

# Guide technique sur la conception de **poutres et colonnes en gros bois**



**cecobois**

Centre d'expertise  
sur la construction  
commerciale en bois

Une filiale du Bureau de promotion  
des produits du bois du Québec  
(BPPBQ)

Ressources naturelles  
et Faune  
Québec



Ressources naturelles  
Canada

Natural Resources  
Canada

**Cecobois remercie Ressources naturelles Canada et le ministère des Ressources naturelles et de la Faune du Québec pour leur contribution financière à la réalisation de ce guide.**

## Avant-propos

Ce guide technique a pour but d'assister les ingénieurs et les architectes dans la conception de poutres et de colonnes de gros bois d'œuvre, de bois de charpente composite et de bois lamellé-collé. On y présente, entre autres, les avantages et les particularités des différents types de poutres et colonnes que l'on retrouve couramment sur le marché. On y présente également les principes de conception ainsi que les différentes normes de calcul utilisées. Ce guide met en outre l'accent sur les exigences concernant l'installation au chantier.

## Remerciements

Les conseillers techniques de **cecobois** remercient les représentants des membres fabricants pour leurs commentaires constructifs sur les divers aspects techniques de ce guide de produits :

- Yves Carignan, Architecture Toubois/Modulam ;
- Julie Frappier, ing., Nordic Bois d'Ingénierie ;
- Sylvain Gagnon, ing., FPIInnovations ;
- Sébastien Gilbert, Goodlam et Produits de bois d'ingénierie ;
- Dominique Lavoie, ing., BOISE Solutions en bâtiments ;
- Paul Martineau, Ashland Specialty Chemicals ;
- Jocelyn Méthot, Weyerhaeuser ;
- Martin Talbot, ing. jr., Architecture Toubois/Modulam.

Nous remercions particulièrement l'APA-EWS, LVL Global, Weyerhaeuser et StructureCraft Builders pour les exemples d'identification ainsi que plusieurs images d'applications de produits montrés dans ce guide.

## Responsabilités du lecteur

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

# Table des matières

Avant-propos	i
Remerciements	i
Responsabilités du lecteur	i
Table des matières	ii
Liste des tableaux	iv
Liste des figures	v
1 Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois	1
2 Généralités	2
2.1 Avantages environnementaux de la construction en bois	2
2.2 Avantages des bois d'ingénierie structuraux	3
3 Bois d'œuvre	5
3.1 Caractéristiques générales	5
3.2 Caractéristiques particulières	7
3.2.1 Bois de catégorie charpente légère de grande portée et montant d'ossature	7
3.2.2 Bois de catégorie solive et madrier, poutre et longeron et poteau et gros bois	7
3.2.3 Bois classés mécaniquement par résistance (MSR)	8
4 Bois de charpente composite	9
4.1 Caractéristiques générales	9
4.2 Caractéristiques particulières	10
4.2.1 Bois de placages stratifiés (LVL)	10
4.2.2 Bois à copeaux parallèles (PSL)	11
4.2.3 Bois de longs copeaux laminés (LSL)	12
4.3 Fabrication	13
4.4 Contrôle de la qualité	16
4.5 Normalisation	16
4.6 Estimation	17
4.7 Identification	17
5 Bois lamellé-collé	18
5.1 Caractéristiques générales	18
5.2 Caractéristiques particulières	19
5.2.1 Bois lamellé-collé générique (selon CSA O122)	19
5.2.2 Bois lamellé-collé propriétaire	22
5.3 Fabrication	22
5.4 Contrôle de la qualité	23
5.5 Estimation	23
5.6 Identification	24
6 Adhésifs structuraux	24
6.1 Adhésifs phénoliques à base de formaldéhyde	25
6.2 Autres adhésifs	25

7	Normes de calcul	26
7.1	Bois massif	26
7.1.1	Coefficient de système du bois massif ( $K_H$ )	26
7.1.2	Coefficient de dimension du bois massif ( $K_Z$ )	26
7.1.3	Coefficient d'entaille du bois massif ( $K_N$ )	26
7.1.4	Éléments composés comprimés en bois massif	27
7.2	Bois de charpente composite	28
7.2.1	Coefficient de système du bois de charpente composite ( $K_H$ )	29
7.2.2	Coefficient de dimension du bois de charpente composite ( $K_Z$ )	29
7.2.3	Éléments composés comprimés en bois SCL	29
7.2.4	Éléments composés fléchis en bois SCL	30
7.3	Bois lamellé-collé	31
7.3.1	Coefficient de système du bois lamellé-collé ( $K_H$ )	31
7.3.2	Coefficient de dimension en flexion du bois lamellé-collé ( $K_{Zbg}$ )	32
7.3.3	Coefficient de cintrage du bois lamellé-collé ( $K_X$ )	32
7.3.4	Coefficient de l'effort de cisaillement du bois lamellé-collé ( $C_V$ )	33
7.3.5	Coefficient d'entaille du bois lamellé-collé ( $K_N$ )	33
7.3.6	Éléments composés comprimés en bois lamellé-collé	33
7.4	Stabilité latérale des éléments fléchis	34
8	Conception selon le CNBC	35
8.1	Rôle et responsabilité des concepteurs	36
8.1.1	Concepteur du bâtiment	36
8.1.2	Concepteur des composants structuraux	36
8.2	Calcul de la flèche	37
8.2.1	Module d'élasticité réel	37
8.2.2	Module d'élasticité apparent	37
8.3	Construction en gros bois d'œuvre	38
8.3.1	Systèmes à poutres et poteaux	38
8.3.2	Fermes en gros bois d'œuvre et hybrides	39
8.3.3	Structures spatiales	41
8.3.4	Résilles, coques et dômes	42
8.4	Résistance au feu	43
8.4.1	Méthodes du CNBC 2005	44
8.4.2	Méthode américaine ( <i>Technical report 10</i> )	48
8.4.3	Méthode européenne (Eurocode 5 : partie 1-2)	51
9	Considérations particulières	54
9.1	Traction perpendiculaire	54
9.2	Retrait et gonflement	54
9.3	Support latéral aux appuis et aux rives comprimées	54
9.4	Ouvertures, entailles et coupes en biseau	54

9.5	Scellant, manipulation et emballage	55
9.6	Stabilité en cours de construction	56
10	Tableaux de détermination de la résistance au feu du BLC	57
10.1	Résistance au feu de poutres en BLC selon le CNBC 2005	57
10.2	Résistance au feu de colonnes en BLC selon le CNBC 2005	61
11	Fabricants	69
12	Références	70

## Liste des tableaux

Tableau 1	Résistances prévues des bois d'ingénierie structuraux	4
Tableau 2	Combinaisons d'essences de bois d'œuvre	5
Tableau 3	Fini du grain de bois du groupe E-P-S	6
Tableau 4	Dimensions du bois de catégorie charpente légère de grande portée et montant d'ossature	7
Tableau 5	Dimensions du bois de catégorie poutre et longeron	7
Tableau 6	Dimensions des bois classés mécaniquement par résistance	8
Tableau 7	Dimensions courantes des bois LVL	11
Tableau 8	Dimensions courantes des bois PSL	12
Tableau 9	Dimensions courantes des bois LSL	13
Tableau 10	Résistances génériques prévues des bois SCL (métrique)	16
Tableau 11	Résistances génériques prévues des bois SCL (impérial)	16
Tableau 12	Classes de contrainte du bois lamellé-collé selon CSA O122	20
Tableau 13	Dimensions courantes du bois lamellé-collé CSA O122 (élément rectiligne)	21
Tableau 14	Assemblage d'éléments composés comprimés en bois massif	28
Tableau 15	Coefficients de dimensions $K_{zb}$ et $K_{zt}$ pour les bois SCL	29
Tableau 16	Dimensions minimales des éléments d'une construction en gros bois d'œuvre	38
Tableau 17	Critères d'évaluation de la résistance au feu	43
Tableau 18	Critères d'évaluation selon le type d'élément	43
Tableau 19	Dimensions minimales des toits et planchers en bois massif	47
Tableau 20	Coefficient d'ajustement des résistances (K) selon la norme américaine	48
Tableau 21	Vitesses de carbonisation fictive des bois SCL	48
Tableau 22	Vitesses fictives et épaisseurs de carbonisation selon AF & PA	48
Tableau 23	Propriétés géométriques d'une section transversale exposée au feu sur les quatre faces	49
Tableau 24	Coefficient d'ajustement des résistances ( $k_f$ ) selon la norme européenne	51
Tableau 25	Vitesses de carbonisation du bois selon l'Eurocode 5 : partie 1-2	51
Tableau 26	Coefficient de liaison $k_j$ tenant compte de l'effet des liaisons dans les panneaux à base de bois recouverts par des voliges	53
Tableau 27	Poutre en BLC sollicitée à 75 % et exposée au feu sur trois faces (en minutes)	57
Tableau 28	Poutre en BLC sollicitée à 100 % et exposée au feu sur trois faces (en minutes)	58
Tableau 29	Poutre en BLC sollicitée à 75 % et exposée au feu sur quatre faces (en minutes)	59

Tableau 30	Poutre en BLC sollicitée à 100 % et exposée au feu sur quatre faces (en minutes)	60
Tableau 31	Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur trois faces et élancement < 12 (en minutes)	61
Tableau 32	Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur trois faces et élancement ≥ 12 (en minutes)	62
Tableau 33	Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur trois faces et élancement < 12 (en minutes)	63
Tableau 34	Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur trois faces et élancement ≥ 12 (en minutes)	64
Tableau 35	Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur quatre faces et élancement < 12 (en minutes)	65
Tableau 36	Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur quatre faces et élancement ≥ 12 (en minutes)	66
Tableau 37	Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur quatre faces et élancement < 12 (en minutes)	67
Tableau 38	Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur quatre faces et élancement ≥ 12 (en minutes)	68
Tableau 39	Fabricants de bois de charpente composites et lamellé-collé ayant une distribution au Canada	69

## Liste des figures

Figure 1	www.cecobois.com	1
Figure 2	Cycle de vie des matériaux de construction	2
Figure 3	Résistance thermique de différents matériaux	3
Figure 4	Bois d'ingénierie structuraux	3
Figure 5	Utilisation de la ressource des produits du bois	4
Figure 6	Estampilles de qualité d'un bois classé visuellement par contrainte	6
Figure 7	Estampille de qualité d'un bois classé mécaniquement par résistance	8
Figure 8	Bois de placages stratifiés (LVL)	9
Figure 9	Bois de copeaux parallèles (PSL)	9
Figure 10	Bois de longs copeaux laminés (LSL)	9
Figure 11	Orientation du fil des placages d'un contreplaqué (en haut) et d'un LVL (en bas)	10
Figure 12	Bois LVL dans le hall d'entrée de FPIInnovations à Québec	10
Figure 13	Bois PSL au centre commercial Central City à Surrey (C.-B.)	11
Figure 14	Bois LSL à la station de train Gilmore à Burnaby (C.-B.)	12
Figure 15	Fabrication du bois de placages stratifiés (LVL)	14
Figure 16	Agencement des placages d'un bois LVL	14
Figure 17	Fabrication du bois à copeaux parallèles (PSL) et à copeaux longs laminés (LSL)	15
Figure 18	Agencement des copeaux d'un bois PSL	15
Figure 19	Agencement des copeaux d'un bois LSL	15
Figure 20	Exemple d'identification d'un bois LVL	17
Figure 21	Exemple d'identification d'un bois PSL	17
Figure 22	Gare intermodale de Saint-Jérôme	18
Figure 23	Hangar aéronautique ExcelTech à Dorval	18
Figure 24	Arche circulaire du Stade de soccer Chauveau à Québec	19
Figure 25	Bois lamellé-collé générique (Goodlam™)	19
Figure 26	Bois lamellé-collé propriétaire (Nordic Lam™)	19
Figure 27	Distribution des contraintes axiales ( $\sigma$ ) et de cisaillement ( $\tau$ ) d'un élément fléchi	20

Figure 28	Poutre symétrique (EX) à trois zones de rigidité flexionnelle	21
Figure 29	Indication d'un bois lamellé-collé « débalancé »	21
Figure 30	Fabrication d'un bois lamellé-collé	23
Figure 31	Identification d'un BCL conforme à la norme CSA O122	24
Figure 32	Identification d'un BLC propriétaire	24
Figure 33	Détermination de la longueur et la profondeur de l'entaille pour le bois massif	27
Figure 34	Assemblage d'un élément composé pour une charge appliquée sur les deux côtés	30
Figure 35	Coefficient de dimensions en flexion ( $K_{zbg}$ ) d'un $B_{LC}$ en portée continue	32
Figure 36	Détermination de la longueur et la profondeur de l'entaille pour le bois lamellé-collé	33
Figure 37	Coefficient de stabilité latérale selon l'élanement ( $C_B$ ) d'une poutre	34
Figure 38	Flambage d'un linteau en contrebas	35
Figure 39	Usines Cascades Groupe Tissu à Lachute	38
Figure 40	Centre communautaire de Betsiamites	38
Figure 41	Continuité des colonnes	39
Figure 42	Pavillon Gene-H. Kruger de l'Université Laval	39
Figure 43	Fermes triangulées en bois massif	39
Figure 44	Fermes en bois lamellé-collé (aréna de Saint-Gabriel-de-Brandon)	39
Figure 45	Fermes triangulées en bois PSL	40
Figure 46	Fermes hybrides bois-acier (Centre de tri des matières résiduelles de Roberval)	40
Figure 47	Exemples d'assemblages de fermes hybrides sous-tendues	40
Figure 48	Centre commercial Central City à Surrey (C.-B.)	41
Figure 49	Unité de soin au Credit Valley Hospital à Mississauga (Ontario)	41
Figure 50	Résille en bois LVL lors de l'expo Dach à Hanovre (Allemagne)	42
Figure 51	Dôme de Tacoma (WA)	42
Figure 52	Effet d'arrondi des coins d'une section rectangulaire exposée au feu	44
Figure 53	Coefficient de charge selon l'annexe D-2.11	45
Figure 54	Détermination des faces exposées au feu	45
Figure 55	Exemples de platelage en bois exposé au feu	47
Figure 56	Retrait des éléments en bois dû au séchage	54
Figure 57	Ferme hybride soulevée à partir d'élingues	55
Figure 58	Utilisation d'élingues pour ériger un cadre	55

# 1 Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois

Le Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois (**cecobois**) est un organisme à but non lucratif dont la mission est d'appuyer sans frais les promoteurs, les développeurs ainsi que les firmes d'ingénieurs et d'architectes en matière d'utilisation du bois dans les constructions non résidentielles au Québec.

**cecobois** est votre ressource première afin d'obtenir:

- des références sur les produits du bois, leurs propriétés et les fournisseurs ;
- des conseils techniques en matière de faisabilité d'utilisation dans les projets commerciaux ;
- des renseignements et des services sur des solutions constructives en bois.

**Vous êtes promoteur, ingénieur ou architecte ? cecobois** peut vous renseigner sur:

- l'interprétation du Code du bâtiment ;
- la démarche à suivre pour concevoir un bâtiment en bois ;
- les possibilités d'utilisation du bois en construction commerciale, industrielle ou institutionnelle ;
- les produits de structure, les bois d'apparence et les parements disponibles ;
- les propriétés mécaniques du bois et des bois d'ingénierie ;
- les outils et les manuels de calcul des structures disponibles ;
- les solutions constructives en bois appropriées ;
- les avantages du bois du point de vue des impacts environnementaux ;
- l'analyse du cycle de vie des matériaux, des bâtiments ou des systèmes de construction.

Visitez notre site Internet [www.cecobois.com](http://www.cecobois.com) afin d'obtenir une vaste gamme d'information sur la construction non résidentielle en bois, des nouvelles, des fiches techniques et des outils de conception en ligne (figure 1).



FIGURE 1 • [www.cecobois.com](http://www.cecobois.com)

## 2 Généralités

### 2.1 Avantages environnementaux de la construction en bois

Dans un monde sensibilisé à l'environnement, le bois est un matériau de premier choix. Il a beaucoup à offrir pour améliorer la performance environnementale globale des bâtiments. L'utilisation du bois permet de réduire la trace environnementale en matière notamment de consommation d'énergie, d'utilisation des ressources ainsi que de pollution de l'eau et de l'air.

Toutes les activités humaines ont des répercussions sur notre environnement immédiat et il est pratiquement impossible de construire un bâtiment n'ayant aucun impact écologique. Les concepteurs et les constructeurs de bâtiments sont cependant de plus en plus conscients de l'importance de leurs choix pour réduire l'empreinte environnementale des bâtiments sur le monde qui nous entoure. C'est pourquoi ces décideurs adoptent majoritairement des concepts de « construction écologique » et optent pour des solutions visant à réduire la consommation d'énergie, à favoriser l'emploi de matériaux renouvelables et à limiter la pollution causée par la fabrication des différents produits.

L'analyse du cycle de vie quantifie les impacts qu'un produit, un procédé ou une activité a sur l'environnement au cours de sa vie, à l'aide d'une méthode reconnue scientifiquement. Elle considère l'ensemble des étapes allant de l'extraction des matériaux, la transformation, le transport, l'installation, l'utilisation, l'entretien jusqu'à l'élimination finale ou la réutilisation (**figure 2**). L'analyse du cycle de vie des matériaux est un outil précieux pour quantifier le caractère écologique des projets de construction et soutenir les systèmes de certification environnementale des bâtiments.

L'évaluation de l'ensemble des impacts qu'ont les bâtiments sur l'environnement est une tâche complexe et un défi de taille. L'Institut ATHENA a mis au point un outil permettant de calculer les impacts directs sur l'environnement de différentes techniques de construction. Le logiciel ATHENA impact estimator (ATHENA™) est un instrument d'évaluation environnementale basé sur l'analyse du cycle de vie qui s'adresse principalement aux professionnels de la construction.

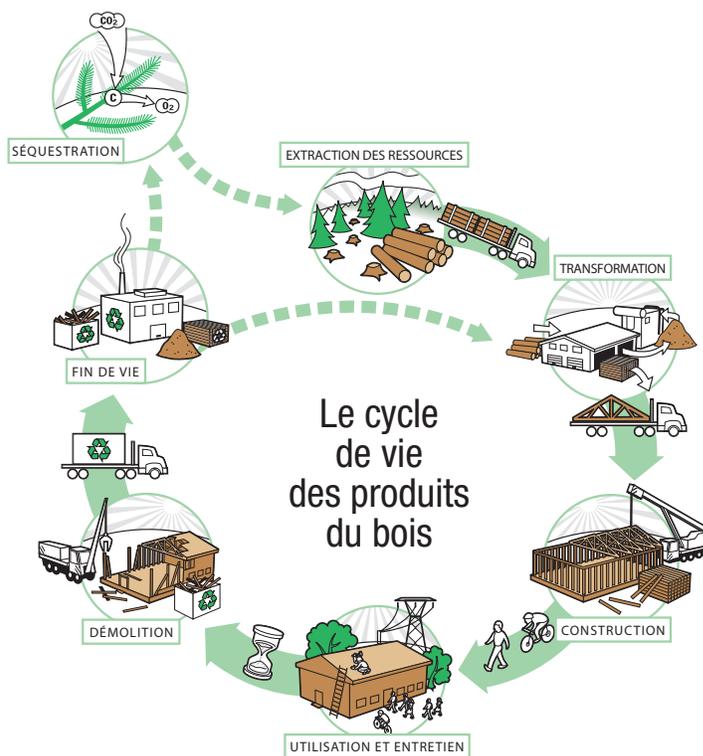
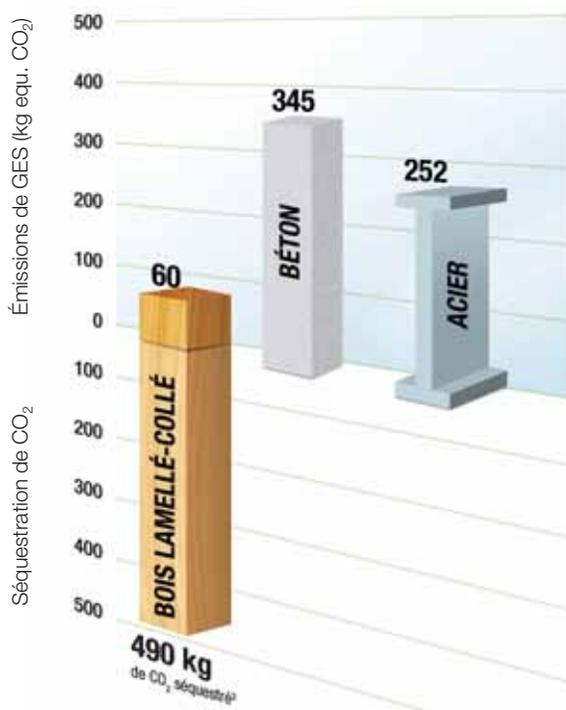


FIGURE 2 • Cycle de vie des matériaux de construction

Une récente étude réalisée par cecobois a permis de comparer le potentiel de réchauffement climatique d'une poutre en bois d'ingénierie de 7,3 m de portée supportant une charge non pondérée de 14,4 kN/m. Dans la **figure 3**, l'équivalent d'émission de CO<sub>2</sub> représente le potentiel de réchauffement climatique obtenu lors de l'analyse du cycle de vie à l'aide du logiciel ATHENA™. Cette étude démontre que la poutre en bois d'ingénierie émet près de 6 fois moins de GES que celle en béton et environ 4 fois moins que celle en acier.

Le procédé de fabrication du bois de construction requiert en effet moins d'énergie et est beaucoup moins polluant que d'autres matériaux ayant davantage d'impacts sur l'environnement. De plus, l'arbre séquestrant du CO<sub>2</sub> dans le bois au cours de sa croissance, son bilan carbone total peut être considéré comme positif.



1. Émissions de GES, calculées lors d'une analyse du cycle de vie à l'aide du logiciel ATHENA™ v 4.1.11
2. Estimé en fonction de la composition du bois pour une masse volumique de 500 kg/m<sup>3</sup>

**FIGURE 3** • Émissions de GES dues à la fabrication d'une poutre<sup>1</sup> de 7,3 m supportant une charge de 14,4 kN/m

L'utilisation du bois en construction contribue aussi à l'efficacité énergétique du bâtiment, car sa faible conductivité thermique permet de réduire efficacement les ponts thermiques dus à la structure.

Respectueux de l'environnement, les éléments en bois d'ingénierie permettent une meilleure utilisation de la ressource en employant des arbres de plus petits diamètres pour fabriquer un produit de haute qualité.

## 2.2 Avantages des bois d'ingénierie structuraux

Outre le bois de construction, le bois d'œuvre et les matériaux traditionnels de construction en bois, le concepteur peut maintenant choisir parmi une vaste gamme de produits de bois d'ingénierie structuraux, aussi appelés éléments de charpente en bois brevetés ou propriétaires selon la norme CSA O86 (2009). Ces produits sont le fruit de l'évolution de la technologie des adhésifs et d'un besoin de résistance et de fiabilité supérieures (**figure 4**). Ils ont plusieurs avantages :

- Produit stable dimensionnellement
- Résistances mécaniques connues et uniformes
- Excellente résistance naturelle au feu
- Longues portées
- Utilisation de portées continues
- Grand choix de dimensions
- Utilisation efficace de la ressource première
- Respect de l'environnement



**FIGURE 4** • Bois d'ingénierie structuraux

Un produit de bois d'ingénierie structural se définit comme étant un produit destiné à un usage structural fabriqué à partir de billes de bois réduites en petits morceaux (en copeaux, en bois de sciage de courte longueur ou en minces placages) ou à partir de bois de sciage traditionnels aboutés et collés permettant ainsi une meilleure utilisation de la matière première (figure 5), une élimination des principaux défauts et des points faibles du bois pour réduire leurs impacts, une réduction des résidus de bois et une réduction de la quantité de bois requise pour fabriquer un produit plus fort et plus homogène que le bois de sciage traditionnel.

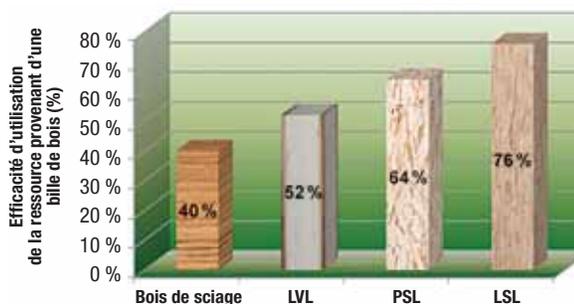


FIGURE 5 • Utilisation de la ressource des produits du bois (PFS, 1997)

Le **tableau 1** résume quelques résistances des bois d'ingénierie structuraux en comparaison avec les bois de charpente traditionnels du groupe d'essence E-P-S classés visuellement et mécaniquement (MSR) et les bois des catégories « poutre et longeron » et « poteau et gros bois » (se référer à la section 3 pour de plus amples détails sur ces catégories de bois). Il est important toutefois de mentionner que la différence réelle entre les résistances spécifiées peut s'avérer moindre lorsque l'on considère tous les coefficients d'ajustement, tel que le coefficient de dimension ( $K_{zb}$  par exemple).

Par ailleurs, les bois d'ingénierie structuraux sont des produits respectueux de l'environnement. Leur conception permet en effet une meilleure utilisation de la ressource en employant du bois de charpente jointé, des résidus de placages ou de copeaux tout en produisant un produit fini de haute qualité.

TABLEAU 1 • Résistances prévues des bois d'ingénierie structuraux (CSA, 2009)

Catégories de bois	Classe	Flexion $f_b$ (MPa)	Cisaillement $f_v$ (MPa)	Module d'élasticité E (MPa)
Solve et madrier, Charpente légère de grande portée et montant d'ossature (E-P-S)	Visuel n° 1/n° 2	11,80	1,50	9 500
	MSR 1650F <sub>b</sub> -1.5E	23,90		10 300
	MSR 2100F <sub>b</sub> -1.8E	30,40		12 400
	MSR 2400F <sub>b</sub> -2.0E	34,70		13 800
Poutre et longeron (E-P-S)	Sélect	13,6	1,20	8 500
	n° 1	11,0		8 500
	n° 2	6,3		6 500
Poteau et gros bois (E-P-S)	Sélect	12,7	1,20	8 500
	n° 1	9,6		7 500
	n° 2	4,2		6 500
Bois de charpente composite (SCL) (tableau 10)	1.5E	25,80	2,65	10 300
	1.8E	31,70	3,60	12 400
	2.0E	35,60	3,65	13 800
Bois lamellé-collé • Épinette, pin tordu et pin gris • Douglas-mélèze	20f-EX	25,60	1,75	10 300
	20f-EX	25,60	2,00	12 400
	24f-EX	30,60	2,00	12 800

## 3 Bois d'œuvre

La Commission nationale de classification des sciages (*National Lumber Grades Authority*, NLGA) définit le bois d'œuvre comme étant un produit fabriqué provenant d'une bille de bois dans une scierie, ou dans une scierie et un atelier de rabotage (NLGA, 2008). Plusieurs types de produits du bois se retrouvent dans cette catégorie, soit le bois brut, le bois classé mécaniquement par résistance, le bois classé visuellement par contrainte, le bois de charpente, le bois de sciage et le bois évalué par machine (CSA, 2009).

Les catégories des éléments de charpente et les limites reliées aux dimensions des pièces dicteront leurs résistances prévues conformément à la norme CSA O86. La dimension de la face étroite ainsi que l'écart de dimension entre la face étroite et la face large de la pièce déterminera la catégorie de bois. Les dimensions reliées à chacune des catégories sont décrites plus loin à la sous-section 3.2.

### 3.1 Caractéristiques générales

L'industrie du sciage de bois résineux au Québec s'est beaucoup spécialisée dans le sciage de bois de petites dimensions. Le Québec se distingue notamment par ses essences forestières à croissance lente et à densité élevée, dont l'épinette noire. Il est important de souligner que les résistances mécaniques sont, jusqu'à un certain point, directement proportionnelles à la densité d'un bois et à sa teneur en humidité (cecobois, 2011).

Il existe trois désignations commerciales regroupant plusieurs essences de bois. Le **tableau 2** résume les combinaisons d'essences de bois acceptées parmi les trois désignations commerciales. Étant donné ses grandes résistances mécaniques, le bois du groupe d'essence E-P-S est le plus utilisé dans la construction de charpentes en bois dans l'est du Canada. La petite taille des nœuds facilite la transformation de ce bois tout en minimisant les pertes. Le groupe E-P-S se caractérise par sa couleur blanc à jaune pâle avec peu ou pas de variation entre le bois de cœur et l'aubier. La **figure 6** illustre les estampilles de qualité alors que le **tableau 3** illustre le fini du grain de bois du groupe E-P-S.

**TABLEAU 2** • Combinaisons d'essences de bois d'œuvre (NLGA, 2008)

Combinaison d'essences		Désignation commerciale	Identification de l'estampille de qualité
Sapin Douglas Mélèze de l'Ouest	<i>Douglas Fir</i> <i>Western Larch</i>	Douglas-Mélèze	D Fir-L (N)
Pruche de l'Ouest Sapin gracieux	<i>Pacific Coast Hemlock</i> <i>Amabilis Fir</i>	Pruche-Sapin	Hem-Fir (N)
Épinette blanche Épinette d'Englemann Épinette noire Épinette rouge Pin de Murray Pin gris Sapin alpin Sapin beaumier	<i>White Spruce</i> <i>Englemann Spruce</i> <i>Black Spruce</i> <i>Red Spruce</i> <i>Lodgepole Pine</i> <i>Jack Pine</i> <i>Alpine Fir</i> <i>Balsam Fir</i>	Épinette-Pin-Sapin	Épinette-Pin-Sapin (E-P-S) ou Spruce-Pine-Fir (S-P-F)
Toutes autres essences canadiennes classées selon les règles NLGA, telles que :			
Cèdre rouge de l'Ouest Pin rouge Pin argenté Pin blanc de l'Est Peuplier faux-tremble	<i>Western Red Cedar</i> <i>Red Pine</i> <i>Western White Pine</i> <i>Eastern White Pine</i> <i>Trembling Aspen</i>	Essences nordiques	<i>North Species (N. Species)</i>



**FIGURE 6 •** Estampilles de qualité d'un bois classé visuellement par contrainte (source: CIFQ)

**TABLEAU 3 •** Fini du grain de bois du groupe E-P-S

Classe de résistance	Aspect visuel du groupe E-P-S
Sélect Structural	
n° 1/n°2	
n° 3/Stud	

## 3.2 Caractéristiques particulières

Il existe deux principaux groupes de bois offerts sur le marché, soit le bois classé visuellement par contrainte et le bois classé mécaniquement par résistance (MSR).

Le bois classé visuellement par contrainte est le bois ayant subi une évaluation visuelle des caractéristiques telles que la taille et l'emplacement des nœuds et des fentes, l'inclinaison du fil (grain du bois), les flaches, le gauchissement et les taches. L'agence NLGA supervise toutes les associations de producteurs ainsi que les autres agences indépendantes du Canada afin que les règles de classification des sciages soient respectées et conformes aux exigences de la norme CSA O141 (CSA, 2010). Ce groupe de bois comporte les catégories du bois de charpente légère de grande portée, de montant d'ossature, de solive et madrier, de poutre et longeron ainsi que poteau et gros bois.

Le bois classé mécaniquement par résistance (*machine stress-rated*, MSR) est un bois évalué de façon non destructive par une machine de classement. Le bois MSR est évalué à partir d'équipements fonctionnant à des vitesses atteignant 365 m/min (1 200 pi/min). Ceux-ci mesurent la rigidité flexionnelle de façon non destructive en exerçant des forces à intervalles de 150 mm (6 po) sur les deux faces larges et sur toute la longueur de chaque pièce de bois. La déformation enregistrée est traitée par ordinateur pour en obtenir le module d'élasticité moyen (E) auquel est attribuée une résistance en flexion ( $f_b$ ). Tout comme le bois classé

visuellement par contrainte, le bois MSR exige tout de même un classement visuel préalablement à l'évaluation mécanique.

### 3.2.1 Bois de catégorie charpente légère de grande portée et montant d'ossature

Selon la norme CSA O86, les bois régis par ces deux catégories doivent posséder les dimensions indiquées au **tableau 4**. Le bois utilisé dans la construction à ossature légère (aussi appelée la construction à plateforme) provient habituellement de ces catégories. Les bois de dimension 2x3 et 2x4 nominale, ayant une face étroite de 38 mm et une grande face de 64 mm et 89 mm respectivement, se retrouvent dans ces catégories.

Les résistances prévues et les modules d'élasticité des bois de cette catégorie sont indiqués au tableau 5.3.1A de la norme CSA O86.

### 3.2.2 Bois de catégorie solive et madrier, poutre et longeron et poteau et gros bois

Les bois régis par cette catégorie doivent posséder les dimensions indiquées au **tableau 5**. Le bois utilisé dans la construction en gros bois d'œuvre, au sens

**TABLEAU 4** • Dimensions du bois de catégorie charpente légère de grande portée et montant d'ossature (CSA, 2009)

Catégorie	Face étroite	Grande face	Classe de résistance
Charpente légère de grande portée	38 à 89 mm (1½ à 3½ po)	38 à 89 mm (1½ à 3½ po)	Select Structural, n° 1, n° 2, n° 3
Montant d'ossature	38 à 89 mm (1½ à 3½ po)	38 mm et plus (1½ po et plus)	Stud

**TABLEAU 5** • Dimensions du bois de catégorie poutre et longeron (CSA, 2009)

Catégorie	Face étroite	Grande face	Classe de résistance
Solive et madrier	38 à 89 mm (1½ à 3½ po)	114 mm et plus (4½ po et plus)	Select Structural, n° 1, n° 2, n° 3
Poutre et longeron	114 mm et plus (4½ po et plus)	Au moins 51 mm (2 po) de plus que la face étroite	Select Structural, n° 1, n° 2
Poteau et gros bois	114 mm et plus (4½ po et plus)	Maximum de 51 mm (2 po) de plus que la face étroite	Select Structural, n° 1, n° 2

du Code national du bâtiment 2005 (CNBC), se retrouve habituellement dans ces catégories. Lorsqu'un élément de bois utilisé dans une construction à ossature légère de bois excède les dimensions indiquées au **tableau 4**, il se retrouvera ainsi dans la catégorie « Solive et madrier ». Les bois de dimension 2x6 nominale et plus, ayant une face étroite de 38 mm et une grande face de 140 mm et plus, se retrouvent dans cette catégorie.

Les résistances prévues et les modules d'élasticité des bois de ces catégories sont indiqués au tableau 5.3.1A de la norme CSA O86 (catégorie solive et madrier), au tableau 5.3.1C (catégorie poutre et longeron) et au tableau 5.3.1D (catégorie poteau et gros bois).

### 3.2.3 Bois classés mécaniquement par résistance (MSR)

Les bois régis par cette catégorie doivent posséder les dimensions indiquées au **tableau 6**

Ce type de bois se retrouve la plupart du temps dans la fabrication des produits de bois d'ingénierie structuraux tels que les poutrelles en I et ajourées, le bois lamellé-collé et les fermes de toit à connecteurs métalliques. Cependant, il est également possible d'utiliser du bois MSR dans la construction de murs à colombages et de refend nécessitant une plus grande résistance en flexion et en compression ainsi qu'une plus grande résistance latérale (effet du coefficient  $J_{sp}$  tel que l'indique l'article 9.4.3 de la norme CSA O86).

L'estampille de classification d'un bois MSR indique la contrainte admissible en flexion ( $F_b$  en lb/po<sup>2</sup>) et le module d'élasticité moyen (E en millions de lb/po<sup>2</sup>) qui lui ont été assignés (**figure 7**). Par exemple, dans le cas du bois MSR 1650F<sub>b</sub>-1.5E, les contraintes admissibles correspondent à 1650 lb/po<sup>2</sup> en flexion (11,4 MPa) et à 1,5 x 10<sup>6</sup> lb/po<sup>2</sup> pour le module d'élasticité moyen (10300 MPa). Il est à noter que cette notation est basée sur le calcul aux contraintes

admissibles et non selon le calcul aux états limites. Selon la norme CSA O86, une résistance prévue en flexion de 23,9 MPa est en effet assignée à un bois MSR 1650F<sub>b</sub>-1.5E contrairement à une contrainte de 11,4 MPa indiquée par sa notation. Les classifications courantes du bois MSR sont le 1650F<sub>b</sub>-1.5E, le 2100F<sub>b</sub>-1.8E et le 2400F<sub>b</sub>-2.0E.

Les résistances prévues et les modules d'élasticité des bois de cette catégorie sont indiqués au tableau 5.3.2 de la norme CSA O86. Il est à noter que les résistances prévues en cisaillement ne sont pas fonction de la classe de résistance et doivent être assignées selon les essences de bois appropriées à partir du tableau 5.3.1A de la norme CSA O86.

Par ailleurs, le coefficient de dimension ( $K_z$ ) pour le bois classé mécaniquement par résistance doit être égal à 1,00, à l'exception des coefficients de dimension en cisaillement ( $K_{z_v}$ ) en compression parallèle au fil ( $K_{z_c}$ ) et en compression perpendiculaire au fil ( $K_{z_{cp}}$ ) qui doivent être déterminés conformément à l'article 5.4.5.3 de la norme CSA O86.

**TABLEAU 6** • Dimensions des bois classés mécaniquement par résistance (NLGA, 2010)

	Dimension nominale (po)	Dimension réelle
Épaisseur (face étroite)	1	19 mm (¾ po)
	1¼	25 mm (1 po)
	1½	32 mm (1¼ po)
	2	38 mm (1½ po)
Largeur (face large)	2	38 mm (1½ po)
	3	64 mm (2½ po)
	4	89 mm (3½ po)
	5	114 mm (4½ po)
	6	140 mm (5½ po)
	8	184 mm (7¼ po)
	10	235 mm (9¼ po)
	12	286 mm (11¼ po)



**FIGURE 7** • Estampille de qualité d'un bois classé mécaniquement par résistance (source: CIFQ)

## 4 Bois de charpente composite

### 4.1 Caractéristiques générales

Le terme « bois de charpente composite », aussi appelé *Structural Composite Lumber* ou *SCL*, sert à décrire une famille de bois d'ingénierie structurels fabriqués à partir de collage de placages ou de copeaux de bois au moyen d'un adhésif hydrofuge formant un élément plein semblable à un bois de sciage traditionnel. Ces produits servent à substituer l'utilisation d'éléments de bois traditionnels comme les solives, poutres, longerons, linteaux, montants et colonnes et sont généralement limités à des applications en milieu sec conformément à la norme CSA O86.

À ce jour, il n'existe aucune norme canadienne régissant la fabrication et l'évaluation des bois de charpente composites. Cependant, au Canada, les bois SCL sont évalués par le CCMC (2005) selon un guide technique développé à partir de la norme américaine ASTM D5456 (2009). Cette dernière procure l'information pertinente relative à la fabrication et à l'évaluation de ces produits. Ces bois SCL se divisent en trois catégories principales :

1. Bois de placages stratifiés (LVL ou *Laminated Veneer Lumber*, **figure 8**);
2. Bois à copeaux parallèles (PSL ou *Parallel Strand Lumber*, **figure 9**);
3. Bois de longs copeaux laminés (LSL ou *Laminated Strand Lumber*, **figure 10**).



**FIGURE 8** • Bois de placages stratifiés (LVL)



**FIGURE 9** • Bois à copeaux parallèles (PSL)



**FIGURE 10** • Bois de longs copeaux laminés (LSL)

Dans les trois catégories, la direction du fil des placages (grain de bois) et les copeaux sont essentiellement orientés parallèlement au sens de la longueur de la poutre ou de la colonne. Ces bois de charpente composites sont fabriqués en pièces rectilignes et doivent être uniquement utilisés dans un milieu sec conformément à l'esprit de la norme de calcul CSA O86. Ces produits sont plus stables dimensionnellement que les bois de sciage traditionnels puisque leurs constituants ont été séchés à une plus faible teneur en humidité avant la fabrication.

Par ailleurs, et contrairement au bois lamellé-collé, les bois de charpente composites ne possèdent pas d'orientation verticale propre ou de cambrure. Puisqu'ils n'ont pas de côté supérieur ou inférieur, ils peuvent donc être installés sur le chant d'un côté ou de l'autre sans influencer ses résistances.

## 4.2 Caractéristiques particulières

### 4.2.1 Bois de placages stratifiés (LVL)

Comme leur nom l'indique, les bois de placages stratifiés sont constitués de placages superposés et collés à l'aide d'adhésifs phénoliques tels que le phénol-résorcinol, le phénol-formaldéhyde ou le phénol-résorcinol-formaldéhyde. Contrairement à un contreplaqué, l'orientation du fil d'un bois LVL est normalement parallèle à la longueur de la pièce (**figure 11**). Les placages, obtenus par le déroulage de billes de bois, sont habituellement de l'ordre de 3,2 mm ( $1/8$  po) d'épaisseur, tout en ne dépassant pas 6,4 mm ( $1/4$  po). La **figure 12** montre le hall d'entrée d'un centre de recherche où le bois LVL a été utilisé comme élément structural des colonnes composées et des pannes de toiture.



**FIGURE 11** • Orientation du fil des placages d'un contreplaqué (en haut) et d'un LVL (en bas)



**FIGURE 12** • Bois LVL dans le hall d'entrée de FPIinnovations à Québec

L'utilisation de placages dans la fabrication du bois LVL résulte en une meilleure distribution des nœuds, de la pente du fil et tous les autres défauts naturels présents dans une bille de bois. Par ailleurs, les placages sont évalués visuellement, et parfois par essais non destructifs, permettant de trier et de positionner les placages de meilleure qualité aux endroits où une plus grande résistance est nécessaire (habituellement en surface).

Plusieurs essences de bois peuvent être utilisées de façon homogène ou mixte dans les bois LVL. Les essences les plus communes sont le peuplier faux-tremble, le sapin Douglas, le pin du sud, la pruche occidentale, le tulipier d'Amérique, le tulipier de Virginie et l'eucalyptus (en minime proportion).

Les bois LVL n'étant pas directement cités dans le CNBC, ces produits sont ainsi des solutions de rechange aux bois de sciage traditionnels servant de poutres, linteaux, colonnes et montants de mur de grande hauteur lorsqu'une construction combustible est autorisée conformément aux exigences du CNBC.

Les rapports d'évaluation émis par le CCMC font état de cette approbation comme solution de rechange.

#### Dimensions disponibles

Les bois de placages stratifiés sont habituellement fabriqués en élément de 45 mm d'épaisseur (1¾ po) de diverses hauteurs (**tableau 7**). Il est à noter que certains fabricants ont des bois de placages stratifiés en épaisseur pleine de 89, 133 et 178 mm (3½ po, 5¼ po et 7 po). Les éléments peuvent aller jusqu'à 20 m (60 pi) de longueur permettant ainsi une utilisation en portées continues. Cependant, les fabricants produisent généralement jusqu'à une longueur de 14,6 m (48 pi) en raison des restrictions du transport.

**TABLEAU 7** • Dimensions courantes des bois LVL

Largeur	Poutre/linteau Hauteur		Colonne Largeur	
	(mm)	(po)	(mm)	(po)
45, 89, 133, 178 mm (1¾, 3½, 5¼, 7 po)	140	5½	111	4¾
	184	7¼	140	5½
	235	9¼	184	7¼
	241	9½	235	9¼
	286	11¼	241	9½
	302	11¾	-	-
	356	14	-	-
	406	16	-	-
	457	18	-	-
	508	20	-	-
	559	22	-	-
	610	24	-	-

### 4.2.2 Bois à copeaux parallèles (PSL)

Les bois à copeaux parallèles sont essentiellement des bois reconstitués de copeaux de placages superposés et orientés parallèlement à la longueur de la pièce, puis collés à l'aide d'un adhésif phénolique du type phénol-formaldéhyde. Selon la norme ASTM D5456, la plus petite dimension des copeaux ne doit pas dépasser 6,4 mm (¼ po) et leur longueur moyenne doit être au moins 300 fois plus grande que cette plus petite dimension.

Plusieurs essences de bois peuvent être utilisées de façon homogène ou mixte dans les bois PSL. Les essences les plus communes sont le sapin Douglas, le pin du sud, la pruche occidentale, le tulipier d'Amérique et l'érable rouge.

Il existe à ce jour un seul produit PSL, soit le Parallam™ de la compagnie Weyerhaeuser. Le bois PSL est une solution de rechange aux bois de sciage traditionnels servant de poutres, linteaux, colonnes et montants de mur de grande hauteur lorsqu'une construction combustible ou en gros bois d'œuvre est autorisée conformément aux exigences du CNBC. Les rapports d'évaluation émis par le CCMC font état de cette approbation comme solution de rechange. La **figure 13** montre la baie vitrée d'un centre commercial où le bois PSL a été utilisé comme élément structural des colonnes elliptiques.



**FIGURE 13** • Bois PSL au centre commercial Central City à Surrey (C.-B.) (photos : StructureCraft Builders)

### Dimensions disponibles

Les bois PSL sont fabriqués habituellement en élément plein de 45, 89, 133 et 178 mm d'épaisseur (1¾, 3½, 5¼ et 7 po) de diverses hauteurs (**tableau 8**). Les éléments peuvent aller jusqu'à 20 m (60 pi) de longueur permettant ainsi une utilisation en portées continues. Cependant, l'unique fabricant produit généralement jusqu'à une longueur de 14,6 m (48 pi) en raison des restrictions du transport.

**TABLEAU 8** • Dimensions courantes des bois PSL

Largeur	Poutre / linteau Hauteur		Colonne Largeur	
	(mm)	(po)	(mm)	(po)
45, 89, 133, 178 mm (1¾, 3½, 5¼, 7 po)	235	9¼	89	3½
	241	9½	133	5¼
	286	11¼	178	7
	302	11⅞	-	-
	356	14	-	-
	406	16	-	-
	476	18¾	-	-
	483	19	-	-

### 4.2.3 Bois de longs copeaux laminés (LSL)

Les bois de longs copeaux laminés sont analogues aux bois PSL, soit essentiellement des bois reconstitués de copeaux de placages superposés et orientés parallèlement à la longueur de la pièce, puis collés à l'aide d'un adhésif à base d'isocyanate (du type méthylène diphenyl diisocyanate ou MDI). Selon la norme ASTM D5456, la plus petite dimension des copeaux ne doit pas dépasser 2,54 mm (1/10 po) et leur longueur moyenne doit être au moins 150 fois plus grande que cette plus petite dimension.



Plusieurs essences de bois peuvent être utilisées de façon homogène ou mixte dans les bois LSL. Les essences les plus communes sont le pin du sud, le tulipier d'Amérique, l'érable rouge et le peuplier faux-tremble.

Il existe à ce jour deux produits LSL, soit le TimberStrand™ de la compagnie Weyerhaeuser et le SolidStart™ de la compagnie Louisiana-Pacific. Tout comme les bois LVL et PSL, ces bois LSL sont des solutions de rechange aux bois de sciage traditionnels servant de linteaux, poutres, solives de rive et montants de mur de grande hauteur lorsqu'une construction combustible est autorisée conformément aux exigences du CNBC. Les rapports d'évaluation émis par le CCMC font état de cette approbation comme solution de rechange. La **figure 14** montre la toiture d'une station de train de banlieue où le bois LSL a été utilisé comme revêtement cintré et sous-tendu.



**FIGURE 14** • Bois LSL à la station de train Gilmore à Burnaby (C.-B.) (photos : StructureCraft Builders)

### Dimensions disponibles

Les bois LSL sont fabriqués habituellement en élément plein de 45 et 89 mm d'épaisseur (1¾ et 3½ po) de diverses hauteurs (tableau 9). Les éléments peuvent aller jusqu'à 18,3 m (60 pi) de longueur permettant ainsi une utilisation en portées continues. Cependant, les fabricants produisent généralement jusqu'à une longueur de 14,6 m (48 pi) en raison des restrictions du transport.

TABLEAU 9 • Dimensions courantes des bois LSL

Largeur	Poutre / linteau Hauteur		Colonne Largeur	
	(mm)	(po)	(mm)	(po)
45 et 89 mm (1¾ et 3½ po)	111	4¾	89	3½
	140	5½	111	4¾
	184	7¼	140	5½
	219	8⅝	184	7¼
	235	9¼	219	8⅝
	241	9½	-	-
	286	11¼	-	-
	302	11⅞	-	-
	356	14	-	-
	406	16	-	-

## 4.3 Fabrication

Puisque les bois d'ingénierie structuraux sont des éléments de charpente en bois propriétaires, les méthodes de fabrication sont plus souvent qu'autrement propres à chaque fabricant.

De plus, puisque les matériaux utilisés sont très variés, le procédé de fabrication est également varié afin d'accommoder ces différents matériaux. À ce jour, il n'existe aucune norme canadienne régissant la fabrication des bois de charpente composites. Cependant, tel qu'il a été mentionné précédemment, le guide technique publié par le CCMC renvoie à la norme américaine ASTM D5456 quant à la fabrication et à l'évaluation de ces produits.

La fabrication de ces types de bois d'ingénierie comporte quatre principales étapes et sont représentées à la figure 15 et à la figure 17. Ces quatre étapes sont :

### 1. Déroulage des placages et découpe des copeaux

Le déroulage des placages et la découpe des copeaux se font au tout début de la fabrication. C'est à cette étape où l'utilisation de la ressource est optimisée car les placages qui ne sont pas aptes à la fabrication du bois LVL peuvent s'avérer adéquats pour la fabrication des bois PSL et/ou LSL.

### 2. Séchage des placages et des copeaux

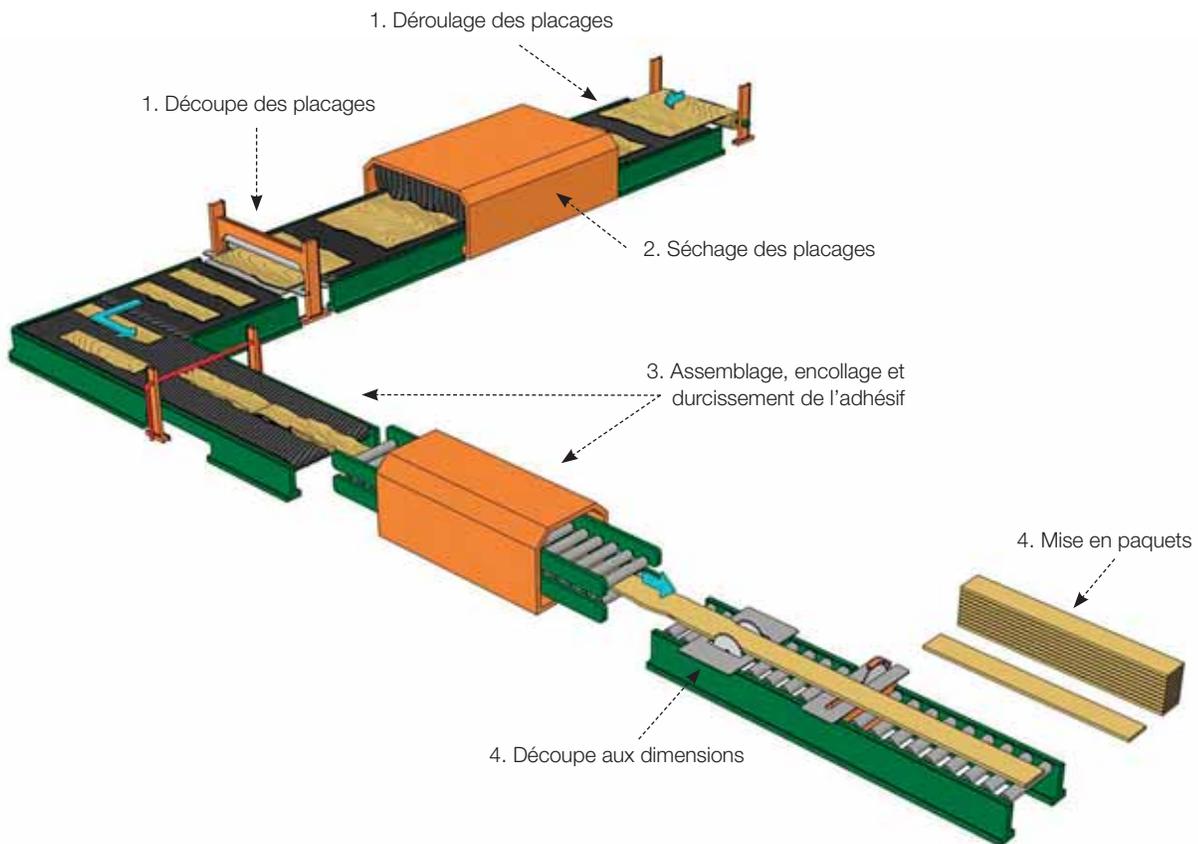
Tout comme lors de la fabrication d'autres produits de bois d'ingénierie, le contrôle de la teneur en humidité des placages et des copeaux est très important afin d'optimiser les conditions d'encollage et la stabilité dimensionnelle du produit fini. Tous les matériaux doivent être séchés à une teneur en humidité d'équilibre approximative de 8 %. Ils doivent également être conditionnés à l'air ambiant, mais à une température d'au moins 10 °C (50 °F).

### 3. Assemblage, encollage et durcissement de l'adhésif

La fabrication du bois LVL nécessite un agencement longitudinal des placages sur lesquels un adhésif est préalablement appliqué sur leur surface (figure 16). Les placages sont ensuite pressés hydrauliquement à l'épaisseur requise tout au long du durcissement de l'adhésif. Pour la fabrication des bois PSL et LSL, les copeaux sont enrobés d'adhésif avant d'entrer dans la presse hydraulique où ils seront comprimés aux dimensions usuelles tout au long du durcissement de l'adhésif. Le temps de durcissement et les conditions requises dépendent du type d'adhésif utilisé et sont propres à chaque fabricant.

### 4. Découpe et mise en paquets

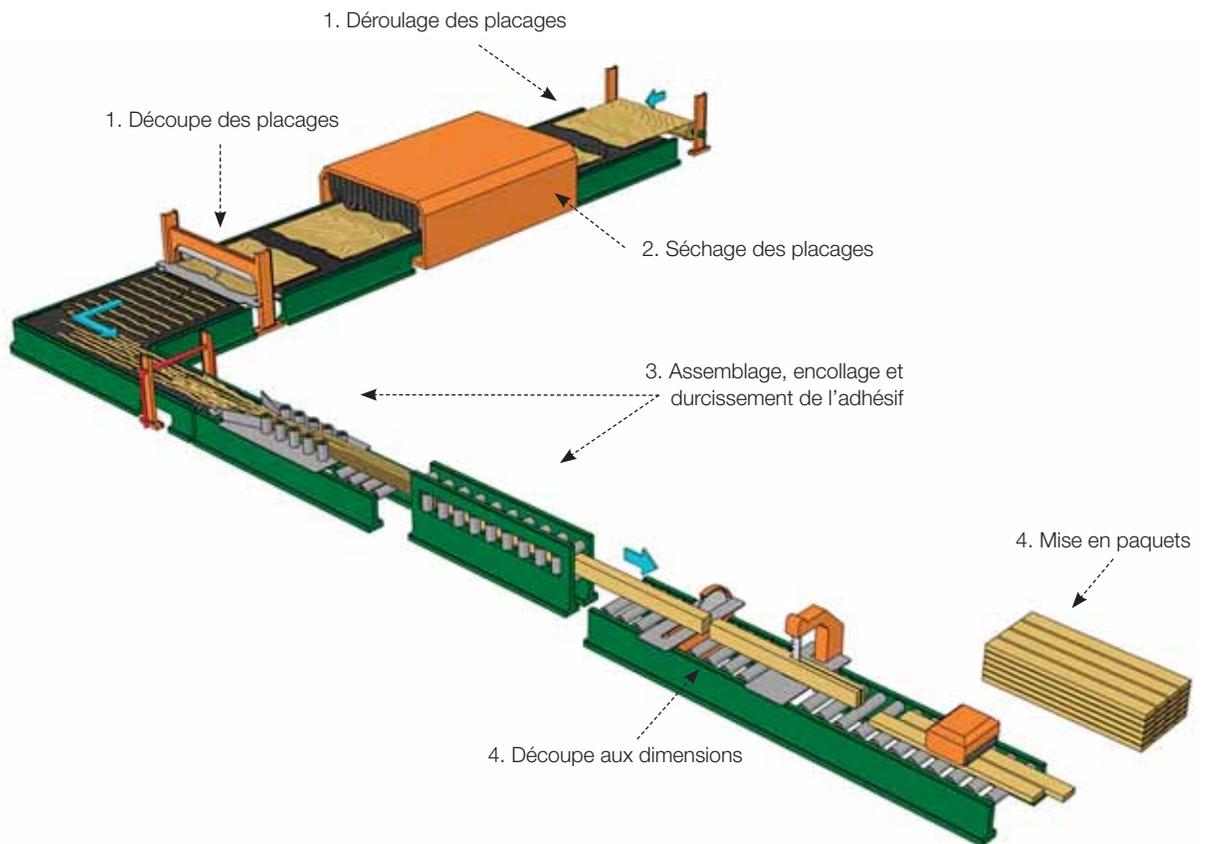
Après le durcissement de l'adhésif, les poutres et colonnes sont ensuite coupées aux dimensions désirées. Finalement, elles sont empilées en paquets et emballées pour la livraison.



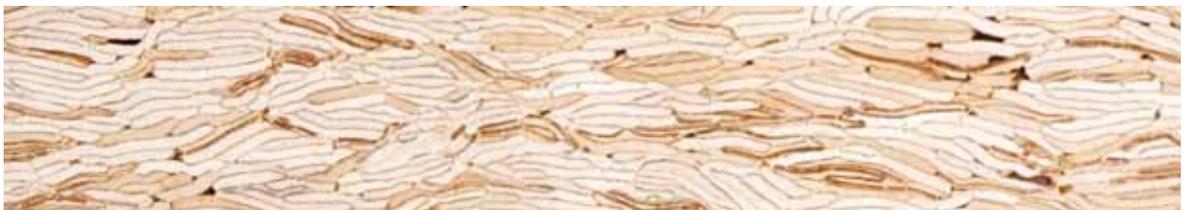
**FIGURE 15** • Fabrication du bois de placages stratifiés (LVL)



**FIGURE 16** • Agencement des placages d'un bois LVL



**FIGURE 17** • Fabrication du bois à copeaux parallèles (PSL) et à copeaux longs laminés (LSL)



**FIGURE 18** • Agencement des copeaux d'un bois PSL



**FIGURE 19** • Agencement des copeaux d'un bois LSL

## 4.4 Contrôle de la qualité

La performance anticipée des bois SCL dépend de la qualité des matériaux entrant dans la fabrication ainsi que du procédé de fabrication. Puisque chaque fabricant utilise différentes sources d'approvisionnement et un procédé de fabrication différent, ces produits de bois structuraux propriétaires doivent être fabriqués suivant un programme de contrôle de la qualité. Ce dernier est placé sous la responsabilité d'une agence de certification indépendante afin d'assurer que le fabricant est conforme à toutes les exigences appropriées du guide technique du CCMC et de la norme CSA O86, et de démontrer que les valeurs de résistance sont maintenues au cours de la production.

Comme il a été mentionné à la section 4.3, il n'existe à ce jour aucune norme canadienne régissant la fabrication des bois SCL. Cependant, le guide technique publié par le CCMC renvoie à la norme américaine ASTM D5456 afin de déterminer le niveau minimal de contrôle de la qualité.

## 4.5 Normalisation

Les bois SCL ont vu le jour en 1960 avec la naissance du bois LVL et sont depuis largement utilisées en Amérique du Nord (PFS, 1997). Par ailleurs, puisqu'il existe une large gamme de fabricants de bois SCL sur le marché et que la sélection d'un bois SCL peut s'avérer fastidieuse pour un concepteur ayant peu ou pas de connaissances dans le domaine, la nécessité d'une normalisation basée sur la performance devient inévitable.

Une normalisation basée sur la performance a pour but de simplifier les caractéristiques et les résistances, l'installation ainsi que l'inspection au chantier. Il est relativement facile de normaliser les différents produits par rapport à leurs résistances (performances). Cette normalisation consiste en plusieurs séries de bois SCL auxquelles sont associées des résistances prévues semblables. Les bois SCL répondant aux exigences de performance d'une série quelconque peuvent être assignés à cette série particulière, peu importe le type de bois (LVL, PSL ou LSL). Le **tableau 10** et le **tableau 11** indiquent les caractéristiques habituelles pour des séries de bois SCL offerts au Québec.

**TABLEAU 10** • Résistances génériques prévues des bois SCL (métrique)

Série	Module d'élasticité E (MPa)	Flexion $f_b$ (MPa)	Cisaillement $f_v$ (MPa)	Compression parallèle au fil $f_c$ (MPa)	Compression perpendiculaire au fil <sup>1</sup> $f_{cp}$ (MPa)	Produits disponibles
SCL - 1.5E	10 300	25,80	2,65	21,95	6,95	LSL et LVL
SCL - 1.7E	11 700	29,70	3,60	26,20	9,05	LVL
SCL - 1.8E	12 400	31,70	3,60	28,35	9,35	LVL
SCL - 1.9E	13 100	33,60	3,60	30,45	9,35	LVL
SCL - 2.0E	13 800	35,60	3,65	32,60	9,35	LVL et PSL
SCL - 2.1E	14 500	37,55	3,65	34,75	9,35	LVL

1. Les résistances prévues en compression perpendiculaire au fil sont pour des éléments posés sur la face étroite (de chant), tels que des poutres et des solives.

**TABLEAU 11** • Résistances génériques prévues des bois SCL (impérial)

Série	Module d'élasticité E ( $\times 10^3$ lb/ps <sup>2</sup> )	Flexion $f_b$ (lb/ps <sup>2</sup> )	Cisaillement $f_v$ (lb/ps <sup>2</sup> )	Compression parallèle au fil $f_c$ (lb/ps <sup>2</sup> )	Compression perpendiculaire au fil <sup>1</sup> $f_{cp}$ (lb/ps <sup>2</sup> )	Produits disponibles
SCL - 1.5E	1,5	3740	385	3180	1010	LSL et LVL
SCL - 1.7E	1,7	4310	520	3800	1315	LVL
SCL - 1.8E	1,8	4595	520	4110	1355	LVL
SCL - 1.9E	1,9	4875	520	4420	1355	LVL
SCL - 2.0E	2,0	5160	530	4730	1355	LVL et PSL
SCL - 2.1E	2,1	5445	530	5040	1355	LVL

1. Les résistances prévues en compression perpendiculaire au fil sont pour des éléments posés sur la face étroite (de chant), tels que des poutres et des solives.

Bien que ces produits sont habituellement utilisés comme éléments fléchis, tels qu'une poutre ou un linteau, les valeurs indiquées peuvent être applicables pour des colonnes. Cependant, les résistances d'une colonne en bois SCL sont habituellement légèrement inférieures à celles d'une poutre (par exemple, un élément classé comme une poutre de série 2.0E sera habituellement classé comme une colonne de série équivalente à 1.8E). Il est fortement recommandé de consulter la documentation technique des divers fabricants de bois SCL afin d'obtenir les véritables résistances respectives pour l'utilisation comme élément fléchi ou comprimé.

## 4.6 Estimation

Puisqu'il y a plusieurs séries de bois SCL, il est parfois difficile de déterminer quelle série sera la plus économique. Le coût d'un bois SCL est basé sur le volume de bois et est habituellement donné au mètre linéaire (ou au pied linéaire) selon l'épaisseur ou la largeur du produit. La section transversale la plus petite procurant le meilleur ratio de sollicitation devrait s'avérer comme la meilleure option. Les divers fournisseurs de bois SCL peuvent établir un prix relativement précis et détaillés selon la composition de la poutre ou de la colonne.

## 4.7 Identification

Généralement, les bois SCL comportent plusieurs informations écrites sur le côté (figure 20 et figure 21). Les informations courantes sont les suivantes :

- type de produit (série),
- nom du fabricant,
- numéro de l'usine de fabrication,
- agence d'inspection indépendante,
- codification de la date de fabrication à des fins de contrôle de la qualité,
- numéro du rapport d'évaluation du CCMC pour l'usage au Canada.



FIGURE 20 • Exemple d'identification d'un bois LVL (source : LVL Global)

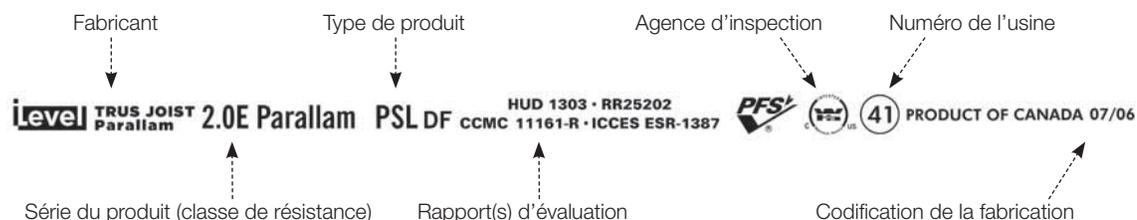


FIGURE 21 • Exemple d'identification d'un bois PSL (source : Weyerhaeuser)

## 5 Bois lamellé-collé

Le bois lamellé-collé (BLC), aussi appelé *glued-laminated timber* ou *glulam*, est le plus ancien produit structural collé (au-delà de 100 ans). Ce produit structural aurait vu le jour en Allemagne en 1890. Cette technologie a ensuite été utilisée aux États-Unis en 1934 pour la construction d'un gymnase du *Peshigo High School* de l'État du Wisconsin. Des arches à trois rotules, de 20 m de portée, ont servi à ériger le gymnase de cette école. Un deuxième bâtiment a vu le jour quelques semaines plus tard, le *USDA Forest Products Laboratory* situé à Madison dans le Wisconsin. Ce bâtiment est toujours en service. À cette époque, l'acier était majoritairement le produit structural envisagé par les ingénieurs. Malgré ce fait, l'architecte allemand Max Hanisch a réussi à convaincre les principales parties intéressées, notamment les ingénieurs, à utiliser le bois lamellé-collé. Premièrement, le BLC remplit deux fonctions en même temps, soit structurale et d'apparence. Les éléments de BLC peuvent demeurer apparents alors que la charpente métallique doit être recouverte de matériaux de finition. Deuxièmement, le BLC procure une meilleure résistance au feu comparativement à la charpente métallique où elle doit être recouverte d'une protection contre le feu. Lors de l'appel d'offres incluant tous les aspects supplémentaires de finition liés à la charpente métallique, le système allemand en

BLC s'est avéré plus économique que l'option traditionnelle en acier (Rhude, 1996). Il est intéressant de constater que les arguments invoqués en 1934 sont toujours valides aujourd'hui.

### 5.1 Caractéristiques générales

Ce produit de bois d'ingénierie structural est fabriqué à partir de collage de lamelles au moyen d'un adhésif hydrofuge et résistant aux hautes températures conformément aux exigences de la norme CSA O177 (2006). Les lamelles sont toujours orientées parallèlement au sens de la longueur de la poutre ou de la colonne. Un BLC peut être fabriqué en pièces rectilignes ou cintrées et peut ainsi être utilisé sous diverses formes allant d'une poutre droite à une arche circulaire ou une ferme triangulée de très longue portée (**figure 22** et **figure 23**). Il peut être utilisé dans un milieu sec ou humide conformément à l'esprit de la norme CSA O86. Son utilisation en milieu humide nécessite par contre certains aspects de protection et de conception supplémentaires afin de prévenir une détérioration prématurée. Il est recommandé de consulter le *Guide des bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre et d'ingénierie* (cecobois, 2011) pour obtenir de plus amples informations.



FIGURE 22 • Gare intermodale de Saint-Jérôme

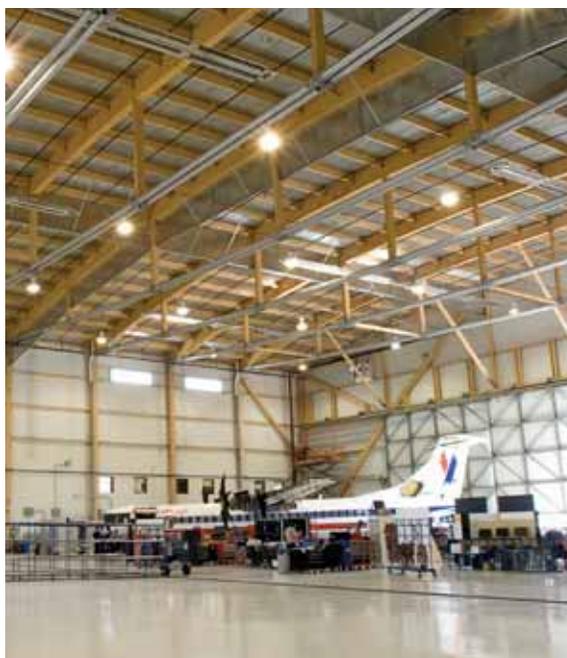


FIGURE 23 • Hangar aéronautique ExcelTech à Dorval

### Arches et poutres cintrées

Les éléments en BLC étant fabriqués à partir de plusieurs lamelles de bois, une grande variété de formes est possible, incluant des éléments courbés. Les minces lamelles peuvent en effet facilement être cintrées avant le collage pour former des éléments courbes de grandes dimensions permettant ainsi de réaliser de grands espaces ouverts, tel que des complexes sportifs (**figure 24**).



**FIGURE 24** • Arche circulaire du Stade de soccer Chauveau à Québec (photo : Stéphane Groleau)

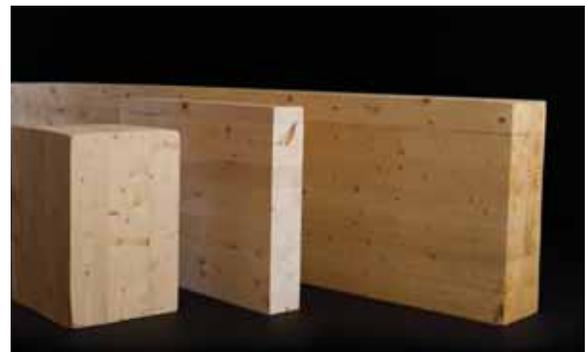
Les arches représentent une forme structurale efficace pour la résistance aux charges verticales réparties sur de longues portées. La forme de l'arche permet de réduire les moments de flexion jusqu'au point où lorsqu'une arche parabolique est utilisée sous un chargement uniformément réparti, les efforts de flexion disparaissent, entraînant uniquement des efforts de compression pure. Les efforts de poussée latérale sont par contre considérables et doivent être adéquatement repris par les fondations. De plus, une vérification des efforts de traction perpendiculaire doit être minutieusement effectuée afin de ne pas occasionner des efforts parasites dans les arches.

## 5.2 Caractéristiques particulières

Le BLC se divise en deux catégories, soit celui conforme à la norme CSA O122 (2006), aussi appelé BLC « générique », ou celui dit « propriétaire » (**figure 25** et **figure 26** respectivement). Ce dernier doit cependant être préalablement évalué et approuvé par le Centre canadien des matériaux de construction (CCMC).



**FIGURE 25** • Bois lamellé-collé générique (Goodlam™)



**FIGURE 26** • Bois lamellé-collé propriétaire (Nordic Lam™)

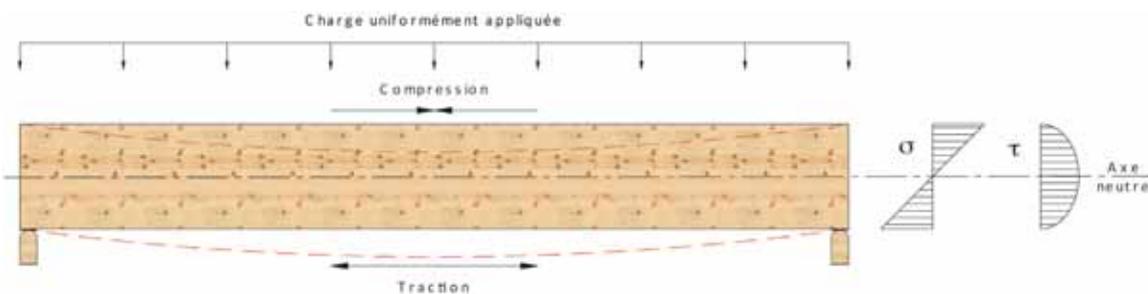
### 5.2.1 Bois lamellé-collé générique (selon CSA O122)

Ce type de BLC est reconnu directement dans la norme de calcul des charpentes en bois CSA O86. Les résistances, les dimensions et les groupes d'essences de bois prévues sont dictés par la norme CSA O122. La notation des diverses classes de contrainte est basée sur la notation américaine selon le calcul aux contraintes admissibles. Par exemple, pour un bois lamellé-collé 20f-EX, la notation de la contrainte de flexion admissible (20f) correspond à une valeur de 2000 lb/po<sup>2</sup> (13,8 MPa) alors que, selon la norme CSA O86 et le calcul aux états limites, une résistance prévue en flexion de 25,6 MPa (3700 lb/po<sup>2</sup>) lui est assignée.

Les classes d'essences de bois utilisées et reconnues dans la norme CSA O122 sont 1) le pin tordu, le pin gris et (ou) l'épinette, 2) le sapin Douglas et le mélèze occidental et 3) la pruche et le sapin gracieux. Cette dernière classe d'essence est par contre plus rare sur le marché de l'est du Canada.

La résistance d'un BLC est déterminée par l'agencement des lamelles selon la distribution des contraintes au travers de la section transversale. Par exemple, lorsqu'une poutre de section rectangulaire est soumise à des efforts de flexion, les lamelles externes seront les plus sollicitées axialement (traction ou compression) et seront donc les lamelles où les exigences de résistances seront les plus sévères (**figure 27**). La détermination des efforts maximaux que la pièce aura à supporter précise l'agencement et le nombre de lamelles dans la pièce finale. La norme CSA O122 dicte l'agencement des lamelles, selon les exigences de résistance propres à chacune, en fonction de la classe de contrainte prévue du BLC. À cet effet, il existe quatre classes de contrainte pour le BCL conformément à la norme CSA O122 et se regroupent selon les usages démontrées au **tableau 12**.

Comme l'indique le **tableau 12**, deux types de catégories de poutres en BLC sont offerts selon la norme CSA O122, soit les catégories «EX» et «E» où ces notations signifient respectivement que les lamelles sont placées symétriquement par rapport à l'axe neutre de la poutre (EX) ou de façon asymétrique (E). La catégorie EX est utilisée habituellement pour des éléments soumis à des inversions de contraintes de flexion (**figure 28**), comme dans le cas d'une poutre en portées continues, alors que la catégorie E sera principalement utilisée pour des éléments qui ne seront pas soumis à de fortes inversions de contraintes de flexion, comme dans le cas d'une poutre en portée simple.



**FIGURE 27** • Distribution des contraintes axiales ( $\sigma$ ) et de cisaillement ( $\tau$ ) d'un élément fléchi

**TABLEAU 12** • Classes de contrainte du bois lamellé-collé selon CSA O122

Classe de contrainte	Usage
20f-E 24f-E	Classes destinées aux poutres simples ou aux endroits non sujets aux fortes inversions de contraintes (un porte-à-faux par exemple) dont la résistance en flexion positive n'est pas égale à celle négative ( $F_{b+} \neq F_{b-}$ ).
20f-EX 24f-EX	Classes destinées aux poutres continues, poteaux de contreventement et arches soumises à de forts moments dans une direction ou une autre dont la résistance en flexion positive est égale à celle négative ( $F_{b+} = F_{b-}$ ).
12c-E, 16c-E	Classes destinées aux colonnes soumises à des contraintes axiales de compression <sup>1</sup> .
14t-E, 18t-E	Classes destinées aux éléments demandant une grande résistance en traction.

1. Une colonne peut également être d'une classe de contrainte f-EX si une résistance combinée accrue en flexion et en compression est requise.

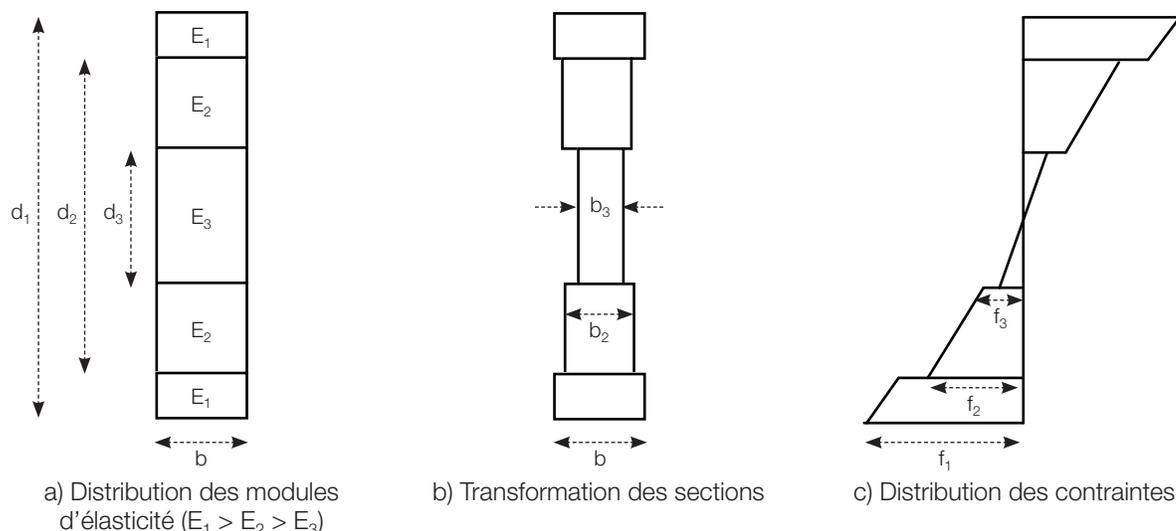


FIGURE 28 • Poutre symétrique (EX) à trois zones de rigidité flexionnelle

Puisque ces éléments peuvent ainsi être fabriqués de façon symétrique ou asymétrique, ils doivent être installés adéquatement afin que le côté le plus résistant se retrouve bel et bien du bon côté. Une indication telle que « Top » est habituellement inscrite sur le produit de type « E » afin de bien voir le côté supérieur (figure 29).



FIGURE 29 • Indication d'un bois lamellé-collé « débalancé » (photo: APA-EWS)

#### Dimensions disponibles

Le **tableau 13** indique les largeurs finies courantes du BLC rectilignes. Cependant, ce bois peut être fabriqué sur mesure selon les dimensions requises. Les éléments de BLC peuvent aller jusqu'à 18,9 m (62 pi) de longueur pour les éléments rectilignes et 24 m (78'-9") pour les éléments courbés et les arches permettant ainsi d'atteindre de très longues portées ou d'utiliser des portées continues.

TABLEAU 13 • Dimensions courantes du bois lamellé-collé CSA O122 (élément rectiligne)

Largeur		Hauteur	
(mm)	(po)	(mm)	(po)
80	3 1/8	76 mm et plus (en multiple de 38 mm)	3 po et plus (en multiple de 1 1/2 po)
105	4 1/8		
130	5 1/8		
175	6 7/8		
215	8 1/2		
225	8 7/8		
265	10 3/8		
275	10 7/8		
315	12 3/8		
365	14 3/8		
415	16 3/8		
465	18 3/8		
515	20 1/4		

### 5.2.2 Bois lamellé-collé propriétaire

Un bois lamellé-collé propriétaire est un produit dont la configuration, les essences de bois, la longueur des lamelles ou toutes autres exigences qui ne sont pas conformes à la norme CSA O122, mais dont la fabrication finale permet de respecter sensiblement les mêmes classes de contrainte 20f et 24f afin d'autoriser une substitution directe au BLC générique décrit précédemment. Tel qu'il a été mentionné à la section 5.2, ces produits propriétaires doivent cependant être préalablement évalués et approuvés par le Centre canadien des matériaux de construction (CCMC).

Le produit Nordic Lam™ est un exemple de bois lamellé-collé propriétaire dans le sens où les dimensions des lamelles ne concordent pas entièrement avec les exigences de la norme CSA O122. L'adhésif et le procédé de fabrication sont toutefois conformes aux exigences de la norme CSA O177 et les classes de contrainte publiées sont analogues à celles des BLC génériques.

## 5.3 Fabrication

La fabrication du bois lamellé-collé (BLC) est régie par la norme CSA O122. De plus, le CNBC exige que les éléments en BLC soient fabriqués dans une usine conforme aux exigences de la norme CSA O177 (2006).

La fabrication de ces types de bois d'ingénierie comporte quatre principales étapes qui sont représentées à la **figure 30**. Ces quatre étapes sont :

#### 1. Réception et entreposage des matériaux (lamelles)

Tout comme au moment de la fabrication d'autres produits de bois d'ingénierie, le contrôle de la teneur en humidité des matériaux des lamelles est très important afin d'optimiser les conditions d'encollage et la stabilité dimensionnelle du produit fini. Tous les matériaux doivent être séchés à une teneur en humidité d'équilibre comprise entre 7 % et 15 %.

#### 2. Classement et essai non destructif de rigidité des lamelles

Toutes les lamelles doivent subir un classement visuel. De plus, toutes les lamelles doivent être évaluées par un essai non destructif de rigidité.

#### 3. Usinage, encollage et assemblage des lamelles et montage des poutres

Les extrémités des lamelles sont ensuite usinées selon la géométrie des joints à entures multiples du fabricant. Les fabricants de l'Est canadien utilisent majoritairement des joints horizontaux (profils des entures sur la face étroite) alors que les fabricants de l'Ouest canadien utilisent des joints verticaux (profils des entures sur la face large). L'adhésif à l'aboutage est appliqué et les lamelles sont aboutées les unes après les autres afin de former de longues lamelles. Les lamelles sont par la suite acheminées au montage des poutres (encollage sur les faces larges), selon l'agencement des classes de qualité des lamelles.

#### 4. Durcissement de l'adhésif et finition des poutres

Avant le durcissement de l'adhésif utilisé au moment du montage des poutres, les éléments cintrés sont acheminés vers une table de durcissement où la forme géométrique leur est attribuée. Pour leur part, les éléments rectilignes continuent habituellement leur durcissement dans la chaîne de production. Une fois le durcissement complété, les éléments sont coupés aux dimensions désirées et poncés. Ensuite, la finition est effectuée selon la classe d'aspect choisie. Finalement, ils sont empilés en paquets et emballés pour la livraison.

#### 5. Usinage des pièces

Selon la conception, les éléments peuvent être usinés à partir de machines à commandes numériques afin d'effectuer notamment les entailles pour les appuis et les plaques métalliques internes ainsi que les percements pour les attaches (les boulons par exemple).

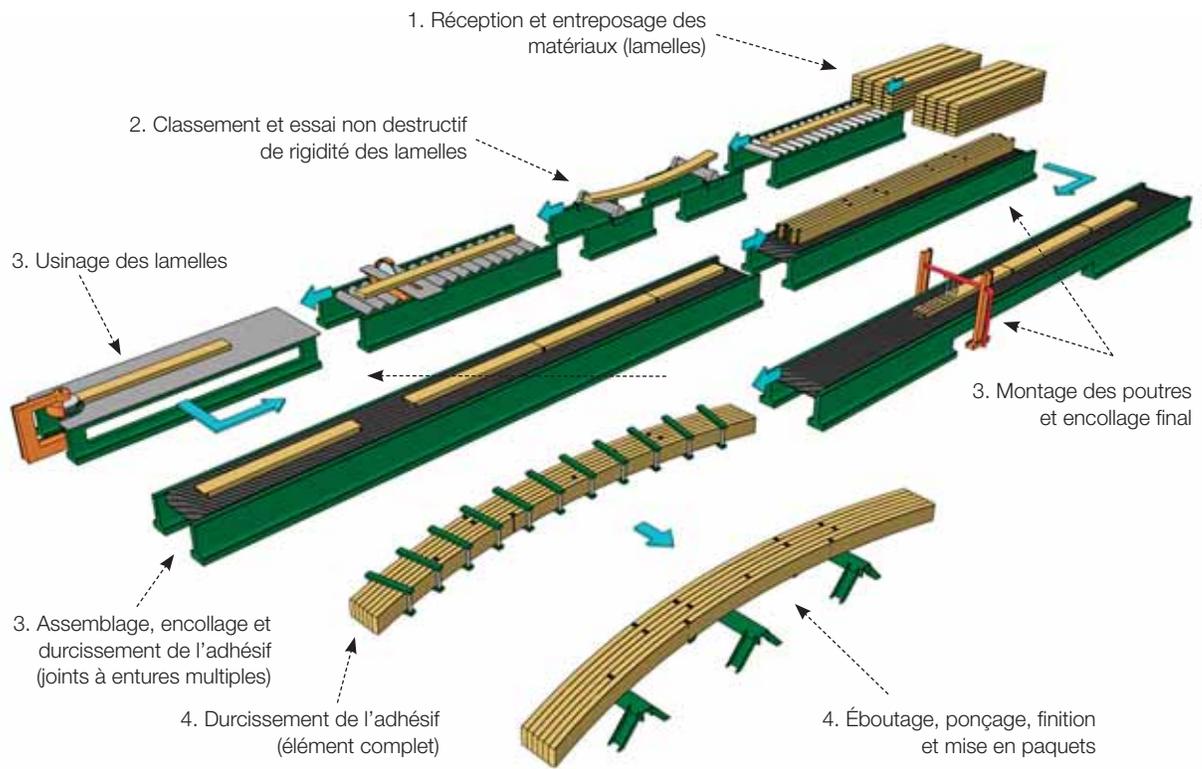


FIGURE 30 • Fabrication d'un bois lamellé-collé

## 5.4 Contrôle de la qualité

Tout comme les bois SCL, la performance anticipée des BLC dépend de la qualité des matériaux entrant dans la fabrication ainsi que du procédé de fabrication. Puisqu'il existe deux types de produits en BLC, chaque fabricant peut utiliser différentes sources d'approvisionnement et un procédé de fabrication différent. Les deux types de produits doivent cependant être fabriqués suivant un programme de contrôle de la qualité. Ce dernier est placé sous la responsabilité d'une agence de certification indépendante afin d'assurer que le fabricant est conforme à toutes les exigences appropriées des normes CSA O86, O122, O177 et (ou) celles du CCMC, et de démontrer que les valeurs de résistance sont maintenues au cours de la production.

## 5.5 Estimation

Puisqu'il y a plusieurs séries et dimensions de BLC, il est parfois difficile de déterminer quelle série ou dimension sera la plus économique. Le coût d'un BLC est basé sur le volume de bois et est habituellement donné au mètre cube (ou au pied mesure de planche, pmp) selon la classe d'aspect du produit (industrielle, commerciale ou qualité). La section transversale la plus petite procurant le meilleur ratio de sollicitation devrait s'avérer la meilleure option. Les divers fournisseurs de BLC peuvent fournir un prix relativement précis et détaillé selon la composition de la poutre ou de la colonne.

## 5.6 Identification

Généralement, les BLC comportent plusieurs informations écrites sur le côté (**figure 31** et **figure 32**). Les informations courantes sont les suivantes :

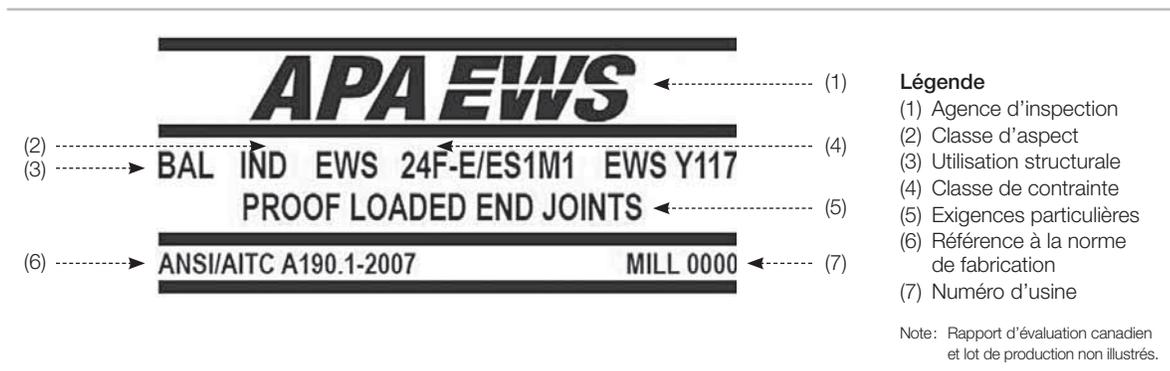
- type de produit (série et essence de bois),
- nom du fabricant,
- numéro de l'usine de fabrication,
- agence d'inspection indépendante,
- codification de la date de fabrication à des fins de contrôle de la qualité,
- numéro de conformité aux normes CSA ou du rapport d'évaluation du CCMC pour l'usage au Canada.

## 6 Adhésifs structuraux

Le bois de charpente composite et le bois lamellé-collé sont des produits d'ingénierie collés à partir d'adhésifs hydrofuges structuraux de haute performance. Ces adhésifs servant à coller des éléments de bois dans la fabrication des bois d'ingénierie structuraux doivent répondre aux exigences de résistance mécanique, de durabilité (délamination) et de déformation prescrites dans les normes CSA O112.6, O112.7, O112.9 ou O112.10 (CSA, 2001a; 2001b; 2004; 2008) selon le type d'adhésif utilisé ainsi que l'application anticipée du produit (milieu sec ou humide). Il existe deux catégories d'adhésifs utilisés dans la fabrication des bois



**FIGURE 31** • Identification d'un BCL conforme à la norme CSA O122 (source : APA-EWS)



**FIGURE 32** • Identification d'un BLC propriétaire (source : APA-EWS)

d'ingénierie, soit les adhésifs à base de résines phénoliques et les autres types d'adhésifs tels que les adhésifs à base d'isocyanate ou à base de polyuréthane.

Par ailleurs, en raison de la sensibilisation accrue du public face à la qualité de l'air ambiant dans les bâtiments et des préoccupations liées aux émissions de formaldéhyde que soulève l'utilisation des produits de bois structuraux collés, il est primordial de mentionner que la problématique concernant les émissions nocives provient principalement de l'utilisation des adhésifs de type urée-formaldéhyde, et non de ceux de type phénolique ou MDI utilisés dans les produits de bois structuraux (APA, 2008 ; Weyerhaeuser, 2008). À titre d'exemple, une publication du fabricant Weyerhaeuser (2008) stipule que ses produits de bois de charpente composite LVL, PSL et LSL n'émettent que des quantités négligeables de formaldéhyde dans l'air une fois en utilisation (émissions inférieures à 0,10 ppm). De plus, puisque les adhésifs à base d'isocyanate ou de polyuréthane ne comportent pas de phénol, de résorcinol et de formaldéhyde, il est évident que la réaction chimique de durcissement de ces adhésifs ne génère aucune émission de formaldéhyde (Ashland, 2010).

## 6.1 Adhésifs phénoliques à base de formaldéhyde

Les adhésifs à base de résines phénoliques, normalement de couleur brune, regroupent les colles du type phénol-formaldéhyde (PF), phénol-résorcinol-formaldéhyde (PRF) et résorcinol-formaldéhyde (RF) utilisées pour des applications extérieures où un plan de collage hydrofuge, d'une grande résistance et d'une grande performance de durabilité est requis. Ces adhésifs sont régis par les normes CSA O112.6 et O112.7 et sont exigés par le guide technique du CCMC pour la fabrication des bois LVL et PSL.

Bien que les adhésifs couverts par ces normes soient adéquats pour des applications extérieures, les produits de bois de charpente composite ne sont pas destinés à ce type d'utilisation. De plus amples informations sur les limites d'utilisation de ces produits peuvent être obtenues dans les rapports d'évaluation du CCMC.

## 6.2 Autres adhésifs

Tous les autres types d'adhésifs, dont ceux à base d'isocyanate (méthylène-di-isocyanate, MDI) ou de polyuréthane, qui sont habituellement de couleur claire, doivent être évalués selon la norme CSA O112.9 si les produits sont destinés à des applications extérieures (en milieu humide) où un plan de colle hydrofuge, d'une grande résistance et d'une grande performance de durabilité est requis. Advenant que les produits soient destinés à des applications intérieures seulement (en milieu sec ou une exposition limitée), les adhésifs peuvent ainsi être évalués selon la norme CSA O112.10.

Il est à noter que, contrairement aux normes CSA O112.6 et O112.7, les nouvelles normes CSA O112.9 et O112.10 ne sont pas limitées à un type d'adhésif précis et définissent un essai de résistance aux températures élevées afin de démontrer que les degrés de résistance au feu des assemblages réalisés à partir de bois de sciage traditionnels peuvent être maintenus lorsque ces mêmes assemblages sont réalisés à partir de produits du bois collés (par exemple, le bois de charpente jointé ou de charpente composite). L'intention de cet essai de résistance aux températures élevées ne remplace cependant pas les exigences d'essais de résistance au feu prescrits par la norme ULC S101 (2007) et exigés dans le CNBC.

De surcroît, au moment de rédiger le présent guide, le comité technique normatif responsable des normes de la série CSA O112 a décidé de retirer du marché les normes CSA O112.6 et O112.7 afin que tous les adhésifs structuraux soient maintenant évalués conformément aux normes CSA O112.9 ou CSA O112.10 (CSA, 2011). Les futures éditions des autres normes liées de près ou de loin à CSA O112.6 et O112.7 refléteront ce changement.

## 7 Normes de calcul

### 7.1 Bois massif

La section 5 de la norme de calcul CSA O86 décrit les résistances prévues, les coefficients d'ajustement et les équations de calcul pour les éléments en bois massif. Plus précisément, la sous-section 5.3 de la norme fournit les résistances prévues pour les différentes catégories et classes de bois d'œuvre, alors que la sous-section 5.4 traite des divers coefficients de correction des résistances, dénotés «K». Ceux-ci regroupent notamment le coefficient de durée d'application de la charge ( $K_D$ ), le coefficient de conditions d'utilisation ( $K_S$ ), celui associé au traitement du bois ( $K_T$ ), le coefficient de système ( $K_H$ ), le coefficient de dimension ( $K_Z$ ) et, finalement, le coefficient d'entaille ( $K_N$ ). Ces trois derniers seront expliqués plus en détail dans les sous-sections qui suivent.

#### 7.1.1 Coefficient de système du bois massif ( $K_H$ )

Le coefficient de système ( $K_H$ ) s'applique lorsque plusieurs éléments de bois sont utilisés pour constituer un système structural redondant, tels que les planchers à solives ou les murs à ossature de bois. Ce coefficient a pour fonction d'augmenter les différentes valeurs des résistances prévues (flexion, compression, cisaillement et traction) pour tenir compte d'une répartition des charges entre les nombreux éléments. En raison de la variabilité naturelle du bois, la capacité structurale d'un tel système s'avère en effet plus grande que la résistance d'un seul élément.

Pour que ce coefficient soit applicable, il faut que le système soit composé d'au moins trois éléments parallèles espacés d'au plus 610 mm (24 po). Une valeur plus élevée de  $K_H$  peut également être utilisée lorsque les éléments sont revêtus de panneaux structuraux (contreplaqué ou OSB). De plus, pour le bois d'œuvre, le coefficient de système peut s'appliquer dans le cas des éléments composés fléchis formés d'au moins deux éléments de même hauteur solidarisés ensemble au moyen de connecteurs. L'article 5.4.4 de la norme CSA O86 donne les explications et les différentes valeurs de  $K_H$  à utiliser.

Il est à noter que, dans les systèmes structuraux traditionnels à poutres et poteaux en bois d'œuvre, les éléments sont généralement espacés à plus de 610 mm (24 po), donc aucun partage de charges n'est considéré. Dans de tels cas, la valeur du coefficient de système ( $K_H$ ) doit être égale à 1,0.

#### 7.1.2 Coefficient de dimension du bois massif ( $K_Z$ )

Le calcul des résistances des éléments de bois d'œuvre est influencé par un coefficient de dimension ( $K_Z$ ) qui tient compte de l'effet que peut avoir la taille des éléments sur leur résistance. De façon simplifiée, plus le volume d'un élément est faible, moins il risque d'y avoir présence de défauts naturels et, donc, meilleure sera sa résistance.

Les résistances en flexion, en cisaillement et en traction sont fonction d'un coefficient de dimension ( $K_{Zb}$ ,  $K_{Zv}$  et  $K_{Zt}$ ) indiqué au tableau 5.4.5 de la norme CSA O86. Ces coefficients sont déterminés selon les dimensions de section de la pièce. Pour leur part, les coefficients de dimension en compression parallèle et perpendiculaire au fil doivent être calculés respectivement selon les articles 5.5.6.2.3 et 5.5.7.5 de la norme CSA O86.

#### 7.1.3 Coefficient d'entaille du bois massif ( $K_N$ )

Au moment du calcul de la résistance au cisaillement d'un élément en bois massif entaillé, la force appliquée correspond à l'effort de cisaillement pondéré appliqué au point d'appui de l'élément. Bien que l'on considère la résistance au cisaillement des entailles dans le but de prévenir une rupture dans l'angle rentrant de l'entaille, il est nécessaire de vérifier que la section transversale résiduelle entaillée soit adéquate pour résister à l'effort de cisaillement pondéré. La résistance au cisaillement d'un élément fléchi entaillé du côté des fibres tendues est influencée par un coefficient d'entaille ( $K_N$ ) déterminé par la longueur de l'entaille ( $e$ ), mesurée parallèlement à l'axe de l'élément depuis le centre de l'appui adjacent jusqu'au coin rentrant de l'entaille, et par la profondeur ( $d_n$ ) de l'entaille mesurée perpendiculairement à l'axe de l'élément, sans dépasser 25 % de la profondeur totale ( $d$ ) de l'élément ( $d_n \leq 0,25 d$ ). La **figure 33** illustre la détermination de ces deux facteurs géométriques pour une entaille dans un bois massif.

Il est à noter que les entailles et les changements brusques de section transversale produisent des concentrations de contraintes et devraient, dans la mesure du possible, être évités.



**FIGURE 33** • Détermination de la longueur et la profondeur de l'entaille pour le bois massif

### 7.1.4 Éléments composés comprimés en bois massif

Comme le définit la norme CSA O86, les éléments rectangulaires composés comprimés doivent être constitués de deux à cinq éléments individuels d'au moins 38 mm d'épaisseur (1½ po), assemblés à partir de clous, de boulons ou de boulons et anneaux fendus. La résistance pondérée à la compression de ces éléments comprimés ainsi que les exigences minimales de distance d'extrémité, de distance de rive et d'espacement des attaches sont décrites à l'article 5.5.6.4 de la norme CSA O86. Lorsque ces critères sont respectés, la résistance pondérée en compression parallèle au fil peut être déterminée comme étant la plus grande valeur de résistance déterminée conformément à l'article 5.5.6.4 de la norme CSA O86 ou comme étant la résistance pondérée combinée des pièces individuelles considérées comme éléments individuels (le coefficient d'élan-cement est ainsi calculé en utilisant les dimensions hors tout de l'élément composé ou les dimensions individuelles des éléments, selon le cas). Des tables de dimensionnement d'éléments composés comprimés en bois massif sont disponibles à la section 3.4 du *Manuel de calcul des charpentes en bois* (CCB, 2010). Une calculatrice en ligne est également accessible à la section « *Outils de calcul* » du site Internet de cecobois ([www.cecobois.com](http://www.cecobois.com)).

Il est à noter que les résistances définies dans la norme CSA O86 comportent plusieurs hypothèses, dont la longueur de pénétration des clous et le nombre de rangées, l'utilisation de boulons d'au moins 6 mm (¼ po) de diamètre et des anneaux fendus de 63 mm (2½ po) de diamètre employés conjointement avec des boulons d'au moins 12 mm (½ po) de diamètre. Par exemple, afin de pouvoir utiliser le plein potentiel d'un élément composé comprimé cloué, les clous doivent pénétrer au moins les trois quarts de l'épaisseur

de la dernière pièce de l'élément et être plantés en alternance sur une face et sur l'autre face de l'élément, dans le sens de la longueur. Ainsi, il n'est pas possible de présumer le même comportement si les pièces sont assemblées en alternance et clouées à partir de clous de 76 mm (3 po) pour un élément composé de quatre pièces de bois de 38 mm (1½ po) d'épaisseur. Selon les hypothèses de la norme CSA O86, des clous d'au moins 150 mm (6 po) de longueur doivent en effet être utilisés afin d'assembler tous les quatre éléments ensemble. Il est plutôt recommandé d'utiliser des boulons ou des vis à bois afin d'assembler convenablement des éléments de quatre pièces et plus.

Le **tableau 14** illustre les exigences d'attaches pour des éléments composés comprimés allant jusqu'à quatre éléments.

Dans le cas du bois massif, il est également possible d'avoir recours à des éléments composés comprimés assemblés avec des cales d'espacement. La résistance à la compression de ce type de poteaux se calcule conformément à la clause A.5.5.6.3 de la norme CSA O86. Cet article traite également des exigences à respecter concernant les distances entre les cales d'espacement ainsi que les méthodes d'assemblage. Il est à noter que, selon la norme CSA O86, les éléments composés comprimés assemblés avec cales d'espacement doivent être unis au moyen de connecteurs pour gros bois, ce qui, au sens de la norme, signifie des anneaux fendus, des disques de cisaillement ou encore des plaques métalliques permettant de transmettre des efforts en cisaillement.

**TABLEAU 14 •** Assemblage d'éléments composés comprimés en bois massif (adapté de CCB, 2010)

	2 éléments	3 éléments	4 éléments
<p>2 x 4 (38 x 89 mm)</p> <p>clou de 3 po (76 mm)</p>	<p>clou de 4 ½ po (114 mm)</p>	<p>clou de 6 po (150 mm)</p>	
<p>2 x 6 (38 x 140 mm)</p> <p>clou de 3 po (76 mm)</p>	<p>clou de 4 ½ po (114 mm)</p>	<p>clou de 6 po (150 mm)</p>	
<p>2 x 8 (38 x 184 mm)</p> <p>clou de 3 po (76 mm)</p>	<p>clou de 4 ½ po (114 mm)</p>	<p>clou de 6 po (150 mm)</p>	

\* Les distances d'extrémité sont indiquées pour Douglas-mélèze, pruche-sapin et cèdre rouge de l'ouest. Pour les bois E-P-S et nordiques, on peut réduire ces distances à 80 % des valeurs données.

## 7.2 Bois de charpente composite

Les bois de charpente composites sont des éléments de charpente en bois propriétaires et doivent être conformes aux sections 13 et 14 de la norme CSA O86. Les équations de calcul des résistances utilisées par les concepteurs sont décrites à la section 13 alors que la section 14 fournit plutôt de l'information nécessaire aux fabricants quant à la détermination des valeurs spécifiées de ces produits propriétaires.

Ces produits sont exclusifs et chaque fabricant offre des types de bois possédant ses propres caractéristiques de résistance et de rigidité. Au Canada, les caractéristiques et les résistances des bois de charpente composites sont évaluées et approuvées par le Centre canadien des matériaux de construction (CCMC). Ce dernier publie un guide technique afin d'évaluer la performance des bois de charpente composites répondants aux exigences de la norme CSA O86 et des articles 4.3.1.1 et 9.4.1.1 de la division B du

Code national du bâtiment du Canada 2005 (CNRC, 2005a; CNRC, 2005b; CCMC, 2005). À la suite du remaniement du Code national du bâtiment (CNBC) en 2005 pour en faire un code axé sur les objectifs, il est maintenant plus facile de déterminer, à partir des évaluations du CCMC, si un produit ou un système est conforme aux exigences de l'alinéa 1.2.1.1.1) b) de la division A du CNBC, soit une conformité au CNBC par l'emploi d'une solution de rechange permettant d'atteindre au moins le niveau minimal de performance exigé par la division B du CNBC.

Par ailleurs, l'article 13.3.3.2 de la norme CSA O86 stipule que les éléments en bois de charpente composite entaillés ou coupés ne doivent pas être utilisés à moins que des données d'essais documentés destinés à évaluer ces entailles ou ces coupes démontrent qu'elles sont acceptables. Il est recommandé de consulter les fabricants de bois de charpente composite pour obtenir de plus amples informations à ce sujet.

Les équations de calcul des résistances mécaniques sont analogues à celles employées pour les bois d'œuvre. Les résistances génériques prévues pour les bois de charpente composites ont été présentées précédemment à la sous-section 4.5 et sont conformes aux exigences de calcul aux états limites de la norme CSA O86. La section 13.3.2 de la norme CSA O86 traite des divers coefficients de correction des résistances applicables aux bois de charpente composites. Ceux-ci regroupent notamment le coefficient de durée d'application de la charge ( $K_D$ ), le coefficient de conditions d'utilisation ( $K_S$ ), celui associé au traitement du bois ( $K_T$ ), le coefficient de système ( $K_H$ ) et le coefficient de dimension ( $K_Z$ ). Ces deux derniers seront expliqués plus en détail dans les sous-sections qui suivent.

### 7.2.1 Coefficient de système du bois de charpente composite ( $K_H$ )

Dans le cas des bois de charpente composites, le coefficient de système ( $K_H$ ) s'applique uniquement pour le calcul de la résistance en flexion. Il faut cependant que le système soit composé d'au moins trois éléments parallèles espacés d'au plus 610 mm (24 po). Il peut également s'appliquer dans le cas des éléments composés fléchis formés de trois éléments et plus de même hauteur solidarisés adéquatement au moyen de connecteurs. La valeur de  $K_H$  à utiliser pour les bois de charpente composites est donnée à l'article 13.3.2.4 de la norme CSA O86.

Il est à noter que, dans les autres cas, c'est-à-dire lorsque des éléments de section pleine sont espacés à plus de 610 mm (24 po), aucun partage de charges n'est considéré et la valeur du coefficient de système ( $K_H$ ) doit être prise égale à 1,0.

### 7.2.2 Coefficient de dimension du bois de charpente composite ( $K_Z$ )

Le calcul des résistances des éléments en bois de charpente composite est lui aussi influencé par un coefficient de dimension ( $K_Z$ ) qui tient compte de l'effet que peut avoir la taille des éléments sur leur résistance. Les coefficients de dimension en flexion et en traction ( $K_{Zb}$  et  $K_{Zt}$ ) sont publiés dans la documentation technique des fabricants et leurs valeurs s'obtiennent habituellement par des équations indiquées au **tableau 15**. Les coefficients de dimension en cisaillement et en compression parallèle au fil ( $K_{Zv}$  et  $K_{Zc}$ ) sont quant à eux toujours égaux à 1,0. Pour la résistance en compression perpendiculaire au fil,  $K_{Zcp}$  s'obtient de la même façon que pour les bois d'œuvre, c'est-à-dire à partir de l'article 5.5.7.5 de la norme CSA O86.

**TABLEAU 15** • Coefficients de dimensions  $K_{Zb}$  et  $K_{Zt}$  pour les bois SCL

Flexion ( $K_{Zb}$ )		Traction ( $K_{Zt}$ )	
Hauteur (d) (mm)	Bois SCL $K_{Zb} = (305/d)^{1/9}$	Longueur (L) (mm)	Bois SCL $K_{Zt} = (6096/L)^{1/8}$
140	1,09	406	1,27
184	1,06	588	1,27
235	1,03	610	1,27
286	1,01	1000	1,25
337	0,99	1220	1,22
387	0,97	2440	1,12
406	0,97	4880	1,03
588	0,93	6100	1,00
610	0,93	7320	0,98

### 7.2.3 Éléments composés comprimés en bois SCL

Tout comme le bois massif, le bois de charpente composite peut être utilisé en élément composé comprimé. Les mêmes exigences d'agencement et de longueur des attaches (voir la section 7.1.4 précédente) sont applicables aux bois SCL. La résistance d'un élément

composé comprimé en bois SCL peut être calculée conformément à l'article 5.5.6.4 de la norme CSA O86.

## 7.2.4 Éléments composés fléchis en bois SCL

Puisque les éléments sont habituellement en épaisseur de 45 mm, les poutres et les colonnes en bois SCL sont plus souvent qu'autrement utilisées en éléments composés rattachés à l'aide de clous, de vis, de tire-fond ou de boulons.

### Résistance des attaches et densité équivalente

Le calcul de l'assemblage des éléments composés fléchis doit être effectué conformément à la norme CSA O86. Par ailleurs, la résistance des connecteurs de type goujon (boulons, tire-fond, clous et vis) dépend en partie de la densité assignée aux bois de charpente composites.

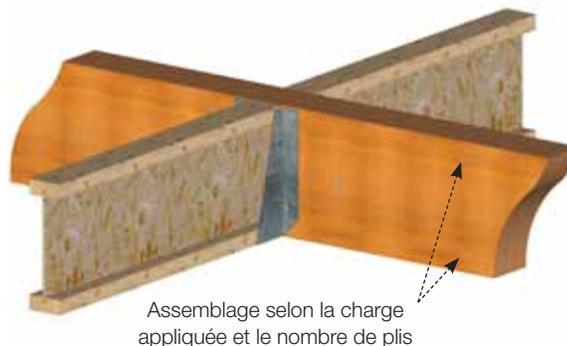
Pour le calcul d'assemblage, la plupart des fabricants publie une densité équivalente de 0,50, ce qui représente la plus grande valeur de densité apparaissant au tableau A.10.1 de la norme CSA O86. Il est toutefois important de consulter les fabricants afin d'obtenir les véritables valeurs de densité équivalente respective de leurs produits.

### Application de la charge

L'assemblage des éléments composés varient selon plusieurs critères tels que le nombre de plis, la dimension des éléments et l'application de la charge (sur le dessus, sur un côté ou sur les deux côtés). Le concepteur d'un élément composé doit toujours s'assurer que l'assemblage sera adéquat selon les charges appliquées. Advenant le cas où la charge est appliquée sur toute la largeur du dessus de la poutre, on considère que la charge sera transmise uniformément à tous les éléments et l'assemblage de l'élément composé est moins critique. Les fabricants recommandent habituellement, au minimum, d'assembler les éléments à l'aide de deux ou trois rangées de clous à tous les 305 mm (12 po) ou de boulons à tous les 610 mm (24 po). Il est toutefois important de consulter les fabricants afin d'obtenir leurs recommandations quant à l'assemblage minimal.

Bien que l'élément composé soit théoriquement assez fort pour supporter les charges appliquées, la résistance globale de l'élément composé peut être considérablement réduite si l'on ne peut fournir un

assemblage mécanique suffisant pour transférer les efforts d'un élément à l'autre. Lorsque la charge provient par le côté, comme lorsqu'une poutre supporte des poutrelles de plancher (**figure 34**), la charge doit se transférer d'un élément à un autre. Le calcul de l'assemblage doit ainsi se faire conformément à la norme CSA O86 en fonction de la densité équivalente. La pratique courante est de présumer que, dans le cas d'un élément composé de deux plis, la charge totale pouvant être appliquée est deux fois celle de la résistance de l'attache (charge maximale =  $2 N_p$ , soit la moitié de chaque côté), 1,5 fois celle de la résistance de l'attache pour un élément de trois plis (charge maximale =  $1,5 N_p$ , soit les 2/3 devant se transférer du 1<sup>er</sup> pli aux plis subséquents) et 1,33 fois celle de la résistance de l'attache pour un élément de quatre plis (charge maximale =  $1,33 N_p$ , soit les 3/4 devant se transférer du 1<sup>er</sup> pli aux plis subséquents).



**FIGURE 34** • Assemblage d'un élément composé pour une charge appliquée sur les deux côtés

Afin de procurer un assemblage plus efficace, il est fréquent d'utiliser des vis autotaraudeuses (du type Simpson SDS ou autre) qui offrent une résistance latérale unitaire supérieure à une vis à bois ou à un clou commun. Par ailleurs, une réduction de la résistance latérale doit être appliquée au moment de l'utilisation de clous au marteau pneumatique lorsque le diamètre de ces clous diffère de ceux publiés au tableau A.10.9.5.2 de la norme CSA O86.

### Exemple 1

Déterminer la charge maximale pondérée qu'une poutre composée en bois LVL peut supporter en fonction de l'assemblage des éléments. Les hypothèses sont les suivantes :

- Poutre composée de trois éléments en bois LVL 1.8E de 45 x 356 mm
- Poutrelles supportées par étriers métalliques sur un côté de la poutre
- Poutrelles espacées aux 406 mm c/c ( $K_L = 1,0$ )
- Durée normale d'application de la charge ( $K_D = 1,0$ )
- Densité relative du bois LVL :  $G = 0,50$  (selon le rapport d'évaluation du fabricant)
- Trois rangées de clous communs de 89 mm (3½ po) aux 305 mm (12 po) c/c, en quinconce de chaque côté
  - ( $d_F = 4,06$  mm et  $f_u = 450$  MPa)



1. Vérification de la résistance des attaches (article 10.9.4.1 de CSA O86-09):

$$N_r = \phi(n_u K_D K_{SF} K_T) n_F (J_E J_A J_B J_D) = 0,8 \times \left( 1,2 \frac{kN}{clou} \times 1 \times 1 \times 1 \right) \times 3 \text{ clous} \times (1 \times 1 \times 1 \times 1)$$

$$N_r = 2,88 \text{ kN par rangée de 3 clous à } 90^\circ \text{ par rapport à l'axe longitudinal de la poutre LVL}$$

2. Puisque 2/3 de la charge totale doit être transférée de l'élément 1 à l'élément 2, la charge maximale pondérée, uniformément répartie, pouvant être appliquée selon la résistance des attaches utilisées est :

$$w_f \leq \frac{3}{2} \left( \frac{N_r}{\text{espacement des clous}} \right) = \frac{3}{2} \left( \frac{2,88 \text{ kN}}{0,305 \text{ m}} \right) = 14,2 \text{ kN/m appliquée d'un côté seulement}$$

Une vérification des états limites ultimes et de service doit également être effectuée afin de comparer la capacité des attaches à celles de l'élément composé.

## 7.3 Bois lamellé-collé

Le bois lamellé-collé, incluant le BLC propriétaire, doit être calculé conformément à la section 6 de la norme de calcul CSA O86. Les équations de calcul des résistances mécaniques sont analogues à celles du bois d'œuvre et du bois SCL, mais il faut toutefois porter une attention particulière au moment du calcul des résistances en flexion et en cisaillement. Plus précisément, la sous-section 6.3 de la norme fournit les résistances prévues pour les différentes essences et classes de bois lamellé-collé, alors que la sous-section 6.4 traite des divers coefficients de correction des résistances, dénotés «K». Ceux-ci regroupent notamment le coefficient de durée d'application de la charge ( $K_D$ ), le coefficient de conditions d'utilisation ( $K_U$ ), celui associé au traitement du bois ( $K_T$ ), le coefficient de système ( $K_H$ ), le coefficient de dimension ( $K_Z$ ), le coefficient d'entaille ( $K_N$ ) et, finalement, le coefficient de cintrage ( $K_X$ ) qui est propre au bois lamellé-collé. Les quatre derniers seront expliqués plus en détail dans les sous-sections qui suivent.

### 7.3.1 Coefficient de système du bois lamellé-collé ( $K_H$ )

Tout comme le bois d'œuvre et le bois de charpente composite, les résistances prévues du bois lamellé-collé peuvent être ajustées par le coefficient de système ( $K_H$ ). Le système doit être composé d'au moins trois éléments parallèles espacés d'au plus 610 mm (24 po). Il peut également s'appliquer dans le cas des éléments composés fléchis formés de trois éléments et plus de même hauteur solidarisés adéquatement au moyen de connecteurs. Toutefois, cette situation est plutôt rare puisque le bois lamellé-collé est habituellement fabriqué et utilisé en section pleine. Le coefficient de système pour le bois lamellé-collé peut influencer tous les types de résistance mécanique, à l'exception de la résistance à la traction parallèle au fil pour laquelle aucun partage de charge n'est considéré ( $K_H = 1,0$ ).

Par contre, le bois lamellé-collé est généralement utilisé dans des systèmes structuraux à poutres et poteaux pour lesquels les éléments sont espacés à plus de 610 mm (24 po). Dans ce cas, aucun partage de charges n'est considéré et la valeur du coefficient de système ( $K_H$ ) doit être prise égale à 1,0.

### 7.3.2 Coefficient de dimension en flexion du bois lamellé-collé ( $K_{Zbg}$ )

Les éléments en BLC soumis à des efforts de flexion sont habituellement contrôlés par la résistance en traction des joints d'extrémité des lamelles utilisées sur les faces extérieures (CCB, 2010). Des essais ont été réalisés afin d'évaluer cet effet et les dimensions de référence, produisant un coefficient de dimensions égal à l'unité, sont de 130 mm x 610 mm x 9,1 m. Ce coefficient de dimension comporte l'effet de largeur et de longueur. La longueur de la zone en traction correspond à la distance entre deux points de moment nul (où  $M_f = 0$ ). L'effet de largeur reflète le fait que les joints d'extrémité plus larges possèdent généralement une résistance moindre. Le coefficient de dimension ( $K_{Zbg}$ ) est calculé à partir d'une équation donnée à l'article 6.5.6.5 de la norme CSA O86.

Par ailleurs, pour les poutres à plusieurs points d'inflexion comme les poutres en porte-à-faux et les poutres en portées continues, il faut calculer séparément un coefficient de dimension en flexion pour chaque section transversale de la poutre (donc un moment résistant pour chaque section) et la comparer ensuite au moment fléchissant maximal appliqué à chaque section correspondante. Par exemple, dans le cas d'une poutre franchissant deux portées continues, on

retrouve trois zones de flexion (ou quatre points de moment nul), donc trois coefficients de dimension en flexion et trois moments résistants à calculer et à comparer aux trois moments appliqués maximaux relatifs à chaque zone de flexion (figure 35).

Pour la résistance en flexion, le coefficient de dimension ( $K_{Zbg}$ ) ne s'applique pas conjointement avec le coefficient de stabilité latérale ( $K_L$ ). Le coefficient de dimension en flexion est applicable aux zones soumises à des efforts de traction alors que le coefficient de stabilité latérale s'applique aux zones soumises à des efforts de compression.

Il n'y a pas de coefficient ( $K_Z$ ) pour la résistance au cisaillement ou à la traction parallèle au fil. Dans le cas du cisaillement, l'effet de dimension est pris en compte en incluant le volume de la poutre directement dans l'équation de calcul de la résistance. Pour ce qui est de la compression parallèle et perpendiculaire au fil, le coefficient de dimension s'obtient conformément aux articles 6.5.8.4 et 5.5.7.5 respectivement de la norme CSA O86.

### 7.3.3 Coefficient de cintrage du bois lamellé-collé ( $K_X$ )

L'un des avantages du bois lamellé-collé est qu'il permet d'obtenir de façon simple et peu coûteuse des éléments courbes. Par contre, la courbure est un aspect qui influe sur la résistance en flexion des éléments. La norme CSA O86 inclut donc dans les équations de calcul de la résistance en flexion du BLC un coefficient de cintrage ( $K_X$ ) qui permet de tenir compte de cet aspect. L'article 6.5.6.5.2 de la norme fournit l'équation permettant de calculer la valeur de  $K_X$  en fonction du rayon de cintrage.

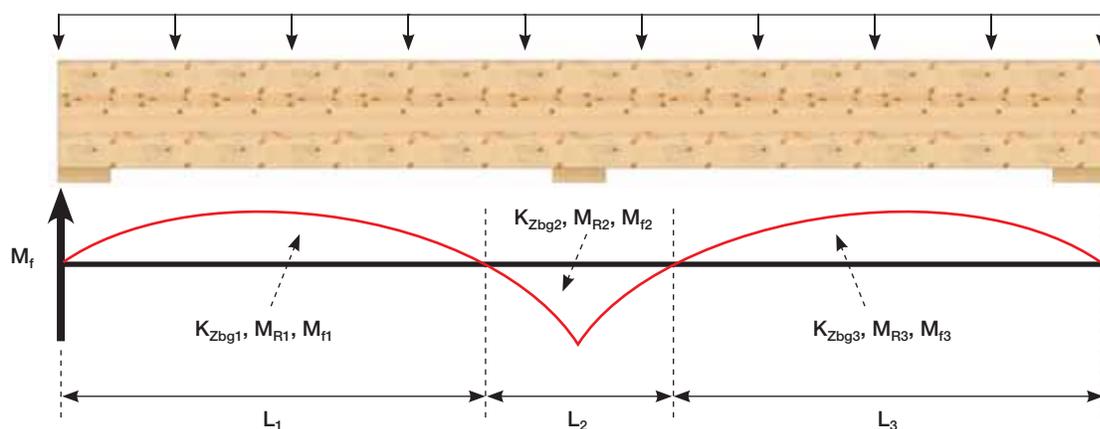


FIGURE 35 • Coefficient de dimensions en flexion ( $K_{Zbg}$ ) d'un BLC en portées continues

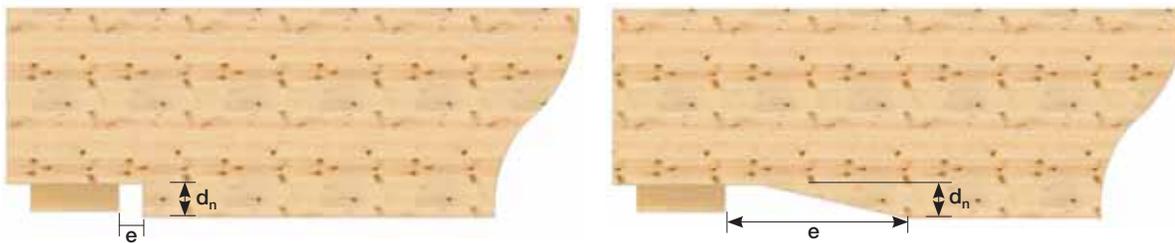
### 7.3.4 Coefficient de l'effort de cisaillement du bois lamellé-collé ( $C_v$ )

La résistance au cisaillement d'une poutre en BLC varie en fonction du volume de celle-ci et du mode d'application de la charge (CCB, 2010). L'alinéa 6.5.7.2.1.a) de la norme CSA O86 indique une formule complète du calcul de la résistance au cisaillement des poutres de tout volume, alors que l'alinéa 6.5.7.2.1.b) présente une formule simplifiée applicable à tous les éléments en BLC, incluant les poutres d'un volume inférieur à 2 m<sup>3</sup>. Il est cependant recommandé d'utiliser la formule complète, et ce, peu importe le volume de la poutre, puisqu'elle procure des résultats plus précis que la formule simplifiée.

La norme CSA O86 procure plusieurs valeurs tabulées du coefficient de l'effort de cisaillement ( $C_v$ ). Advenant une situation où l'application de la charge n'est pas couverte par ces tableaux, le coefficient  $C_v$  doit être calculé conformément à l'article 6.5.7.3 de la norme CSA O86.

### 7.3.5 Coefficient d'entaille du bois lamellé-collé ( $K_N$ )

Tout comme pour le bois massif, il est nécessaire de vérifier que la section transversale résiduelle entaillée d'un bois lamellé-collé soit adéquate pour résister à l'effort de cisaillement pondéré. La résistance au cisaillement de l'entaille, qu'elle soit située sur le côté comprimé ou tendu, est influencée par un coefficient d'entaille ( $K_N$ ) déterminé par la longueur de l'entaille ( $e$ ), mesurée parallèlement à l'axe de l'élément depuis la face intérieure de l'appui adjacent jusqu'à la rive la plus éloignée de l'entaille, et la profondeur ( $d_n$ ) de l'entaille mesurée perpendiculairement à l'axe de l'élément, sans dépasser 25 % de la profondeur totale ( $d$ ) de l'élément ( $d_n \leq 0,25 d$ ). La **figure 36** illustre la détermination de ces deux facteurs géométriques pour une entaille dans un bois lamellé-collé.



**FIGURE 36** • Détermination de la longueur et de la profondeur de l'entaille pour le bois lamellé-collé

Il est à noter que les entailles et les changements brusques de section transversale produisent des concentrations de contraintes et devraient être, dans la mesure du possible, évités.

### 7.3.6 Éléments composés comprimés en bois lamellé-collé

Tout comme le bois massif, le bois lamellé-collé peut être utilisé en élément composé comprimé. Les mêmes exigences d'agencement et de longueur des attaches (voir la section 7.1.4 précédente) sont applicables aux BLC. La résistance d'un élément composé comprimé en BLC peut être calculée conformément à l'article 5.5.6.4 de la norme CSA O86. Cependant, les éléments en bois lamellé-collé sont habituellement fournis en éléments « simples » (contrairement à des éléments composés) où les dimensions sont calculées de manière à résister aux efforts de compression parallèle au fil conformément à l'article 6.5.8.4 de la norme CSA O86.

Il est également possible d'avoir recours à des éléments composés comprimés assemblés avec des cales d'espacement. La résistance à la compression de ce type de poteaux se calcule conformément à la clause A.5.5.6.3 de la norme CSA O86. Cet article traite aussi des exigences à respecter concernant les distances entre les cales d'espacement ainsi que les méthodes d'assemblage. Il est à noter que, selon la norme CSA O86, les éléments composés comprimés assemblés avec cales d'espacement doivent être unis au moyen de connecteurs pour gros bois, ce qui, au sens de la norme, signifie des anneaux fendus, des disques de cisaillement ou encore des plaques métalliques permettant de transmettre des efforts en cisaillement.

## 7.4 Stabilité latérale des éléments fléchis

La stabilité latérale d'un élément fléchi est très importante dans le calcul de la résistance pondérée à la flexion. La norme CSA O86 tient compte de ce phénomène par le biais d'un coefficient de stabilité latérale ( $K_L$ ). Il est important de bien comprendre les hypothèses régissant les valeurs du coefficient de stabilité latérale. Comme l'explique la norme CSA O86, ce coefficient peut être considéré automatiquement comme égal à 1,0 si un support latéral est assuré aux points d'appui afin d'empêcher le déplacement latérale et la rotation, et à condition que le rapport maximal hauteur/largeur de la section de l'élément ne soit pas supérieur à certaines valeurs.

Dans le cas du bois massif et des bois de charpente composites, le rapport maximal hauteur/largeur de la section de l'élément ne doit pas être supérieur aux valeurs suivantes :

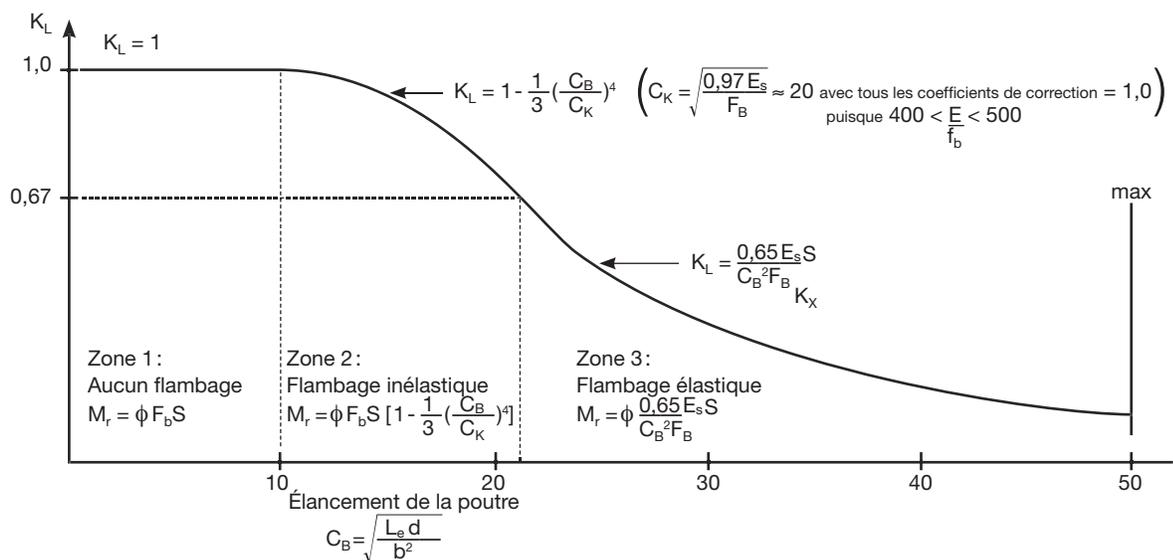
- 4:1 si aucun appui intermédiaire supplémentaire n'est assuré;
- 5:1 si l'alignement de la poutre est maintenu à l'aide de pannes ou de tirants;
- 6,5:1 si l'alignement de la rive comprimée est maintenu par fixation directe du platelage ou par des solives dont l'espacement ne dépasse pas 610 mm;

- 7,5:1 si l'alignement de la rive comprimée est maintenu par fixation directe du platelage ou par des solives dont l'espacement ne dépasse pas 610 mm et par des entretoises ou des entremisses dont l'espacement ne dépasse pas huit fois la hauteur de la section de l'élément;
- 9:1 si l'alignement des deux rives est maintenu.

Pour ce qui est du bois lamellé-collé,  $K_L$  peut être égal à l'unité si le rapport maximal hauteur/largeur de la section de la poutre est inférieur ou égal 2,5:1 pour les éléments non supportés latéralement.

Dans tous les cas, que ce soit pour le bois massif, le bois lamellé-collé ou le bois SCL, le coefficient  $K_L$  peut également être déterminé par calcul selon la méthode indiquée à l'article 6.5.6.4 de la norme CSA O86. La **figure 37** illustre la variation du coefficient  $K_L$  en fonction de l'élanement de la poutre ( $C_B$ ).

Ainsi, il est souvent présumé que le support latéral de la rive comprimée de la poutre sera fourni par les éléments structuraux perpendiculaires (les poutrelles de plancher, le platelage ou les fermes de toit, par exemple). Cette situation peut être adéquate jusqu'à une certaine limite où ces éléments sont passablement rapprochés de la poutre. Par exemple, un linteau de porte de garage peut être situé à un niveau de 3,66 m (12 pi) alors que le haut du mur où sont appuyées les fermes de toit est situé à 4,88 m (16 pi). Il est fréquent de voir un muret installé au-dessus



**FIGURE 37** • Coefficient de stabilité latérale selon l'élanement ( $C_B$ ) d'une poutre (adapté de CCB, 2005)

du linteau en retombée afin de fournir un appui aux fermes de toit (**figure 38**). Ce muret peut cependant ne pas être apte à fournir le support latéral requis à la rive comprimée du linteau sous l'effet des charges de toit et/ou de vent appliquées sur le linteau. Dans une situation similaire, le concepteur du bâtiment est responsable de poser les hypothèses nécessaires afin d'effectuer le dimensionnement du linteau.

De plus amples informations sur cette problématique sont disponibles dans une publication gratuite de la *Wood I-Joist Manufacturers Association* (WIJMA, 2007).



**FIGURE 38** • Flambage d'un linteau en contrebas  
(photo : <http://i-joist.org/policies-publications>)

## 8 Conception selon le CNBC

Selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC), toutes les structures de bâtiments doivent répondre aux mêmes exigences fonctionnelles fondamentales. Elles doivent être garanties contre l'effondrement durant et après leur construction, en plus d'afficher une bonne tenue en service pendant toute leur durée utile.

Le CNBC et la norme CSA O86 adoptent le calcul aux états limites comme méthode d'analyse et de conception. Le calcul aux états limites vise à prévenir les défaillances, à savoir que l'état limite est atteint. Ce dernier peut se définir comme étant le point auquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Ces états limites peuvent se diviser en trois catégories :

1. **États limites ultimes** : mettent en cause la sécurité et concernent entre autres le dépassement de la limite de capacité portante (résistance), la rupture, le renversement et le glissement.
2. **États limites de fatigue** : concernent les défaillances résultant de l'application de charges répétitives et s'appliquent principalement aux structures portantes de ponts roulants.
3. **États limites de tenue en service** : se rapportent à l'usage prévu du bâtiment et englobent les flèches, les vibrations, la déformation permanente et les dommages structuraux locaux comme la fissuration.

Le CNBC prescrit que les éléments structuraux en bois soient calculés de manière à avoir une résistance et une intégrité structurales suffisantes en conformité avec la norme CSA O86 et la partie 4 de la division B du CNBC relativement aux charges ainsi qu'aux flèches et aux vibrations maximales spécifiées aux parties 4 et 9 de la division B.

La sous-section 4.1.5 de la division B du CNBC liste les surcharges (L) dues à l'usage (communément appelées les charges vives ou *Live Loads*). La surcharge spécifiée sur une surface de plancher ou de toit dépend de l'usage prévu et doit être au moins égale à la surcharge produisant l'effet le plus critique, soit selon :

1. la méthode des **surcharges uniformément réparties** de l'article 4.1.5.3 de la division B du CNBC ;
2. la méthode des **surcharges concentrées** de l'article 4.1.5.10 de la division B du CNBC ;
3. l'utilisation prévue de la surface de plancher ou de toit.

Les autres types de charges, tels que la charge de neige et de pluie (S), la charge de vent (W) ou de séisme (E), sont respectivement décrits aux sous-sections 4.1.6, 4.1.7 et 4.1.8 de la division B du CNBC. Le *Guide de l'utilisateur – CNB 2005. Commentaires sur le calcul des structures (partie 4 de la division B)* fournit de plus amples informations quant à ces charges ainsi qu'aux nouvelles combinaisons de charges introduites dans le CNBC 2005 (CNRC, 2006).

## 8.1 Rôle et responsabilité des concepteurs

Selon la partie 2 de la division C du CNBC, les calculs des structures doivent être réalisés par un professionnel qualifié (architecte ou ingénieur) et spécialisé dans le travail à accomplir. Cette exigence s'applique à tous les bâtiments régis par la partie 4 de la division B du CNBC, mais peut également s'appliquer dans le cas d'un bâtiment régi par toute autre partie de la division B du CNBC.

### 8.1.1 Concepteur du bâtiment

Le « concepteur du bâtiment » est un professionnel qualifié ayant la responsabilité de la conception globale du bâtiment. De plus, selon la *Loi sur les ingénieurs* (à l'article 2 de sa section 2), le calcul des structures relève du champ de pratique des ingénieurs. Au moment de la conception d'un système nécessitant des poutres ou des colonnes de bois, le concepteur du bâtiment doit spécifier tous les points décrits à la sous-section 2.2.4 de la division C du CNBC ainsi que :

1. Les emplacements prévus des appuis, ainsi que les détails d'ancrage pour tenir compte des déplacements horizontaux et verticaux et des autres réactions.
2. Les limites de flèches verticales et, si applicables, les limites de flèches horizontales.
3. L'humidité relative ambiante pour l'usage envisagé.
4. Toute information spéciale relative à la conception des poutres et des colonnes.
5. Les charges supplémentaires dues aux unités mécaniques et électriques, ainsi que leur emplacement.
6. Les méthodes d'assemblages des unités mécaniques et électriques aux divers éléments en bois.
7. Le contreventement permanent résistant aux charges de vent, de séisme et à toute autre charge latérale agissant parallèlement ou perpendiculairement aux poutres (diaphragme de plancher ou de toit).
8. L'intégrité structurale de l'ensemble du bâtiment.

### 8.1.2 Concepteur des composants structuraux

Le « concepteur des composants structuraux » est un ingénieur ayant la responsabilité de la conception des éléments de gros bois, de bois SCL ou BLC en tant que composants structuraux individuels d'un ensemble pour les charges et les conditions de calcul spécifiées dans les plans de construction du concepteur du bâtiment.

Selon les ententes contractuelles, il arrive parfois que le fabricant de BLC assiste l'ingénieur-concepteur du bâtiment et parachève les détails d'attaches selon ses propres méthodes de conception.

Il est suggéré de consulter les fabricants de BLC en début de projet pour assurer une conception qui intègre adéquatement leurs produits.

## 8.2 Calcul de la flèche

Le CNBC spécifie les déformations maximales à respecter pour les éléments de structure. La flèche totale d'un élément fléchi se compose de la flèche due à la flexion et la flèche due au cisaillement. Elle est obtenue à partir de l'équation 1 suivante :

$$1 \quad \Delta_{Totale} = \Delta_{Flexion} + \Delta_{Cisaillement}$$

La flèche due au cisaillement est habituellement déterminée à partir de l'équation 2 suivante :

$$2 \quad \Delta_{Cisaillement} = \frac{8M}{K}$$

où M est le moment fléchissant maximal appliqué et K le coefficient de déformation due au cisaillement. En combinant les équations précédentes, la première devient ainsi :

$$3 \quad \Delta_{Totale} = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{wL^2}{K} \text{ (pour un chargement uniforme)}$$

$$4 \quad \Delta_{Totale} = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{2PL}{K} \text{ (pour une charge concentrée au centre)}$$

### 8.2.1 Module d'élasticité réel

Comme l'indique l'équation 1, la flèche due à la flexion est obtenue séparément de la flèche due au cisaillement. Ainsi, le module d'élasticité utilisé pour calculer la flèche due à la flexion doit être évalué sur un module d'élasticité libre de cisaillement, aussi appelé le module d'élasticité réel. L'équation 3, par exemple, devient donc la suivante :

$$5 \quad \Delta_{Totale} = \frac{5wL^4}{384E_{réel}I} + \frac{wL^2}{K} \text{ (pour un chargement uniforme)}$$

### 8.2.2 Module d'élasticité apparent

Pour les éléments rectangulaires, la déformation due au cisaillement est habituellement faible lorsqu'on la compare à celle due à la flexion. De plus, puisque le module de rigidité en cisaillement (G) et le coefficient de déformation due au cisaillement (K) ne sont habituellement pas publiés, il est courant et pratique d'utiliser un module d'élasticité apparent, qui inclut la déformation due au cisaillement, afin de déterminer la flèche totale selon la relation suivante :

$$6 \quad \Delta_{Totale} = \frac{5wL^4}{384E_{apparent}I} \text{ (pour un chargement uniforme)}$$

La norme américaine du bois lamellé-collé ASTM D3737 (2009) établit la relation suivante entre les deux modules :

$$7 \quad E_{apparent} = 0.95 \times E_{réel}$$

De plus amples informations peuvent être obtenues par une publication de l'APA-EWS (APA, 2008). Les valeurs publiées dans la norme CSA O86 sont les modules d'élasticité apparents. Il arrive parfois que certains fabricants de produits propriétaires précisent les deux modules d'élasticité ( $E_{réel}$  et  $E_{apparent}$ ). De plus, une valeur usuelle de module de rigidité en cisaillement (G) égal au seizième du module d'élasticité ( $G = E/16$ ) est habituellement acceptée pour les bois résineux.

## 8.3 Construction en gros bois d'œuvre

Le bois massif, le bois lamellé-collé (conforme à la norme CSA O122 ou propriétaire) ainsi que le bois à copeaux parallèles PSL (CCMC, 2009) sont permis lorsqu'une construction en gros bois d'œuvre est autorisée conformément au CNBC 2005. Par ailleurs, lorsque les dimensions des pièces satisfont aux exigences minimales indiquées au tableau 3.1.4.6 du CNBC 2005, on juge systématiquement acceptable ce type de construction là où le degré de résistance au feu requis pour une construction combustible est d'au plus 45 minutes. Dans l'éventualité où le degré de résistance au feu requis est supérieur à 45 minutes, le concepteur doit calculer la résistance résiduelle des éléments selon les méthodes décrites plus loin à la sous-section 8.4. Le **tableau 16** résume les dimensions minimales d'une construction en gros bois d'œuvre conformément au CNBC 2005. Il est à noter que les éléments doivent être des éléments pleins (ne doivent pas être formés d'éléments composés).

### 8.3.1 Systèmes à poutres et poteaux

Ce système structural est le plus simple et s'apparente en plusieurs points à une charpente métallique classique. Les poutres, habituellement rectilignes, supportent des pannes transversales revêtues d'un platelage en bois massif ou en bois lamellé-collé, et appuyées sur des colonnes, habituellement disposées selon une trame régulière (**figure 39** et **figure 40**). Ce type de construction est souvent celui décrit par une construction en gros bois d'œuvre au sens du CNBC 2005.



FIGURE 39 • Usines Cascades Groupe Tissu à Lachute



FIGURE 40 • Centre communautaire de Betsiamites

TABLEAU 16 • Dimensions minimales des éléments d'une construction en gros bois d'œuvre (CNRC, 2005a)

Construction supportée	Élément structural	Bois massif	Bois lamellé-collé
Toit seulement	Colonnes	140 x 191 mm (5 ½ x 7 ½ po)	130 x 190 mm (5 ⅛ x 7 ½ po)
	Poutres et fermes	89 x 140 mm (3 ½ x 5 ½ po)	80 x 152 mm (3 ⅛ x 6 po)
	Arcs partant du sommet des murs	89 x 140 mm (3 ½ x 5 ½ po)	80 x 152 mm (3 ⅛ x 6 po)
	Arcs partant du niveau du plancher	140 x 140 mm (5 ½ x 5 ½ po)	130 x 152 mm (5 ⅛ x 6 po)
	Platelage de toit à rainures et languettes	38 mm (1 ½ po) d'épaisseur (à plat) 38 x 64 mm (2x3 po nominal) (sur chant)	
Planchers, planchers et toit	Colonnes	191 x 191 mm (7 ½ x 7 ½ po)	175 x 190 mm (6 ⅞ x 7 ½ po)
	Poutres, fermes et arches	140 x 241 mm (5 ½ x 9 ½ po) 191 x 191 mm (7 ½ x 7 ½ po)	130 x 228 mm (5 ⅛ x 9 po) 175 x 190 mm (6 ⅞ x 7 ½ po)
	Platelage de plancher à rainures et languettes	64 mm (2 ½ po) d'épaisseur (à plat) 38 x 89 mm (2x4 po nominal) (sur chant)	

Comme dans toute construction en bois, il est primordial de considérer les changements dimensionnels potentiels des éléments en bois. Bien que le retrait longitudinal soit habituellement négligeable par rapport au retrait transversal, une bonne méthode de conception consiste à positionner les colonnes bout à bout afin de réduire le retrait potentiel de l'ensemble du bâtiment (**figure 41**). Davantage d'informations sur les effets du retrait sont données dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* publié par cecobois.



**FIGURE 41** • Continuité des colonnes

Ce système peut également être combiné à un système secondaire à ossature légère, tel que des poutrelles de bois en I (**figure 42**) ou des fermes de toit légères à connecteurs métalliques. Au sens du CNBC, cette construction ne cadre cependant plus dans la définition de construction en gros bois d'œuvre.



**FIGURE 42** • Pavillon Gene-H. Kruger de l'Université Laval

### 8.3.2 Fermes en gros bois d'œuvre et hybrides

Les fermes en gros bois d'œuvre sont largement utilisées dans des applications de longues portées telles que les complexes sportifs ou les bâtiments industriels. Ces fermes peuvent être constituées entièrement de membrures en bois massif (**figure 43**), en BLC (**figure 44**), en SCL (**figure 45**), ou être hybrides acier-bois (**figure 46**). Le principe de la ferme hybride est de positionner le bon matériau au bon endroit afin de tirer profit de la résistance en traction de l'acier jumelée à la résistance en compression du bois. Ainsi, les membrures tendues de la ferme seront constituées par des éléments métalliques alors que les éléments comprimés seront plutôt en bois.

L'un des avantages des fermes hybrides est la possibilité d'assembler les membrures en tension par des plaques métalliques s'appuyant en compression sur le bois (**figure 47**). Ce mode d'assemblage utilise la grande résistance en compression du bois plutôt que plusieurs attaches travaillant en cisaillement.



**FIGURE 43** • Fermes triangulées en bois massif



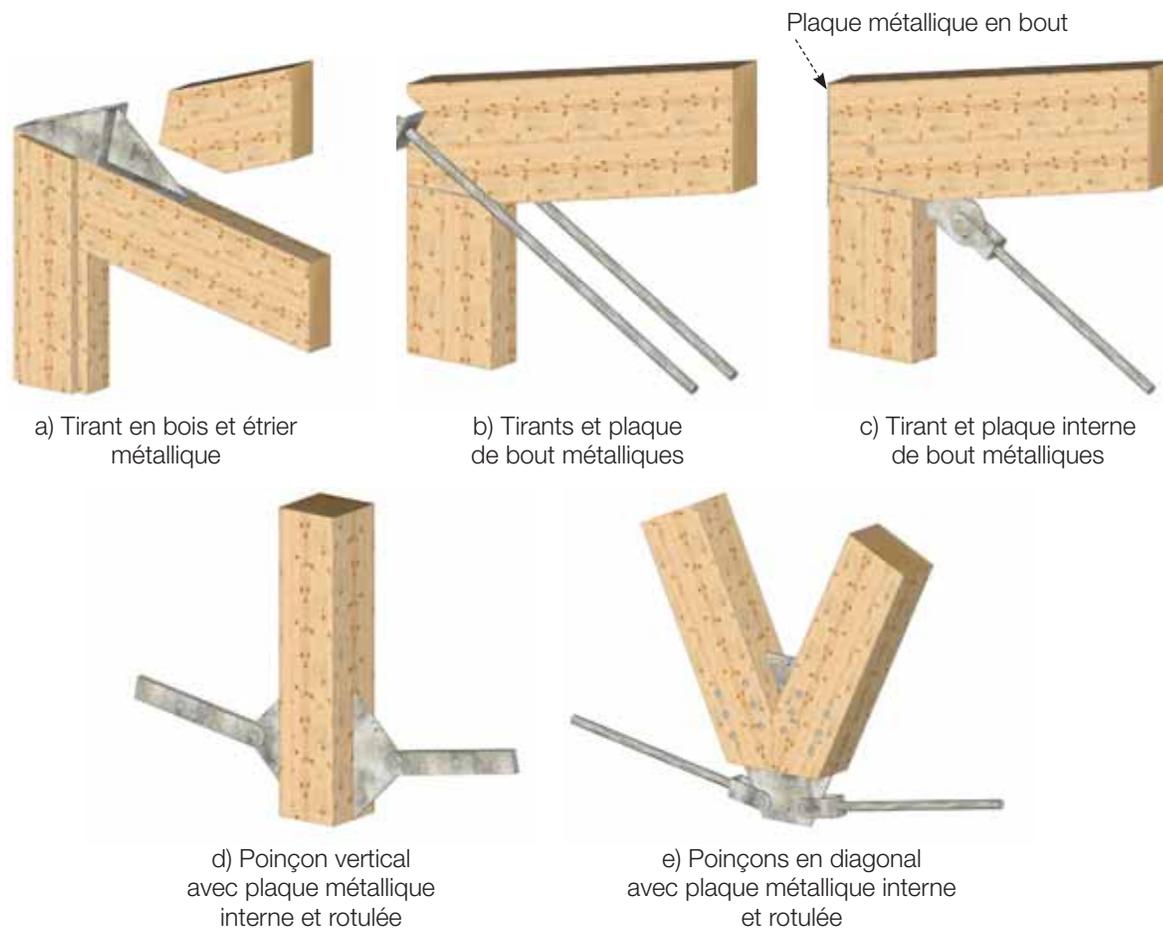
**FIGURE 44** • Fermes en bois lamellé-collé (aréna de Saint-Gabriel-de-Brandon)



**FIGURE 45** • Fermes triangulées en bois PSL  
(photo : Weyerhaeuser)



**FIGURE 46** • Fermes hybrides bois-acier  
(Centre de tri des matières résiduelles de Roberval)

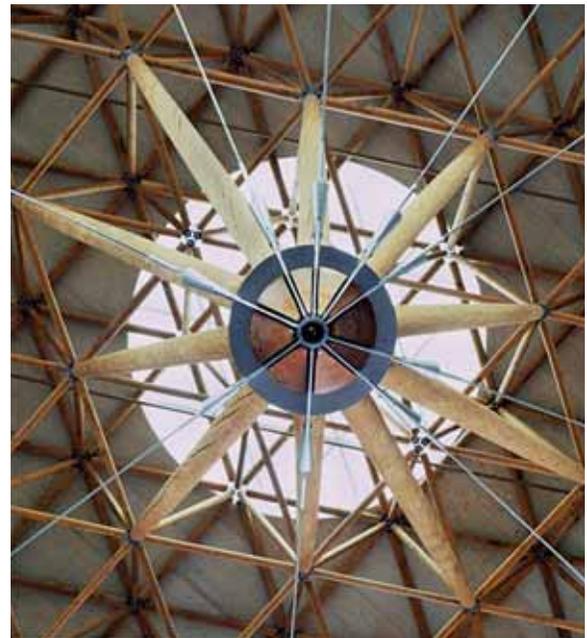


**FIGURE 47** • Exemples d'assemblages de fermes hybrides sous-tendues (adapté de Natterer, Sandoz et Rey, 2004)

### 8.3.3 Structures spatiales

Les structures spatiales sont des fermes tridimensionnelles de forme ou de taille quasi illimitées. Elles sont particulièrement intéressantes lorsqu'on désire de grandes portées libres et un minimum de colonnes ou d'appuis intérieurs (Frenette, Gagnon et Salenikovich, 2009).

Ces structures spatiales peuvent être constituées d'un réseau de fermes orthogonales ou de composants tétraédriques. Ces structures offrent un effet architectural spectaculaire, mais, pour être efficaces, exigent une grande précision d'assemblage. Dans les dernières années, le développement de logiciels de conception assistée par ordinateur (CAO) adaptés au bois et de machines d'outillage à commande numérique (CNC) a cependant permis la réalisation d'impressionnantes structures spatiales en bois (**figure 48** et **figure 49**).



**FIGURE 48** • Centre commercial Central City à Surrey (C.-B.) (photo : StructureCraft Builders)



**FIGURE 49** • Unité de soins au Credit Valley Hospital à Mississauga (Ontario) ([www.westernarchrib.com](http://www.westernarchrib.com))

### 8.3.4 Résilles, coques et dômes

Les résilles sont des structures qui répartissent les charges selon deux directions. Le principe de construction repose sur la création d'un réseau plus ou moins dense de nervures. Les nervures superposées croisées sont réalisées à l'aide de planches ou de madriers en bois qui se croisent et qui sont continus par alternance. L'assemblage aux nœuds se fait alors par simple empilage, la connexion étant assurée par des clous, des vis ou des boulons, parfois renforcés par des plaques métalliques. Les résilles peuvent être planes, ou courbées pour former une coque. Les coques en bois permettent de couvrir de grandes portées, mais leur analyse est complexe à cause d'une grande hyperstaticité et de contraintes de nature géométrique. D'une part, les planches doivent être collées à la surface construite afin de pouvoir être jointes les unes aux autres aux points de croisement et, d'autre part, les planches ne peuvent être courbées que dans le plan de leur épaisseur. Dans l'ensemble, les coques en bois exigent une analyse spécialisée, mais constituent une utilisation efficace des ressources forestières, car elles utilisent autant du bois de très bonne qualité pour les nervures les plus sollicitées, que du bois de faible qualité en grande quantité pour le platelage (Frenette, Gagnon et Salenikovitch, 2009).

Un exemple spectaculaire d'une résille en bois LVL est celle de l'expo Dach de 2000 à Hanovre en Allemagne. La structure consiste en dix énormes résilles, s'apparentant à des parapluies, situés à 26 m du sol, chacune faisant 40 m x 40 m d'envergure (**figure 50**).

Les dômes sont des structures qui reposent sur une fondation habituellement circulaire. Comme les arcs, ils produisent d'importantes réactions horizontales à leur base. Celles-ci sont habituellement reprises par une poutre annulaire, parfois accompagnée de contreforts. Les éléments de dômes géodésiques peuvent être de taille relativement faible à cause de la répartition des charges (Frenette, Gagnon et Salenikovitch, 2009).

Plus de 40 dômes géodésiques en bois ont été construits en Amérique du Nord à la fin du XX<sup>e</sup> siècle, dont le plus connu est le dôme de Tacoma dans l'État de Washington (**figure 51**). Ce dôme, érigé en 1981 en utilisant un peu plus de 2 500 m<sup>3</sup> de bois (1,6 millions pmp), est l'un des plus grands dômes construits en bois (161,5 m de portée libre et 46 m de hauteur). Le stade Odate Jukai, au Japon, posséderait actuellement le record mondial de la plus longue portée libre, tous matériaux confondus, franchissant 178 m (584 pi).



**FIGURE 50** • Résille en bois LVL lors de l'expo Dach à Hanovre (Allemagne) ([www.finnforest.de](http://www.finnforest.de))



**FIGURE 51** • Dôme de Tacoma (WA) (photo : [www.google.com/imghp](http://www.google.com/imghp))

## 8.4 Résistance au feu

La résistance au feu est un concept très important dans les bâtiments et principalement ceux régis par la partie 3 de la division B du CNBC 2005. Il est essentiel de ne pas confondre le concept de «résistance au feu» et celui de «incombustibilité» des matériaux. Ce dernier concept est une propriété d'un matériau qui n'est pas susceptible de brûler, sans nécessairement être «résistant au feu». La résistance au feu n'est pas une propriété intrinsèque d'un matériau, mais bien l'aptitude d'un élément de bâtiment à résister aux effets d'un incendie. Il n'y a pas de relation directe entre l'incombustibilité d'un matériau et sa résistance au feu. De plus amples informations sur le comportement du bois en situation d'incendie peuvent être obtenues dans le *Guide des bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* (cecobois, 2011).

Cette aptitude, appelée résistance au feu au sens du CNBC, est habituellement quantifiée comme étant le temps qu'exige un élément pour répondre à certains critères (**tableau 17**) durant une exposition à un feu normalisé comme les normes ULC S101 (2007) et de ASTM E119 (2008). Par ailleurs, tel que l'illustre le **tableau 18**, ces critères sont applicables en fonction de l'élément de bâtiment à vérifier, à savoir si c'est un élément structural simple (une poutre, par exemple) ou un élément séparatif (un plancher ou un platelage en bois, par exemple).

**TABLEAU 18** • Critères d'évaluation selon le type d'élément

Élément de bâtiment	Résistance mécanique (R)	Intégrité (E)	Isolation (I)
Cloison / porte		X	X
Mur porteur	X	X	X
Plancher / plafond / platelage	X	X	X
Poutre	X		
Colonne	X		
Vitrerie		X	

Plusieurs méthodes de calcul de la résistance au feu de pièces en gros bois sont développées et adoptées par diverses normes de conception. On retrouve à l'annexe D-2.11 du CNBC une méthode simplifiée du calcul de la résistance au feu de poutres et de colonnes en bois lamellé-collé et, au tableau D-2.4.1, quelques directives quant au degré de résistance au feu de murs et de planchers en bois massif. La norme américaine, publiée par le *American Forest & Paper Association*, propose une méthode de calcul analytique basée sur la vitesse de carbonisation des éléments de bois (AF & PA, 2003). Dans la même philosophie, l'Eurocode 5 : partie 1-2 propose une méthode de calcul beaucoup plus complète allant du simple calcul de la résistance au feu d'éléments en bois à la déter-

**TABLEAU 17** • Critères d'évaluation de la résistance au feu

Critère d'évaluation	Description
Résistance mécanique (R)	Aptitude d'un ensemble ou d'un élément structural à résister aux actions spécifiées pendant l'exposition au feu donné.
Intégrité (E)	Aptitude d'un élément séparatif d'un bâtiment à empêcher le passage des flammes et des gaz chauds et à éviter l'apparition de flammes du côté non exposé.
Isolation (I)	Aptitude d'un élément séparatif d'un bâtiment à limiter l'augmentation de température ambiante de la face non exposée en-dessous des niveaux spécifiés <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta T \leq 140</math> °C sur la totalité de la surface, ou</li> <li>• <math>\Delta T \leq 180</math> °C maximum en tout point de la surface</li> </ul>

mination de la résistance au feu des attaches, ce qui est malheureusement négligé dans les deux méthodes nord-américaines. De plus amples informations sur la performance au feu des attaches peuvent être obtenues dans le *Guide de conception des assemblages pour les charpentes en bois* publié par cecobois (cecobois, 2012).

Par ailleurs, un aspect normatif important est l'intégrité des séparations coupe-feu dans les constructions en bois. Advenant qu'une séparation coupe-feu soit exigée conformément au CNBC, il est important que toutes les ouvertures pratiquées à travers les dalles de plancher (le platelage de bois par exemple), devant former une séparation coupe-feu, soient adéquatement protégées par un scellant ou un manchon coupe-feu, un collier, une bande intumescence ou tous autres mécanismes reconnus permettant d'atteindre le degré de résistance au feu exigé.

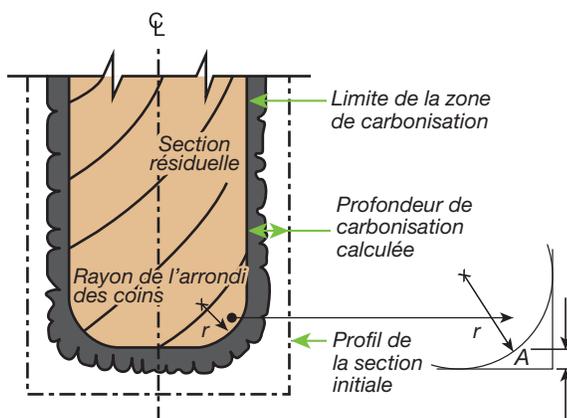
Bien que les méthodes américaine et européenne soient décrites dans le présent guide, seuls les essais réalisés conformément à la norme ULC S101 et les annexes D-2.3, D-2.4 et D-2.11 sont reconnus au sein du CNBC comme méthode de détermination de la résistance au feu. Ainsi, advenant qu'un concepteur désire utiliser l'une ou l'autre de ces 2 méthodes étrangères, celui-ci doit demander au préalable une autorisation de la part de l'autorité compétente ayant juridiction. La Régie du bâtiment du Québec est, dans la majorité des cas, l'autorité responsable d'approuver les mesures différentes.

### 8.4.1 Méthodes du CNBC 2005

Tel qu'il a été mentionné précédemment, il existe très peu d'information sur le calcul de la résistance au feu des charpentes en bois dans le CNBC. Pour les éléments de construction en gros bois d'œuvre, il n'y a que l'annexe D-2.11, applicable aux poutres et aux colonnes en BLC fléchies ou comprimées, et le tableau D-2.4.1, applicable aux éléments de murs et de planchers en bois massif. Le CNBC ne fournit aucune indication sur le calcul de la résistance au feu d'éléments en gros bois d'œuvre, de bois SCL ou des attaches ou en lien avec d'autres types de sollicitation, tel qu'un élément tendu par exemple

En fait, les équations de calcul indiquées à l'annexe D-2.11 sont le fruit de recherches effectuées par T.T. Lie en 1977. La méthode développée par Lie permet de vérifier le critère de résistance mécanique ( $R$ ) de poutres et de colonnes en BLC et présume une vitesse

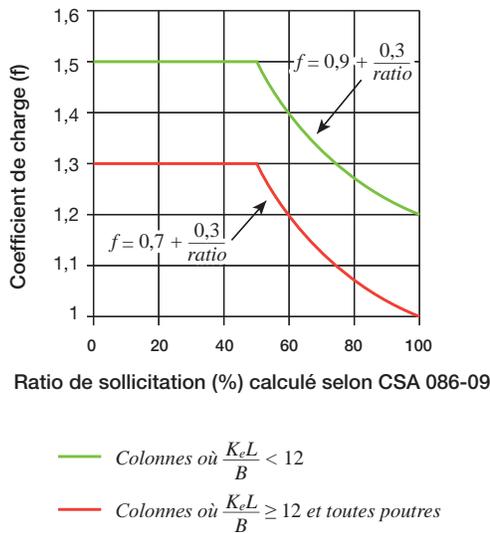
de carbonisation du bois de l'ordre de 0,60 mm/min, que la section transversale demeure rectangulaire (néglige les effets d'arrondi des coins, **figure 52**), une réduction de 20 % de la résistance de la section transversale résiduelle et un facteur de sécurité de 3 (Lie, 1977).



**FIGURE 52** • Effet d'arrondi des coins d'une section rectangulaire exposée au feu (adapté de Buchanan, 2002)

La méthode du CNBC repose principalement sur trois facteurs influençant la résistance au feu des éléments de BLC, soit :

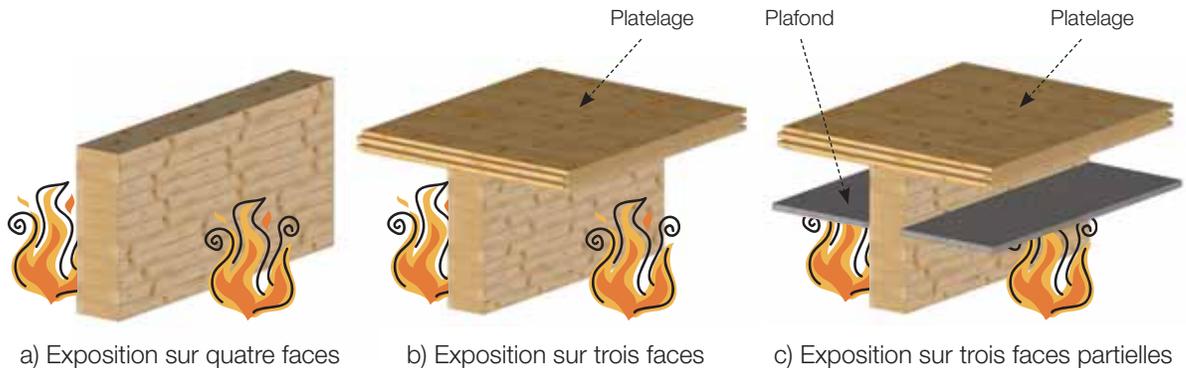
1. Les dimensions initiales de l'élément (largeur  $B$  et hauteur  $D$ , en mm) ;
2. Le coefficient de charge,  $f$  (en fonction du ratio de sollicitation de l'élément, voir **figure 53**), et ;
3. Le nombre de faces exposées au feu (trois ou quatre faces, voir la **figure 54**).



**FIGURE 53** • Coefficient de charge selon l'annexe D-2.11 (adapté de CNRC, 2005b)

Il est à noter que la combinaison de charges réduites stipulées au paragraphe A-25 du *Guide de l'utilisateur – CNB 2005. Commentaires sur le calcul des structures* (partie 4 de la division B) ne s'applique pas avec les équations de l'annexe D-2.11 lorsqu'on détermine le ratio de sollicitation (CNRC, 2006). De plus, les équations de l'annexe D-2.11 sont applicables aux BLC propriétaires et aux bois de charpente composite SCL, à la condition que leurs rapports d'évaluation respectifs du CCMC le permettent.

Des tables d'attribution de la résistance au feu de poutres et de colonnes en BLC sont présentées respectivement aux sous-sections 10.1 et 10.2.



**FIGURE 54** • Détermination des faces exposées au feu

### Exemple 2

En utilisant la méthode de l'annexe D-2.11 du CNBC, déterminer la résistance au feu d'une poutre en BLC exposée sur trois faces comme l'illustre la configuration b) de la **figure 54**. Les hypothèses sont les suivantes :

- Poutre en bois lamellé-collé en épinette-pin 20f de 175 x 570 mm, espacée aux 4,88 m
- Portée supportée de 6 m
- Charge permanente de 0,7 kPa
- Surcharge de 4,8 kPa

1. Détermination de la charge pondérée et du ratio de sollicitation

$$w_f = [(1,5 \times 4,8 \text{ kPa}) + (1,25 \times 0,7 \text{ kPa})] \times 4,88 \text{ m} = 39,4 \text{ kN/m}$$

$$M_f = \frac{w_f L^2}{8} = \frac{39,4 \text{ kN/m} \times (6 \text{ m})^2}{8} = 177,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 218 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (selon CSA 086)}$$

$$\text{Ratio de sollicitation} = \frac{177,3}{218} = 0,81 \text{ (en présumant que la résistance en flexion gouverne le calcul)}$$

2. Détermination du coefficient de charge (f)

$$f = 0,7 + \frac{0,3}{0,81} = 1,07$$

3. Détermination de la résistance au feu selon les équations du CNBC

$$\text{Résistance au feu} = 0,1 \times f \times B \times \left(4 - \frac{B}{D}\right) = 0,1 \times 1,07 \times 175 \times \left(4 - \frac{175}{570}\right) = 69 \text{ minutes}$$

Selon le cas de chargement et la configuration décrits à cet exemple, la poutre est apte à fournir un degré de résistance au feu d'une heure (60 minutes).

Les résultats obtenus à partir de la méthode de calcul de l'annexe D-2.11 indique que cette dernière surestime la résistance au feu des éléments au moment d'une exposition au feu de courte durée alors qu'elle sous-estime la résistance au feu des éléments au cours d'une exposition prolongée (au-delà de 60 minutes). À cet égard, un groupe de travail a été formé récemment au sein du comité normatif CSA O86 afin de mettre au point une méthodologie plus claire et détaillée sur le calcul de la résistance au feu d'éléments en gros bois, lamellé-collé et composite. Cette nouvelle méthodologie sera fortement inspirée de l'approche européenne décrite à la sous-section 8.4.3 de ce présent guide (Craft, Dagenais, et Osborne, 2011).

Bien que le présent guide traite de la conception de poutres et de colonnes, il est très fréquent qu'un platelage en bois soit jumelé au système porteur afin de procurer le plancher et/ou la toiture. Ainsi, il est fondamental d'aborder également la détermination de la résistance au feu d'un platelage en bois (**figure 55**). Selon cette méthode, la résistance structurale au feu d'un platelage en bois à rainures et languettes simples ou doubles est définie à l'annexe D-2.4. L'épaisseur minimale d'un platelage en bois massif en fonction de la résistance au feu recherchée est donnée au **tableau 19**. La résistance au feu assignée dans ce tableau peut être majorée de 15 minutes lorsque la face exposée au feu du platelage est recouverte d'un panneau de gypse de 12,7 mm (½ po).

**TABLEAU 19** • Dimensions minimales des toits et planchers en bois massif (CNRC, 2005a)

Type de construction	Degré de résistance au feu			
	30 min	45 min	60 min	90 min
Plancher d'éléments en bois massif de 38 mm d'épaisseur placés sur chant, fixés ensemble au moyen de clous ordinaires de 101 mm (4 po) espacés d'au plus 400 mm (16 po) entre axes et décalés dans le sens du fil du bois. Le plancher doit être recouvert de papier de construction et d'un revêtement de sol.	89 mm	114 mm	165 mm	235 mm
Plancher d'éléments en bois massif, de madriers de 64 x 184 mm de largeur à rainures et languettes ou de 19 x 38 mm à languettes rapportées emboîtées dans les rainures, fixés par des clous ordinaires de 88 mm (3½ po) espacés d'au plus 400 mm (16 po). Le plancher doit être recouvert de papier de construction et d'un revêtement de sol.	64 mm	76 mm	n/d	n/d



**FIGURE 55** • Exemples de platelage en bois exposé au feu

## 8.4.2 Méthode américaine (Technical report 10)

Pour sa part, la méthode de calcul américaine est plutôt basée sur une approche analytique où la détermination de la section résiduelle sera vérifiée en fonction de la vitesse de carbonisation du bois (AF & PA, 2003; White, 2004; SFPE, 2008). Ainsi, on vérifie si la résistance mécanique (R) de la section résiduelle est adéquate sous l'effet des pleines charges de calcul. Selon cette méthode, les calculs de résistance sont effectués en utilisant les valeurs moyennes des différentes résistances caractéristiques, celles-ci étant obtenues en multipliant la valeur du 5e centile, utilisée en situation normale, par un coefficient d'ajustement (K). Les coefficients d'ajustement des résistances (K) sont donnés au tableau 3.1.2 du document publié par l'AF & PA (2003) et résumés au **tableau 20** ci-dessous.

**TABLEAU 20** • Coefficient d'ajustement des résistances (K) selon la norme américaine (AF & PA, 2003)

Résistance mécanique	Coefficient d'ajustement (K)
Moment fléchissant	2,85
Traction	2,85
Compression	2,58
Flambage d'une poutre	2,03
Flambage d'une colonne	2,03

Il faut noter toutefois que cette méthode est basée sur le calcul aux contraintes admissibles prescrit dans la *National Design Specifications for Wood Construction* (AF & PA, 2005), ce qui n'est pas directement compatible avec la méthode de calcul adoptée par CSA O86, soit le calcul aux états limites. De plus, puisque la méthode est basée sur une approche analytique, les bois massifs, lamellé-collé et de charpente composite sont admissibles ainsi que le platelage de bois, à la condition que leur vitesse de carbonisation respective soit définie. À cet effet, les bois de charpentes composites possèdent une vitesse de carbonisation analogue à celle du bois résineux (White, 2006). La vitesse de carbonisation unidimensionnelle ( $\beta_o$ ) moyenne du bois est généralement fixée à 0,63 mm/min (1½ po/h).

Contrairement à la méthode de Lie, un facteur de 1,2 est appliqué à la vitesse de carbonisation unidimensionnelle afin de considérer les effets d'arrondi des coins ainsi que la perte de résistance et de rigidité dans la partie chauffée (couche de carbonisation et zone de pyrolyse). On obtient ainsi une vitesse de carbonisation fictive ( $\beta_n$ ) qui, selon cette méthode, est régie par l'**équation 8** et une profondeur de carbonisation ( $d_{carb}$ ) obtenue à partir de l'**équation 9**:

$$8 \quad \beta_n = \frac{1,2\beta_o}{t^{0,187}}$$

(où  $\beta_o$  est en mm/min et  $t$  est en heure)

$$9 \quad d_{carb} = \beta_n t$$

(où  $\beta_n$  est en mm/min et  $t$  est en minutes)

La compagnie Weyerhaeuser, un fabricant de bois SCL, publie les vitesses de carbonisation fictives ( $\beta_n$ ) suivantes pour ses divers produits de bois SCL:

**TABLEAU 21** • Vitesses de carbonisation fictive des bois SCL (Weyerhaeuser, 2011)

Bois SCL	Vitesse de carbonisation fictive ( $\beta_n$ )	
	(mm / min)	(po / heure)
Timber Strand® LSL	0,72	1,7
Parralam® PSL	0,64	1,5
Microllam® LVL	0,59	1,4

Ainsi, il est facile de calculer la section résiduelle, après une exposition au feu d'une durée  $t$  à partir des vitesses de carbonisation fictives et des épaisseurs des couches carbonisées indiquées au **tableau 22** ainsi qu'à partir des équations indiquées au **tableau 23**. Ces équations sont facilement adaptables pour une exposition sur les 3 faces.

**TABLEAU 22** • Vitesses fictives et épaisseurs de carbonisation selon AF & PA (2003)

Degré de résistance au feu requis	Vitesse fictive ( $\beta_n$ )	Profondeur de carbonisation ( $d_{carb}$ )
45 min	0,80 mm/min (1,9 po/h)	36,0 mm (1,4 po)
1 heure	0,76 mm/min (1,8 po/h)	45,6 mm (1,8 po)
2 heures	0,67 mm/min (1,6 po/h)	80,4 mm (3,2 po)

**TABLEAU 23** • Propriétés géométriques d'une section transversale exposée au feu sur les quatre faces

Propriété géométrique	Exposition au feu sur les quatre faces
Aire transversale	$A(t) = (B - 2d_{carb})(D - 2d_{carb})$
Module de section, axe fort	$S(t) = (B - 2d_{carb})(D - 2d_{carb})^2/6$
Module de section, axe faible	$S(t) = (B - 2d_{carb})^2(D - 2d_{carb})/6$
Moment d'inertie, axe fort	$I(t) = (B - 2d_{carb})(D - 2d_{carb})^3/12$
Moment d'inertie, axe faible	$I(t) = (B - 2d_{carb})^3(D - 2d_{carb})/12$

Par ailleurs, selon cette méthode, la résistance structurale au feu d'un platelage en bois à rainures et languettes simples ou doubles doit être déterminée comme un assemblage de poutres exposées sur une seule face (la face exposée, soit le dessous) alors qu'un platelage formé d'éléments placés sur chant doit être évalué comme un assemblage de poutres partiellement exposées sur trois faces. Afin de reproduire par calculs cette exposition partielle, il est recommandé d'utiliser 33 % de la vitesse de carbonisation fictive pour les côtés des pièces et 100 % de la vitesse de carbonisation fictive pour la face exposée (le dessous). Dans tous les cas, selon cette méthode américaine,

le platelage doit être au minimum 38 mm d'épaisseur et recouvert d'un revêtement tel qu'un panneau OSB ou de contreplaqué afin de respecter le critère d'intégrité (E). Bien que la méthode américaine ne fournisse aucune ligne directrice quant à l'évaluation du critère d'isolation (I), ce dernier devrait toutefois être vérifié par une analyse thermique.

Des tables d'attribution de la résistance au feu de poutres et de colonnes en BLC et de platelage en bois ainsi que des exemples de calculs conformément à cette méthode sont présentés dans le document de l'AF & PA (2003).

### Exemple 3

En utilisant la méthode américaine, déterminer si la poutre en BLC suivante, exposée sur trois faces telle qu'illustrée à la configuration b) de la **figure 54**, peut fournir un degré de résistance au feu d'une heure. Les hypothèses sont les suivantes :

- Poutre en bois lamellé-collé en épinette-pin 20f de 175 x 570 mm, espacée aux 4,88 m
- Contrainte de flexion ( $f_b$ ) selon le NDS 2005 est de 13,8 MPa
- Portée supportée de 6 m
- Charge permanente de 0,7 kPa
- Surcharge de 4,8 kPa

1. Détermination de la charge non-pondérée et du ratio de sollicitation

$$w_f = [4,8 \text{ kPa} + 0,7 \text{ kPa}] \times 4,88 \text{ m} = 26,8 \text{ kN/m}$$

$$M_f = \frac{w_f L^2}{8} = \frac{26,8 \text{ kN/m} \times (6 \text{ m})^2}{8} = 120,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Détermination de la couche de carbonisation après 60 minutes

$$\beta_n = \frac{1,2 \times 0,635 \text{ mm/min}}{(1 \text{ h})^{0,187}} = 0,76 \text{ mm/min}$$

$$d_{carb} = \beta_n t = 0,76 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \times 60 \text{ min} = 45,6 \text{ mm}$$

3. Détermination de la section transversale réduite

$$S(t) = \frac{(B - 2d_{carb})(D - d_{carb})^2}{6} = \frac{(175 - 2 \times 45,6)(570 - 45,6)^2}{6} = 3,84 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

4. Ajustement de la résistance en flexion (du 5<sup>e</sup> centile à la valeur moyenne), en présumant que les divers coefficients sont fixés à 1,0

$$M_{r,feu} = (K f_b) S = (2,85 \times 13,8 \text{ MPa}) \times 3,84 \times 10^6 \text{ mm}^3 = 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5. Vérification du ratio de sollicitation

$$\text{Ratio de sollicitation} = \frac{120,6}{151} = 0,80 (\leq 1,0, \text{ donc acceptable pour un DRF de 60 minutes})$$

Il est à noter, dans cet exemple-ci, que si nous avons posé le temps d'exposition à 69 minutes (temps obtenu si calculé à partir de la méthode canadienne), le moment résistant serait de 128 kN·m et le ratio de sollicitation serait de 94 %, soit légèrement supérieur à celui obtenu par la méthode canadienne. Il arrive, dans certains cas, que les résistances au feu diffèrent de quelques minutes selon la méthode utilisée.

### 8.4.3 Méthode européenne (Eurocode 5 : partie 1-2)

Analogue à la méthode américaine, la méthode européenne est une approche analytique basée sur le comportement mécanique de la section résiduelle et la vitesse de carbonisation du bois (CEN, 2004). Il existe deux méthodes selon cette approche, soit la méthode de la section réduite et la méthode des propriétés réduites. Cependant, cette deuxième méthode étant limitative et moins complète, uniquement la méthode de la section réduite sera décrite dans le présent guide.

La méthode de la section réduite est basée sur le calcul aux états limites et consiste à vérifier si la résistance mécanique (R) de la section résiduelle, cette dernière étant obtenue à partir de la vitesse de carbonisation du bois, sera adéquate sous l'effet d'un chargement réduit. Ce chargement réduit est dicté dans l'Eurocode 0 et l'Eurocode 1 : partie 1-2, selon l'usage du bâtiment. Par exemple, selon cette approche, une réduction de 50 % peut être appliquée à la surcharge d'un plancher d'habitations ou de bureaux en situation d'incendie (CEN, 2003 ; CEN, 2003). Ce cas de chargement réduit est analogue à celui défini précédemment à la section 8.4.1 du présent guide.

De plus, selon cette méthode, les calculs de résistance sont effectués en utilisant la valeur du 20<sup>e</sup> centile de la résistance caractéristique. Cette valeur du 20<sup>e</sup> centile est obtenue en multipliant celle du 5<sup>e</sup> centile utilisée en situation normale par un coefficient d'ajustement ( $K_{fi}$ ). Pour sa part, le coefficient d'ajustement des résistances ( $k_{fi}$ ) selon le type de matériau est publié au tableau 2.1 de la norme Eurocode 5 : partie 1-2 (CEN, 2004) et ses valeurs sont résumées au **tableau 24**.

**TABLEAU 24** • Coefficient d'ajustement des résistances ( $k_{fi}$ ) selon la norme européenne (CEN, 2004)

Type de bois	$k_{fi}$
Bois massif	1,25
Bois lamellé-collé	1,15
Bois de placages stratifiés (LVL)	1,10

Contrairement à la méthode canadienne où une réduction de 20 % de la résistance mécanique est attribuée à la section résiduelle en bois, cette approche présume plutôt qu'il n'y aucune perte de résistance ( $k_{mod,fi} = 1,0$ ). De plus, le coefficient partiel pour les propriétés des matériaux ( $\gamma_{M,fi}$ ), analogue au coefficient de résistance ( $\phi$ ) de la norme CSA O86, est également fixé à 1,0 en situation d'incendie.

De plus, la norme européenne publie plusieurs valeurs de vitesses de carbonisation selon le type de bois et sa masse volumique ( $\rho$ ) (**tableau 25**). Contrairement à l'approche américaine, des vitesses de carbonisation fictives sont déjà publiées et directement applicables, et ce, peu importe la durée d'exposition au feu. Par ailleurs, il faut ajouter une épaisseur  $d_o$  à la couche carbonisée ( $\beta_n t$ ) afin de négliger l'apport de résistance de la zone chauffée. Pour des périodes d'exposition au feu au-delà de 20 minutes, cette épaisseur  $d_o$  est fixée à 7 mm. Au cours d'une exposition d'au plus 20 minutes, cette épaisseur peut être obtenue par une interpolation linéaire ( $d_o = [t/20] \times 7 \text{ mm}$ ). La couche de carbonisation est donc obtenue à partir de l'équation 10 suivante :

$$10 \quad d_{carb} = \beta_n t + d_o = \beta_n t + 7 \text{ mm}$$

(où  $t$  est le temps en minutes et supérieur à 20)

**TABLEAU 25** • Vitesses de carbonisation du bois selon l'Eurocode 5 : partie 1-2 (CEN, 2004)

Type de bois	Unidimensionnelle ( $\beta_o$ )	Fictive ( $\beta_n$ )
<b>Bois résineux et hêtre</b>		
Bois lamellé-collé ( $\rho \geq 290 \text{ kg/m}^3$ )	0,65	0,70
Bois massif ( $\rho \geq 290 \text{ kg/m}^3$ )	0,65	0,80
<b>Bois feuillus</b>		
Bois massif ou lamellé-collé ( $\rho \geq 290 \text{ kg/m}^3$ )	0,65	0,70
Bois massif ou lamellé-collé ( $\rho \geq 450 \text{ kg/m}^3$ )	0,50	0,55
Bois de placages stratifiés (LVL) ( $\rho \geq 480 \text{ kg/m}^3$ )	0,65	0,70

Ainsi, à partir des diverses vitesses de carbonisation précédentes, il est facile de déterminer la section résiduelle après une exposition au feu d'une durée  $t$  à l'aide des équations précédemment indiquées au **tableau 23**.

#### Exemple 4

En utilisant la méthode européenne, déterminer si la poutre en BLC suivante, exposée sur trois faces comme l'illustre la configuration b) de la **figure 54**, peut fournir un degré de résistance au feu d'une heure. Les hypothèses sont les suivantes :

- Poutre en bois lamellé-collé en épinette-pin 20f de 175 x 570 mm, espacée aux 4,88 m
- Résistance en flexion ( $f_b$ ) de 25,6 MPa selon CSA O86
- Portée supportée de 6 m
- Charge permanente de 0,7 kPa
- Surcharge de 4,8 kPa

1. Détermination de la charge pondérée et du ratio de sollicitation

$$w_{f,feu} = [(0,5 \times 4,8 \text{ kPa}) + 0,7 \text{ kPa}] \times 4,88 \text{ m} = 15,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{f,feu} = \frac{w_f L^2}{8} = \frac{15,1 \text{ kN/m} \times (6 \text{ m})^2}{8} = 68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Détermination de la couche de carbonisation après 60 minutes

$$\beta_n = 0,70 \text{ mm/min}$$

$$d_{carb} = (\beta_n t) + 7 \text{ mm} = \left(0,70 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \times 60 \text{ min}\right) + 7 \text{ mm} = 49 \text{ mm}$$

3. Détermination de la section transversale réduite

$$S(t) = \frac{(B - 2d_{carb})(D - d_{carb})^2}{6} = \frac{(175 - 2 \times 49)(570 - 49)^2}{6} = 3,48 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

4. Ajustement de la résistance en flexion (du 5<sup>e</sup> centile au 20<sup>e</sup> centile), en présumant que les divers coefficients de correction sont fixés à 1,0

$$M_{r,feu} = \phi(k_{fi} F_b) S = \frac{k_{mod,fi}(k_{fi} F_b) S}{\gamma_{M,fi}} = \frac{1 \times (1,15 \times 25,6 \text{ MPa}) \times 3,48 \times 10^6 \text{ mm}^3}{1} = 102,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5. Vérification du ratio de sollicitation

$$\text{Ratio de sollicitation} = \frac{68}{102,4} = 0,66 (\leq 1,0, \text{ donc acceptable pour un DRF de 60 minutes})$$

On remarque, dans cet exemple-ci, que le ratio de sollicitation, après un temps d'exposition de 60 minutes et selon le cas de chargement réduit prescrit dans l'Eurocode 1 : partie 1-2, est passablement inférieur à celui obtenu par la méthode américaine. Cependant, si nous avons posé le temps d'exposition à 69 minutes (temps obtenu à partir de la méthode canadienne), le moment résistant serait de 87 kN·m et le ratio de sollicitation serait de 81 %, soit le même que celui obtenu par la méthode canadienne. Il arrive cependant, dans certains cas, que les résistances au feu diffèrent de quelques minutes selon la méthode utilisée.

L'Eurocode 5: partie 1-2 propose également une méthode analytique afin d'évaluer les trois critères de résistance au feu (R, E et I) pour divers agencement de platelage de planchers. La résistance mécanique (R) est évaluée selon la méthode de la section réduite en utilisant la vitesse de carbonisation unidimensionnelle ( $\beta_o$ ) appliquée à la face exposée au feu (soit le dessous). Le critère d'intégrité (E) sera évalué selon le potentiel de propagation du feu au travers la jonction des planches par l'intermédiaire d'un coefficient d'ajustement ( $k_j$ ), résumés au **tableau 26**. Ce critère est souvent le plus complexe à évaluer en raison des jonctions entre les planches pouvant permettre le passage des gaz chauds ou des flammes. Durant la vie du bâtiment, un retrait du bois peut augmenter l'espace entre ces jonctions. Selon Buchanan (2002), une jonction à rainure et languette permettant d'obstruer partiellement la jonction ou l'ajout d'un revêtement, tel qu'un contreplaqué ou un panneau OSB au-dessus du platelage, semble les meilleures solutions pour satisfaire aux exigences de ce critère.

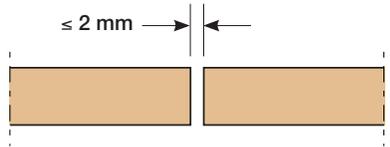
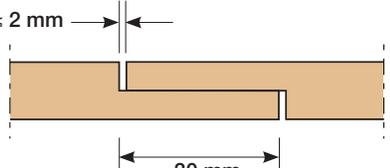
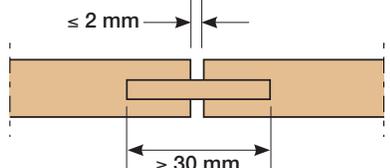
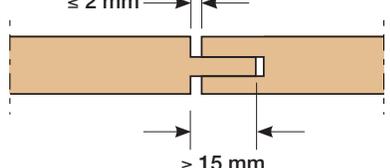
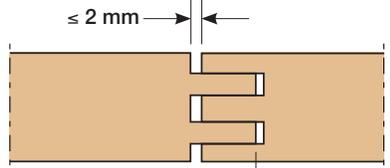
Au moment du calcul de l'épaisseur de l'assemblage (d), il est permis de considérer l'épaisseur du revêtement structural, si requis, à la condition que les jonctions soient espacées de 1 mm ou moins. La durée assignée à l'assemblage est ainsi obtenue à partir de l'**équation 11**. Cette durée déterminera si l'assemblage répond aux exigences de résistance au feu requis. Par exemple, un platelage de 64 mm d'épaisseur à rainures et languettes simples, analogue à la jonction (d) du **tableau 26**, recouvert d'un revêtement de sol de 15,9 mm (5/8 po) procura, selon cette méthode, une résistance au feu de 49 min. L'approche prescriptive du CNBC assigne une résistance au feu de 30 min à ce type de platelage (**tableau 19**).

$$11 \quad t = k_j \frac{d}{\beta_o} \text{ (où } d \text{ est en mm et } \beta_o \text{ est en mm/min)}$$

Le critère d'isolation (I) doit également être évalué par une analyse thermique. Selon l'Eurocode 5: partie 1-2, les exigences d'intégrité (E) sont supposées être satisfaites lorsque les exigences relatives à l'isolation (I) ont été satisfaites, à la condition que le platelage demeure fixé à l'ossature de bois (CEN, 2004).

De plus amples informations sur les méthodes européennes peuvent être obtenues dans une récente publication intitulée *Fire Safety in Timber Buildings – Technical Guideline for Europe* et réalisée par un regroupement de centres de recherches européens en sécurité incendie (SP Trätec, 2010).

**TABLEAU 26** • Coefficient de liaison  $k_j$  tenant compte de l'effet des liaisons dans les panneaux à base de bois non recouverts par des voliges (CEN, 2004)

Type de joint		$k_j$
a		0,2
b		0,3
c		0,4
d		0,4
e		0,6

## 9 Considérations particulières

### 9.1 Traction perpendiculaire

De façon générale, il est important de concevoir des éléments sans entailles brusques et des assemblages permettant d'éviter les efforts de traction perpendiculaire au fil du bois. Il est préférable de tirer profit de la bonne résistance en compression parallèle du bois. Des longues files d'attaches étroitement espacées doivent également être évitées. Ce type d'assemblage peut engendrer des efforts de traction perpendiculaire à la suite d'un moment secondaire créé par les efforts appliqués (AITC, 2003).

De plus amples informations peuvent être obtenues dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* et dans le *Guide de conception des assemblages pour les charpentes en bois* (cecobois, 2011; cecobois, 2012).

### 9.2 Retrait et gonflement

Bien que les bois d'ingénierie tels que le BLC et le SCL sont habituellement plus secs à l'installation que le bois d'œuvre traditionnel, ils peuvent tout de même changer légèrement de volume en fonction de leur teneur en humidité (**figure 56**). Ainsi, les assemblages doivent être conçus de manière à ne pas gêner ce mouvement différentiel. De plus amples informations peuvent être obtenues dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* (cecobois, 2011).

### 9.3 Support latéral aux appuis et aux rives comprimées

Une attention particulière doit être fournie au support latéral des extrémités (appuis) des éléments fléchis afin de restreindre la rotation. De plus, l'emplacement des attaches spécifiées pour fournir cette rotation ne doit pas engendrer de fissures dans l'élément de bois, ni engendrer d'efforts parasites (AITC, 2003).

Par ailleurs, les rives comprimées des éléments fléchis doivent être adéquatement retenues par des éléments secondaires tels que des pannes ou un platelage. Cet aspect est particulièrement important, surtout si le calcul de la résistance pondérée en flexion considère un coefficient de stabilité latérale égal à 1,0 (se référer à la sous-section 7.4).

### 9.4 Ouvertures, entailles et coupes en biseau

Une entaille effectuée au mauvais endroit peut engendrer une réduction considérable de la résistance d'un élément.

Par ailleurs, un des aspects importants de la construction en bois est la nécessité de percer pour les attaches. Ceci est surtout valide pour la construction en gros bois d'œuvre (au sens du CNBC) où des boulons, des tire-fond ou autres « gros connecteurs » sont utilisés. Ainsi, de la même façon que l'entaille, un trou percé au mauvais endroit peut aussi engendrer une réduction considérable de la résistance de l'élément.

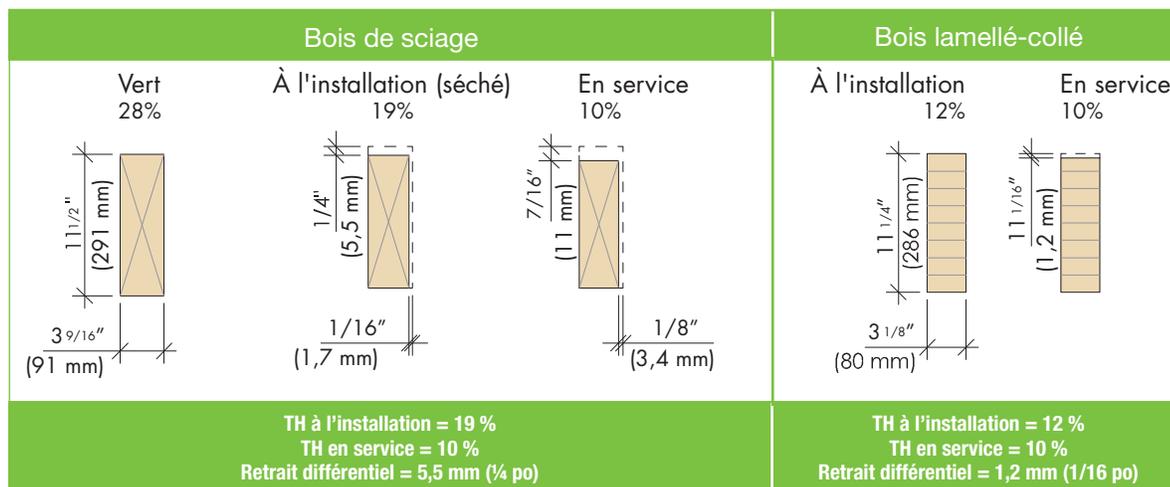


FIGURE 56 • Retrait des éléments en bois dû au séchage

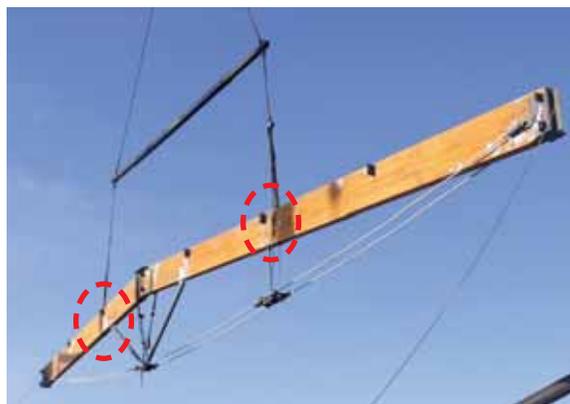
Les entailles, les trous et les coupes en biseau doivent être préalablement approuvés par l'ingénieur (concepteur du bâtiment ou concepteur des composants structuraux). Des détails précis indiquant clairement l'altération devraient également être fournis (APA, 2008).

De plus, toutes altérations au chantier, particulièrement au côté en tension d'un BLC, devraient être évitées car ces altérations n'ont certainement pas été prévues lors de la conception initiale. De plus amples informations peuvent être obtenues dans des publications de l'APA-EWS (APA, 2010; APA, 2010).

## 9.5 Scellant, manipulation et emballage

Tous les matériaux à base de bois, incluant le bois massif, le BLC et le bois SCL, doivent être adéquatement entreposés et manipulés. Les éléments de bois doivent être entreposés au chantier, de niveau, au-dessus du sol, empilés avec des cales d'espacement et recouverts d'une toile imperméable afin de les protéger des intempéries.

De plus, puisque ces bois resteront généralement apparents, une attention particulière doit être prise au cours du chargement et déchargement des éléments en bois sur le moyen de transport ainsi qu'au chantier. Lorsque les éléments en gros bois, en bois lamellé-collé et bois de charpente composite quittent l'usine de fabrication, ils sont habituellement recouverts d'une couche de vernis ou de scellant protecteur ainsi qu'un emballage imperméable afin de le protéger des intempéries. Il est donc préférable, pour ne pas abîmer les éléments en bois et leur couche de protection, de les manipuler et les soulever à partir d'élingues de nylon ou de tissus spécialement conçues pour la construction en bois (**figure 57** et **figure 58**).



**FIGURE 57** • Ferme hybride soulevée à partir d'élingues (photo: Goodlam)



**FIGURE 58** • Utilisation d'élingues pour ériger un cadre

Ces quelques précautions permettront d'assurer que les éléments demeurent propres afin de préserver l'aspect architectural tant recherché dans les constructions en gros bois d'œuvre.

## 9.6 Stabilité en cours de construction

Les poutres et les colonnes en bois sont instables tant qu'elles ne sont pas complètement installées et ne doivent pas supporter de charges si elles ne sont pas adéquatement contreventées, recouvertes d'un platelage ou d'un panneau de revêtement structural, ou retenues latéralement par des pannes secondaires.

Il est important de suivre les consignes minimales suivantes afin de prévenir des accidents. À défaut de se conformer à ces consignes de sécurité, de graves accidents peuvent survenir. Un responsable de chantier devrait voir au respect de ces consignes en tout temps.

1. Les longueurs d'appui minimales doivent être respectées selon les exigences du fabricant.
2. Les charges concentrées doivent être appliquées au-dessus des poutres et un détail approprié d'attache doit être fourni par le fabricant. De plus amples informations sont disponibles dans le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'oeuvre ou d'ingénierie* publié par cecobois (2011).
3. Les points d'appui des poutres doivent être retenus de manière à empêcher le déplacement latéral et la rotation.
4. Les poutres doivent être solidement ancrées aux supports avant de fixer le platelage structural.
5. Lorsque le plancher ou le toit est terminé, le platelage structural ou les pannes secondaires procureront le support latéral nécessaire aux semelles supérieures des poutres. Jusqu'à ce que le platelage ou les pannes secondaires soient installés, un contreventement temporaire ou un revêtement temporaire doit être appliqué pour prévenir le renversement des poutres ou leur gauchissement.
6. Dans le cas de poutres en porte-à-faux, il faut contreventer les semelles supérieures et inférieures ainsi que soutenir les extrémités des poutres.
7. Le platelage structural doit être installé et cloué à chaque poutre avant d'appliquer des charges sur ces dernières. Les charges appliquées ne doivent pas, en tout temps, dépasser les charges prévues de conception.
8. Il ne faut jamais installer une poutre ou une colonne endommagée. Le cas échéant, il est impératif d'obtenir un détail de réparation de la part du fabricant. Il se peut toutefois que l'élément endommagé ne soit pas réparable.

La documentation technique des divers fabricants de BLC et de bois SCL dicte des consignes de sécurité en cours de construction. Il est important de se référer à la documentation propre à chaque fabricant pour une utilisation adéquate des éléments selon leurs recommandations. La garantie limitée du fabricant peut être nulle si ces consignes ne sont pas suivies.

## 10 Tableaux de détermination de la résistance au feu du BLC

Les tableaux de détermination de la résistance au feu d'éléments en bois lamellé-collé ont été développés à partir des équations prescrites à l'annexe D-2.11 du CNBC 2005. Ces tables sont à utiliser lorsque le degré de résistance exigé est au-delà de 45 minutes. Une calculatrice en ligne est également accessible à la section « Outils de calcul » du site Internet de cecobois ([www.cecobois.com](http://www.cecobois.com)). Lorsqu'un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé, il est recom-

mandé de consulter le tableau 3.1.4.6 du CNBC où l'on y retrouve les dimensions minimales jugées acceptables pour une construction en gros bois d'œuvre au sens du CNBC.

Par ailleurs, une analyse structurale conformément à CSA O86 doit être effectuée par l'ingénieur concepteur du bâtiment ou celui des composants en BLC afin de déterminer le ratio de sollicitation des éléments en BLC.

### 10.1 Résistance au feu de poutres en BLC selon le CNBC 2005

**TABLEAU 27** • Poutre en BLC sollicitée à 75 % et exposée au feu sur trois faces (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
152 (6)	45*	45	60	60	60	60	60	60	45	45	45*
190 (7 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
228 (9)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
266 (10 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
304 (12)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
342 (13 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
380 (15)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
418 (16 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
456 (18)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
494 (19 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
532 (21)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
570 (22 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
608 (24)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	120	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA O86-09.

**TABLEAU 28 •** Poutre en BLC sollicitée à 100 % et exposée au feu sur trois faces (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
152 (6)	45*	45	45	45	45	60	60	45	45	45*	45*
190 (7 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	45*	45*
228 (9)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
266 (10 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
304 (12)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
342 (13 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
380 (15)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
418 (16 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
456 (18)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
494 (19 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
532 (21)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
570 (22 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
608 (24)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 29** • Poutre en BLC sollicitée à 75 % et exposée au feu sur quatre faces (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
228 (9)	45*	45	45	45	45	45	45*	45*	45*	45*	45*
266 (10 1/2)	45*	45	45	45	45	45	45	45	45*	45*	45*
304 (12)	45*	45	60	60	60	60	60	60	45	45	45*
342 (13 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	45
380 (15)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
456 (18)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
494 (19 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
532 (21)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
570 (22 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
608 (24)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 30 •** Poutre en BLC sollicitée à 100 % et exposée au feu sur quatre faces (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
228 (9)	45*	45*	45	45	45*	45*	45*	45*	45*	45*	45*
266 (10 1/2)	45*	45	45	45	45	45	45	45	45*	45*	45*
304 (12)	45*	45	45	45	45	60	60	45	45	45*	45*
342 (13 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	45	45
380 (15)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
456 (18)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
494 (19 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
532 (21)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
570 (22 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
608 (24)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

## 10.2 Résistance au feu de colonnes en BLC selon le CNBC 2005

**TABLEAU 31** • Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur trois faces et élancement < 12 (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)											
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)	
190 (7 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
228 (9)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	120
266 (10 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
304 (12)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
342 (13 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
380 (15)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
418 (16 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
456 (18)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
494 (19 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
532 (21)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
570 (22 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
608 (24)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 32** • Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur trois faces et élançement ≥ 12 (en minutes)

Hauteur mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
190 (7 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
228 (9)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
266 (10 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
304 (12)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
342 (13 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
380 (15)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
418 (16 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
456 (18)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
494 (19 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
532 (21)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
570 (22 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
608 (24)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
646 (25 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
684 (27)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
722 (28 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
760 (30)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
798 (31 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
836 (32)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
874 (34 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
912 (36)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 33** • Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur trois faces et élancement < 12 (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
190 (7 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
228 (9)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
266 (10 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
304 (12)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
342 (13 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
380 (15)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
418 (16 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
456 (18)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
494 (19 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
532 (21)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
570 (22 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
608 (24)	45	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.  
 Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 34** • Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur trois faces et élancement  $\geq 12$  (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
190 (7 1/2)	45*	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60
228 (9)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
266 (10 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
304 (12)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
342 (13 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
380 (15)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120
456 (18)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120
494 (19 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120
532 (21)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
570 (22 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
608 (24)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
646 (25 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
684 (27)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
722 (28 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
760 (30)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
798 (31 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
836 (32)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
874 (34 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
912 (36)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 35** • Colonne en BLC sollicitée à 75 %, exposée au feu sur quatre faces et élancement < 12 (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
190 (7 1/2)	45*	45	45	45	45	45	45	45	45*	45*	45*
228 (9)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
266 (10 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
304 (12)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
342 (13 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
380 (15)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
456 (18)	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
494 (19 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
532 (21)	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120	120
570 (22 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
608 (24)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
646 (25 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
684 (27)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
722 (28 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
760 (30)	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
798 (31 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
836 (32)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.  
 Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 36** • Colonne en BLC sollicitée à 75%, exposée au feu sur quatre faces et élancement  $\geq 12$  (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
190 (7 1/2)	45*	45*	45*	45*	45	45	45	45	45*	45*	45*
228 (9)	45*	45*	45	45	45	45	45	45	45	45	45*
266 (10 1/2)	45*	45	45	45	45	45	60	60	60	60	60
304 (12)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
342 (13 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
380 (15)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
456 (18)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
494 (19 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
532 (21)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
570 (22 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
608 (24)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
646 (25 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
684 (27)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	120
722 (28 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
760 (30)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
798 (31 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
836 (32)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
874 (34 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120
912 (36)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABLEAU 37** • Colonne en BLC sollicitée à 100 %, exposée au feu sur quatre faces et élancement < 12 (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)											
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)	
190 (7 1/2)	45*	45*	45	45	45	45	45	45	45	45*	45*	45*
228 (9)	45*	45	45	45	45	45	60	60	45	45	45	45
266 (10 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
304 (12)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60
342 (13 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
380 (15)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
456 (18)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
494 (19 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	120
532 (21)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	60	60	120
570 (22 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
608 (24)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
646 (25 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
684 (27)	45*	45	60	60	60	60	60	60	60	120	120	120
722 (28 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
760 (30)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
798 (31 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
836 (32)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
874 (34 1/2)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120
912 (36)	45*	45	60	60	60	60	60	60	120	120	120	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.  
 Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

**TABEAU 38** • Colonne en BLC sollicitée à 100%, exposée au feu sur quatre faces et élancement  $\geq 12$  (en minutes)

Hauteur en mm (po)	Largeur en mm (po)										
	130 (5 1/8)	175 (6 7/8)	215 (8 1/2)	225 (8 7/8)	265 (10 3/8)	275 (10 7/8)	315 (12 3/8)	365 (14 3/8)	415 (16 3/8)	465 (18 3/8)	515 (20 1/4)
190 (7 1/2)	45*	45*	45*	45*	45*	45*	45*	45*	45*	45*	45*
228 (9)	45*	45*	45*	45	45	45	45	45	45	45*	45*
266 (10 1/2)	45*	45*	45	45	45	45	45	45	45	45	45
304 (12)	45*	45*	45	45	45	45	60	60	60	60	60
342 (13 1/2)	45*	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60
380 (15)	45*	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60
418 (16 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
456 (18)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
494 (19 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
532 (21)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
570 (22 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
608 (24)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
646 (25 1/2)	45*	45	45	45	60	60	60	60	60	60	60
684 (27)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
722 (28 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
760 (30)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	60
798 (31 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120
836 (32)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120
874 (34 1/2)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120
912 (36)	45*	45	45	60	60	60	60	60	60	60	120

\* Ces dimensions sont jugées acceptables, conformément au tableau 3.1.4.6 du CNBC, dans les constructions en gros bois d'œuvre là où un degré de résistance au feu d'au plus 45 minutes est exigé. Il est de la responsabilité du concepteur de vérifier les dimensions minimales conformément aux exigences de dimensions minimales prescrites dans le CNBC.

Note: le ratio de sollicitation doit être déterminé à partir des efforts appliqués et des résistances pondérées conformément à CSA 086-09.

## 11 Fabricants

Il existe un grand nombre de fabricants de bois de charpente composites et de bois lamellé-collé en Amérique du Nord. La majorité des fabricants possèdent leur propre service technique, documentation et logiciels de conception. Le service technique offert par les divers fabricants comprend l'assistance technique au moment de la conception, les approbations d'ingénieur sur les dessins d'atelier des composants, la formation et bien d'autres. Contactez les fabricants

afin d'obtenir de plus amples informations sur leur service. Vous pouvez obtenir davantage d'informations sur les bois de charpente composite dans les rapports d'évaluation émis par le CCMC (<http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/ccmc/>). Le **tableau 39** regroupe les fabricants ayant un réseau de distribution au Canada ainsi que les fabricants en processus de qualification au moment d'écrire le présent guide.

**TABLEAU 39** • Fabricants de bois de charpente composites et lamellé-collé ayant une distribution au Canada

Fabricant	Rapport(s) d'évaluation CCMC/CSA	Association(s)	Bois d'ingénierie structuraux			
			LVL	PSL	LSL	BLC
Architecture Toubois / Modulam (Rivière-Rouge, Québec)	CSA 0122	AQFSB APA-EWS				X
Art Massif (Saint-Jean-Port-Joli, Québec)	En attente	APA-EWS				X
Boise Cascade Wood Products (É.-U.)	12472-R	AQFSB	X			
Georgia-Pacific (É.-U.)	12698-R	APA-EWS	X			
Goodfellow (Delson, Québec)	CSA 0122	AQFSB APA-EWS				X
Louisiana-Pacific (Golden, C.-B. et É.-U.)	11518-R (LVL) 13319-R (LSL)	APA-EWS	X		X	
LVL Global (Ville-Marie, Québec)	13543-R	AQFSB APA-EWS	X			
Nordic Bois d'Ingénierie (Chibougamau, Québec)	13216-R	AQFSB QWEB APA-EWS				X
Pacific Woodtech (É.-U.)	13006-R	APA-EWS	X			
Roseburg Forest Products (É.-U.)	13310-R	APA-EWS	X			
Structurlam (Penticton, C.-B.)	CSA 0122	APA-EWS				X
Tecolam (Val-d'Or, Québec)	CSA 0122	AQFSB APA-EWS				X
Western Archrib (Edmonton, Alberta)	CSA 0122 11402-R	APA-EWS				X
West Fraser (Rocky Mountain, Alberta)	12904-R	APA-EWS	X			
Weyerhaeuser/Trus Joist (Annacis Island, C.-B., Kenora, Ontario et É.-U.)	08675-R (LVL) 11161-R (PSL) 12627-R (LSL)	AQFSB	X	X	X	

- QWEB: Quebec Wood Export Bureau ([www.quebecwoodexport.com](http://www.quebecwoodexport.com))
- AQFSB: Association québécoise des fabricants de structures de bois ([www.aqfsb.ca](http://www.aqfsb.ca))
- APA-EWS: APA – The Engineered Wood Association ([www.apawood.org](http://www.apawood.org))

## 12 Références

- AF & PA. (2003). *Calculating the fire resistance of exposed wood members - Technical report 10*. Washington, DC: American Forest & Paper Association.
- AF & PA. (2005). *National Design Specifications for Wood Construction*. Washington, DC: American Forest & Paper Association.
- AITC. (2003). *Typical Construction Details (AITC 104)*. Englewood, CO, USA: American Institute of Timber Construction.
- APA. (2008). *Facts on Formaldehyde Emissions and Glued-Laminated Timbers*. Tacoma, WA, USA: APA - The Engineered Wood Association.
- APA. (2010). *Field Notching and Drilling of Glued Laminated Timber Beams (EWS S560G)*. Tacoma, WA, USA: APA - The Engineered Wood Association.
- APA. (2010). *Field Notching and Drilling of Laminated Veneer Lumber (EWS G535A)*. Tacoma, WA, USA: APA - The Engineered Wood Association.
- APA. (2008). *Glulam Product Guide (EWS X440D)*. Tacoma, WA, USA: APA - The Engineered Wood Association.
- APA. (2008). *True and Apparent Moduli of Elasticity (Technical Topic TT-082A)*. Tacoma, WA, USA: APA - The Engineered Wood Association.
- Ashland. (2010). *U.S. Green Building Council's LEED for New Construction*. Dublin, OH, USA: Ashland Performance Materials.
- ASTM. (2009). *Standard Practice for Establishing Allowable Properties for Structural Glued Laminated Timber (Glulam) (D3737-09) (Vol. 04.10)*. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- ASTM. (2009). *Standard Specification for Evaluation of Structural Composite Lumber Products (D5456-09a) (Vol. 04.10)*. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- ASTM. (2008). *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials (E119-08a)*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- Buchanan, A. H. (2002). *Structural Design for Fire Safety*. University of Canterbury, Nouvelle-Zélande: John Wiley & Sons Ltd.
- CCB. (2005). *Introduction to Wood Design 2005 Edition*. Ottawa, Ontario: Conseil canadien du bois
- CCB. (2010). *Wood Design Manual 2010*. Ottawa, Ontario: Conseil canadien du bois.
- CCMC. (2009). *Rapport d'évaluation CCMC 11161-R (Parallam PSL)*. Ottawa, Ontario, Canada: Centre canadien de matériaux de construction.
- CCMC. (2005). *Technical Guide for Structural Composite Lumber*. Ottawa, Ontario: Centre canadien de matériaux de construction.
- cecobois. (2011). *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie*. Québec, Qc, Canada: Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois (cecobois).
- cecobois. (2012). *Guide de conception des assemblages pour les charpentes en bois*. Québec, Québec, Canada: Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois.
- CEN. (2003). *Eurocode 0: Basis*. Brussels: European Committee for Standardization.
- CEN. (2003). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*. Brussels: European Committee for Standardization.
- CEN. (2004). *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design*. Brussels: European Committee for Standardization.
- CNRC. (2005a). *Code national du bâtiment - Canada 2005 - Volume 1*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.
- CNRC. (2005b). *Code national du bâtiment - Canada 2005 - Volume 2*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.
- CNRC. (2006). *Guide de l'utilisateur - CNB 2005: Commentaires sur le calcul des structures*

- (partie 4 de la Division B). Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.
- Craft, S., Dagenais, C., & Osborne, L. (2011). *Fire Resistance Design of Solid Sawn, Glued Laminated and Structural Composite Lumber Members*. Ottawa, Ont., Canada: FPIInnovations.
- CSA. (2008). *CSA O112.10: Evaluation of Adhesives for Structural Wood Products (Limited Moisture Exposure)*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2001a). *CSA O112.6: Phenol and Phenol-Resorcinol Resin Adhesives for Wood (High-Temperature Curing)*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2001b). *CSA O112.7: Resorcinol and Phenol-Resorcinol Resin Adhesives for Wood (Room and Intermediate Temperature Curing)*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2004). *CSA O112.9: Evaluation of Adhesives for Structural Wood Products (Exterior Exposure)*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2006). *CSA O122-06: Structural Glued-Laminated Timber*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2010). *CSA O141-10: Softwood lumber (including Update no1)*. Mississauga, Ontario: CSA Standards.
- CSA. (2006). *CSA O177-06: Qualification Code for Manufacturers of Structural Glued-Laminated Timber*. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- CSA. (2009). *CSA O86-09: Engineering Design in Wood*. Mississauga, Ontario: CSA Standards.
- CSA. (2011). *Current Standards Activities*. Consulté le 2011, sur Current Standards Activities: Recently Completed - Previous Reports: [http://standardsactivities.csa.ca/standardsactivities/pdf/infoupdate/2011-1/2011-1\\_Complete.pdf](http://standardsactivities.csa.ca/standardsactivities/pdf/infoupdate/2011-1/2011-1_Complete.pdf)
- Frenette, C., Gagnon, M.-N., & Salenikovich, A. (2009). *Manuel de foresterie - Chapitre 35: Construction en bois*. Québec: Éditions MultiMondes.
- Lie, T. (1977). «A method for assessing the fire resistance of laminated timber beams and columns». *Can. J. Civ. Eng.*, 4, pp. 161-169.
- Natterer, J., Sandoz, J.-L., & Rey, M. (2004). *Construction en bois (volume 13) - Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne*. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes.
- NLGA. (2008). *Règles de classification pour le bois d'oeuvre canadien*. New Westminster, BC, Canada: National Lumber Grades Authority.
- NLGA. (2010). *SPS 2: Norme de produits spéciaux pour le bois classé par machine*. New Westminster, BC: National Lumber Grades Authority.
- PFS. (1997). *Engineered Wood Products - A Guide for Specifiers, Designers and Users*. Madison, WI, USA: PFS Research Foundation.
- Rhude, A. J. (1996). «Structural Glued Laminated Timber: History of its origins and early development». *Forest Product Journal*, 46 (1), 15-22.
- SFPE. (2008). *The SFPE Handbook of Fire Protection Engineering (4th Edition)*. Quincy, MA, USA: Society of Fire Protection Engineers.
- SP Trätekt. (2010). *Fire Safety in Timber Buildings - Technical Guideline for Europe (SP Report 2010:19)*. Stockholm, Suède: SP Technical Research Institute of Sweden.
- ULC. (2007). *Méthodes d'essai normalisées de résistance au feu pour les bâtiments et les matériaux de construction (ULC S101)*. Toronto, Ontario, Canada: Underwriters's Laboratories of Canada.
- Weyerhaeuser, 2008. *Questions et réponses au sujet des adhésifs et des émissions de formaldéhyde* (Publication 1505F), Boise, ID, USA, Weyerhaeuser.
- Weyerhaeuser, 2011. *Fire-Rated assemblies and sprinkler systems*, Boise, ID, USA, Weyerhaeuser.
- White, R. H. (2004). Fire resistance of exposed wood members. *Proceedings of the 5th International Scientific Conference, April 18-22* (pp. 337-344). Slovak Republic: Wood & Fire Safety.
- White, R. H. (2006). *Fire resistance of structural composite lumber products (Research Paper FPL-RP-633)*. United States Department of Agriculture, Forest Service. Madison, WI: Forest Products Laboratory.
- WIJMA. (2007). *Dropped Header Design Guide*. Consulté le 2011, sur <http://i-joist.org/policies.asp>

Ressources naturelles  
et Faune

Québec 



Ressources naturelles  
Canada

Natural Resources  
Canada

Dépôt légal Bibliothèque nationale du Québec  
Dépôt légal Bibliothèque nationale du Canada

Mars 2012

**cecobois**

Centre d'expertise  
sur la construction  
commerciale en bois