

FICHE TECHNIQUE DE BONNES PRATIQUES
**PAREMENT DE MAÇONNERIE FIXÉ SUR UN BÂTIMENT
EN OSSATURE DE BOIS**

Table des matières

Introduction	2
Cadre réglementaire	3
Considération des mouvements différentiels	8
Considération du mouvement d'eau	17
Détaillage pour minimiser les ponts thermiques	18
Bonnes pratiques	18
Références	22

Remerciements

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

Introduction

Le parement de maçonnerie est depuis longtemps un matériau de construction et un système de revêtement dominants dans l'industrie de la construction. Ce type de parement est couramment utilisé sur les bâtiments résidentiels et non résidentiels. Tout parement de maçonnerie doit être installé conformément à la norme de calcul des ouvrages en maçonnerie, CSA S304 [1], la norme de connecteur pour la maçonnerie, CSA A370 [2] et la norme de maçonnerie des bâtiments, CSA A371 [3].

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

Le présent document se réfère généralement aux exigences du CNB 2020 [4] qui convergent parfois vers des efforts sismiques plus importants qui peuvent influencer la conception des attaches pour le parement de maçonnerie comparativement à ce qui est exigé au Code actuellement en vigueur au Québec [5], basé sur l'édition 2015 du CNB.

Le parement de maçonnerie, ou autre parement incombustible, est exigé par certaines municipalités du Québec [6]. Les propriétés intrinsèques du bois, dont les changements dimensionnels en fonction des variations d'humidité ainsi que le fluage sous des charges permanentes, doivent être prises en compte lors de la conception du système d'attache du parement de maçonnerie.

L'objectif de cette fiche technique est de détailler la démarche à suivre afin de bien concevoir les attaches, les supports ainsi que les joints de dilatation des parements de maçonnerie et de brique.

CADRE RÉGLEMENTAIRE

Introduction

Les attaches de maçonnerie doivent dans tous les cas être conçues par calculs, peu importe que le parement soit conçu selon la méthode empirique ou selon la méthode générique telle que définie dans l'article F.10 et le chapitre 9 de la norme CSA S304 [1]. Selon ces articles, il est mentionné que les attaches du parement doivent être fixées à la structure porteuse conformément à la norme CSA A371 [3] (article F.10.2) ou conformément à la norme CSA A370 [2] (article 9.1.3). À noter qu'il est mentionné dans la norme CSA A371 [3] que l'espacement choisi doit être établi conformément aux normes CSA A370 [2] et CSA S304 [1]. Selon ces deux normes, les attaches doivent être calculées pour reprendre les charges latérales appliquées qui sont typiquement causées par le vent ou par un séisme. Donc, à l'exception des cas où le parement peut être conçu selon la partie 9 du Code, l'espacement maximal des attaches doit toujours être vérifié par calcul et ne peut être défini uniquement en appliquant des espacements maximaux prescrits.

Nous retrouvons normalement deux configurations de parement de maçonnerie :

- 1) un parement de maçonnerie supporté sur la fondation en béton sur toute la hauteur du bâtiment; et
- 2) un parement de maçonnerie supporté sur des cornières métalliques attachées à la structure de bois.

Il est généralement tenu pour acquis qu'un parement supporté par la fondation doit avoir une hauteur maximale de 11 m, comme il est indiqué à l'article F.10.4 de la norme CSA S304 [1]. De plus, l'annexe F s'applique uniquement aux localités dont l'indice de risque sismique, $I_E F_a S_a (0,2)$, est égale ou inférieure à 0,35, ce qui exclut la majorité des villes du Québec. Lorsque le parement de maçonnerie n'est pas conçu selon un calcul empirique, il n'y a pas de limite normative sur la hauteur maximale. Il y a néanmoins une limite maximale pratique qui dépendra des charges de conception appliquées aux attaches, de la capacité en compression du parement et des conséquences des mouvements différentiels possibles. Un détail typique de parement supporté sur une fondation en béton est montré sur la figure 1.

Lorsque des appuis intermédiaires sont utilisés, ceux-ci sont généralement des cornières en acier fixées au mur du bâtiment. Tel que spécifié aux articles 4.8.2.1 et F.10.4 de la norme CSA S304 [1], les parements en maçonnerie doivent reposer sur un matériau d'appui incombustible. Néanmoins, l'article 4.8.2.2 permet au parement de maçonnerie d'être appuyé sur du bois ou par des cornières d'acier soutenues par une structure en bois d'au plus 6 étages pourvu que ces structures soient conçues conformément à la partie 4 du Code.

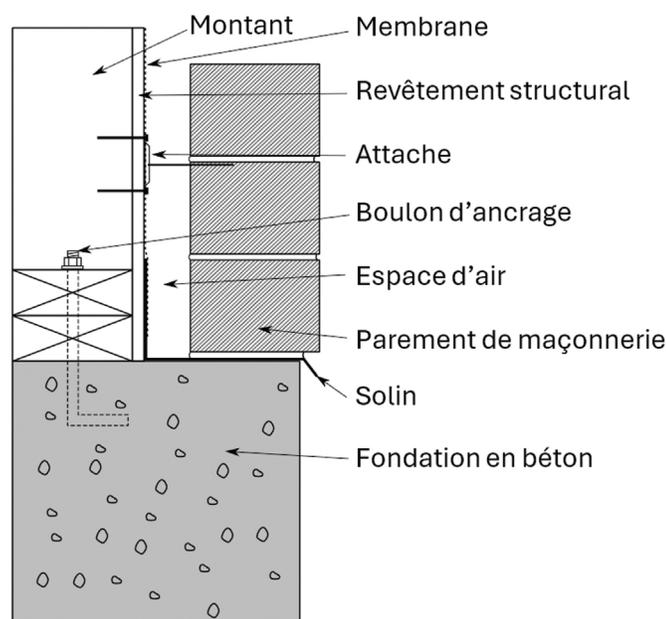


Figure 1. Section typique de parement de maçonnerie directement supporté sur une fondation en béton

Protection contre la corrosion

La norme CSA A370 [2] spécifie la protection minimale des éléments métalliques tels que les connecteurs. Le tableau 1 montre les niveaux de protection minimale requis qui sont définis dans l'article 5.2 de cette norme :

- Niveau 1 : Acier au carbone non protégé.
- Niveau 2 : Acier au carbone galvanisé à chaud. D'autres matériaux ou revêtements peuvent être utilisés pourvu qu'ils assurent une protection équivalente contre la corrosion.

- Niveau 3 : Acier inoxydable. D'autres matériaux ou revêtements peuvent être utilisés pourvu qu'ils assurent une protection équivalente contre la corrosion.

Tableau 1. Niveau minimal de protection contre la corrosion des connecteurs pour la maçonnerie (tiré du tableau 5.1 de CSA A370-14)

Utilisation du connecteur	Milieu d'exposition	Type de connecteur*	Niveau min. de protection
Au plus 13 m au-dessus du niveau du sol	IAPB** ≤ 7	Tous les connecteurs	2
	IAPB > 7	Tous les connecteurs sauf les ancrages	2
		Ancrages	2
Plus de 13 m au-dessus du niveau du sol	IAPB < 2,75	Tous les connecteurs	2
	IAPB ≥ 2,75	Tous les connecteurs sauf les ancrages	3
		Ancrages	2

*À l'exception des cornières d'appui

** Indices annuels de pluie battante (IAPB)

L'annexe E de la norme CSA A370 [2] spécifie les indices annuels de pluie battante (IAPB) pour différentes villes canadiennes. Par exemple, Montréal et Québec ont respectivement un IAPB de 3,07 et 2,67. Selon la norme CSA S304 [1], lorsqu'un niveau de protection 3 est requis pour les connecteurs, tel que les attaches montrées sur la figure 1, un niveau de protection 2 est nécessaire pour les cornières d'appuis.

Lorsqu'un niveau de protection 2 est requis pour les connecteurs, il l'est également pour les cornières d'appui.

Toutefois, pour les cornières d'appui, une couche d'apprêt sans galvanisation conforme à la norme CSA S16 [7] peut être utilisée si l'une des conditions suivantes s'applique :

- un solin durable et conçu pour assurer une protection contre l'humidité pendant toute la durée de vie prévue du parement en maçonnerie est utilisé ; ou
- la durée de vie prévue prescrite pour le bâtiment est d'au plus 25 ans.

L'article 9.20.5.2 du Code spécifie que les cornières d'acier doivent être recouvertes d'une couche d'apprêt ou être protégées par d'autres moyens équivalents contre la corrosion. À noter que la partie 9 du Code s'applique uniquement aux bâtiments d'au plus 3 étages, ce qui est cohérent avec les exigences prescrites dans les normes CSA S304 [1] et CSA A370 [2].

Si le bâtiment est localisé à un endroit propice à la corrosion, tel que sur le bord de la mer et les zones d'industries lourdes, une protection de niveau 2 pour les

cornières et ancrages et une protection de niveau 3 pour tous les connecteurs, sauf les ancrages, sont recommandées.

À noter que l'Institut de la maçonnerie du Québec recommande des attaches en acier inoxydable pour toute application extérieure [26]. De plus, selon l'article 5.2.5 de la norme CSA A370 [2], les connecteurs et les cornières doivent être de matériaux identiques ou compatibles afin de réduire les risques de corrosion galvanique.

Appuis intermédiaires

Les appuis intermédiaires, tels que les cornières d'acier, doivent être conçus pour supporter le parement de maçonnerie et toute autre charge gravitaire pertinente. La flèche maximale permise des appuis intermédiaires peut être estimée à la portée divisée par 480 ($L/480$) selon l'article 4.8.1 de la norme CSA S304 [1]. La résistance de la cornière d'acier doit être conforme à la norme CSA S16 [7] et la résistance des ancrages doit être conforme à la norme CSA O86 [8].

Selon l'article 6.4.2 de la norme CSA A371 [3], la saillie au bord de la cornière d'appui doit être inférieure à 30 mm et au tiers de la largeur du parement, comme illustré sur la figure 2.

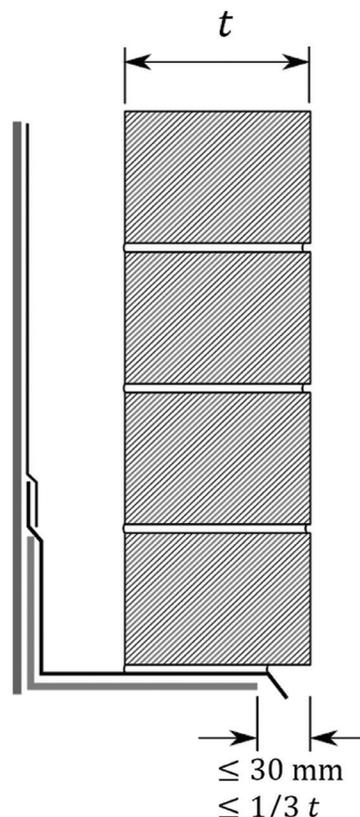


Figure 2. Largeur d'appui minimale pour un parement de maçonnerie

Attaches

Les attaches de maçonnerie servent à assurer la stabilité hors plan du parement de maçonnerie et à transférer les charges de vent et sismiques hors plan à la structure de soutien. Elles sont conçues pour retenir l'arrachement hors plan du parement de maçonnerie. Ce type d'attache permet un mouvement différentiel entre la structure de bois et le parement. Un mouvement différentiel est inévitable et la conception des attaches doit permettre ce mouvement.

Il est mentionné à l'article 9.1.3.1 de la norme CSA S304 [1] que l'espacement maximal des attaches doit être de 820 mm horizontalement et de 600 mm verticalement.

L'article 9.20.9.5 du Code spécifie des espacements verticaux et horizontaux qui sont interdépendants. Ces espacements sont indiqués dans le tableau 2. La norme CSA A370 donne également l'espacement maximal des attaches en périphérie des ouvertures. Ces espacements doivent être d'au plus 600 mm et les attaches doivent être situées à un maximum de 300 mm du bord de l'ouverture. La distance entre le premier rang d'attaches et le bas du parement de maçonnerie doit être inférieure à 400 mm et la distance entre le dernier rang d'attaches et le haut du mur doit être inférieure à 300 mm.

Tableau 2. Espacement maximal des attaches (Tableau 9.20.9.5 du Code)

Espacement vertical maximal, mm	Espacement horizontal maximal, mm
400	800
500	600
600	400

À noter que tous les espacements mentionnés précédemment sont des espacements maximaux. Le véritable espacement doit être calculé par un ingénieur en structure conformément à l'article 9.1.3.3 de la norme CSA S304 [1]. En assumant que la structure porteuse est souple, une attache unique doit être en mesure de supporter minimalement 40 % de la charge latérale tribulaire

exercée sur une ligne verticale d'attaches et minimalement le double de la charge reliée à son aire tributaire. La figure 3 illustre la répartition des charges sur une paroi d'un mur souple. Puisque les points d'attache près des appuis offrent une plus grande rigidité, ceux-ci ont tendance à reprendre plus d'efforts.

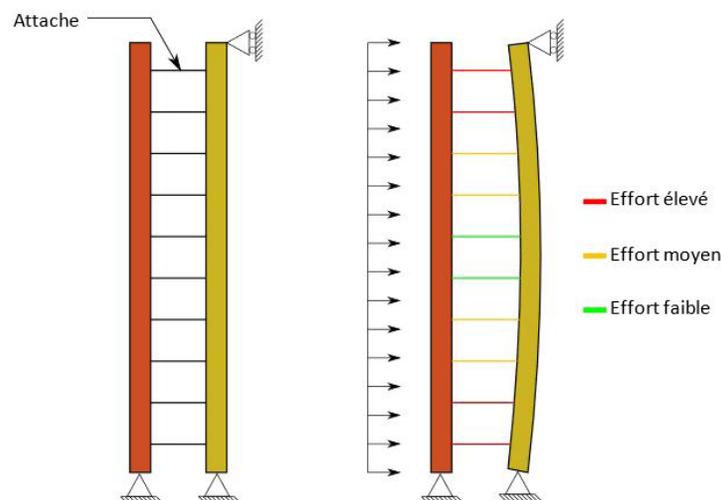


Figure 3. Efforts sur les attaches supportées par une structure souple

La norme CSA A370 [2] spécifie une résistance ultime minimale non pondérée de 1000 N pour les attaches selon l'article 8.1. Cette valeur doit être multipliée par un coefficient de résistance de 0,9 pour une défaillance matérielle des composants métalliques de l'attache et de 0,6 pour une défaillance de l'encastrement (mortier), des pièces de fixation ou du flambage de l'attache selon

l'article 9.4.2.1.2. Donc, la résistance pondérée minimale prescriptive d'une attache est de 600 N. La résistance pondérée des attaches est généralement disponible dans les documents techniques de l'attache choisie. La résistance du système de connexion de l'attache à la structure de bois, tel que les vis, doit être calculée selon la norme CSA O86 [8].

Ouvertures

Des cornières d'acier sont à prévoir au-dessus des ouvertures, telles que les fenêtres et les portes. Lorsque les ouvertures sont relativement petites, il est souvent pratique de ne pas attacher les cornières à la structure de bois, mais de les supporter sur la maçonnerie aux extrémités de sorte que les appuis suivent le mouvement du parement de maçonnerie. Ce type de linteau est communément appelé « linteau libre ». La longueur d'appui minimale sur la maçonnerie est normalement dépendante de la résistance en compression du parement. L'article 9.20.5.2 du Code définit cette largeur comme étant au moins 90 mm. La présence d'une ouverture peut créer des concentrations de force sur les cornières d'appui inférieure, telles qu'illustrées sur la figure 4. Cet effet est

critique pour un bâtiment où il y a plusieurs grandes fenêtres les unes près des autres. L'emplacement des ancrages doit donc être choisi judicieusement. Pour diminuer la quantité de linteaux requis, il peut être judicieux de positionner les linteaux structuraux au-dessus des fenêtres où des suspentes seront généralement requises.

Si la cornière d'acier au-dessus des ouvertures est attachée à la structure de bois, des joints de dilatation verticaux sont nécessaires, comme il est illustré sur la figure 5. Ce joint de dilatation doit être en mesure de supporter un mouvement différentiel évalué selon les principes discutés dans la prochaine section.

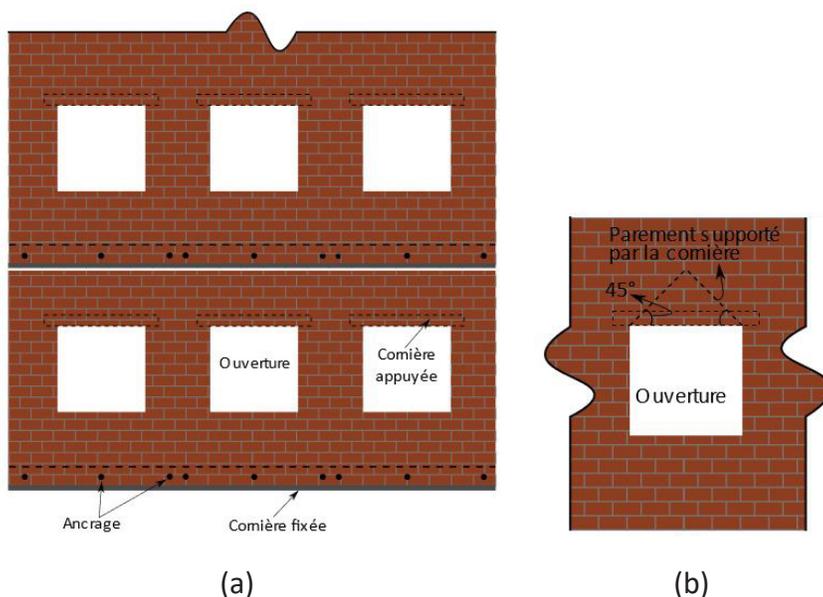


Figure 4. Support intermédiaire avec (a) des charges concentrées sur les cornières fixes et (b) charge tributaire des cornières libres (Adapté de [9])

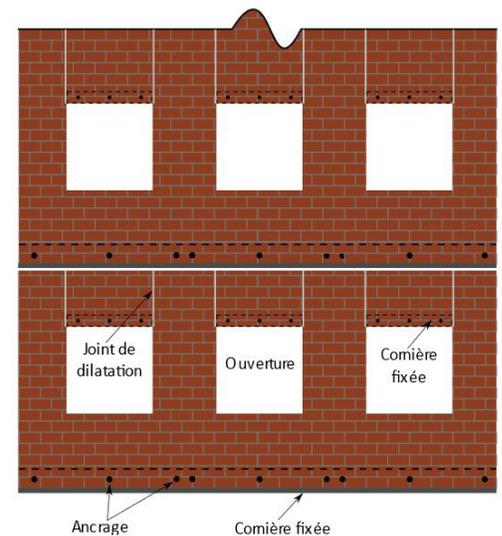


Figure 5. Support intermédiaire fixé nécessitant des joints de dilatation

CONSIDÉRATION DES MOUVEMENTS DIFFÉRENTIELS

Le concepteur doit calculer les possibles mouvements relatifs dans le plan entre la structure de support en bois et le parement de maçonnerie. Ces mouvements sont causés par :

- Le tassement initial (*settlement*)
- Les déformations élastiques et de fluage
- Variation de volume causée par les changements de teneur en humidité
- Dilation thermique

Déformation du bois

Le chapitre 5 du Manuel pour la construction à ossature en bois de moyenne hauteur de FPIinnovations [10] fournit plus d'information pour guider les concepteurs à évaluer les déformations verticales d'une structure en bois.

Tassement initial

De petits espaces entre les éléments de structure sont créés lors de la construction du bâtiment, par des imperfections et les détails de connexions. Ces espaces se referment habituellement assez rapidement lorsque des charges sont appliquées durant la construction, ce qui crée un tassement initial. Le tassement initial varie en fonction des différents produits et pratiques de construction. Dépendamment des étapes de construction, il n'est pas toujours nécessaire de considérer le tassement initial. Généralement, la plupart des espaces sont déjà fermés durant la fabrication de

l'ossature, avant que les autres éléments comme le parement et la cloison sèche intérieure soient installés. La précision des coupes et le processus d'assemblage des panneaux de murs préfabriqués peuvent atténuer le tassement.

Prédire avec précision le tassement initial est quasi impossible puisque les espaces sont principalement dus aux imperfections qui sont inconnues et aléatoires. Néanmoins, si le tassement initial doit être considéré, une valeur de 2 mm par étage peut être utilisée [11].

Charges

Le bois, comme tout matériau, possède un module d'élasticité (E). Cependant, le module d'élasticité du bois varie grandement selon la direction à considérer. Le module d'élasticité spécifié selon les essences et la classe de bois dans la norme CSA O86 [8] est généralement pour la direction parallèle au fil. Le module d'élasticité perpendiculaire au fil est généralement assumé étant le trentième ($E_{\perp}=E/30$) du module d'élasticité parallèle au fil [8]. Bien que les lisses et les sablières contribuent considérablement moins que les montants à la hauteur totale du bâtiment, leurs déformations verticales sont souvent aussi importantes, sinon plus, que les montants.

Conformément au CNB 2020 [4], les déformations causées par les charges permanentes et les charges vives soutenues doivent être amplifiées par un coefficient de fluage. Ces coefficients de fluage seront spécifiés dans la version 2024 de la norme CSA O86, Règles de calculs des charpentes en bois. Ce coefficient de fluage sera de 1,7 pour une utilisation en milieu sec pour la majorité des matériaux utilisés dans un bâtiment à ossature en bois à l'exception du contreplaqué et de l'OSB qui seront respectivement 2,0 et 2,5.

Exemple de calcul

La charpente montrée sur la figure 6 est considérée pour estimer le déplacement vertical causé par une charge de neige, w_s , une surcharge, w_L , et une charge permanente, w_D . Dans cet exemple, 30 % de la

surcharge est considérée comme étant soutenue. L'essence et la classe de bois utilisé est de l'É-P-S, MSR 1650F_b-1.5E, et la dimension de chacune des pièces de bois montrées sur la figure 6 est de 38 x 140 mm (2 x 6).

$$W_D = 30 \text{ kN/m}$$

$$W_L = 25 \text{ kN/m}$$

$$W_S = 20 \text{ kN/m}$$

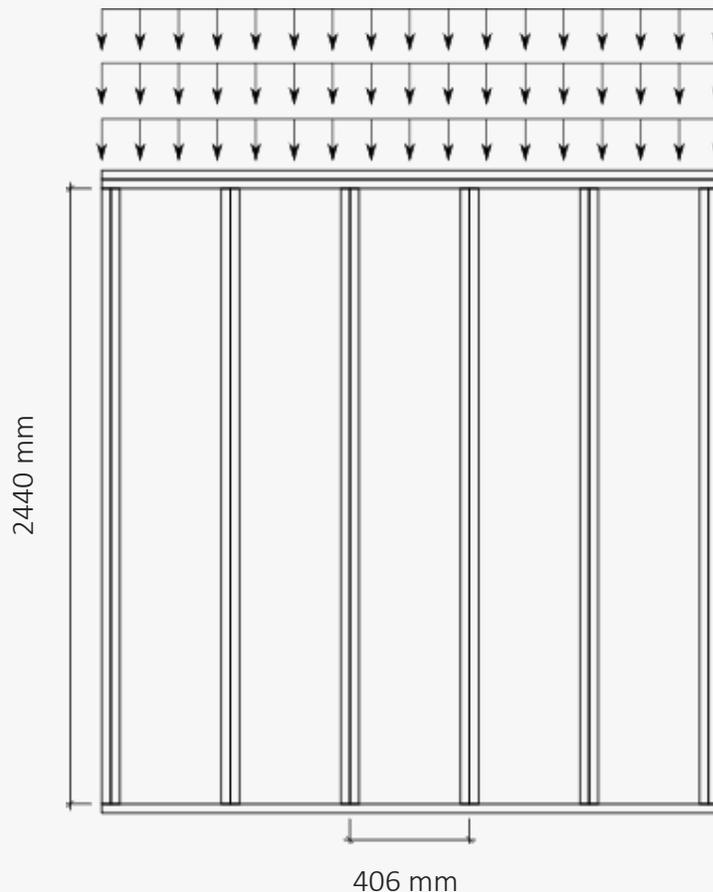


Figure 6. Mur de charpente sous charges

Le CNB 2020 définit différentes combinaisons de charges aux fins de tenue en service. Les deux cas de chargement pertinents sont 1 et 3.

$$\text{Cas 1: } 1,0D + 1,0L_s + 1,0L_t + 0,35S$$

$$\text{Cas 3: } 1,0D + 1,0S + 0,35L$$

L_s et L_t sont la portion soutenue et la portion transitoire de la surcharge, respectivement. Pour la charge concomitante $0,35L$, une portion de celle-ci est nécessairement soutenue et la portion restante est transitoire.

La charge reprise par un groupe de 2 montants est de :

$$\text{Cas 1: } P_s = 1,0D + 1,0L_s = (30 + 0,3 \cdot 25) \text{ kN/m} \cdot 0,406 \text{ m} = 15,225 \text{ kN}$$

$$\text{Cas 1: } P_t = 1,0L_t + 0,35S = (0,7 \cdot 25 + 0,35 \cdot 20) \text{ kN/m} \cdot 0,406 \text{ m} = 9,947 \text{ kN}$$

$$\text{Cas 3: } P_s = 1,0D + L_s = (30 + 0,3 \cdot 25) \text{ kN/m} \cdot 0,406 \text{ m} = 15,225 \text{ kN}$$

$$\text{Cas 3: } P_t = 1,0S + (0,35L - L_s) = (20 + 0,05 \cdot 25) \text{ kN/m} \cdot 0,406 \text{ m} = 8,628 \text{ kN}$$

La charge de service à utiliser pour estimer la déformation verticale peut être ensuite amplifiée avec le coefficient de fluage selon CSA O86-24 :

Cas 1: $P_s = K_{cr} P_s + P_t = 1,7 \cdot 15,225 \text{ kN} + 9,947 \text{ kN} = 35,83 \text{ kN}$

Cas 3: $P_s = K_{cr} P_s + P_t = 1,7 \cdot 15,225 \text{ kN} + 8,628 \text{ kN} = 34,51 \text{ kN}$

La rigidité axiale des montants et des lisses est de :

$$(EA)_{\text{montant}} = 2 \cdot 38 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm} \cdot 10300 \text{ MPa} = 109\,592\,000 \text{ N}$$

$$(EA)_{\text{lisse}} = 2 \cdot 38 \text{ mm} \cdot 140 \text{ mm} \cdot \frac{10300 \text{ MPa}}{30} = 3\,653\,067 \text{ N}$$

La déformation axiale pour une section de mur est donc :

$$\Delta = 35830 \text{ N} \cdot \left(\frac{38 \text{ mm} \cdot 2}{3\,653\,067 \text{ N}} + \frac{140 \text{ mm}}{109\,592\,000 \text{ N}} + \frac{38 \text{ mm}}{3\,653\,067 \text{ N}} \right)$$

$$\Delta = 35830 \text{ N} \cdot (2,08 + 2,23 + 1,04) \cdot 10^{-5} \text{ mm/N} = 1,9 \text{ mm}$$

Le mur illustré sur la figure 6 a donc une déformation élastique et de fluage causée par les charges d'environ 1,9 mm.

Température

Les effets de la dilatation thermique pour le bois dans la direction longitudinale varient généralement du dixième au tiers de celui des autres matériaux de construction typiques tels que l'acier ou le béton [12]. Le coefficient de dilatation thermique dans la direction perpendiculaire est plus important que dans la direction longitudinale, mais demeure généralement plus petit que l'acier et le béton. Le coefficient de dilatation thermique du Sapin de Douglas est donné au tableau 3. À moins d'avoir des données

plus précises provenant d'autres références, ces mêmes valeurs peuvent être prises pour les autres essences de bois résineux.

De façon générale, le mouvement relié au changement de température pour le bois est négligeable en comparaison aux déplacements provenant du retrait dû au séchage. Pour cette raison, il est commun de négliger cette portion du calcul [12].

Tableau 3. Coefficient de dilatation thermique du Sapin de Douglas (selon [12])

Longitudinal (x 10 ⁶ /°C)	Perpendiculaire (x 10 ⁶ /°C)*
4	34

* Valeur moyenne de 40 (tangentielle) et 27 (radial)

Teneur en humidité

La nature hygroscopique du matériau bois fait en sorte qu'une certaine quantité d'eau puisse être absorbée ou libérée du bois en fonction du changement de température et d'humidité relative de l'air. Ce phénomène engendre un retrait ou un gonflement du bois. La variation dimensionnelle peut être estimée à l'aide de l'équation suivante :

$$\Delta D = (C \cdot \Delta MC) \cdot L \quad (1)$$

Où ΔMC est la variation de la teneur en humidité, C est le coefficient de retrait, L est la dimension de la pièce dans

la direction du retrait considéré et ΔD est la variation dimensionnelle dans cette même direction. Par sa composition, le bois subit des variations dimensionnelles plus importantes dans la direction perpendiculaire au fil en comparaison à la direction parallèle. La norme CSA O86 [8] suggère un coefficient de retrait de 0,002 pour la direction perpendiculaire et de 0,00005 pour la direction parallèle. Pour du bois d'ingénierie, tel que du bois de placages stratifiés (LVL), du bois de copeaux laminés (LSL), ou du bois de copeaux orientés (OSL), le coefficient de retrait peut être diminué en proportion du module d'élasticité de l'É-P-S

No.2. Par exemple, un LVL avec un module $E=13\ 100\ \text{MPa}$, le coefficient de retrait perpendiculaire au grain pourrait être assumé à $9500/13100 \times 0,2\% = 0,15\%$ [13].

Le bois estampillé « S-Dry » ou « KD » indique que le bois a été séché à une teneur en humidité inférieure à 19 % au moment du rabotage. Le terme KD indique que le bois a été séché au séchoir. Il s'agit d'un type de séchage typique pour du bois de charpente. Du bois vert, estampillé « S-GRN », doit être proscrit puisque les variations dimensionnelles, lorsque le bois sèchera, seront trop importantes.

Le bois lamellé-collé est généralement séché entre 12 et 15 % et le bois d'ingénierie, comme le LVL et le LSL, ont

généralement une teneur en humidité située entre 6 et 10 % au moment de la fabrication. Pour plus d'information concernant les bois d'ingénierie, consulter les manufacturiers.

Il peut parfois être avantageux de remplacer les lisses et sablières des murs par du bois d'ingénierie afin de réduire le retrait total du bâtiment. Ces produits d'ingénierie possèdent également des résistances en compression perpendiculaire supérieures comparativement au bois de sciage. Toutefois, les produits comme le LVL et le LSL sont plus sujets à absorber l'humidité. Ainsi, ces éléments doivent être protégés lors de la construction.

Exemple de calcul

La même charpente précédemment montrée sur la figure 6 est considérée pour l'estimation des déformations reliées au retrait et gonflement. L'humidité du bois MSR est assumée à 16 % lors de

la fabrication et atteindra une teneur en humidité d'équilibre à 7 % en hiver [14]; il y a donc une variation de la teneur en humidité de 9 %. Selon l'équation (3) :

$$\Delta D = (0,002 \cdot 9) \cdot 38\ \text{mm} \cdot 3 + (0,00005 \cdot 9) \cdot 2440\ \text{mm} = 2,05 + 1,10 = 3,15\ \text{mm}$$

Le retrait causé par la lisse et sablières uniquement est de l'ordre de 2 mm et de 1 mm pour les montants.

Déplacement cumulatif

Le mur considéré dans les calculs de cette section pour l'évaluation du déplacement cumulatif est un mur extérieur avec des panneaux d'OSL comme solives de rive. Le bâtiment a cinq étages avec des montants doubles pour les deux premiers étages. L'OSL a un module d'élasticité de 3790 MPa selon le manufacturier. Un coefficient de retrait de $9500/3790 \times 0,005\% = 0,013\%$ est donc assumé. Le plancher est composé de poutrelles en I de 356 mm de profondeur et d'un revêtement de contreplaqué d'une épaisseur de 15 mm pour une profondeur totale de 371 mm (356 mm + 15 mm).

Le tableau 4 présente l'estimation du déplacement vertical total d'un bâtiment de 5 étages en ossature de bois d'une hauteur interétage de 2 925 mm. Un déplacement total de 28,2 mm est estimé tandis que le déplacement interétage maximal est de 6,4 mm. Il peut être remarqué que les deux tiers du déplacement sont causés par le retrait du bois. Le déplacement vertical causé par les charges est conservateur puisqu'une portion de ce déplacement aura déjà eu lieu au moment de l'installation du parement de maçonnerie.

Tableau 4. Coefficient de dilatation thermique du Sapin de Douglas (selon [12])

Étage	Élément	Dim. dans le chemin de la charge (mm)	Aire de la charge (mm ²)	MOE (MPa)	Coeff. De retrait (%)	TH initiale (%)	TH en service (%)	S (mm)	P (N)	Δ (mm)	S+Δ (mm)
5	Lisse et sablières	114	5320	343	0,25	16	7	2,6	7 000	0,4	3,0
	Colombages	2440	5320	10300	0,005	16	7	1,1	7 000	0,3	1,4
	OSL et contreplaqué	371	5320	3790	0,013	10	7	0,1	7 000	0,1	0,3
4	Lisse et sablières	114	5320	343	0,25	16	7	2,6	14 000	0,9	3,4
	Colombages	2440	5320	10300	0,005	16	7	1,1	14 000	0,6	1,7
	OSL et contreplaqué	371	5320	3790	0,013	10	7	0,1	14 000	0,3	0,4
3	Lisse et sablières	114	5320	343	0,25	16	7	2,6	21 000	1,3	3,9
	Colombages	2440	5320	10300	0,005	16	7	1,1	21 000	0,9	2,0
	OSL et contreplaqué	371	5320	3790	0,013	10	7	0,1	21 000	0,4	0,5
2	Lisse et sablières	114	10640	343	0,25	16	7	2,6	28 000	0,9	3,4
	Colombages	2440	10640	10300	0,005	16	7	1,1	28 000	0,6	1,7
	OSL et contreplaqué	371	10640	3790	0,013	10	7	0,1	28 000	0,3	0,4
1	Lisse et sablières	114	10640	343	0,25	16	7	2,6	35 000	1,1	3,7
	Colombages	2440	10640	10300	0,005	16	7	1,1	35 000	0,8	1,9
Mouvement total								18,9		8,9	27,8

TH : Teneur en humidité, S : déplacement causé par le retrait, P : Charge de service amplifiée par un coefficient de fluage conformément à l'exemple de calcul de la section charges, Δ : déplacement causé par les charges incluant le fluage

Déformation du parement

Au moment de leur fabrication, les éléments de maçonnerie, comme la brique, sont normalement très secs. En service, ces éléments poreux vont absorber de l'humidité jusqu'à atteindre un équilibre. Cette absorption d'humidité cause un gonflement d'approximativement 0,05 % dans la direction verticale et horizontale [15]. Des mouvements liés au changement de température doivent également être considérés. Dans ce cas, le coefficient d'expansion thermique recommandé est de $7,2 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Il est indiqué dans la norme CSA S304 que les mouvements liés à la température peuvent être négligeables puisqu'une augmentation de la température, qui engendre un gonflement, est généralement accompagnée d'un séchage du parement. Ce séchage engendre ainsi un rétrécissement, ce qui fait en sorte que les mouvements

finaux sont souvent négligeables. Néanmoins, plusieurs références suggèrent de considérer le mouvement causé par le changement de température [15], [16].

Les mouvements causés par les charges sont également négligés puisque le parement supporte uniquement son propre poids. Conséquemment, il est souvent plus conservateur, et à la fois réaliste, de considérer uniquement les mouvements causés par un gain en humidité et par la variation de température puisque ces mouvements sont opposés à la direction du mouvement vertical de la structure de bois. « *The Brick Industry Association* » suggère d'utiliser un coefficient d'expansion combiné de 0,09 %. Ce coefficient comprend l'expansion causée par l'humidité et par la température assumant une variation de température de 55°C.

Exemple de calcul

Un parement de maçonnerie d'une longueur (hauteur) de 14,5 m est considéré pour estimer le gonflement causé par un gain en humidité et par une variation de la température.

$$\Delta D = 0,0009 \times 14\,500 \text{ mm} = 13 \text{ mm}$$

Le parement de maçonnerie aura donc une expansion d'environ 13 mm sur sa hauteur.

Conception des joints de dilatation

Des joints de dilatation horizontaux et verticaux doivent être conçus pour tolérer le mouvement différentiel entre le parement et la structure de soutien afin d'assurer un bon comportement de l'enveloppe. L'omission de ces joints

à différents endroits est l'une des principales causes du mauvais comportement en service du parement de maçonnerie [9].

Joint de dilatation horizontal (pour mouvement vertical)

Si le parement est supporté à chaque étage par une cornière d'acier, un joint de dilatation sous la cornière d'environ 12 mm est recommandé selon *Masonry Institute of BC*. Il est recommandé de valider la largeur de ce joint selon les

déplacements calculés. Un joint de dilatation supérieur au déplacement calculé est requis pour empêcher un flambement excessif du scellant.

Exemple de calcul

Un déplacement interétage de 6,4 mm a été estimé à l'exemple de la section déplacement cumulé pour la structure de bois. Assumant une hauteur d'étage de 2,91 m, le gonflement du parement de maçonnerie peut être estimé à :

$$\Delta D = 0,0009 \times 2\,910 \text{ mm} = 2,6 \text{ mm}$$

Un déplacement combiné de 9 mm est donc estimé. Donc, avec un déplacement interétage d'environ 9 mm, un joint de dilatation de 18 mm est recommandé pour un scellant ayant une limite de déformation élastique de 50 %.

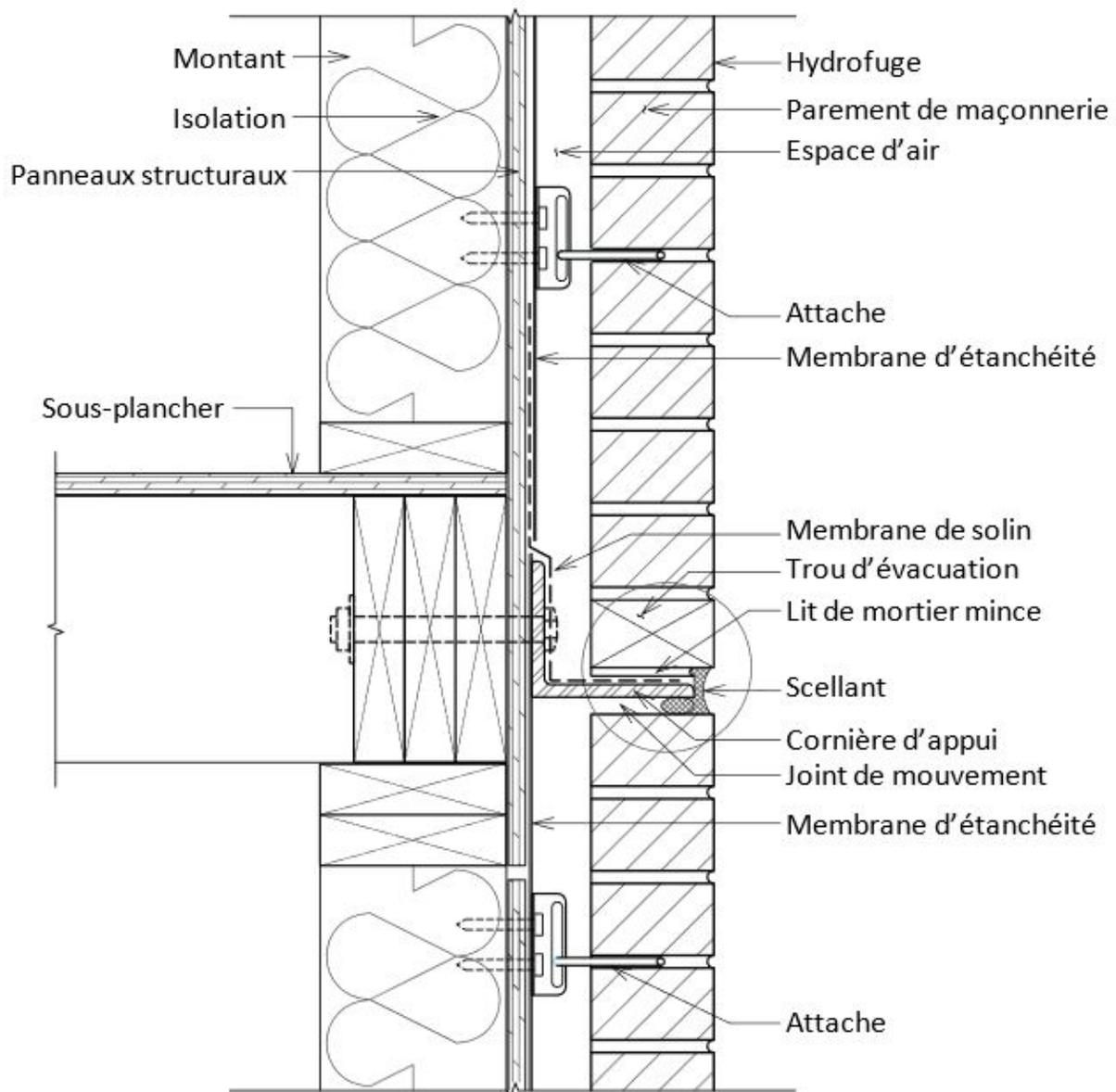


Figure 7. Exemple de joint horizontal avec une cornière d'acier (tiré de [17])

Joint de dilatation vertical

Des joints de dilatation verticaux peuvent être requis afin de découpler un différentiel de mouvement vertical entre deux éléments de maçonnerie près de l'un de l'autre souvent causé par un changement de rigidité à l'appui. La figure 8 montre un parement de briques où un tel joint aurait été nécessaire. Une fissuration peut être observée. Des joints de dilatation verticaux sont également requis pour éviter l'effet cumulatif de l'expansion horizontale d'un mur de maçonnerie. Il est recommandé d'avoir des joints de dilatation verticaux minimalement à tous les 7,6 mètres (25 pieds). La distance maximale, S , entre les joints de dilatation, peut être calculée avec l'équation suivante [9], [18] :

$$S = \frac{w \cdot e}{0,0009} \leq 7,6 \text{ m} \quad (2)$$

Où w est la largeur du joint de dilatation et e est l'extensibilité du scellant qui est typiquement entre 0,25 et 0,5 (25 à 50 %).

Il est souvent judicieux de positionner des joints de dilatation verticaux aux endroits des grandes ouvertures, aux changements de hauteur de mur (figure 9), ainsi que près des coins. Il est de bonne pratique de placer un joint de dilatation à un maximum de 3 mètres du coin, comme montré sur la figure 10, mais préférablement à l'intérieur de 0,6 m [18]. Aux décalages de murs, il est suggéré d'ajouter un joint de dilatation comme montré sur la figure 11. Un joint positionné sur le coin intérieur est un positionnement judicieux puisqu'il sera plus difficile à distinguer.



Figure 8. Fissuration causée par le changement de rigidité à l'appui [19]

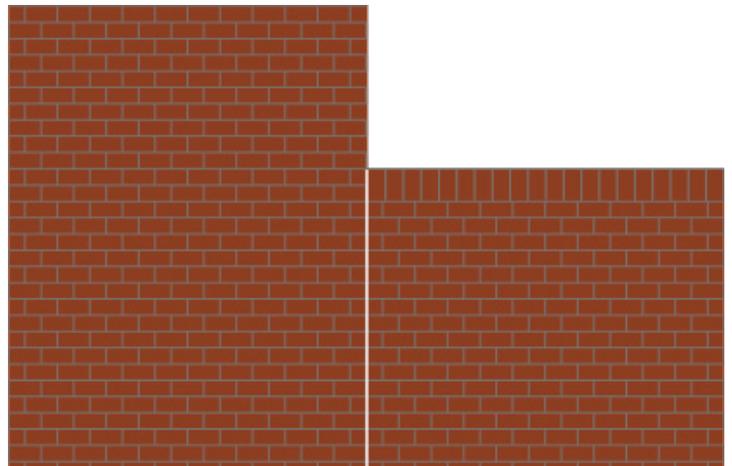
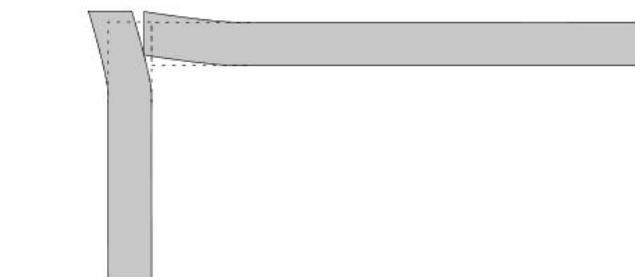
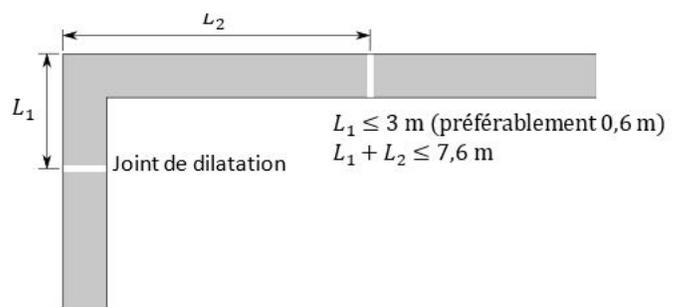


Figure 9. Joint de dilatation à une jonction de changement de hauteur



a) Mouvement au coin sans joint de dilatation



b) Joint de dilatation au coin

Figure 10. Vue en plan de joints de dilatation verticaux près d'un coin (tiré de [18])

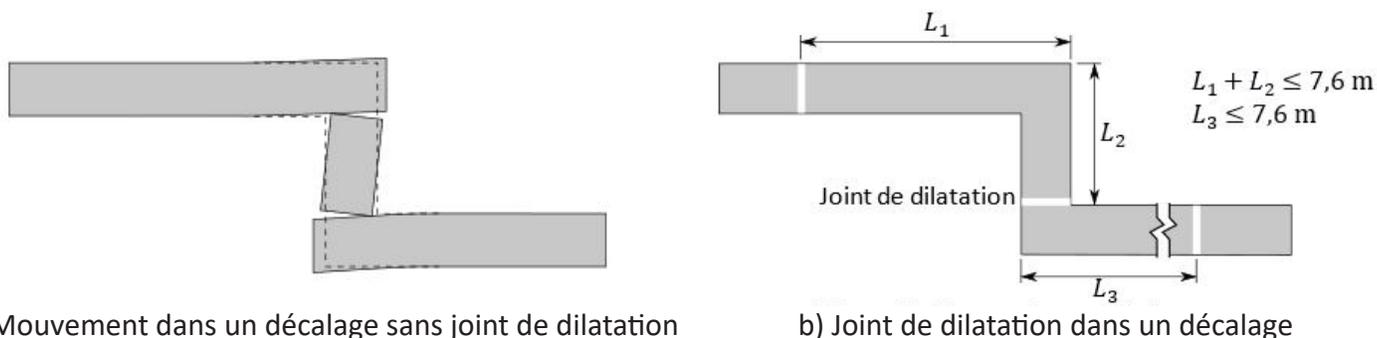


Figure 11. Vue en plan de joints de dilatation verticaux à un décalage (tiré de [18])

Lorsqu'il y a présence d'ouvertures à intervalles réguliers, des concentrations de contraintes se créent et de la fissuration peut se produire [18]. Il est généralement souhaité de placer des joints de dilatation verticaux alignés avec les bords de ces ouvertures. Cependant, la faisabilité de cette opération dépend de la taille des ouvertures dans une section de mur donnée, de la manière dont la maçonnerie est soutenue au-dessus de l'ouverture et de la manière dont les ouvertures sont alignées. Des joints de dilatation sont généralement placés autour du périmètre de l'ouverture pour permettre le mouvement entre la porte ou la fenêtre et l'ouverture de la maçonnerie.

Lorsque la maçonnerie au-dessus d'une ouverture est soutenue par des cornières fixées à la structure, un joint de dilatation vertical aligné avec l'ouverture est requis (figure 5) [9]. Si un linteau libre est utilisé pour soutenir la maçonnerie au-dessus d'une ouverture, des joints de

dilatation sont également nécessaires. Il s'agit généralement de joints de dilatation verticaux alignés avec l'extrémité des linteaux libres. Lorsque l'espacement entre les ouvertures est suffisamment large, généralement d'au moins 1,2 m, il est plus simple de spécifier un joint de dilatation entre les ouvertures au-delà des cornières d'appui tel qu'illustré sur la figure 12. Lorsque les fenêtres sont trop rapprochées pour permettre un joint de dilatation entre elles, il peut être envisagé d'installer des joints de dilatation à chaque extrémité d'un groupe d'ouvertures. Dans ce cas, il est recommandé de placer des renforts de joints dans les rangées directement au-dessus et au-dessous du groupe de fenêtres afin de réduire le risque de fissurations [18]. Le renforcement des joints doit être conçu et ce type de renforcement n'est pas couvert par ce document.

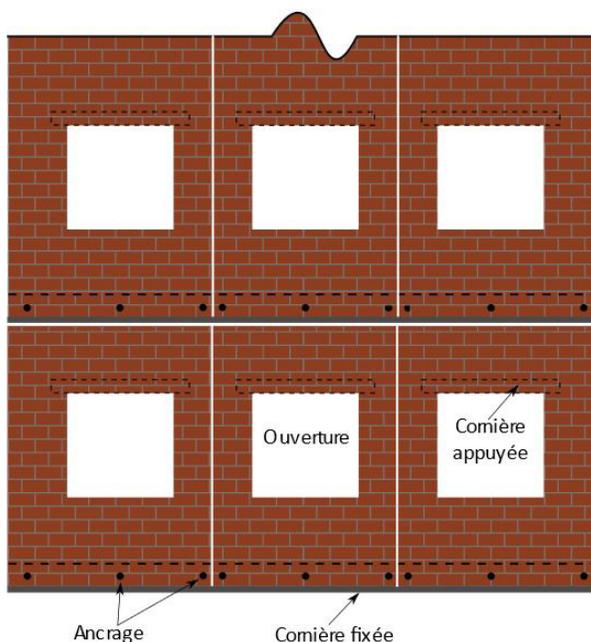


Figure 12. Joint de dilatation vertical entre les ouvertures au-delà des cornières d'appuis

CONSIDÉRATION DU MOUVEMENT D'EAU

Il est important de bien réaliser les détails d'assemblage du parement afin de minimiser les risques de pénétration d'eau dans la structure du mur. Un de ces détails consiste en une conception adéquate du scellant. Celui-ci doit être hautement élastique, avoir de bonnes propriétés d'expansion, être durable, être résistant aux rayons UV et avoir de bonnes propriétés adhésives. Des scellants de classe minimale de 25, selon la norme ASTM C920, sont convenables pour résister à l'expansion du parement

de maçonnerie lorsque celui-ci a une largeur adéquate estimée selon les principes discutés dans la section conception des joints de dilatation [9], [20].

La note technique écrite par « *The Brick Industry Association* » donne plusieurs recommandations à suivre pour minimiser les risques de pénétration de l'eau dans l'enveloppe [21]. Cette note technique contient les recommandations suivantes :

- Emplacement des solins
 - Installer des solins à la base des murs, aux appuis des fenêtres, aux têtes d'ouvertures, aux cornières d'appui, au sommet des murs et des toits, aux parapets, au-dessus des saillies (comme les baies vitrées, les balcons, les terrasses), aux changements de niveau et aux transitions avec d'autres matériaux de revêtement.
 - Pour les murs de drainage, installer des solins à toute autre discontinuité dans la cavité.
- Installation des solins
 - Étendre le solin jusqu'à la face du mur extérieur et aller au-delà de cette face.
 - Superposer les pièces de solin continu d'au moins 150 mm et sceller avec un scellant ou un adhésif compatible.
 - Remonter les extrémités du solin discontinu d'au moins 25 mm pour former des barrages d'extrémité.
 - Supporter les solins flexibles à travers les espaces et les ouvertures.
 - Utiliser un larmier pour les solins sensibles aux UV.
- Terminaison des solins
 - Les solins doivent se terminer à la surface verticale du mur de soutien avec la membrane qui continue sur le solin.
 - Le bout des solins doit être protégé contre l'humidité.
- Membrane pare-air appliquée sur la structure comme requis par le code de construction avec un espacement d'air de 25 mm
- Des chantepleurs sont recommandées à tous les 610 mm au bas du parement de maçonnerie. L'article 9.20.13.8 du Code exige qu'ils soient espacés d'au plus 800 mm.

DÉTAILLAGE POUR MINIMISER LES PONTS THERMIQUES

Le parement de maçonnerie est fixé à la structure à l'aide d'attaches métalliques et est appuyé sur des cornières fixées à la structure. Ces cornières utilisent généralement un système de connexion métallique plus massif que les attaches de la maçonnerie et créent donc des ponts thermiques localement plus importants. Les attaches sont généralement fixées à la structure de bois à l'aide de vis de plus petit diamètre, mais sont néanmoins beaucoup plus nombreuses.

Les manufacturiers d'attaches de maçonnerie offrent généralement des systèmes optimisés pour minimiser les ponts thermiques. La figure 13a montre une attache où les vis sont installées derrière un panneau d'isolation thermique, ce qui améliore les performances thermiques de l'attache.

Le même principe peut également être appliqué à un système d'attache pour les cornières d'acier où le connecteur traversant la structure est installé derrière un panneau d'isolation tel qu'illustré sur la figure 13b.

À noter que lorsqu'un panneau isolant est installé entre la structure et le parement de maçonnerie, l'excentricité de la charge est grandement augmentée et possiblement la rotation des solives de rives. Ce type de déformation doit être considérée par le concepteur.

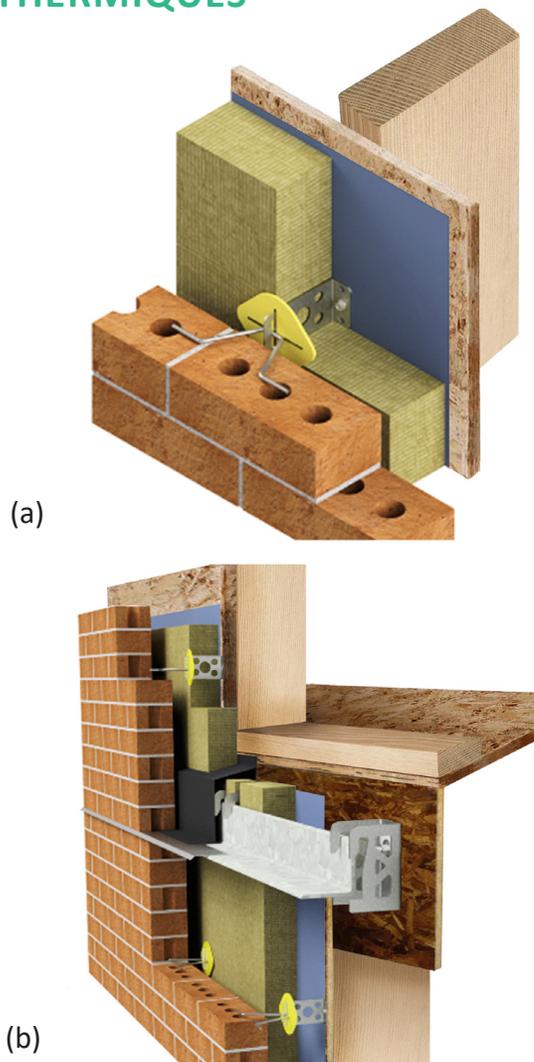


Figure 13. Système minimisant les ponts thermiques [22], [23]

BONNES PRATIQUES

Stratégie gravitaire

Pour supporter gravitairement un parement de maçonnerie, l'expérience démontre qu'il est généralement plus fiable et plus durable d'appuyer le parement directement sur les murs de fondation. Ultimement, il n'y aucune limite de hauteur prescrite dans la norme, mais comme toute conception, la stabilité latérale, la capacité en compression et les conséquences des mouvements différentiels possibles doivent être considérées.

Certaines conditions nécessitent néanmoins de supporter

les parements de maçonnerie à l'aide d'appuis intermédiaires. Des exemples de ces conditions sont :

- la présence d'ouverture de fenêtre ou d'insertion de revêtement léger de grande dimension ne permettant pas l'utilisation de linteau libre;
- les jeux de profondeur des parements;
- les murs rideaux au rez-de-chaussée avec des parements de maçonnerie au-dessus.

Dans l'éventualité où l'on doit néanmoins supporter le parement à l'aide de la structure de bois, on peut avoir recours à un concept par écrasement, c'est-à-dire asseoir la cornière directement sur la lisse de bois, tel qu'illustré sur la figure 14, ou par fixation à l'aide de boulons, tel qu'illustré sur la figure 7.

La méthode par écrasement a l'avantage de faire travailler l'attache, généralement un tire-fond, essentiellement en chargement latéral tandis que la méthode illustrée sur la figure 7 engendre un effort de traction dans le connecteur qui dépend de l'excentricité de la charge. Dans la situation où l'enveloppe du bâtiment

performe bien, les deux approches s'équivalent en performance et présentent leurs avantages et leurs inconvénients. Néanmoins, si la solive de rive devient exposée à de l'humidité excessive, la rigidité et la résistance du connecteur en traction (figure 7) peuvent être grandement affectées et ainsi générer la fissuration du parement et éventuellement un effondrement si la solive de rive se dégrade.

Une coordination avec l'architecte et le charpentier, si possible, demeure la façon d'assurer la meilleure réalisation possible.

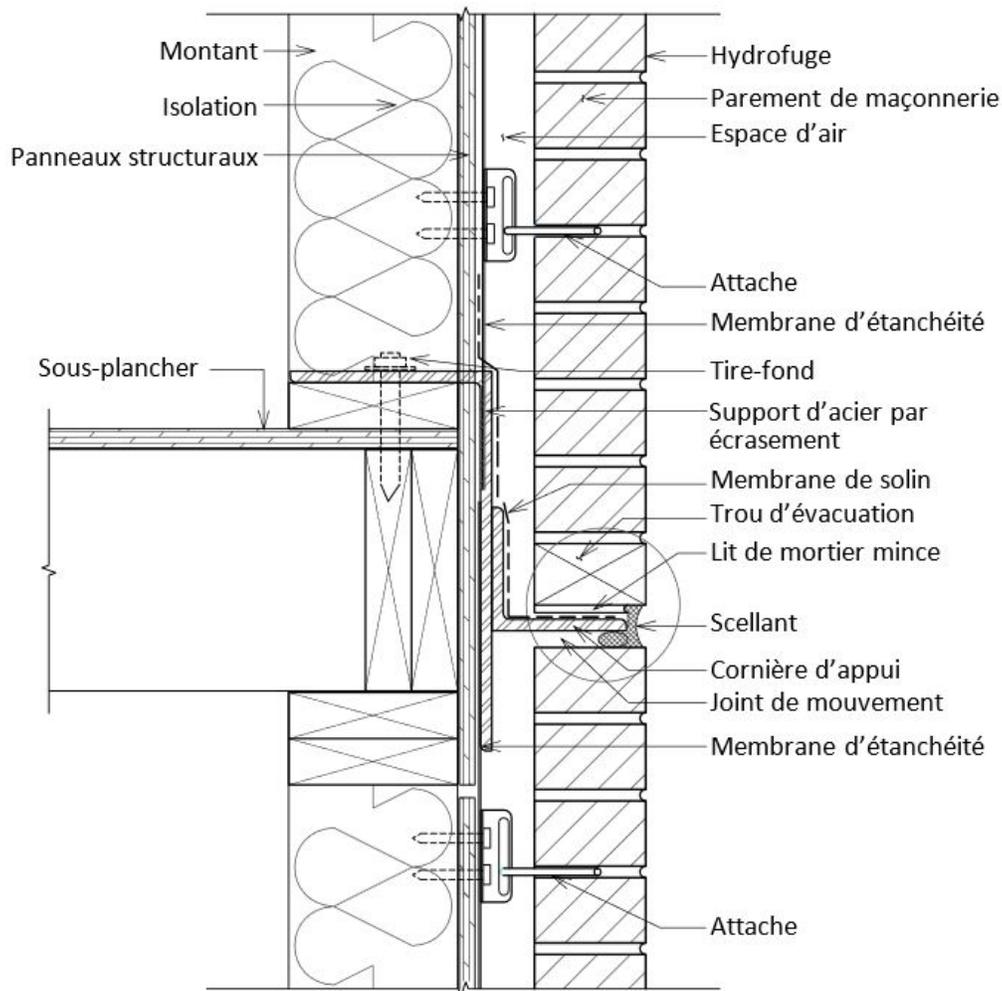


Figure 14. Support de brique par écrasement

Dans tous les cas, quel que soit le type de structure supportant le parement, il est important de contrôler le comportement à l'ultime et le comportement en service. Le premier est normalement simple pour tout ingénieur. Cependant, la tenue en service requiert de prendre en considération toutes les déformations susceptibles

d'impacter le parement : la déformation de la cornière, sans oublier la torsion et la flèche de l'aile horizontale, ainsi que la déformation de la structure de support, notamment la poutre. L'addition de toutes ces déformations doit répondre aux exigences présentées à l'article 4.8.1 de la norme CSA S304 [1].

Attaches

Attaches normatives et autres que normatives

La norme CSA A370 [2] distingue deux types d'attache permettant d'assurer le support latéral des parements de maçonnerie : les attaches normatives, dont la géométrie est détaillée et l'utilisation est limitée, et les attaches autres que normatives.

Les attaches normatives sont des dispositifs qui ont fait leurs preuves dans le passé pour des parements de faible hauteur, notamment pour les maisons. Parmi ces attaches, on retrouve le "feuillard", cette plaque de tôle ondulée prépliée qui est spécifiée dans la partie 9 du Code [4], illustré sur la figure 15. Pour les bâtiments régis par la partie 9, l'utilisation des feuillards est limitée pour des parements de moins de 11 mètres de hauteur. Il est permis d'utiliser des attaches normatives pour les bâtiments régis par la partie 4 de moins de 11 mètres de hauteur. Toutefois, la capacité des attaches en fonction du bâtiment et de sa localisation doit être validée par un ingénieur.

Il est important de respecter les critères d'utilisation de la norme CSA A370 [2] prévus pour le « feuillard », tel que défini dans les articles 10.5.1 et A.2.2a. Ces articles stipulent que la patte doit être pliée à angle droit et pré-percée au moment de la fabrication avant la galvanisation à chaud. Effectuer un pliage en chantier peut gravement affecter la résistance à la corrosion de l'attache. De plus, il est impératif

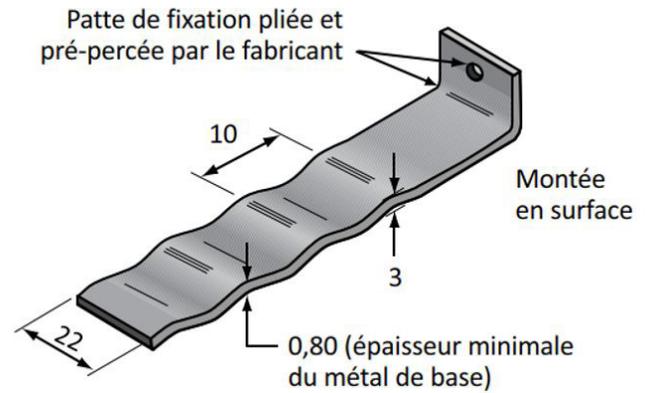


Figure 15. Pattes de fixation ondulées normatives [2]

d'utiliser des vis d'un diamètre de 6,1 mm avec une protection contre la corrosion conforme au tableau 1, enfoncées dans la structure de bois d'au moins 38 mm. L'attache doit être directement fixée à la structure de bois et l'isolation par l'extérieur de l'enveloppe du bâtiment n'est pas permise pour ce type d'attache, car la longueur non supportée de l'attache ne doit pas dépasser 25 mm. L'isolation n'empêche pas le flambement de l'attache.

Il existe plusieurs attaches autres que normatives sur le marché et chacune présente ses avantages que ce soit au niveau du comportement, de la facilité d'installation, du prix ou autre. Le concepteur doit identifier l'attache, incluant sa méthode de fixation, en fonction des efforts, du type de support et de la composition de l'enveloppe.

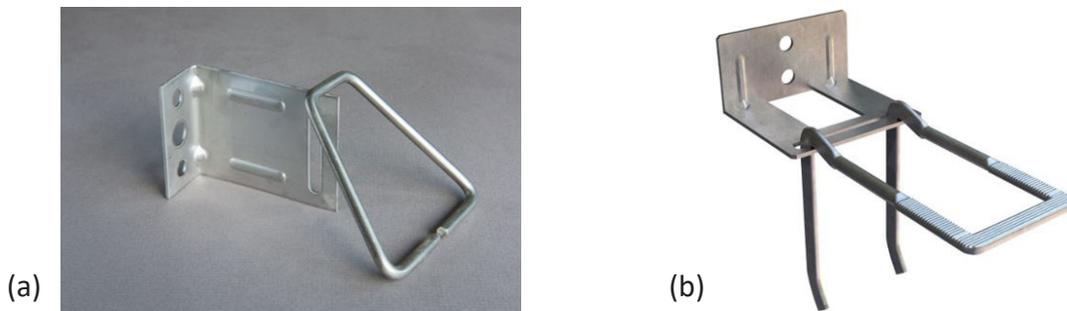


Figure 16. Attache autre que normative a) P-407 de Pointech [24] et b) HB-213 de Hohmann & Barnard [25]

Détermination des efforts

Les charges à considérer pour la conception des attaches doivent être les charges de vent et les charges sismiques calculées à l'aide des dispositions du CNB 2020 [4], selon les sous-sections 4.1.7 pour les charges de vent et 4.1.8 pour les charges sismiques.

Pour les charges de vent, il est important de prendre les coefficients relatifs aux petits éléments structuraux et aux revêtements plutôt que ceux définis pour les efforts de vent applicables au comportement global de la structure.

Pour le calcul des charges sismiques appliquées sur le parement, l'équation (3) donnée à l'article 4.1.8.18 du CNB 2020 est applicable.

$$V_p = 0,3S(0,2) I_E S_p W_p \quad (3)$$

Où V_p est la charge latérale spécifiée, $S(0,2)$ est la valeur de l'accélération spectrale de calcul pour une période de 0,2 s, I_E est le coefficient de risque sismique du bâtiment, W_p est le poids de la composante considérée, qui correspond à une ligne verticale de parement de maçonnerie, et S_p est calculé selon l'équation suivante :

$$S_p = C_p A_r A_x / R_p \quad (4)$$

Capacité des attaches

Le chapitre 9 de la norme CSA A370 [2] détaille la façon de déterminer la capacité d'une attache. On y retrouve notamment que la capacité est la plus faible des deux valeurs suivantes : le premier sommet de la courbe charge-déformation ou l'effort résultant à un déplacement de 4 mm, tel qu'illustré sur la figure 17. À ces valeurs, des coefficients de pondération sont applicables en fonction du mode de défaillance de l'attache. On peut facilement comprendre que la capacité est fonction d'un ensemble de facteurs et de circonstances. Soulignons, entre autres, la géométrie de l'attache, le type de support latéral, la position de l'attache, la largeur de la lame d'air, la présence et le type d'isolant. C'est en raison de la complexité de

Où C_p , A_r et R_p sont tous des valeurs définies dans le tableau 4.1.8.18 du CNB 2020 et ont les valeurs suivantes : 1,00, 1,00 et 1,50, respectivement. A_x est un coefficient de hauteur égale à $(1+2 h_x/h_n)$ où h_x est la position en hauteur de la composante considérée et h_n est la hauteur du bâtiment.

Avec les charges identifiées, l'article 9.1.3 de la norme CSA S304 [1] spécifie la méthode pour calculer les efforts à prévoir pour chaque attache. Il est important de mentionner que l'effort dépend de la rigidité de la structure de support latéral et qu'il ne faut pas prendre l'aire tributaire de chaque attache sans vérification préalable comme discuté dans la section attache de ce document.

l'analyse que la norme recommande d'évaluer la résistance en effectuant des tests plutôt que des calculs. Il est important de noter que les attaches sont généralement testées en étant directement fixées sur la structure de support. Il est donc important que l'attache soit également directement fixée sur la structure de support. Par exemple, l'attache est fixée par-dessus un panneau d'isolation, il est évident que la déformation de 4 mm sera atteinte à une charge bien inférieure à la charge mentionnée dans les documents techniques de l'attache.

Il est important de noter que la norme exige que chaque attache ait une résistance minimale de 1 000 N.

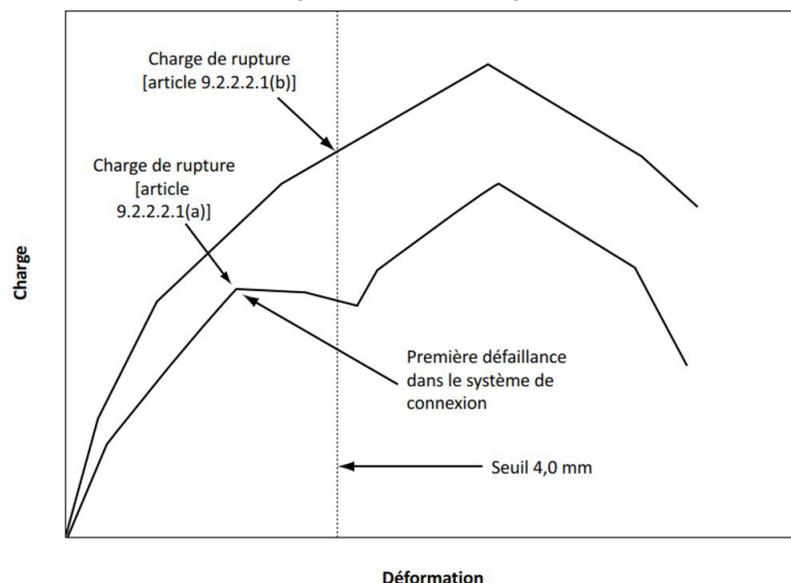


Figure 17. Courbe charge-déformation type pour les attaches de maçonnerie [2]

Autres exigences

Un plan d'attache doit spécifier le type d'attache et de fixation ainsi que leurs dispositions sur le mur. La norme CSA A370 [2] limite l'espacement des attaches et les distances de rive par rapport aux ouvertures, aux supports gravitaires et au sommet des parements tel que rapporté dans ce document.

La largeur de la lame d'air et la présence d'isolant, giclé ou en panneau, influencent grandement la capacité d'une attache. La norme précise que l'isolant ne peut pas être envisagé pour empêcher le flambement de l'attache. Ainsi, l'épaisseur d'isolant prévu en architecture impacte la résistance d'une attache. Il faut aussi être conscient de la

séquence de construction de l'enveloppe. Généralement, avec un isolant en panneau, ce dernier est installé avant la mise en place des attaches. Donc, à moins que l'attache présente des données techniques de résistance lorsque fixée sur un isolant en panneau, l'attache doit être fixée directement à la structure.

Il est important que l'espacement horizontal des attaches soit coordonné avec l'espacement des montants de la charpente prévu et que la rigidité des colombages respecte les critères de déformation latérale exigés pour un parement de maçonnerie (CSA S304-9.1.4.3).

Références

- [1] CSA, « Calcul des ouvrages en maçonnerie (CSA Standard No. S304-14(R2019)) ». Canadian standard association, 2015.
- [2] CSA, « Connecteur pour la maçonnerie (CSA Standard No. A370-14(R2018)) ». Canadian standard association, 2015.
- [3] CSA, « Maçonnerie des bâtiments (CSA Standard No. A371-14(R2019)) ». Canadian standard association, 2015.
- [4] NRC, « Code national du bâtiment : Canada : 2020 ». Conseil national de recherches du Canada, 28 mars 2022. doi: 10.4224/y3ef-tg80.
- [5] NRC, « Code de construction du Québec, Chapitre I - Bâtiment, et Code national du bâtiment - Canada 2015 (modifié) ». Conseil national de recherches du Canada, 2022. doi: 10.4224/y3ef-tg80.
- [6] Ville de Montréal, « Règlement sur la construction et la transformation de bâtiments ». 3 décembre 2011. [En ligne]. Disponible à: <https://montreal.ca/reglements-municipaux/recherche/60d7cf9bfd6531f35359d073>
- [7] CSA, « Règle de calcul des charpentes en acier (Norme CSA No. S16-19) ». Canadian standard association, 2019.
- [8] CSA, « Engineering design in wood (CSA Standard No. O86-19) ». Canadian standard association, 2019.
- [9] R. G. Drysdale et A. A. Hamid, Masonry structures behaviour and design - Canadian edition. Mississauga, Ontario, Canada: Canada masonry design centre, 2005.
- [10] J. Wang et C. Ni, « Chapitre 5, Conception liée au mouvement différentiel vertical », dans Manuel pour la construction à ossature en bois de moyenne hauteur, SP-57F, Vancouver, BC, Canada: FPInnovations, 2015. [En ligne]. Disponible à: <https://library.fpinnovations.ca/fr/permalink/fpipub44213/>

- [11] G. Doudak, P. Lepper, C. Ni, et J. Wang, « Vertical movement in wood platform frame structures: Movement prediction », FPInnovations, Vancouver, BC, Canada, 2014. Consulté le: 5 décembre 2023. [En ligne]. Disponible à: <https://cwc.ca/wp-content/uploads/2019/03/publications-Movement-Prediction.pdf>
- [12] CWC, Manuel de calcul des charpentes en bois 2021, 9e éd. Ottawa, Ontario, Canada: Canadian Wood Council, 2022.
- [13] moses structural engineers, « Technical Note: Design and construction consideration for masonry veneer on midrise wood frame buildings », MasonryWorx, août 2016.
- [14] CWC, Introduction to wood design - A learning guide to complement the wood design manual. Ottawa, Ontario, Canada: Canadian Wood Council, 2019.
- [15] The Brick Industry Association, « Volume Changes - Analysis and effects of movement », Reston, Virginia, USA, Technical notes on brick construction 18, mai 2019. [En ligne]. Disponible à: <https://www.gobrick.com/resources/technical-notes>
- [16] Masonry Institute of British Columbia, « Technical Guide - Movement joints Section 2.4.2 », Masonry Institute of British Columbia, mai 2016. [En ligne]. Disponible à: <https://www.masonrybc.org/wp-content/uploads/2021/07/Section-2.4.2-R.pdf>
- [17] Masonry Institute of British Columbia, « Veneer details - Wood stud backup at floor - Shelf angle support - Detail 17 ». [En ligne]. Disponible à: https://www.masonrybc.org/details-wall/?url=https://www.masonrybc.org/wp-content/uploads/wall_details/wood/W2/D-W2.pdf
- [18] The Brick Industry Association, « Accommodating expansion of brickwork », Reston, Virginia, USA, Technical notes on brick construction 18A, mai 2019. [En ligne]. Disponible à: <https://www.gobrick.com/resources/technical-notes>
- [19] A. Sparling et R. Hardy, « Conférence # 274 - Conception d'une enveloppe du bâtiment en maçonnerie à haute performance thermique », présenté à Conseil de l'enveloppe du bâtiment du Québec,
- [20] C. Beall, « Selecting a joint sealant », Aberdeen magazine of Masonry construction, déc. 1996.
- [21] The Brick Industry Association, « Water penetration resistance - design and detailing », Reston, Virginia, USA, Technical notes on brick construction 7, nov. 2017. [En ligne]. Disponible à: <https://www.gobrick.com/resources/technical-notes>
- [22] FeroCorp, « FERO thermal tie™ masonry connectors ». Consulté le: 18 décembre 2023. [En ligne]. Disponible à: <https://ferocorp.com/products/fero-thermal-ties-and-connectors/>
- [23] FeroCorp, « FERO FAST thermal bracket™ ». Consulté le: 18 décembre 2023. [En ligne]. Disponible à: <https://ferocorp.com/products/fast-thermal-brackets/>
- [24] Métal Pointech, « Produits de métal Pointech ». Consulté le: 19 février 2024. [En ligne]. Disponible à: <https://www.metalpointech.com/produits/p-407-ancrage-ajustable/>
- [25] Hohmann & Barnard, inc., « HB-213 ADJUSTABLE VENEER ANCHOR ». Consulté le: 19 février 2024. [En ligne]. Disponible à: <https://www.h-b.com/products/hb-213-adjustable-veneer-anchor>
- [26] IMQ, « Maçonnerie-Info - Fixation du placage de maçonnerie à un arrière-mur à ossature de bois », bulletin no 4, 14 janvier 2009

Pour plus d'information

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

Avec la collaboration de:
 L2C EXPERTS-CONSEILS

Suivez nous

web.fpinnovations.ca

Info

ISBN 978-0-86488-626-2
2024

web.fpinnovations.ca



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