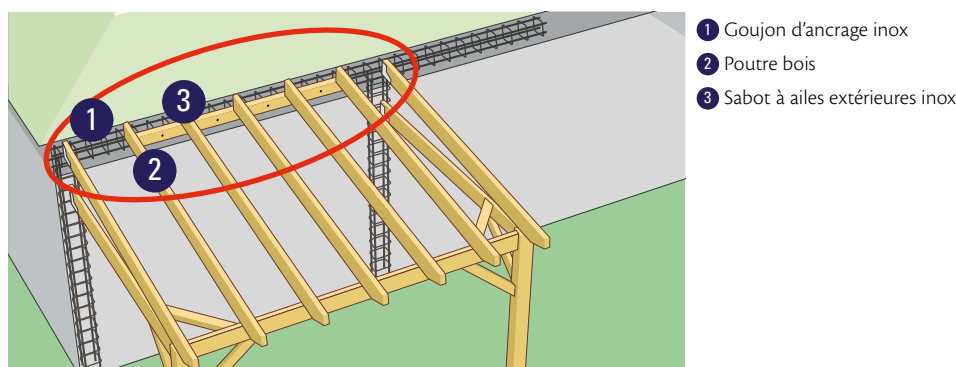


Figure 171 : Exemple de fixation à la façade du bâtiment

9.4.3 Fixation au sol

L'assemblage en pied de poteaux doit être conçu pour résister aux effets verticaux :

- ascendants provoqués par le soulèvement de la couverture ;
- descendants sous l'effet combiné du vent et du poids de l'auvent.

La structure de l'auvent doit être ancrée au sol au niveau de ses poteaux dans un massif de fondations ou dans le chaînage supérieur d'un soubassement. Les fondations doivent être suffisamment lourdes pour s'opposer au soulèvement provoqué par le vent. L'utilisation d'une masse supplémentaire rapportée sur la toiture pour s'opposer au soulèvement ne peut être prise en compte dans le calcul de la masse des fondations.

Le massif d'ancrage ou le chaînage du soubassement doit être suffisamment ferrillé et épais pour convenir à la longueur d'ancrage nécessaire. Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante du bord du support d'ancrage. La distance minimum au bord est fixée à 85 mm. Il est important de s'assurer que ces ouvrages ne présentent pas de désordres importants (notamment fissuration et corrosion visible des armatures).

Conformément au NF DTU 31.1, un espace de 15 cm minimum doit être ménagé entre le poteau et le sol.

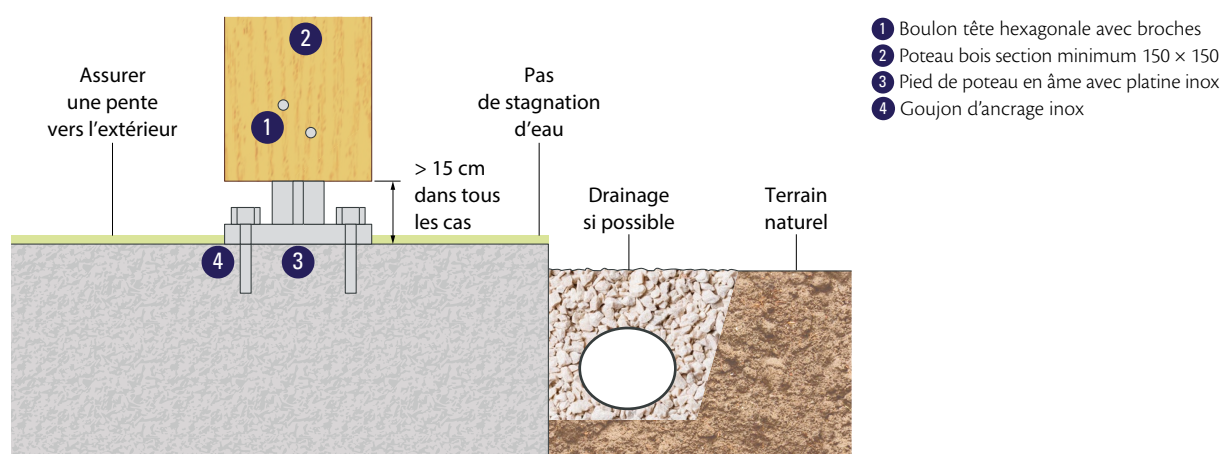


Figure 172 : Exemple de fixation au sol du pied de poteau de l'auvent

9.4.4 Exemples de force de fixation

Les valeurs de force de fixation (sans coefficient de sur-résistance) au niveau des appuis de l'auvent sur le bâtiment principal, sont présentées dans le tableau ci-dessous.

■ Cas 1 : Auvent dans la continuité de la toiture principale

Angle de toiture	Pression dynamique de pointe (kPa)	Force totale (kN)	Force dans la direction horizontale (kN)	Force dans la direction verticale (kN)
5°	1	11,81	1,03	11,77
	2	23,63	2,06	23,54
	3	35,44	3,09	35,30
15°	1	10,13	2,62	9,78
	2	20,25	5,24	19,56
	3	30,38	7,86	29,34
30°	1	10,13	5,06	8,77
	2	20,25	10,13	17,54
	3	30,38	15,19	26,31

Tableau 82 : Exemple de force de fixation au niveau des appuis de l'auvent pour une toiture à 2 ou 4 pans (à multiplier par le coefficient de sur-résistance dans le cadre du dimensionnement des assemblages entre charpente et structure)

La fixation adaptée à la charge est choisie à l'aide des fiches de fabricant de fixation.

■ Cas 2 : Auvent décalé de la toiture principale

		Vent ascendant		Vent descendant	
h_1/h	Pression dynamique de pointe	Force dans la direction horizontale (kN)	Force dans la direction verticale (kN)	Force dans la direction horizontale (kN)	Force dans la direction verticale (kN)
$h_1/h \leq 0,3$	1 kPa	0,34	1,98	0,64	3,68
	2 kPa	0,58	3,32	0,61	3,51
	3 kPa	1,11	6,41	0,61	3,51
$0,3 < h_1/h \leq 0,6$	1 kPa	0,69	3,96	0,96	5,54
	2 kPa	1,15	6,64	0,90	5,20
	3 kPa	2,23	12,83	0,90	5,20
$0,6 < h_1/h \leq 0,9$	1 kPa	1,03	5,94	1,28	7,39
	2 kPa	1,73	9,96	1,20	6,89
	3 kPa	3,34	19,24	1,20	6,89

Tableau 83 : Exemples de force de fixation au niveau des appuis de l'auvent pour un auvent dont l'angle est compris entre -10° et $+10^\circ$ (à multiplier par le coefficient de sur-résistance dans le cadre du dimensionnement des assemblages entre charpente et structure)

La fixation adaptée à la charge est choisie à l'aide des fiches de fabricant de fixation.

FENÊTRES/PORTES, PROTECTIONS ET RENFORTS

10.1 Hypothèses de dimensionnement au vent et aux chocs

Lors d'événements cycloniques, les fenêtres/portes vitrées ou opaques situées en façade risquent essentiellement :

- une rupture des vitrages ou du remplissage opaque ;
- une rupture des fixations au gros œuvre.

La rupture peut être provoquée soit par l'impact de projectiles¹ emportés par le vent, soit par la pression du vent sur l'ensemble constitué par les fenêtres/portes et les éventuelles protections.

Le système d'une baie est composé de trois éléments :

- la fenêtre/porte ;
- éventuellement une ou plusieurs protections (volets, protection provisoire...) ;
- éventuellement un ou plusieurs renforts.

Lorsqu'il est fait le choix de recourir à des protections ou des renforts pour protéger la fenêtre/porte, l'ensemble devient alors un tout indissociable.

Différents cas ont été envisagés dans le présent guide pour la conception de la protection des ouvertures.

■ Cas 1 : il n'y a pas de protection mécanique des fenêtres/portes.

Les fenêtres/portes mises en œuvre sont dimensionnées pour résister intrinsèquement aux charges de vent normales selon le tableau 97 et aux chocs ;

■ Cas 2 : il y a une protection mécanique des fenêtres/portes pour résister aux charges de vent et aux chocs.

– cas 2a :

- Les fenêtres/portes sont protégées par des protections faiblement poreuses ;
- Les fenêtres/portes sont dimensionnées en tenant compte des charges de vent normales selon le tableau 97 minorées de 22 % pour tenir compte de la réduction de charge au vent dues à la protection.

– cas 2b :

- Les fenêtres/portes sont protégées par des protections non poreuses ;
- Les fenêtres/portes sont dimensionnées en tenant compte des charges de vent réduites selon le tableau 97.

■ Cas 3 : il y a une protection mécanique des fenêtres/portes pour résister aux chocs uniquement.

– cas 3a :

- Les fenêtres/portes sont protégées par des protections poreuses ;
- Les fenêtres/portes sont dimensionnées en tenant compte des charges de vent normales selon le tableau 97.

– cas 3b :

- Les fenêtres/portes sont protégées par des protections poreuses ;

¹ On considère des projectiles légers ou de petites dimensions : tôles, morceaux de bois, branches, etc. La résistance à des impacts majeurs tels que des véhicules, vagues de submersion ou autres objets drainés par le courant n'est pas considérée. Si un bâtiment est particulièrement exposé, il est nécessaire de concevoir des ouvrages de protection spécifiques.

- Les fenêtres/portes ont une résistance mécanique dimensionnées en tenant compte des charges de vent réduites selon le tableau 97 et sont renforcées lors d'un épisode cyclonique.

Le tableau ci-après synthétise les cas de dimensionnement des fenêtres/portes et de leurs protections :

	Protection mécanique (volets, plaques provisoires...)	Dimensionnement de la fenêtre/porte au vent (coefficient de réduction)
Cas 1	Pas de protection (+ résistance aux chocs de la fenêtre/porte)	Pression cyclonique
Cas 2a	Protection faiblement poreuse (– 22 % sur la charge de vent)	Pression cyclonique ; - 22 %
Cas 2b	Protection non poreuse	Pression cyclonique réduite
Cas 3a	Protection poreuse	Pression cyclonique
Cas 3b	Protection poreuse (+ renfort de la fenêtre/porte)	Pression cyclonique réduite

Tableau 84 : Coefficients de réduction

Les **protections** sont soit permanentes (volets par exemple), soit temporaires (panneau de bois et assimilés). Elles protègent la fenêtre/porte des chocs et éventuellement d'une partie ou de l'ensemble des charges de vent.

Les **renforts** sont facultatifs et sont considérés comme temporaires. Ils ne sont mis en place qu'en cas de survenance d'un épisode cyclonique. On considère deux types de renfort :

- Les renforts de fenêtre/porte ;
- Les renforts de protection.

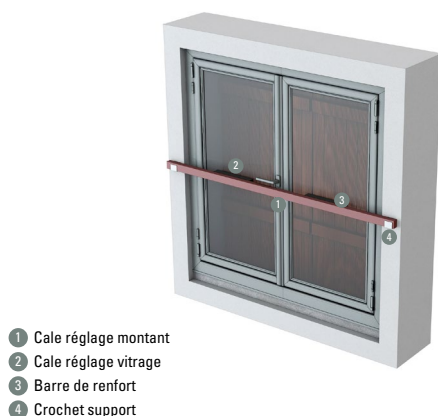


Figure 173 : Renfort de fenêtre

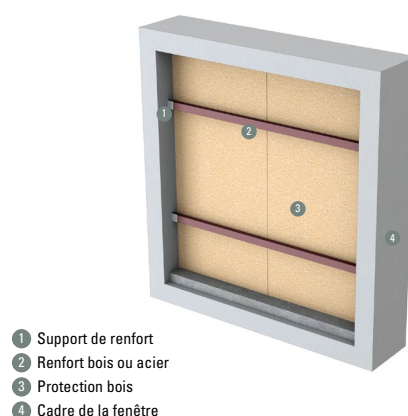


Figure 174 : Renfort de protection

10.2 Caractéristiques de porosité des protections

10.2.1 Niveau de porosité

Le niveau de protection au vent est qualifié par le fabricant pour les protections permanentes ou par un calcul simplifié pour les protections provisoires et permanentes (paragraphe 10.2.2.2).

Les trois niveaux de protection sont les suivants :

- **protections « non poreuses » (cas 2b)** : les protections sont distantes des fenêtres/portes d'au moins 5 cm et leur porosité doit être inférieure à la moitié de celle de la fenêtre/porte ;
- **protections « faiblement poreuses » (cas 2a)** : les protections sont distantes des fenêtres/portes d'au moins 15 cm et leur porosité ne doit pas être supérieure au double de celle de la fenêtre/porte sans que la porosité de la fenêtre/porte ne dépasse 0,14 % ;
- **protections « poreuses » (cas 3a et 3b)** : toutes les protections ne respectant pas les critères énoncés ci-avant. Les protections résistent au vent et aux chocs.



Figure 175 : Distance entre la fenêtre et la protection faiblement poreuse (cas 2a)

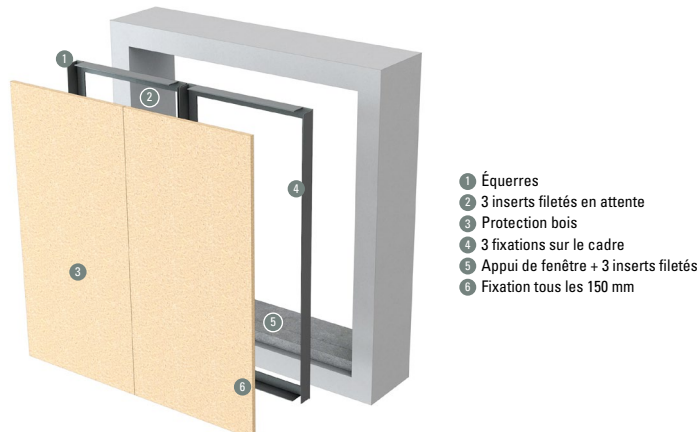


Figure 176 : Exemples de protection provisoire non poreuse (cas 3)

10.2.2 Définition de la porosité

10.2.2.1 Porosité des fenêtres/portes

Deux cas peuvent se présenter en Outre-mer : les fenêtres/portes sont classées par essai pour leur perméabilité à l'air comme au niveau national ou bien elles peuvent être dispensées d'essai. Le NF DTU 36.5 indique : « Particulièrement dans les DOM, il peut être utilisé des fenêtres/portes n'ayant aucune exigence vis-à-vis de la perméabilité à l'air. ».

Dans le cas des fenêtres/portes non classées, les protections sont considérées comme poreuses (cas 3a ou 3b)².

Dans le cas des fenêtres/portes classées, les fenêtres/portes sont réparties en quatre classes correspondant à des perméabilités allant de 50 m³/(h.m²) sous 100 Pa à 3 m³/(h.m²).

De manière simplifiée, nous pouvons établir l'équivalence³ suivante qui fonctionne tant que la porosité de la fenêtre/porte est de nature équivalente à celle de la protection :

Classe perméabilité (EN 12207)	Perméabilité à l'air Q m ³ /h.m ²	Porosité maximale de la fenêtre/porte mm ² /m ² (%)	Porosité maximale de la protection mm ² /m ² (%)
1	50	1268 (0.14)	2535 (0.28)
2	27	685 (0.07)	1369 (0.14)
3	9	228 (0.023)	456 (0.046)
4	3	76 (0.008)	152 (0.015)

Tableau 85 : Équivalence perméabilité – porosité pour les fenêtres/portes

10.2.2.2 Porosité des protections permanentes (cas 2a et 2b)

À ce jour la porosité des volets n'est pas un critère de conception. Si les acteurs de la construction y voient un intérêt, il est envisageable de tester la perméabilité à l'air des volets de la même manière qu'une fenêtre/porte. Il s'agit même de la seule solution pour les volets roulants.

Une alternative est d'estimer par calcul la porosité de volets existants sur le marché. Cela n'est cependant possible que lorsque la dimension des orifices laissant passer l'air peut être estimée de manière fiable.

² La porosité (équivalent de l'étanchéité) n'étant pas maîtrisée, il n'est pas possible d'utiliser l'hypothèse des protections faiblement poreuse en l'état des connaissances.

³ La traduction de ce classement en termes de porosité dépend de la forme des espaces laissant passer l'air (ponctuels, linéaires) et des pertes de charge.

En prenant l'exemple d'un volet traditionnel (figure ci-dessous) dont la partie courante est étanche, le calcul de la porosité est réalisé ainsi :

Porosité : $P = Sv/S$

Avec :

Surface totale : $S : S = H \cdot L$

Surface de vide : $Sv = 2 \cdot H \cdot E_p + H \cdot E_m + 2 \cdot L \cdot E_p$

H : hauteur de la baie

L : largeur de la baie

E_p : espace pourtour

E_m : espace au milieu

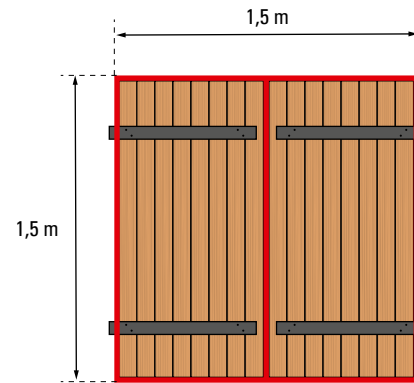


Figure 177 : Position des sources de porosité d'un volet traditionnel (traits rouges)

Calcul porosité	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
Espace pourtour (mm)	1	1	1	1	0,5	0,5
Espace milieu (mm)	1	1	0,5	0,5	0,5	0,5
H (mm)	1500	2200	1500	2200	1500	2200
L (mm)	1500	2000	1500	2000	1500	2000
Surface de vide (mm ²)	7500	10600	6750	9500	3750	5300
Surface totale (m ²)	2,25	4,4	2,25	4,4	2,25	4,4
Porosité (mm ² /m ²)	3333	2409	3000	2159	1667	1205
Porosité (%)	0.33	0.24	0.30	0.22	0.17	0.12

Tableau 86 : Exemples de porosité pour un volet traditionnel

En comparant les deux tableaux précédents, il est à constater que les volets et leur mise en œuvre nécessitent une précision significativement plus importante que les habitudes actuelles afin de pouvoir obtenir **une faible porosité** au sens du présent guide. Une alternative peut être la mise sur le marché d'éléments accessoires venant obstruer les sources de porosité linéaires. Cette option nécessitant quand même une mise en œuvre soignée.

Les volets non poreux doivent quant à eux nécessairement être mis en œuvre avec des joints souples. La pérennité de ces joints doit être prise en compte dans la conception du volet. Par exemple, une possibilité consiste à les mettre en œuvre dans le fond d'un emboîtement entre les parties mobiles du volet afin de le protéger du rayonnement solaire. La conception et la mise en œuvre du volet doit également permettre d'atteindre un classement en faible porosité en cas de dégradation des joints.

NOTE

À La Réunion, il est courant de mettre en œuvre un bloc volet comprenant un cadre dormant clos et des volets battants pourvus de joints de battement. L'ensemble permet de réduire les interstices poreux situés sur le pourtour des volets traditionnels. Malgré les avantages qu'il présente en termes d'étanchéité, ce dispositif peut engendrer des pathologies liées à l'infiltration de l'eau. L'eau peut en effet s'infiltrer en partie supérieure entre le cadre et le support pour ensuite s'accumuler en partie basse entre le cadre et la fenêtre/porte.

Il est de bonne pratique de mettre en œuvre une bavette assez large pour couvrir à la fois le dormant et les battants en partie supérieure et de ménager un interstice entre la partie inférieure du cadre dormant et le support ou alternativement des percements dans le cadre dormant pour rejeter l'eau.

10.2.3 Porosité des protections provisoires (cas 2a et 2b)

NOTE

Dans le cas où la protection provisoire joue un rôle dans la conception de la fenêtre/porte, il est indispensable que les deux soient fournies en même temps pour former un couple indissociable.

La porosité des protections provisoires se calcule de la même manière que pour les volets. Ces protections nécessitant d'être mises en œuvre rapidement et par tout utilisateur, l'obtention d'une faible porosité peut passer uniquement par des dispositions constructives comprenant des joints souples afin de compenser les tolérances.

Il existe de nombreuses possibilités de protection provisoires. Le principe présenté sur la figure ci-dessous n'est qu'un exemple pour une fenêtre de dimension classique (1,5 m × 1,5 m). Il repose sur :

- la présence d'inserts dans l'encadrement pour assurer la position des percements. Ces inserts doivent idéalement être protégés par un bouchon en temps normal ;
- la mise en place d'équerres métalliques à l'aide de vis implantées dans des inserts en attente ;
- Par défaut : 3 inserts par face du tunnel, équerre 5 × 5 cm en épaisseur 2 mm.
- La mise en place de plaques à base de bois de 11 mm d'épaisseur minimum par vissage tous les 150 mm au maximum ;
- pour une solution à faible porosité : pas de joints nécessaires sauf si l'encadrement est dégradé ;
- pour une solution non poreuse : mise en place de joints souples entre les équerres et le cadre mais aussi entre les plaques et les équerres ;
- implantation de la protection à plus de 150 mm de la fenêtre à protéger dans le cas faiblement poreux et 50 mm pour une protection non poreuse.

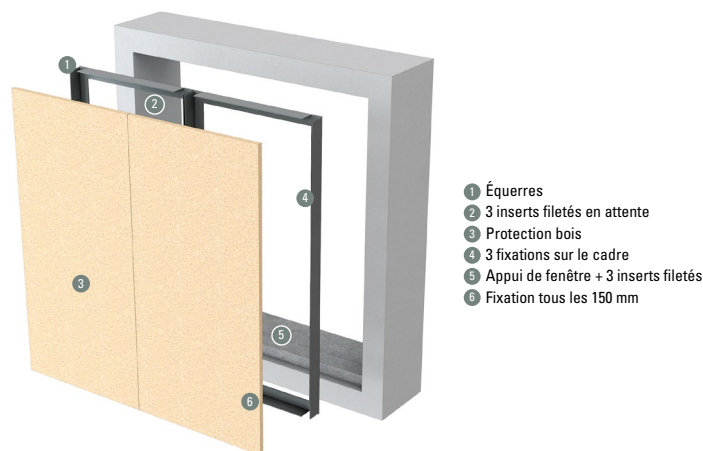


Figure 178 : Exemple d'un principe de protection provisoire

10.3 Choix des matériaux

Le choix des matériaux et produits de construction a une importance essentielle pour la sécurité et la durabilité des bâtiments. Le présent document fournit des **critères de choix** qui permettent de sélectionner les produits.

Les **performances des produits** répondant aux critères doivent être indiquées par le fabricant et sont identifiables directement sur le produit ou sur l'étiquette qui l'accompagne. Pour que ces informations soient utilisables, il est nécessaire qu'elles soient indiquées dans un format bien précis : celui associé au marquage CE.



Figure 179 : Logo devant apparaître sur un produit marqué CE

10.3.1 Fenêtre/porte

Les matériaux à privilégier sont l'aluminium et certaines essences de bois pour leur résistance intrinsèque à l'environnement maritime et tropical. D'autres matériaux peuvent être utilisés en fonction des prescriptions explicites des fabricants.

Les fenêtres/portes doivent être commandées aux dimensions de l'ouverture. Le fabricant se chargera de les adapter afin de laisser une tolérance pour l'étanchéité. Il convient de laisser 5 mm environ de chaque côté.

10.3.2 Vitrage

Pour le vitrage, il est préférable d'utiliser des verres feuilletés qui offrent un meilleur comportement au choc. Le fabricant peut justifier d'autres types de verre.

10.3.3 Protection et renfort

Les matériaux à utiliser pour les protections provisoires sont des panneaux de bois type OSB 3 ou assimilés. Les renforts sont des profilés métalliques ou des éléments en bois.

10.4 Choix des fenêtres/portes

10.4.1 Pression normalisée de dimensionnement

Pour la conception paracyclonique, le critère à respecter est la pression normalisée P3 au sens du DTU 36.5. Elle est fonction de la localisation de l'ouvrage et de sa hauteur. Le tableau 8 du NF DTU 36.5⁴ donnant les valeurs maximales de P3 est remplacé par le tableau ci-dessous. Ce tableau est valable pour des bâtiments dont la hauteur est inférieure à 9 m conformément au domaine d'application du présent guide.

Sans protection ni renfort, la fenêtre/porte doit résister à une pression P3 correspondant à la pression cyclonique.

Coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour $z = 10m$	Pression P3 [Pa]	
	Cas 2b Cas 3b Pression cyclonique réduite	Cas 1 Cas 2a* Cas 3a Pression cyclonique
0,5 à 1,28	1 200	1 500
1,29 à 1,40	1 200	1 500
1,41 à 1,83	1 200	1 900
1,84 à 2,34	1 500	2 450
2,35 à 2,90	1 850	3 000
> 2,90	Calcul selon NF EN 1991-1-4	

* Pour le cas 2a, la pression cyclonique est diminuée de 22 % pour tenir compte de la protection.

Tableau 87 : Pression P3 en fonction du coefficient d'exposition $c_e(z)$

NOTE

Les étiquettes sur les fenêtres/portes donnent le classement de la fenêtre/porte. À défaut, le fabricant doit indiquer le classement à l'acheteur.

⁴ Le NF DTU 36.5 permet d'utiliser des fenêtres/portes non classées vis-à-vis de la perméabilité à l'air (classement A*).

Il est également nécessaire de respecter les exigences du NF DTU 36.5 au-delà du critère de charge de pression normalisée P3.

10.4.2 Renfort des fenêtres/portes au vent (cas 3b)

Il est possible de prévoir que les fenêtres/portes soient renforcées (cas 3b). Les fenêtres/portes doivent alors être conçues pour deux situations :

- **La situation courante** où la fenêtre/porte n'est pas renforcée. Elle est alors dimensionnée pour une pression de vent P3 correspondant à une pression cyclonique réduite selon le tableau 94 ;
- **La situation exceptionnelle** lors de l'approche d'un cyclone où la fenêtre/porte devra être renforcée pour résister à des vents correspondant à une pression cyclonique selon le tableau 94.

La justification de la performance des fenêtres/portes pour la pression cyclonique réduite s'effectue en procédant à des essais AEV en laboratoire. Un complément d'essai devra être réalisé une fois le renfort mis en place uniquement sur l'aspect de résistance pour une pression P3 correspondant à une pression cyclonique.

Cette option nécessite que l'utilisateur soit averti et conscient de l'importance de mettre en place les renforts lorsqu'une alerte est diffusée. En cas d'absence prolongée au cours de la saison cyclonique, l'utilisateur doit renforcer les fenêtres/portes avant son départ.

Au-delà des fenêtres/portes neuves qui seront spécifiquement conçues pour cela, les fenêtres/portes existantes peuvent également être renforcées. Lorsqu'il n'est pas possible de déterminer la performance initiale de la fenêtre/porte en termes de résistance au vent, les principes de conception ci-après peuvent être retenus (illustré sur la figure ci-dessous).

Le renfort doit être dimensionné pour une charge de vent correspondant à une pression cyclonique par la justification des critères suivants :

- les crochets de renfort sont dimensionnés pour que chacun reprenne 50 % de la totalité de l'effort sur la fenêtre/porte ;
- la barre de renfort présente une inertie permettant de limiter la flèche à 1/100^e de sa portée lorsqu'elle est soumise à la totalité de la charge de vent (charge répartie) ;
- les cales entre le renfort et le montant sont en matériaux rigides et réglables afin d'assurer le contact entre la barre et la fenêtre/porte ;
- les cales entre le renfort et le vitrage sont composées de deux matériaux : un matériau souple de type néoprène en contact avec le vitrage et un matériau rigide de type bois.

NOTE

Si ces dispositions empêchent la rupture de la fenêtre/porte, elles ne garantissent pas qu'elle soit utilisable après le passage d'un cyclone.



Figure 180 : Principe de fenêtre renforcée

Le tableau ci-dessous fournit quelques exemples de dimensionnement des renforts envisageables⁵. La hauteur et la largeur indiquées sont celle de la fenêtre.

Pression (Pa)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Matériau	Inertie (cm ⁴)	Exemple de section	Masse (kg/m)
2 200	1,5	1	Bois	61,88	5 cm × 6 cm	1,95
2 200	1,5	1,5	Bois	175,92	5 cm × 8 cm	2,60
2 200	1,5	2	Bois	381,28	5 cm × 10 cm	3,25
2 200	1,5	1	Acier	3,54	30 mm × 30 mm ép 3 mm	2,47
2 200	1,5	1,5	Acier	10,05	40 mm × 40 mm ép 4 mm	4,39
2 200	1,5	2	Acier	21,79	60 mm × 40 mm ép 3,2 mm	4,62
2 200	1,5	1	Aluminium	10,76	40 mm × 40 mm ép 4 mm	1,73
2 200	1,5	1,5	Aluminium	30,59	60 mm × 40 mm ép 4 mm	2,16
2 200	1,5	2	Aluminium	66,31	80 mm × 40 mm ép 4 mm	2,59

Tableau 88 : Exemple de dimensions de renforts de fenêtre

NOTE

Il est possible d'avoir recours à plusieurs renforts répartis régulièrement. Dans ce cas, les renforts doivent être dimensionnés selon les mêmes critères qu'énoncés précédemment mais pour une charge divisée de manière égale entre les renforts.

10.4.3 Résistance des fenêtres/portes aux chocs (cas 1)

Les débris arrachés par les forces des vents extrêmes, peuvent constituer un danger lorsqu'ils sont emportés par ces vents. Ils peuvent impacter directement les personnes qui sont situées à l'extérieur et ils peuvent également pénétrer les bâtiments au travers des ouvrants ou de la toiture. Les fenêtres/portes traditionnellement conçues ne résistent pas aux impacts attendus lors d'un épisode cyclonique.

Lorsque les fenêtres/portes ne sont pas protégées par des protections résistantes aux chocs (cas 1), elles doivent donc être dimensionnées pour y résister intrinsèquement.

Pour cela il est nécessaire d'évaluer par essai le niveau de performance aux chocs des fenêtres/portes et plus particulièrement de leurs parties vitrées.

Ces essais devront être réalisés suivant les indications suivantes :

- les essais sont réalisés avec un élément en bois de pin scié de masse volumique 540 kg/m³ (± 50 kg/m³) de 4 kg ($- 0$; $+ 0,1$ kg), de section 4 cm ($\pm 0,2$ cm) par 9 cm ($\pm 0,2$ cm). La vitesse retenue dans le présent document est de 15 m/s ($\pm 1,5$) ;
- les maquettes d'essai sont représentatives du procédé réellement mis en œuvre dans sa composition et ses dimensions.

Pour les fenêtres/portes comportant un vitrage, deux impacts ont lieu sur le vitrage et deux impacts sur les profilés. Pour les fenêtres/portes pleines, les essais ont lieu sur la partie la plus fine du procédé une fois à l'endroit le plus souple et une fois à l'endroit le plus rigide (généralement au milieu et dans un angle du panneau le plus fin).

Les critères de réussite aux tests sont :

- une absence de perforation des éléments testés par l'objet impactant ;
- une absence de chute de matière à l'arrière de la maquette testée ;

⁵ Les valeurs ont été calculés selon les hypothèses suivantes : une portée du renfort égale à 20 cm de plus que la largeur de la fenêtre et une flèche de 1/100^e de la portée. Cette flèche est supérieure à celle du DTU 36.5 pour tenir compte de l'aspect accidentel de la charge et de l'aspect conservatif du dimensionnement.

- les éléments de protection doivent présenter une déformation lors de l'impact inférieure à l'espace prévu entre la protection et la fenêtre/porte protégée ;
- pour les éléments de protection : une intégrité suffisante pour reprendre les efforts de pression P3 au sens du DTU 36.5 ;
- pour les fenêtres/portes : une intégrité suffisante ne présentant pas chute en cas d'ouverture.

10.5 Choix des protections et de leur renfort

Les protections ont pour rôle de diminuer l'action du vent sur les fenêtres/portes et de les protéger des chocs occasionnés par des projectiles. Elles sont de deux natures :

- permanentes : volet à persienne, volet roulant, etc ;
- provisoire : panneau de bois.

NOTE

Certaines dispositions peuvent combiner une protection permanente et une protection provisoire comme dans le cas des volets à persienne qui présente une vulnérabilité au niveau des lames.

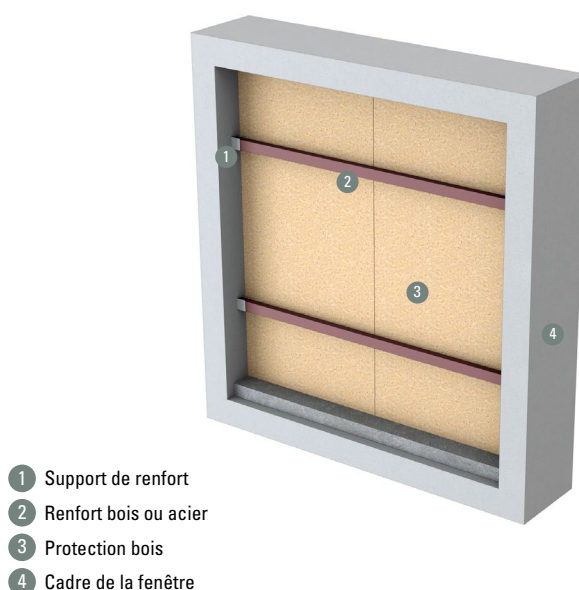
En termes de résistance aux chocs et au vent, deux scénarios sont envisageables :

- la protection résiste intrinsèquement aux actions ;
- la protection nécessite des renforts de type barres ou tubes métalliques.

10.5.1 Protections provisoires et leur renfort

Les protections provisoires doivent résister aux chocs et remplir certaines conditions :

- l'installation doit être assez simple pour qu'elle puisse être réalisée par l'occupant lui-même ;
- la mise en œuvre doit pouvoir être réalisée à partir de l'intérieur pour toutes les fenêtres/portes inaccessibles de l'extérieur et réalisable par une personne à mobilité réduite dans le cas de logements respectant les obligations réglementaires d'accessibilité ;
- la mise en œuvre ne doit pas mettre en danger les occupants par du travail en hauteur ;
- le choix des renforts doit tenir compte de la flèche maximale acceptable de 1/100^e et de la masse maximale raisonnable de chaque élément à manutentionner (10 kg).



- 1 Support de renfort
- 2 Renfort bois ou acier
- 3 Protection bois
- 4 Cadre de la fenêtre

Figure 181 : Exemple de protection provisoire renforcée

Pour un panneau dont les deux dimensions sont inférieures à 1,5 m, des règles de bonne pratique peuvent être retenues :

- un panneau de bois OSB 3 de 11 mm ;
- une fixation du panneau sur le périmètre de l'encadrement tous les 15 cm par des vis adaptées au support.

Cette conception n'est pas exclusive. De plus, elle ne dispense pas du respect des exigences détaillées dans le présent guide.

Des exemples de dimensions de renfort sont proposées dans la partie 10.6.1.1.

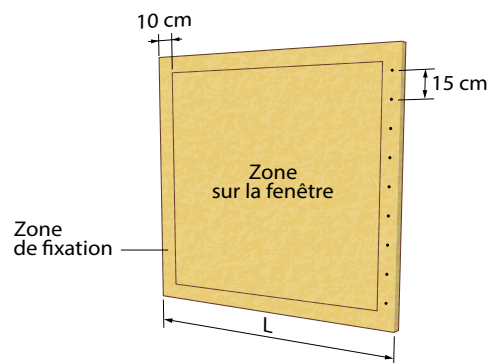


Figure 182 : Exemple de panneau de protection et de ses fixations

10.5.2 Protections permanentes et leur renfort

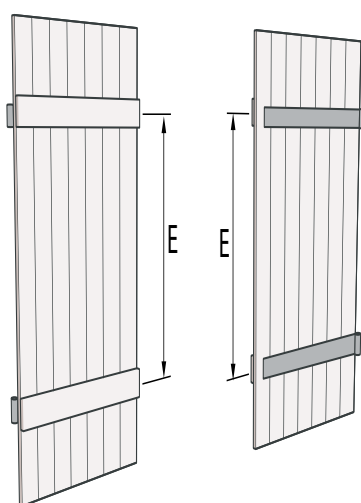
Les fabricants de volets doivent être en mesure de fournir des volets accompagnés de détails de mise en œuvre permettant de résister aux cyclones.

10.5.2.1 Volets traditionnels

Les volets traditionnels peuvent être conçus selon les indications des figures ci-après. Les ferrures utilisées pour la rotation et la fermeture des volets (charnière, paumelle, système de verrouillage du volet, etc) sont en acier inoxydable ou galvanisé avec peinture antirouille. La section cylindrique des gonds est de 10 mm pour les fenêtres et 12 mm pour les portes. La liaison sur les volets est réalisée par vissage en utilisant au moins 8 vis par mètre. Les profilés plats métalliques de liaison entre les deux volets ont une épaisseur de 2 mm.

Pour les volets opaques, les règles par défaut sont :

- une épaisseur de bois en partie courante de 20 mm minimum;
- des renforts intérieurs en bois de 20 mm d'épaisseur minimum ;
- des renforts extérieurs métalliques de 2 mm minimum en acier inoxydable ou galvanisé avec peinture antirouille ;
- un espacement des renforts de 1 m maximum, les renforts aux extrémités étant à 30 cm maximum des bords ;
- des fixations de volet dans le gros œuvre pouvant reprendre un effort de 150 kg minimum.



Face intérieure et Face extérieure

Figure 183 : Volet traditionnel avec des renforts

10.5.2.2 Volets à persienne

Les volets à persienne peuvent être utilisés dans les zones cycloniques afin d'assurer une bonne ventilation des locaux en temps normal. Si le cadre, les fixations et le système de fermeture peuvent être conçus pour résister au vent et aux chocs, la partie en persienne est plus difficile à justifier. Il est en effet difficile de prévoir des lames d'une épaisseur suffisante pour respecter les valeurs par défaut indiquées au paragraphe 10.6.2 *Résistance des protections aux chocs* tout en assurant une bonne ventilation.

Deux alternatives sont alors possibles :

- concevoir et justifier par essai un volet intrinsèquement résistant ;
- prévoir une protection provisoire au niveau des points faibles (figure ci-dessous).

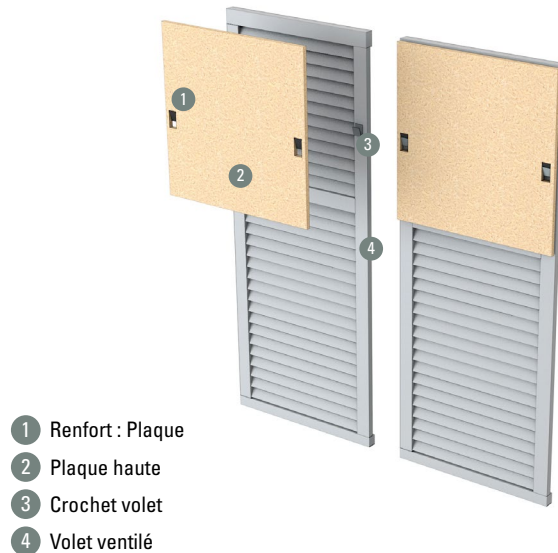


Figure 184 : Exemple de renfort aux chocs sur un volet ventilé

À défaut de calcul, les règles suivantes s'appliquent :

- une épaisseur minimum de bois de 30 mm en périphérie et 20 mm en persienne ;
- des dimensions G et P de 1 m maximum ;
- le volet est fixé au gros œuvre avec des éléments pouvant reprendre un effort de 150 kg minimum.

Cette conception ne dispense pas d'une justification par essai ou du recours à des renforts ou protections provisoires.

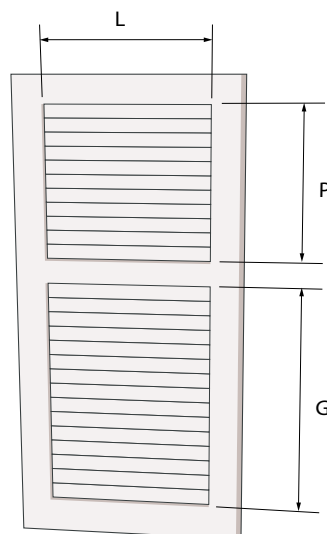


Figure 185 : Volet traditionnel ventilé (dit « à persienne »)

10.5.2.3 Volets roulants

Les volets roulants peuvent également être conçus pour résister intrinsèquement aux chocs et aux efforts de vent. Les deux aspects doivent être justifiés par essais. Pour ces volets, il est nécessaire d'utiliser des crochets anticycloniques afin d'assurer la liaison entre le tablier et les coulisses.

Pour les volets roulants de grandes dimensions, l'atteinte des performances nécessaires en situation cyclonique peut nécessiter d'utiliser des renforts. Les dimensions en jeu nécessitent de prêter une attention particulière à la masse des éléments. Des éclissages sont à prévoir pour rester dans des masses raisonnables lors de la manutention.

Des dimensions de renfort sont proposées dans la partie 10.6.1.2.



Figure 186 : Exemple de renforts sur volet roulant

Figure 187 : Renfort de volet roulant en position fermée

Les lames doivent être pourvues à leur extrémité d'un dispositif de crochet anticyclonique (anti-tempête) afin d'éviter la désolidarisation des lames de la coulisse.

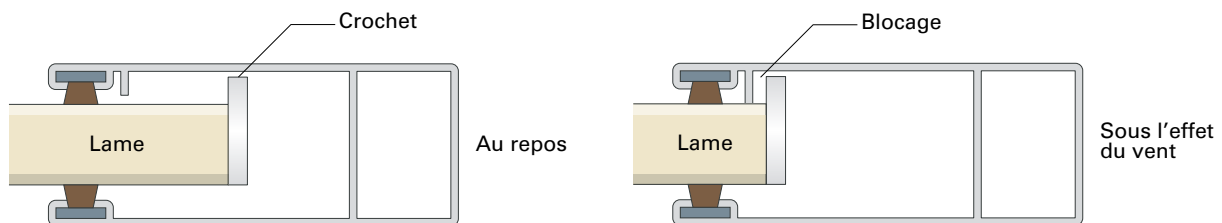


Figure 188 : Crochet anticyclonique

Le mode de fixation des coulisses doit aussi respecter certaines dispositions minimisant les risques d'arrachement des ancrages selon le mécanisme suivant qui combine cisaillement, traction et moment au niveau de la fixation de la coulisse.

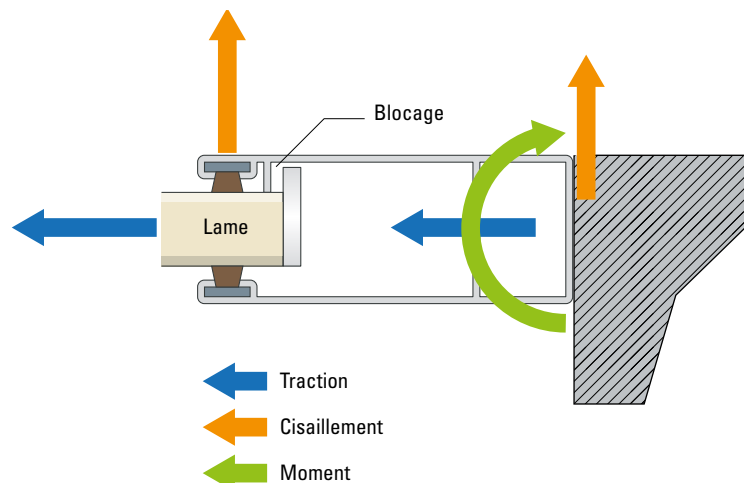


Figure 189 : Risque de rupture localisé du support par poussée au vide et/ou arrachement de la fixation

Si la coulisse est fixée dans l'encadrement de la baie, le couple compression-traction appliqué au niveau de la fixation est d'autant plus élevé que l'ancrage est situé proche du bord (figure 192). De plus la proximité au bord rend la fixation davantage vulnérable à une rupture du support. Il est de bonne pratique de recourir à des coulisses disposant d'un retour en tableau permettant la fixation de la coulisse à bonne distance du bord (figure 193). La partie en projection doit être dimensionnée en conséquence.

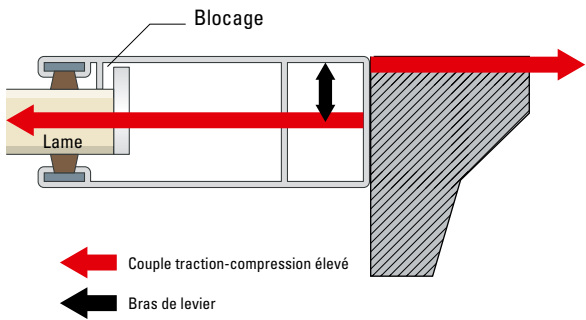


Figure 190 : Coulisse standard
Disposition vulnérable

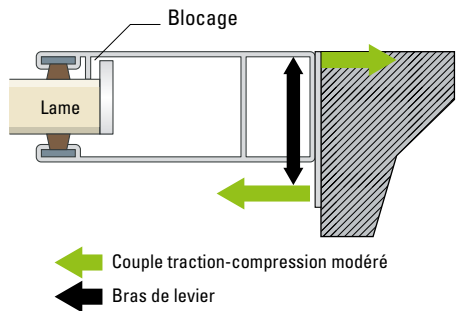


Figure 191 : Coulisse disposant d'un retour en tableau
Disposition favorable

10.6 Résistance des protections

Les protections doivent être dimensionnées pour reprendre une pression de vent correspondant à une pression cyclonique selon le tableau 58. Les dispositions de moyen des paragraphes suivants répondent à cette exigence.

10.6.1 Résistance des protections au vent

Les protections peuvent souvent être dimensionnées pour résister à la pression de référence du vent sans renfort. Si le concepteur choisit d'utiliser des renforts, les paragraphes ci-dessous s'appliquent.

10.6.1.1 Protections provisoires et leur renfort

Le choix des renforts doit tenir compte de la flèche maximale acceptable (1/100^e) et de la masse maximale raisonnable de chaque élément à manutentionner (10 kg).

Le tableau ci-dessous fournit quelques exemples de dimensionnement des renforts envisageables. Il a été calculé avec une hypothèse de flèche de 1/100^e de la portée et deux renforts horizontaux répartis uniformément..

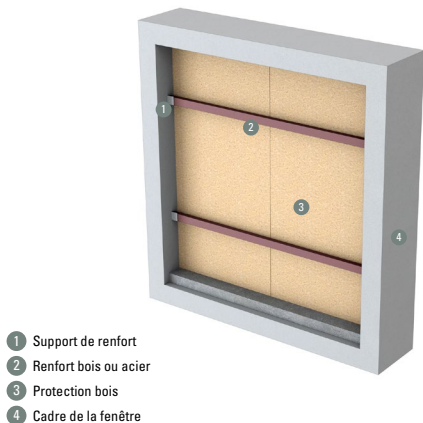


Figure 192 : Exemple de protection provisoire
aux chocs renforcée

Pression (Pa)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Matériau	Inertie (cm4)
2 200	1,5	1	Bois	35,81
2 200	1,5	1,5	Bois	120,85
2 200	1,5	2	Bois	286,46
2 200	1,5	1	Acier	2,05
2 200	1,5	1,5	Acier	6,91
2 200	1,5	2	Acier	16,37
2 200	1,5	1	Aluminium	6,23
2 200	1,5	1,5	Aluminium	21,02
2 200	1,5	2	Aluminium	49,82

Tableau 89 : Exemple de dimensionnement de renforts
de protection provisoire (inertie) en fonction de la taille de la baie

10.6.1.2 Protections permanentes et leur renfort

Pour les volets roulants de grandes dimensions, l'atteinte les performances nécessaires en situation cyclonique pourra nécessiter d'utiliser des renforts. Le tableau ci-dessous fournit quelques exemples de dimensionnement des renforts envisageables.

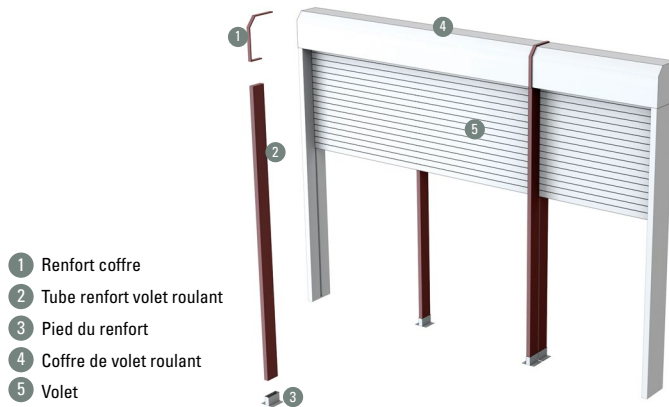


Figure 193 : Exemple de renforts sur volet roulant



Figure 194 : Renfort de volet roulant en position fermée

Pression (Pa)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Matériau	Lignes de renfort	Inertie (cm ⁴)	Exemple de section	Masse (kg/ml)
2 200	2,2	2	Bois	1	508,37	6 cm × 12 cm	4,29
2 200	2,2	3	Bois	2	381,28	6 cm × 10 cm	3,90
2 200	2,2	4	Bois	2	508,37	6 cm × 12 cm	4,29
2 200	2,2	2	Acier	1	29,05	60 mm × 40 mm ép 4 mm	6,24
2 200	2,2	3	Acier	2	21,79	60 mm × 40 mm ép 3,2 mm	4,99
2 200	2,2	4	Acier	2	29,05	60 mm × 40 mm ép 4 mm	6,24
2 200	2,2	2	Aluminium	1	88,41	100 mm × 50 mm ép 2,5 mm	2,03
2 200	2,2	3	Aluminium	2	66,31	80 mm × 40 mm ép 4 mm	2,59
2 200	2,2	4	Aluminium	2	88,41	100 mm × 50 mm ép 2,5 mm	2,03

Tableau 90 : Exemple de renfort pour les volets roulant

10.6.2 Résistance des protections aux chocs

Les protections décrites pour les cas 2a, 2b, 3a et 3b doivent résister aux sollicitations mécaniques causées par des débris qui peuvent s'envoler et venir percuter les fenêtres/portes lors d'évènements cycloniques. Pour vérifier cette résistance aux impacts, les fenêtres ou portes doivent respecter une des conditions suivantes :

- être testées au cas par cas selon les prescriptions relatives aux fenêtres/portes citées au paragraphe 10.4.3 du présent document ou tout autre test équivalent ;
- être réalisées en panneaux de bois d'épaisseur minimale 11 mm et dont les deux dimensions sont inférieures à 1,5 m sans renfort.

10.7 Mise en œuvre

10.7.1 Dispositions en chantier

Il convient de bien vérifier que l'ouverture devant recevoir la fenêtre/porte est rectangulaire. Si ce n'est pas le cas, il faut réadapter l'encadrement.

Les fenêtres/portes doivent être stockées verticalement avant mise en œuvre. La pose se limite à une perceuse et une visseuse.

10.7.2 Choix des fixations et accessoires de la fenêtre/porte

Les fixations doivent être dimensionnées au cas par cas en fonction de la pression sur la fenêtre/porte et de sa surface. Un coefficient de sur-résistance noté γ_{SR} et valant 1,5 doit être appliqué aux efforts que subit l'assemblage. L'ensemble de l'assemblage doit être dimensionné en conséquence : la fixation, sa liaison à la menuiserie de la fenêtre/porte et sa liaison au gros œuvre.

10.7.2.1 Patte de fixation

Les fenêtres/portes peuvent être fixées au gros œuvre par l'intermédiaire de pattes de fixation (figures suivantes). Les pattes doivent avoir une épaisseur minimale indiquée par le fabricant de fenêtres/portes. Par défaut, il est possible de choisir une patte de 2 mm d'épaisseur. Elles sont en acier, galvanisées Z275 et fixées avec des fixations galvanisées décrites dans les paragraphes suivants. Sur support bois, les vis de fixation doivent avoir un diamètre de 5 mm minimum et être situées à plus de 6 cm du bord le plus proche.

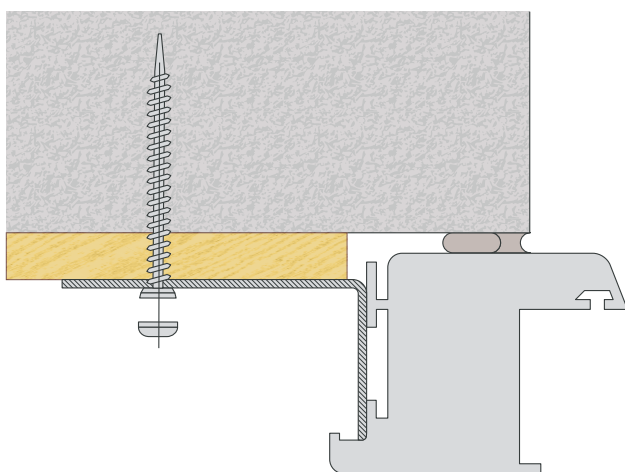


Figure 195 : Exemple de fixation par patte

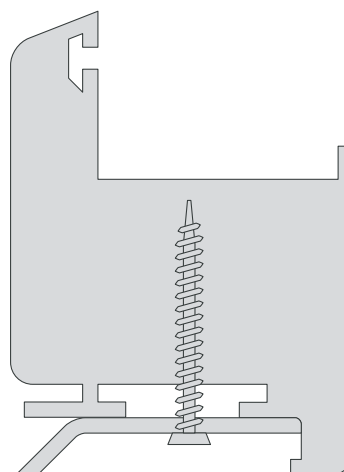


Figure 196 : Exemple de liaison patte/fenêtre

10.7.2.2 Fixations pour support maçonnerie/béton

Excepté pour le cas des pattes de fixations, des fixations en acier inoxydable sont à utiliser quel que soit le type de fixation. Elles sont fixées dans le béton, c'est-à-dire dans le chaînage dans le cas des maçonneries. L'axe de la fixation doit être distante d'au moins 6 cm de tout bord libre du béton.

10.7.2.3 Fixations sur supports bois

L'axe de la fixation ne doit pas être à moins de 15 mm de la rive du support bois la plus proche.

Les vis doivent avoir :

- un diamètre supérieur ou égal à 5 mm ;
- une tête plate dans le cas de fixation frontale.

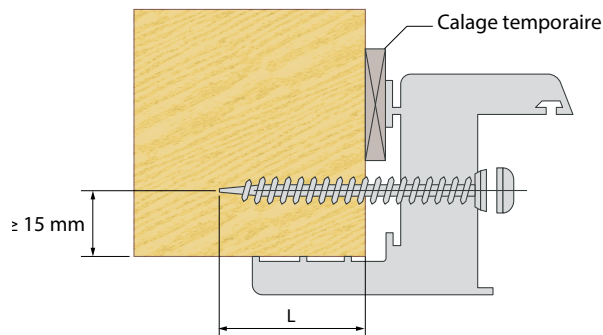


Figure 197 : Vissage direct dans le montant en bois existant

10.7.2.4 Fixation avec chevilles plastiques ou chimiques

Il convient de respecter les préconisations des fabricants de chevilles ou les cahiers des charges validés des fournisseurs de fixations.

10.7.2.5 Fixations avec vis sans chevilles

Il est possible d'utiliser des vis spéciales filetées ne nécessitant pas l'utilisation d'une cheville. Elles doivent être adaptées au support.

La résistance admissible des vis est donnée par le fabricant sur l'emballage ou sur une documentation séparée. Le vissage doit être réalisé à plus de 6 cm du bord du béton.

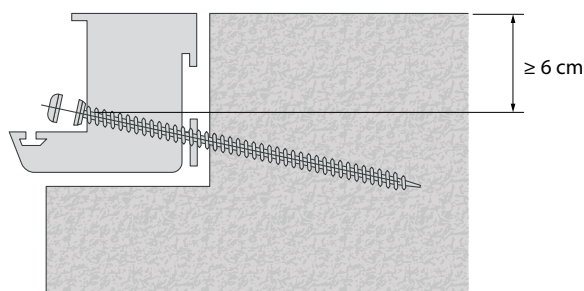


Figure 198 : Exemple de fixation par « vis à béton »

10.7.3 Mise en œuvre des fixations

■ Emplacement des fixations

Les fixations sont disposées en priorité au voisinage des charnières (à une distance maximale de 10 cm), des points de condamnation des ouvrants sur le dormant, des cales de vitrage dans le cas des châssis fixes et au voisinage des meneaux et traverses. La distance maximale entre deux fixations est de 40 cm, y compris dans les angles.

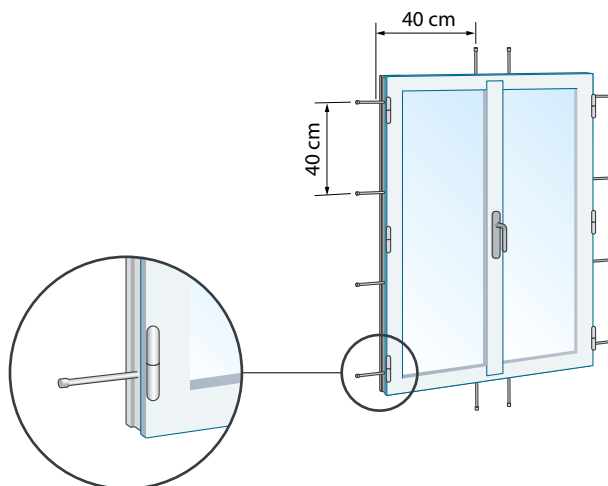


Figure 199 : Exemple de fixation par « vis à béton »

Les dormants sont pré-perçés selon les spécifications du fabricant de vis. Il est nécessaire de prévoir un pré-perçage de 4 mm de diamètre minimum. Le perçage dans la maçonnerie est pratiqué au travers des dormants pré-perçés avec des forets spécifiques au système. Il doit être réalisé avec une profondeur supérieure de 10 mm à celle du vissage prévu. Le vissage et le diamètre de perçage sont indiqués dans les spécifications techniques du fabricant de fixation, selon la nature du gros œuvre.

10.7.4 Mise en œuvre des cales de fenêtre

Ce paragraphe ne concerne pas les portes extérieures.

Le calage est destiné à reporter sur le gros œuvre le poids propre et les charges de service appliquées à la fenêtre. Il permet également d'assurer le positionnement horizontal du châssis lors de la pose.

Les cales sont disposées au voisinage des extrémités des montants latéraux et intermédiaires. Les cales ne doivent pas entraîner de discontinuité de l'étanchéité. Les cales peuvent rattraper un défaut de niveau ou un défaut de régularité de 5 mm maximum. En cas de dépassement, il convient de réaliser un ragréage ou de poser un précadre à dimensionner.

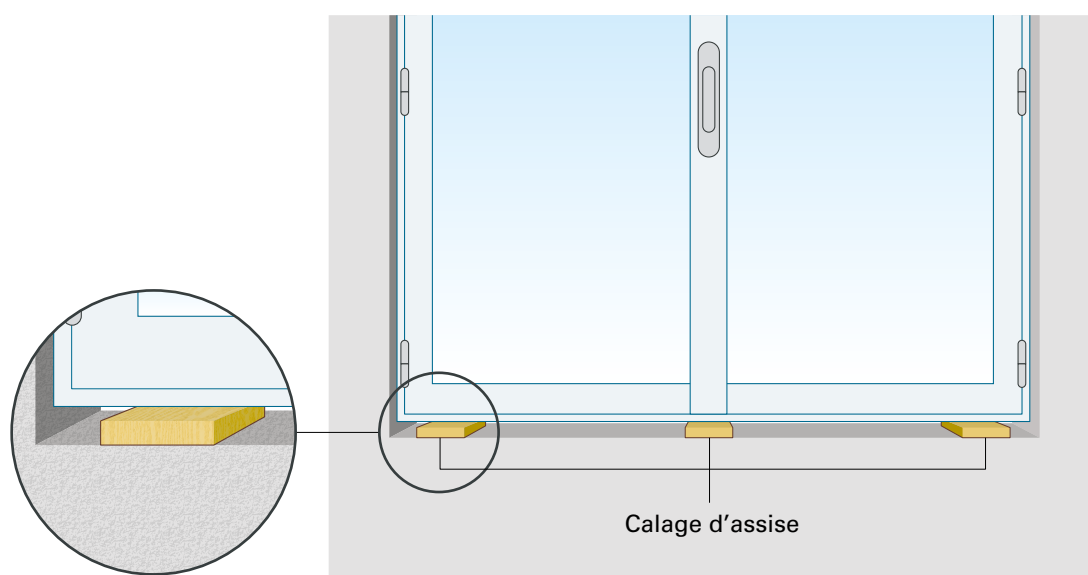


Figure 200 : Exemple de calage

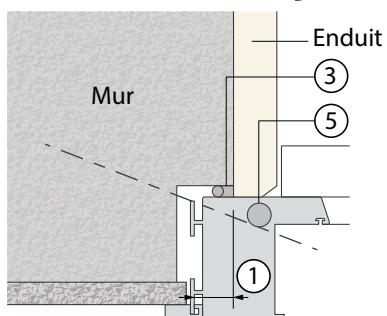
Cas particuliers :

- coulissant : le calage de la traverse basse des cadres dormants doit être continu et intéresser toute la largeur du dormant. Il peut être réalisé par une lisse filante (profilé en L ou tube métallique) ;
- pivotant : un calage d'assise sera réalisé au droit du pivot inférieur.

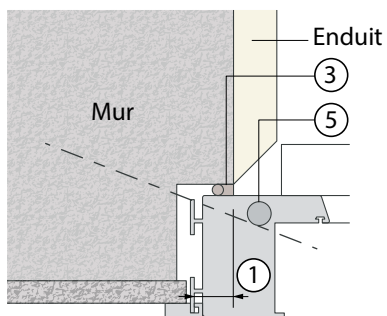
Le calage n'est pas nécessaire à condition de :

- maintenir temporairement le dormant à l'écartement souhaité (cale biaise et serre-joints spéciaux) ;
- visser la fixation jusqu'à ce que la tête de vis vienne en contact avec le dormant, sans déformer celui-ci.

10.7.5 Exemples de mise en œuvre

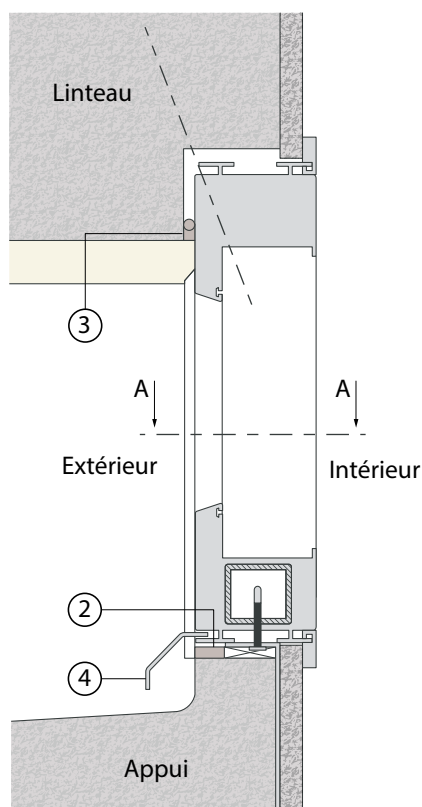


Coupe A-A



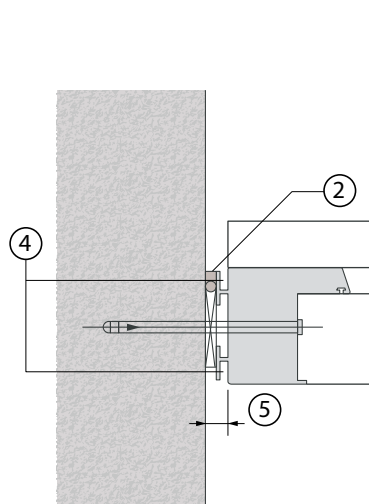
Coupe A-A

Variante permettant au joint d'être visible

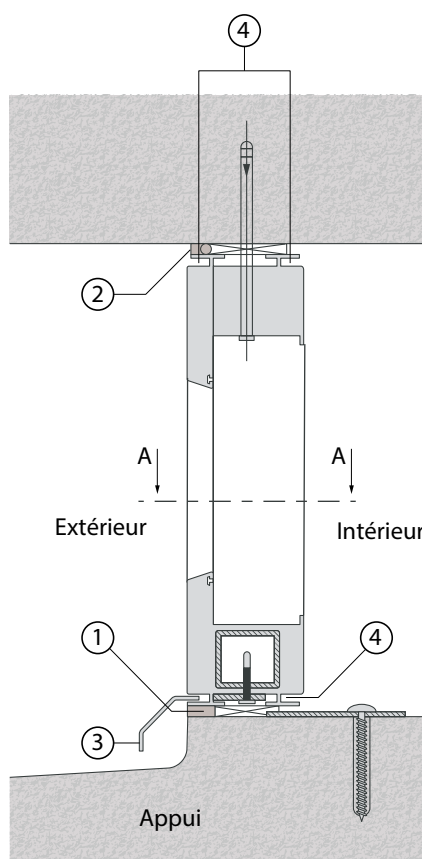


- ① Cote d'appui sur plan 13 mini
Cote d'appui mesurée 8 mini en tout point
- ② Mousse imprégnée ou mastic sur fond de joint
- ③ Mastic sur fond de joint
- ④ Rejet d'eau monté après exécution du calfeutrement
- ⑤ La rainure de clipsage doit être calfeutrée aux extrémités basses

Figure 201 : Mise en œuvre en feuillure – Feuillure sèche maçonnerie niveau 1



Coupe A-A



- ① Mousse imprégnée ou mastic sur fond de joint
- ② Mastic sur fond de joint
- ③ Rejet d'eau monté après exécution du calfeutrement
- ④ Le profilé de jonction éventuel doit être mis en œuvre après la pose de la fenêtre
- ⑤ Le calfeutrement doit être dimensionné pour tenir compte de la dilatation de la fenêtre et conformément aux exigences du S.N.J.F. Cote de 5 mm minimum

Figure 202 : Mise en œuvre en tableau

CHAUFFE-EAU SOLAIRE INDIVIDUEL (CESI)

11.1 Domaine d'application

Cette partie du guide s'applique aux installations de chauffe-eau solaire thermique individuel (CESI) suivantes :

- uniquement pour les CESI à thermosiphon de moins de 400 litres¹ ;
- uniquement en montage surimposé sur toiture en tôles d'acier ou toiture terrasse en béton ;
- procédés sous Avis Technique.



Figure 203 : CESI à thermosiphon sur toiture tôle

11.2 Matériaux

11.2.1 Visserie pour fixation à la toiture

De par les conditions d'atmosphères marines dans ces régions et les charges de vent, il est crucial de choisir une visserie conforme pour les fixations des CESI sur la toiture afin de minimiser l'effet de la corrosion.

La corrosion avancée s'identifie par une perte de matière, une déformation permanente ou des fissures. On considère alors que l'élément corrodé a perdu en partie ses propriétés mécaniques et qu'il n'est plus apte à remplir ses fonctions. La corrosion avancée entraînera systématiquement le remplacement des éléments corrodés lors de la maintenance.

La nuance d'acier inoxydable préconisée selon les normes en vigueur est l'acier austénitique : EN 1 4401/AISI 316. La dénomination inscrite sur les vis correspondant à cette exigence est A4.

Afin d'éviter une corrosion précipitée due à la non-compatibilité des matériaux, il sera nécessaire de séparer la visserie en acier inoxydable des autres éléments par des rondelles en matériaux de synthèse ou autre matériel compatible.

¹ Au-delà de 400 litres, une étude spécifique est nécessaire pour prendre en compte la réglementation sanitaire (lutte contre les légionelles), en évitant d'impacter fortement la performance solaire d'un tel système.

11.2.2 Capteurs, ballons et châssis support du CESI

Les éléments et en particulier les fixations composant le CESI à thermosiphon et décrits dans son Avis Technique doivent être compatibles entre eux.

Le risque de corrosion galvanique doit être pris en compte :

- soit en utilisant des matériaux compatibles entre eux ;
- soit en mettant en place des séparateurs physiques.

Sont interdits les contacts directs entre :

- acier inoxydable et acier galvanisé ;
- acier inoxydable et acier électrozingué.

Élément du procédé	Désignation des matériaux	Référence normative	Atmosphère extérieure								Particulière (E19)
			Rurale non polluée (E11)	Urbaine ou industrielle		Marine			Mixte		
				Normale (E12)	Sévère (E13)	20 à 10 km du littoral (E14)	10 à 3 km du littoral (E15)	< 3 km du littoral* (E16)	Normale (E17)	Sévère (E18)	
Capteur (coffre, fond de coffre)	Extrusion aluminium. EN AW 6063	EN 1999-1-1 EN 573-3	■	■	○	■	■	○	■	○	○
Système de montage capteur sur surface plane	Extrusion aluminium. EN AW 6063	EN 1999-1-1 EN 573-3	■	■	○	■	■	○ ⁽¹⁾	■ ⁽¹⁾	○ ⁽¹⁾	○ ⁽¹⁾
Supports de montage A	Extrusion aluminium. EN AW 6082 Aluminium moulé ENAC 47100	EN 1999-1-1 EN 573-3 EN 1706	■	■	○	■	■	○ ⁽¹⁾	■ ⁽¹⁾	○ ⁽¹⁾	○ ⁽¹⁾
Supports de montage B et C	acier inoxydable AISI 304 Extrusion aluminium. EN AW 6063	NF P24-351 NF EN 1088 EN 1999-1-1 EN 573-3	■	■	○	○	○	–	○	–	–
Support de fixation intégrée	Aluminium EN AW 5083	EN 1999-1-1 EN 573-3	■	■	○	■	■	○ ⁽¹⁾	■	○	○
Visserie	Acier inoxydable	A2 - 70	■	■	○	■	■	○ ⁽¹⁾	○ ⁽¹⁾	–	–

■ : emploi accepté ; ○ : emploi possible après étude spécifique et accord du titulaire ; – : emploi interdit ; * : sauf front de mer
Définition des ambiances suivant NF P 24-351 – Annexe A / DTU 40.35 (NF P34-205-1) Annexe D
(1) Il est recommandé de remplacer la visserie par de la visserie de grade A4-70. Voir §3.5 du dossier technique

Tableau 91 : Exemple de compatibilité des matériaux et environnement de mise en œuvre extrait d'un Avis Technique

Afin de faciliter le choix des matériaux, des exemples sont donnés dans les tableaux ci-dessous. Ces tableaux sont extraits des documents suivants :

- NF P34-310:2017 – Tôles et bandes en acier de construction galvanisées à chaud en continu destinées au bâtiment – Classification et essais ;
- NF P34-301:2017 – Tôles et bandes en acier prélaquées ou revêtues en continu d'un film organique contrecollé ou colaminé destinées au bâtiment – Conditions techniques de livraison ;
- NF P24-351:1997 – Fenêtre métallique – Fenêtres, façades rideaux, semi-rideaux, panneaux à ossature métallique – Protection contre la corrosion et préservation des états de surface ;
- NF DTU65.12:2012 – Travaux de bâtiment – Installations solaires thermiques avec des capteurs vitrés.

11.2.2.1 Atmosphères extérieures directes (surfaces exposées directement à la pluie)

Matériaux/ revêtement	Atmosphères extérieures directes							
	Rurale non polluée	Urbaine ou industrielle		Marine				Particulière
		Normale	Sévère	20 à 10 km du littoral	10 à 3 km du littoral	< 3 km du littoral*	Mixte	
Tôles et bandes en acier de construction revêtues en continu par immersion à chaud d'une couche de revêtement métallique (EN 10346) :								
Z180 – Z200 – Z225	–	–	–	–	–	–	–	–
Z275	○	○	–	–	–	–	–	–
Z350	■	○	–	○	–	–	–	–
Z450	■	■	○	■	○	○	○	○
AZ	○ – selon indications de l'ETPM ou de l'Avis Technique disponible sur le site evaluation.cstb.fr ou auprès du fabricant du revêtement							
ZM	○ – selon indications de l'ETPM ou de l'Avis Technique disponible sur le site evaluation.cstb.fr ou auprès du fabricant du revêtement							
Tôles et bandes en acier prélaquées (NF P34-301)								
Catégorie minimale selon NF P34-301	III	III	○	III	IV	V	○	○
Exigence minimale selon NF EN 10169+A1 et exigences des §7.6, §7.8 et §8 selon NF P34-301	RC2	RC3	○ (RC4 ou RC5)	RC3	RC4	RC5	○ (RC5)	○
Galvanisation à chaud (trempage) sur produit fini ou semi-fini (EN ISO 1461)								
Masse locale minimale de revêtement : 325g/m² (45 µm) pour acier ≥ 1,5 à < 3 mm 395g/m² (55 µm) pour acier ≥ 3 à <6 mm	■	■	–	■	■	–	–	○
Masse locale minimale de revêtement : 395g/m² (55 µm)	■	■	■	■	■	■	■	○
Profilés en aluminium extrudé								
AW-6060	■	■	○	■	■	■	○	○
La conservation de l'aspect des pièces en aluminium est considérée comme non critique, dans les domaines d'emplois des procédés solaires thermiques habituellement examinés par le GS n° 14.4								
Aciers inoxydables								
1.4301 X5CrNi18-10	■	■	○	■	■	○	○	○
1.4404 X2CrNiMo17-12-2	■	■	○	■	■	■	○	○
Visserie en acier inoxydable								
A2	■	■	○	■	■	○	○	○
A4	■	■	○	■	■	■	○	○
*: sauf front de mer ; ■ : emploi accepté ; ○ : l'appréciation définitive ou la définition de dispositions particulières doivent être arrêtées après consultation et accord de l'ensemble des parties concernées ; – : emploi interdit								

Tableau 92 : Exemple de compatibilité des matériaux et environnement de mise en œuvre²

² Source : Note d'information du GS n° 14.4 : Données utilisées par le GS n° 14.4 dans l'évaluation des risques de corrosion, Groupe Spécialisé n° 14.4 « Equipements / Solaire thermique et récupération d'énergie par vecteur eau », CCFAT, 2018.

11.2.2.2 Atmosphères extérieures protégées et ventilées (composants ne recevant pas les eaux de pluie)

Matériaux / revêtement	Atmosphères extérieures directes							
	Rurale non polluée	Urbaine ou industrielle		Marine				Particulière
		Normale	Sévère	20 à 10 km du littoral	10 à 3 km du littoral	< 3 km du littoral*	Mixte	
Tôles et bandes en acier de construction revêtues en continu par immersion à chaud d'une couche de revêtement métallique (EN 10346) :								
Z275	■	■	–	–	–	–	–	–
Z350	■	■	■	■	■	–	–	–
Z450	■	■	■	■	■	■	■	○
AZ	○ – selon indications de l'ETPM ou de l'Avis Technique disponible sur le site evaluation.cstb.fr ou auprès du fabricant du revêtement							
ZM	○ – selon indications de l'ETPM ou de l'Avis Technique disponible sur le site evaluation.cstb.fr ou auprès du fabricant du revêtement							
Galvanisation à chaud (trempage) sur produit fini ou semi-fini (EN ISO 1461)								
Masse locale minimale de revêtement : 325g/m² (45 µm) pour acier ≥ 1,5 à < 3 mm 395g/m² (55 µm) pour acier ≥ 3 à < 6 mm	■	■	–	■	■	–	–	○
Masse locale minimale de revêtement : 395g/m² (55 µm)	■	■	■	■	■	■	■	○
Aciers inoxydables								
1.4301 X5CrNi18-10	■	■	■	■	■	■	○	○
1.4404 X2CrNiMo17-12-2	■	■	■	■	■	■	■	○
Visserie en acier inoxydable								
A2	■	■	■	■	■	■	○	○
A4	■	■	■	■	■	■	■	○
* : sauf front de mer ; ■ : emploi accepté ; ○ : l'appréciation définitive ou la définition de dispositions particulières doivent être arrêtées après consultation et accord de l'ensemble des parties concernées ; – : emploi interdit								

Tableau 93 : Exemple de compatibilité des matériaux et environnement de mise en œuvre³

11.3 Mise en œuvre des CESI à thermosiphon

Le CESI à thermosiphon est conforme aux Avis Techniques.

11.3.1 Mise en œuvre sur support compatible avec l'installation

Le support doit être compatible avec l'installation. Ceci impose certaines conditions qui doivent être vérifiées par un calcul spécifique de la charpente et de la structure :

- les charges des équipements disposés sur ces toitures doivent être reportées directement sur la charpente ou la structure ;
- la charpente est apte à supporter le poids du CESI à thermosiphon et ses accessoires de fixation ;
- la charpente est apte à reprendre les charges de vent cyclonique transmises par le CESI via ses fixations ;

³ Source : Note d'information du GS n° 14.4 : Données utilisées par le GS n°14.4 dans l'évaluation des risques de corrosion, Groupe Spécialisé n° 14.4 « Équipements / Solaire thermique et récupération d'énergie par vecteur eau », CCFAT, 2018.

- le CESI doit rester fixé à la structure ou la charpente pendant et après l'épisode cyclonique ;
- l'emplacement du CESI à thermosiphon est choisi de façon à limiter le risque de torsion des éléments de structure. Une disposition à l'axe des éléments ou symétriques par rapport aux éléments structuraux permet d'éviter ce type de sollicitation. Pour les charpentes en acier, il est de bonne pratique de doubler les pannes en Cé en les fixant dos-à-dos via une platine d'assemblage centrée. Cette disposition permet d'obtenir un profil combiné plus résistant à la torsion ;
- l'emplacement du CESI à thermosiphon est choisi de manière à limiter les charges de vent, en évitant de le positionner au niveau des rives ou des ruptures de pente (faîtage, noue, etc.).

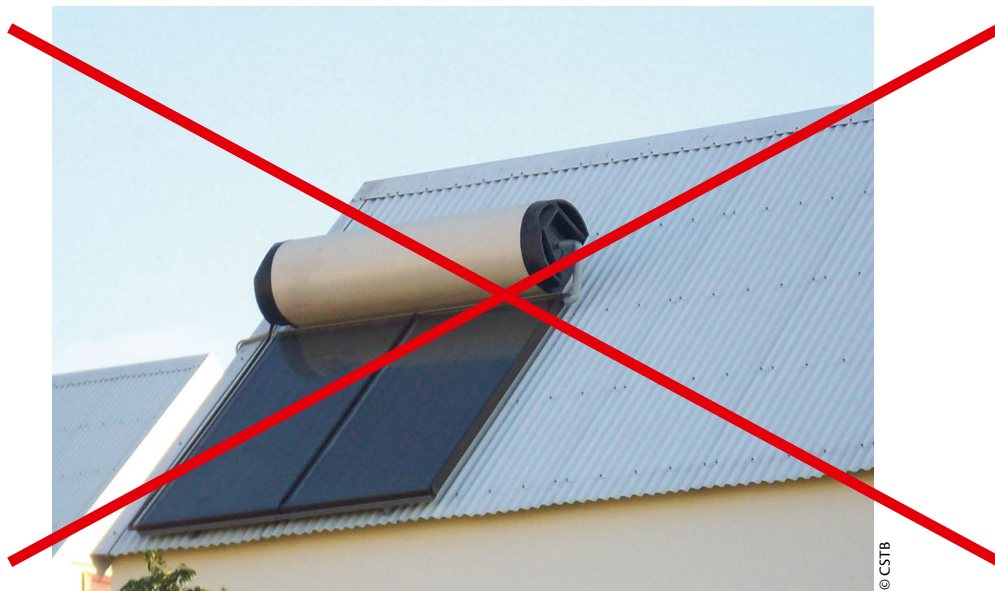


Figure 204 : Exemple à éviter d'installation proche d'une rive



Figure 205 : Exemple à éviter d'installation non parallèle à la toiture et avec système d'ancrage « fait maison »

La mise en œuvre présentée sur la figure ci-dessus est à éviter :

- forte prise au vent ;
- système d'ancrage « fait maison » ;
- étanchéité de la couverture non garantie.

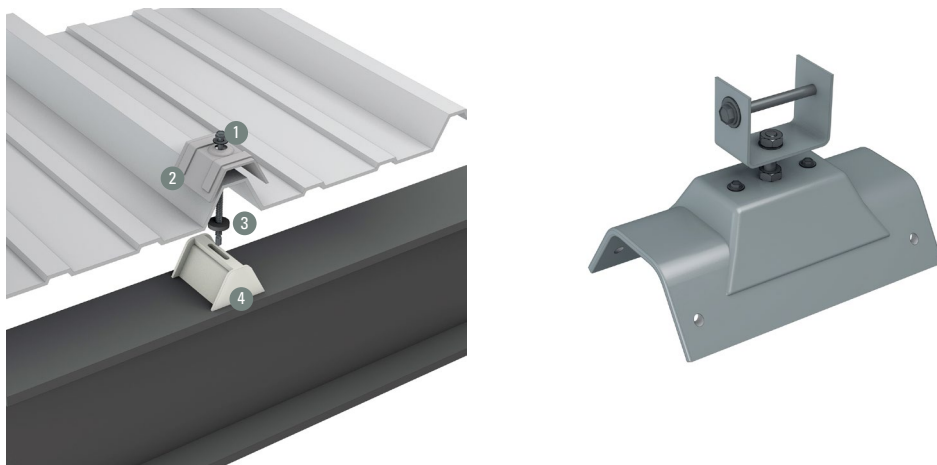
Ce type de mise en œuvre n'est pas proscrite mais doit faire l'objet d'une étude spécifique.

La mise en œuvre doit permettre d'éviter les pathologies liées à l'eau. Lorsque ces équipements contiennent des fluides incompatibles avec le revêtement d'étanchéité, ceux-ci seront conçus de façon à éviter le contact de ces fluides avec le revêtement d'étanchéité.

11.3.2 Mise en œuvre sur toiture en tôle

On utilisera des fixations en sommet de nervure (ou d'onde). Ces fixations sont impérativement fixées à la charpente et/ou à la structure.. Pour éviter l'écrasement de la tôle, une cale ou un pontet est interposée entre tôle et panne⁴.

La fixation à la charpente doit être dissociée de la fixation du châssis du CESI à thermosiphon.

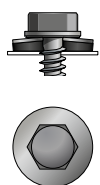


- ① Élément de fixations (vis autoperceuse, vis autotaraudeuse, boulon-crochet, tirefond)
- ② Élément de répartition (cavalier, plaquette ou rondelle de répartition)
- ③ Pièce d'étanchéité (intégrée ou non à l'élément de répartition)
- ④ Pontet (ou cale d'onde)

Figure 206 : Fixations en sommet de nervure ou d'onde

NOTE

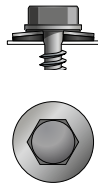
Les rondelles d'étanchéité doivent être correctement serrées sans être écrasées.



Trop faible



Figure 207 : Serrage trop faible



Correct



Figure 208 : Serrage correct



Trop fort



Figure 209 : Serrage trop fort

⁴ Se référer à la partie 8.4 Assemblage pour plus de détails sur les exigences liées aux fixations sur toiture.

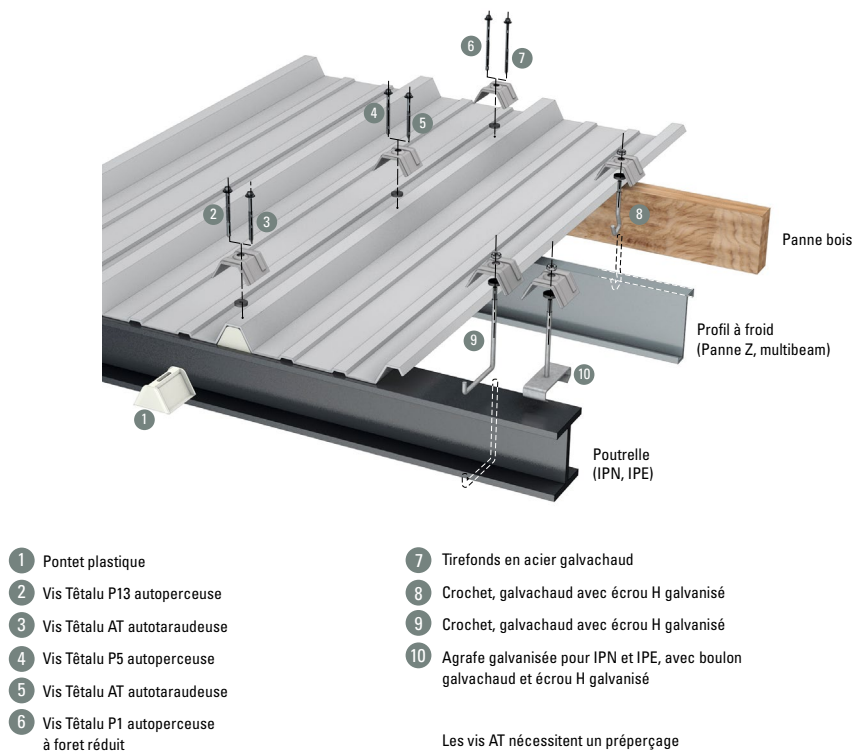


Figure 210 : Exemple de fixations sur toiture en tôle d'acier nervurée

11.3.3 Mise en œuvre sur toiture-terrasse

Les toitures-terrasses sont caractérisées par une pente inférieure à 5 %.

L'installation peut être réalisée sur deux types de support :

- sur une dalle pleine en béton armé par l'intermédiaire de massifs en béton armé ;
- sur une ossature en acier recouverte par des tôles d'acier par l'intermédiaire de porteurs en acier.

Des dispositions liées à ce type de toiture sont indiquées dans le DTU 43.3⁵. Le DTU 43.1⁶ s'intéresse aux toitures-terrasses et aux toitures inclinées. Ils donnent des indications concernant les massifs de fixation et l'étanchéité de la toiture.

11.3.3.1 Dispositions liées au support

La mise en œuvre par lestage (sans fixation mécanique sur la toiture-terrasse) est proscrite dans les zones cycloniques.

Pour les CESI fixés mécaniquement, il est impératif de s'assurer au préalable que la masse du CESI rempli d'eau ainsi que ses fixations peuvent être supportées par la toiture-terrasse. Un cas où la cuve est remplie à 50 % doit également être étudiée.

Les châssis des CESI sont fixés mécaniquement sur des massifs en béton solidaires de la toiture-terrasse.

11.3.3.2 Dispositions liées à l'entretien

Un espace libre d'au moins 1 m en périphérie du CESI doit permettre la circulation pour la maintenance.

Afin de pouvoir effectuer les opérations d'entretien de la toiture et les éventuelles réfections, il est nécessaire de prévoir une hauteur minimale h entre le bas des équipements et la protection du revêtement d'étanchéité des parties courantes conformément à la figure suivante.

⁵ Mise en œuvre des toitures en tôles d'acier nervurées avec revêtement.

⁶ Étanchéité des toitures-terrasses et toitures inclinées avec éléments porteurs en maçonnerie en climat de plaine.

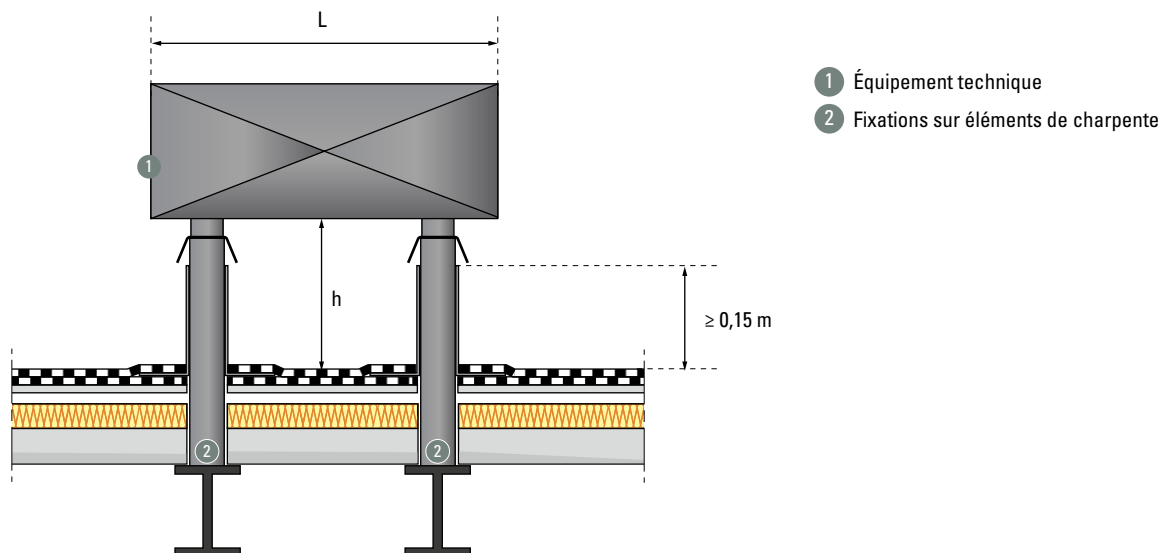


Figure 211 : Hauteur libre minimale

Si les équipements sont fixes, cette hauteur est fonction de la longueur L d'encombrement horizontal de ces équipements :

- si $L \leq 1,20 \text{ m}$, $h = 0,40 \text{ m}$;
- si $L > 1,20 \text{ m}$, $h = 0,80 \text{ m}$.

Si les équipements peuvent être démontés lors de la réfection, cette hauteur peut être fixée à 0,30 m.

Dans le cas spécifique d'une **toiture-terrasse en béton armé**, deux dispositions sont envisageables⁷ :

- l'équipement est posé sur un ou plusieurs massifs émergents, solidaires de l'élément porteur. Ce massif est conforme, en ce qui concerne les reliefs, aux dispositions du DTU 20.12 (NF P10-203-1). L'étanchéité au-dessus de ce massif émergent est assurée par l'équipement ;
- l'équipement est solidarisé à un ou plusieurs massifs en béton posés sur le revêtement d'étanchéité ou sa protection. Ce cas n'est possible que si chaque massif est transportable et l'équipement démontable, sans recours à des engins de levage. De plus, l'implantation des massifs ne doit pas gêner l'écoulement des eaux de pluie et le matériau résilient sous le massif doit être dimensionné conformément au DTU 43.1, partie 9.1.

11.3.4 Calcul des charges de vent pour dimensionner les éléments de fixation

Le cahier du CSTB n° 3797 de Septembre 2018 « *Application des Eurocodes au domaine du solaire thermique* » détaille la méthode générale dans la partie 5.5.1 *Actions du vent* et fournit des exemples d'application pour :

- des panneaux installés en surimposition de toiture inclinée ;
- des panneaux installés en toiture-terrasse.

Les vitesses de référence $v_{b,0}$ ainsi que la méthode de calcul des charges cycloniques sont consultables dans le chapitre 2. La démarche permet de calculer le paramètre d'entrée des exemples d'application : la pression dynamique de pointe q_p .

⁷ Se référer au DTU 43.1, partie 9.1.

PRINCIPALES RÉFÉRENCES

Le guide reprend les préconisations de plusieurs guides de référence dédiés à la conception et la construction de bâtiments dans les territoires d'outre-mer concernés par l'aléa cyclonique. Ainsi, sont reprises des illustrations, des descriptions et des recommandations des documents de référence cités ci-après.

Guide de bonnes pratiques pour la construction et la réhabilitation de l'habitat, points clés pour améliorer la sécurité, Saint-Martin, Réalisation CSTB, 2018

Conception paracyclonique à l'usage des architectes et ingénieurs, Les grands ateliers de l'Isle d'Abeau, C. Barré, A. de la Foye et S. Moreau, 2011

Cahiers du CSTB n°3311, Conception cyclonique, Concepts aérodynamiques et conseils pratiques, S. Moreau, J. Gandemer et G. Barnaud, Janvier-Février 2001

Cyclones... Environnement Constructions désordres remèdes, Jean POTHIN, SOCOTEC, DDE La Réunion, mai 1992

Guide de construction en région cyclonique, Chambre des Métiers de La Réunion, 2012

Guide de construction parasismique et paracyclonique de maisons individuelles à structure en bois aux Antilles, Règles de construction et annexes techniques, Association Française du génie Parasismique (AFPS), Chapitres de Guadeloupe et de Martinique, Décembre 2011

Recommandations professionnelles : Couverture en plaques nervurées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques, PACTE, Décembre 2021

Recommandations professionnelles : Couverture en plaques ondulées issues de tôles d'acier revêtues en climat tropical ou équatorial humide et conditions cycloniques, PACTE, Décembre 2021

Tableaux de dimensionnement pour la maçonnerie

Surface Cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal			
Maçonnerie-La Réunion: V = À définir m/s	Nombre de niveaux	Pression dynamique de pointe q_p (kN/m ²)	Joints interrompus (blocs américains)
Toiture lourde	1	1,9	2
	2	2,3	4,7
Toiture légère	1	2,2	5,7
	2	2,4	8
	3	2,5	10,6

Tableau 94 : Pour déterminer la surface des murs de contreventement nécessaire dans chaque direction

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) -Maçonnerie						
Blocs américains Joints interrompus La Réunion: V = A définir m/s		Toiture Lourde		Toiture légère		
		2HA12		2HA12		
L_i/L_T	S_p (m ²)	N = 1	N = 2	N = 1	N = 2	N = 3
0,05	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,2	1,2	1,2	1,7
	150	1,2	1,3	1,2	2	3
	200	1,2	1,5	1,8	3	4,3
0,1	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,7
	100	1,2	1,5	1,8	3	4,3
	150	1,2	2,7	3,3	5	7
	200	1,3	3,9	4,8	7	9,7
0,15	50	1,2	1,3	1,2	2	3
	100	1,2	2,7	3,3	5	7
	150	1,4	4,5	5,5	8,1	11
	200	2	6,3	7,7	11,1	15,1
0,2	50	1,2	1,5	1,8	3	4,3
	100	1,3	3,9	4,8	7	9,7
	150	2	6,3	7,7	11,1	15
	200	3	8,7	10,7	15,2	N.A
0,25	50	1,2	2,1	2,5	4	5,7
	100	1,5	5,1	6,2	9,1	12,4
	150	2,9	8,1	9,9	14,2	N.A
	200	4	11,2	13,6	N.A	N.A
0,3	50	1,2	2,7	3,3	5	7
	100	2	6,3	7,7	11,1	N.A
	150	3,5	10	12,1	17,2	N.A
	200	5	13,6	16,6	N.A	N.A
0,4	50	1,3	3,9	4,7	7,1	9,7
	100	3	8,8	10,7	15,2	N.A
	150	5,1	13,6	16,6	N.A	N.A
	200	7,1	18,5	N.A	N.A	N.A
0,6	50	2,1	6,4	7,7	11,2	N.A
	100	5	13,7	N.A	N.A	N.A
	150	8,1	N.A	N.A	N.A	N.A
	200	11,1	N.A	N.A	N.A	N.A

Tableau 95 : Pour vérifier la longueur minimale de chaque mur de contreventement

L_i : longueur du mur de contreventement

L_T : longueur totale des murs primaires dans la direction considérée

S_p : surface du diaphragme horizontal au niveau considéré

N : nombre de niveaux

N.A : non applicable (méthode non pertinente pour certaines configurations, il est nécessaire de consulter un professionnel compétent)

Hypothèses de charges pour la maçonnerie

Poids des planchers :

- poids brut maximal du plancher, y compris dalle et chape : **4,75 kN/m²** (dalle de 15 cm + 5 cm de chape pour tenir compte de la réglementation acoustique) ;
- cloisons : **1,0 kN/m²** (cloisons légères inférieures à **2,5 kN/m²**, blocs à alvéoles débouchantes de 90 mm par exemple) ;
- revêtement de sol : **0,10 kN/m²** ;
- faux-plafond : **0,40 kN/m²**.

Murs (par m² de plancher, par niveau) : **2,50 kN/m²**

Toiture lourde : **3,75 kN/m²** (dalle de 13 cm + étanchéité = $0,13 \times 25 + 0,5$)

Toiture légère : **0,70 kN/m²** (toiture en tôle avec prise en compte de 15 kg/m² d'équipement)

Charge d'exploitation : **1,50 kN/m²**

Hypothèses de charges pour les constructions à ossature bois

Les masses des éléments structuraux se composent de la masse :

- des planchers ;
- de la toiture ;
- des murs extérieurs ;
- des murs de refend.

■ Plancher dalle massive

Solives $68 \times 145 \text{ mm}^2$ (espacement 50 cm + entretoise) 14 kg/m^2

Panneau 22 mm $17,4 \text{ kg/m}^2$

Cloison légère < 100 daN/ml 50 kg/m^2

Revêtement de sol (carreau collé) 20 kg/m^2

Plafond 1 BA13 + rail 15 kg/m^2

→ Total permanent 120 kg/m^2 , soit $1,20 \text{ kN/m}^2$

■ Toiture charpente semi-lourde

Composition

- tuiles et liteaux 49 kg/m^2
- panneau sous toiture (OSB panneaux 14 mm) $9,8 \text{ kg/m}^2$
- isolation 1 kg/m^2
- plafond (1 BA13) 11 kg/m^2
- charpente 40 kg/m^2

→ Total 110 kg/m^2

■ Toiture charpente légère

Composition

- tôles 6 kg/m^2
- panneau sous toiture (OSB panneaux 14 mm) $9,8 \text{ kg/m}^2$
- liteaux $50 \times 80 \text{ mm}^2$, esp 60 cm $3,4 \text{ kg/m}^2$
- isolation 1 kg/m^2
- charpente 40 kg/m^2

→ Total 60 kg/m^2

■ Équipement sur charpente/toiture

Panneau solaire 15 kg/m^2

■ Murs extérieurs

Composition

- bardage bois 22 mm ;
- OSB panneaux 13 mm ;
- isolation 50 mm ($0,8 \text{ kg/cm/m}^2$), laine minérale de verre en rouleau ;

- ossature 145 mm × 68 mm, 1 montant tous les 60 cm ($3/1,2 = 2,5$), 1 lisse basse, 1 lisse haute, 1 lisse de ceinture ;
- tasseaux 50 mm × 80 mm espacés tous les 60 cm ;
- plaque de plâtre BA 13 mm.

Rez-de-chaussée : H = 3,00 m

$$500 \times 0,022 \times 3,0 + 650 \times 0,013 \times 3,0 + 0,8 \times 5 \times 3,0 + 500 \times 0,068 \times 0,145 \times (3,0 \times 2,5 + 3 \times 1) + 3,4 \times 3,0 + 11 \times 3,0$$

→ mur extérieur rez-de-chaussée : **165 kg/ml/étage**

Étage : H = 2,80 m

$$500 \times 0,022 \times 2,8 + 650 \times 0,013 \times 2,8 + 0,8 \times 5 \times 2,8 + 500 \times 0,068 \times 0,145 \times (2,8 \times 2,5 + 3 \times 1) + 3,4 \times 2,8 + 11 \times 2,8$$

→ murs extérieurs étage : **155 kg/ml/étage**

■ **Murs de refend ou contreventement intérieurs**

Composition

- OSB 13 mm ;
- ossature 110 mm × 68 mm ;
- plaque de plâtre BA 13 mm ;
- isolant phonique.

→ murs de refend rez-de-chaussée : **109 kg/ml**

→ murs de refend étage : **103 kg/ml/étage**

Une conception adaptée des bâtiments permet de réduire significativement l'impact des cyclones.

L'exposition du bâti au vent, sa compacité, sa hauteur et la forme de sa toiture sont autant de paramètres sur lesquels une réflexion est nécessaire pour diminuer les sollicitations exercées sur les constructions lors d'un événement cyclonique. Le choix du système constructif, la qualité des matériaux et des assemblages ont également une influence sur la résistance du bâti.

Destiné aux concepteurs et constructeurs d'ouvrage courants, ce guide a pour objectif de mettre à disposition des règles et des documents techniques adaptés à leur activité et à leur territoire afin de faciliter la prise en compte de l'aléa cyclonique au cours des phases de conception et de réalisation des constructions neuves.

Il complète les règles de l'art existantes et pourra servir de base au développement des règles de l'art à venir.