

**FERMES DE BOIS À CONNECTEURS MÉTALLIQUES**  
**MODE DE CALCUL ET DEVIS TECHNIQUE**

**Calcul aux états limites**

**TPIC - 2007**

TRUSS PLATE INSTITUTE OF CANADA (TPIC)

Membres à part entière:

Alpine Systems Corporation  
1701 Credistone Rd  
Concord (Ontario)  
L4K 5V6

Jager Metal Products Inc.

9415-48 street S.E.  
Calgary (Alberta)  
T2C 2R1

London Roof Truss Inc. 1941 Gore Road, London

(Ontario)  
N5W 6B9

Membre associé :

Stracon Engineering Inc  
69 Graydon Cres.,  
Richmond Hill (Ontario)  
L4B 3W7

Membres corporatifs :

Simpson Stron-Tie Canada Ltd.  
11476 Kingston Street  
Maple Ridge, (British Columbia)  
V2X 0Y5

Membres affiliés

AQFSB  
Boîte Postale 1010  
Victoriaville (Québec)  
G6P 8Y1

OWTFA

c/o Kent Trusses  
102 Commerce Park Drive  
Barrie (Ontario)  
L4N 8W8

WWTAA-MB, SK

370 Laurel Bay  
Oakbank (Manitoba)  
R0E 1J1

Membres à part entière:

MiTek Canada, Inc.  
100 Industrial Road  
Bradford (Ontario)  
L3Z 2B7

Systèmes ForeTruss Inc.

179 Blvd De L'Aéroport  
Gatineau (Québec)  
J8P 7G7

Membre associé :

Etruss Engineering  
439 Summeridge Drive  
Thornhill, (Ontario)  
L4J 9H1

Renown Specialties Co. Ltd.

221 Racco Parkway  
Thornhill, (Ontario)  
L7J 8X9

Membres affiliés

AWTFA  
989, Route 605  
Maple Ridge (New Brunswick)  
E6E 1W7

WWTABC

802 Washington Drive  
Port Moody (British Columbia)  
V3H 3K8

WWTAA

148 Douglas Park close SE  
Calgary (Alberta)  
T2Z 2A8

## **DÉNI DE RESPONSABILITÉ**

Les présentes recommandations sont destinées à la conception de fermes de bois à connecteurs métalliques et sont basées sur l'expérience collective des experts de l'industrie des fermes de bois à connecteurs métalliques. Cependant, compte tenu des responsabilités en jeu, elles ne sont présentées qu'à titre de guide destiné aux ingénieurs et concepteurs compétents. En publiant cet ouvrage, le Truss Plate Institute of Canada et ses compagnies membres ne garantissent pas que les recommandations et les renseignements qu'il contient conviennent à toutes les situations. Pour cette raison, nous dénis toute responsabilité relativement aux dommages découlant de l'utilisation, de l'application ou de l'emploi des recommandations et informations du présent ouvrage. Cette norme n'exclut pas l'utilisation de matériaux, d'ensembles, de charpentes ou de concepts qui ne sont pas conformes aux critères qui suivent lorsqu'il a été démontré qu'ils ont une tenue équivalente relativement à l'utilisation envisagée dans le présent ouvrage.

## AVANT-PROPOS

Le but du présent ouvrage est de communiquer les informations de calcul aux utilisateurs qui connaissent bien les modes de calcul d'ingénierie. Il ne présente pas d'informations que l'on retrouve habituellement dans les ouvrages de référence en ingénierie qui, eux, comprennent des formules dérivées. Le présent ouvrage ne vise pas à illustrer tous les types de fermes ni tous leurs détails.

L'ouvrage traite des matériaux, bois et acier, des modes de calcul des éléments et des joints, y compris des charges de neige minimales et des charges permanentes minimales, ainsi que d'une évaluation des connecteurs métalliques.

L'ouvrage tient compte des plus récents changements apportés aux codes, aux normes sur le bois d'oeuvre et du calcul et des modes et méthodes de calcul d'ingénierie généralement acceptées. Il remplace et annule les éditions antérieures de cet ouvrage.

Le présent ouvrage ne couvre pas tous les aspects de la charpente d'un bâtiment. C'est aux professionnels chargés de la conception globale du bâtiment qu'il incombe de prévoir les appuis et les contreventements et de déterminer les charges dues au vent, aux séismes et les autres charges horizontales.

Les modes de calcul présents ici sont basés sur un jugement technique éprouvé et renvoient spécifiquement aux normes 086-01 et 086S1-05 de l'Association Canadienne de Normalisation ainsi que du Code national du bâtiment du Canada 2005 (CNBC 2005). Un programme de recherche présentement en cours, dans diverses universités et laboratoires d'essai, vise à compléter et à améliorer le présent ouvrage.

Le Truss Plate Institute of Canada a pour but de satisfaire aux exigences des fabricants de connecteurs métalliques et de fermes de bois en siégeant sur divers comités d'organismes reconnus oeuvrant dans le domaine des codes et des normes. Il vise également, le cas échéant, à élaborer et à promulguer des normes de calcul, de fabrication et de contrôle de la qualité des fermes à connecteurs; à tout mettre en oeuvre pour favoriser et développer les industries de la fabrication de connecteurs métalliques et de fermes de bois dans le respect des lois et dans l'intérêt mutuel de ses membres.

## HISTORIQUE DU TPIC

**1971** - Le Code national du bâtiment du Canada (1970) présente de nouvelles classifications et dimensions concernant le bois d'oeuvre.

**Juin 1971** - Plusieurs importants fabricants canadiens de connecteurs métalliques se réunissent dans le but de fonder le Truss Plate Institute of Canada.

**Mai 1972** - Le TPIC est constitué en société en vertu de la loi canadienne et adopte sa charte et ses règlements.

**Juillet 1973** - Développement de modes d'essai uniformes pour les fermes à connecteurs métalliques.

**Avril 1974** - La SCHL et le TPIC s'entendent sur des tables de portées maximales pour inclusion dans le CNBC.

**Octobre 1976** - Adoption des modes d'essai TPIC pour les connecteurs métalliques pour inclusion dans la norme CSA S347.

**Mai 1977** - La SCHL reconnaît les modes de calcul du TPIC.

**Janvier 1981** - Publication de la troisième édition du mode de calcul des fermes de toit et de plancher du TPIC.

**Janvier 1988** - Publication de la quatrième édition du mode de calcul des fermes de toit et de plancher du TPIC.

**1988 à 1995** - Des addenda, révisions et additions sont apportés à l'édition 1988 du présent ouvrage pour permettre à l'industrie de suivre l'évolution technique.

**Novembre 1995** - Le nouveau Code du bâtiment du Canada introduit le mode de calcul basé sur la fiabilité

(Calcul aux états limites). Le mode de calcul aux contraintes admissibles devant être éliminé, les essais sur fermes furent exécutés dans les installations de Forintek à Vancouver de 1993 à 1995.

**Automne 1997** - Publication du TPIC 1996 présentant le mode de calcul et le devis technique pour les fermes de bois à connecteurs métalliques relativement au calcul aux états limites.

**Automne 2005** - La publication, l'Impression et la distribution du Code National du Bâtiment du Canada apporte des changements dans les charges à appliquer.

**Juin 2007** - Publication du TPIC 2007 qui remet à jour le document de 1996 pour y incorporer les changements apportés par le CNBC 2005.

## RESPONSABILITÉ DU CALCUL

**Ingénieur/concepteur des fermes** - personne ou organisation professionnelle responsable du calcul des éléments individuels de fermes de bois à connecteurs métalliques, y compris des exigences de contreventement latéral (liens continus) afin de prévenir le flambage des éléments individuels dû aux charges prévues.

**Ingénieur/concepteur du bâtiment** - personne ou organisation professionnelle responsable du calcul de l'ensemble du bâtiment. Pour ce qui est des fermes de bois, le concepteur/ingénieur doit être spécifiquement chargé des aspects suivants :

- (a) Charges de calcul selon les diverses sections du CNBC ou des codes provinciaux.
- (b) Profil des fermes et emplacement des appuis.
- (c) Flèches verticale et horizontale maximales,
- (d) Humidité relative ambiante pour l'usage envisagé.
- (e) Toutes les exigences spéciales dont il doit être tenu compte dans le calcul des fermes.
- (f) Charges additionnelles, dues aux équipements mécaniques et électriques, susceptibles de modifier les charges imposées aux fermes et l'emplacement de ces charges.

Puisque le présent ouvrage ne couvre pas l'ensemble du système structural d'un bâtiment, c'est au concepteur/ingénieur du bâtiment qu'il incombe d'exécuter le calcul et de déterminer les détails suivants du bâtiment

- (a) Appuis et ancrages des fermes pour tenir compte des déplacements horizontaux et verticaux et des autres réactions.
- (b) Contreventement permanent des fermes pour résister aux charges dues au vent, et aux séismes et à toutes les autres charges latérales parallèles ou perpendiculaires au plan des fermes.
- (c) Méthode de raccordement ou d'ancrage des équipements mécaniques ou électriques aux divers éléments des fermes.

**TABLE DES MATIÈRES**

<b>1. GÉNÉRALITÉS</b>	1
1.1 Définitions	1
1.2 Abréviations	2
1.3 Ouvrages de référence	3
<b>2. MATÉRIAUX</b>	4
2.1 Dimensions et qualités du bois	4
2.2 Acier	4
<b>3. GÉNÉRALITÉS SUR LE CALCUL</b>	5
3.1 Charges prévues, effets des charges et combinaison des charges	5
3.1.1 Bâtiments	5
3.1.2 Charges prévues	5
3.1.2.1 Charges à considérer	5
3.1.2.2 Catégorie de risque	5
3.1.2.3 Coefficient de risque	6
3.1.3 Combinaison de charges	7
3.1.3.1 Combinaison de charges vives pour le calcul aux États Limites ultimes	7
3.1.3.2 Combinaison de charges vives pour le calcul aux États Limites en service	7
3.2 Charges de neige, charges vives et charges dues au vent	8
3.2.1 Fermes de toit – Résidences et petits bâtiments (partie 9 du CNCC)	8
3.2.2 Fermes de plancher (partie 4 du CNCC95)	8
3.2.3 Faible occupation humaine (bâtiment agricole)	9
3.2.4 Fermes de plancher – Résidences et petits bâtiments (Partie 9 du CNCC)	9
3.2.5 Fermes de plancher – (partie 4 du CNCC)	9
3.3 Charges permanentes prévues	10
3.3.1 Charges de toit permanentes	10
3.3.2 Charges permanentes de plancher	10
<b>4. MODE DE CALCUL DES ÉLÉMENTS</b>	11
4.1 Modèle analytique	11
4.1.1 Types de joints analytiques	11
4.1.2 Points analytiques	11
4.1.3 Modifications au modèle analytique	13
4.2 États limites ultimes	22
4.2.1 Méthode d'analyse	22
4.2.2 États limites ultimes	22
4.3 Résistances prévues	23
4.3.1 Bois d'oeuvre classe visuellement	23
4.3.2 Bois d'oeuvre classe par contrainte mécanique (M.S.Ft.) et par évaluation mécanique (M.E.L.)	23
4.3.3 Résistances de calcul prévues	23
4.3.4 Coefficients de correction	23
4.4 Résistance	26
4.4.1 Résistance au moment de flexion	26
4.4.2 Résistance au cisaillement	26
4.4.3 Résistance à la compression parallèle au fil	27
4.4.4 Résistance à la compression perpendiculaire au fil (Résistance a l'appui)	28
4.4.5 Résistance à la traction parallèle au fil	29
4.4.6 Indice de contrainte de flexion	29
4.4.7 Indice de contrainte de cisaillement	29
4.4.8 Indice de contrainte de compression (parallèle au fil)	30
4.4.9 Indice de contrainte de compression (perpendiculaire au fil)	30
4.4.10 Indice de contrainte de traction	30
4.4.11 Indice de contrainte de traction et de flexion combinées	30

4.4.12	Indice de contrainte de compression et de flexion combinées	30
4.4.13	Indice de contrainte de compression et de flexion combinées (formule modifiée)	30
4.5	États limites d'utilisation	32
4.5.1	Exigences d'utilisation (flèches admissibles)	32
4.5.2	Déformation permanente	33
4.5.3	Accumulations d'eau	33
4.6	Considérations particulières de calcul	34
4.6.1	Surplombs	34
4.6.2	Entures	34
4.6.3	Porte-à-faux courts et coupes de talon	34
4.6.4	Fermes maîtresses (simples et multi plis)	34
4.6.5	Contreventement des fermes	35
4.6.6	Appui à la membrure supérieure	35
<b>5.</b>	<b>CALCUL DES JOINTS</b>	<b>36</b>
5.1	Généralités	36
5.2	Évaluation des connecteurs métalliques	37
5.3	États limites ultimes	38
5.3.1	Généralités	38
5.3.2	Coefficients de correction	38
5.3.3	Résistance latérale ultime	38
5.3.4	Résistance à la traction	39
5.3.5	Résistance au cisaillement	39
5.3.6	Résistance pondérée des connecteurs	39
5.4	États limites d'utilisation	40
5.5	Assemblages	41
5.5.1	Assemblages pour éléments tendus	41
5.5.2	Assemblages pour éléments comprimés	41
5.5.3	Assemblages pour éléments sollicités en cisaillement	41
5.5.4	Résistance combinée cisaillement traction	41
5.5.5	Vérification de la section nette du bois, $h'$	42
5.5.6	Considérations sur la traction perpendiculaire au fil du bois	43
5.5.7	Considérations sur les joints de talon	43
5.5.8	Considérations sur les entures dans les membrures	44
5.5.8.1	Généralités	44
5.5.8.2	Entures tendues	44
5.5.8.3	Entures comprimées	44
5.5.8.4	Considérations sur le moment	44
5.5.8.4.1	Calcul de la section de l'acier pour tenir compte du moment	44
5.5.8.4.2	Calcul de la résistance latérale du connecteur pour tenir compte de l'effet du moment	45
5.5.9	Compression perpendiculaire au fil	47
<b>6</b>	<b>ERREURS DE FABRICATION ET DÉFAUTS DE MATÉRIAUX</b>	<b>47</b>

**ANNEXES****Annexe A**

A.1	Porte-à-faux courts : détail sans renfort	48
A.2	Porte-à-faux courts : détail avec cale de rendort	49
A.3	Porte-à-faux courts : détail avec renfort partiel à la membrure supérieure	50
A.4	Porte-à-faux court : détail avec renfort partiel de la membrure inférieure	51
A.5	Coupes de talon	52
A.6	Notes supplémentaires relativement à la conception de porte-à-faux courts et de coupes de talon	53

**Annexe B**

B.1	Assemblage des fermes maîtresses à plis multiples	54
B.1.1	Espacement des clous et nombre maximal de rangées	54
B.1.2	kN/m (lb/pi) maximum pour ferme maîtresse 2 plis	55
B.1.3	kN/m (lb/pi) maximum pour ferme maîtresse 3 plis	56
B.1.4	kN/m (lb/pi) maximum pour ferme maîtresse 4 plis	57
B.1.5	kN/m (lb/pi) maximum pour ferme maîtresse 5 plis	58

**Annexe C**

Tableau C.1.1	Force maximale dans les éléments d'âme comprimés, en kN (lb) avec un raidisseur en T	59
---------------	--	----

**Annexe D**

Tableau D.4.6.6.1	Directives pour joint d'appui d'une membrure supérieure (bois sur chant)	60
Tableau D.4.6.6.2	Directives pour joint d'appui d'une membrure supérieure (bois sur le plat)	62

**Annexe E**

E.1	Protection anticorrosion des connecteurs métalliques	65
-----	--	----

**Annexe F**

F.1	Conception de la plaque de cisaillement pour joint de talon de type ferme maîtresse	66
-----	---	----

**Annexe G**

	Critères minimum de la qualité dans la fabrication	68
--	--	----

## ILLUSTRATIONS

## Figures

4.1.2	Joints analytiques simples et composes	14
4.1.2.1 .A	Joint analytique de talon standard	15
4.1.2.1 .B	Talon de ferme maîtresse	15
4.1.2.1.C	Talons relevés	16
4.1.2.1 .D	Talons pour Porte-à-faux court	17
4.1.2.1 .E	Talon pour Porte-à-faux court avec renfort supérieur ou inférieur. Point d'appui au premier point analytique	18
4.1.2.1 .F	Talon en Porte-à-faux avec renfort supérieur ou inférieur. Point d'appui au deuxième point analytique	18
4.1.2.1 .G	Talon en Porte-à-faux avec deux joints séparés	18
4.1.2.2	Joint de rupture de pente	19
4.1.2.2.A	Joint de rupture de pente taillé à onglet	19
4.1.2.2.B	Joint d'angle	19
4.1.2.3	Enture	20
4.1.2.4	Joint chevauché	20
4.1.2.5	Joints d'âme	20
4.1.2.6	Joint interne	20
4.1.2.7	Joint d'appui pour chevron prolongé	20
4.1.2.8	Détails d'appui à la membrure supérieure	21
4.1.2.9	Appui à la membrure supérieure avec blocage d'appui d'extrémité	21
4.5.1.(4)	Modèle analytique pour le calcul de la flèche	32
4.6.2.(2)	Profil de ferme à poinçon et de ferme à faux poinçon	34
5.1.(5)	Orientation du connecteur par rapport à la force et au fil du bois	39
5.5.4	Longueurs de cisaillement-traction selon l'angle	42
5.5.5	Dimensions h types	42
5.5.9	Renfort d'appui avec connecteurs métalliques	47

## Tableaux

2.2.(1)	Norme ASTM A653A/653M94 portant sur les tôles d'acier de qualité structurale	4
3.1.2.2	Catégorie de risque des bâtiments	7
3.1.2.3	Coefficient de risque pour déterminer S, W ou E	7
3.1.3.1	Combinaison des charges pour le calcul aux États Limites ultimes	8
3.1.3.2	Combinaison des charges pour le calcul aux États Limites en service	8
3.3.1	Charges permanentes minimales	11
4.3.4.(1)	Coefficient de durée d'application de la charge, $K_D$	23
4.3.4.(2)	Coefficients de condition d'utilisation, $K_S$	24
4.3.4.(3)	Coefficient de traitement, $K_{..}$	24
4.3.4.(4)	Coefficient de partage des charges, $K_H$	25
4.3.4.(5)	Coefficient de dimension, $K_z$ , pour le bois classé visuellement	25
4.4.1(2)	Coefficient de stabilité latérale, $K_L$	27
4.4.4.(4)	Coefficient de dimension de l'appui, $K_{zcp}$	29
4.4.4.(5)	Coefficient de longueur d'appui, $K_B$	29
4.5.1.(4)	Flèches limites	33
5.1.(7)	Recouvrements minimums pour les membrures principales et les membrures d'âme	37
5.3.2.(2)	Coefficient de condition d'utilisation, $K_{SF}$	38
5.5.7.(1)	Coefficient du moment du talon, $J_H$	43

## 1. GÉNÉRALITÉS

### 1.1 DÉFINITIONS

ÂME	Membrure interne de la ferme qui est raccordées aux membrures supérieure et inférieure de manière à former un système triangule. Les membrures d'âme transmettent uniquement des efforts axiaux.
APPUI	Support structural de la ferme, habituellement un mur porteur, une poutre d'appui ou un étrier.
BOIS NON-SÉCHÉ	Bois dont le taux d'humidité dépasse celui exigé du bois séché.
BOIS SÉCHÉ	Bois qui a été séché jusqu'à un taux d'humidité d'environ 15%, jusqu'à une profondeur de 20 mm de la surface. Pour la pose des connecteurs métalliques pendant la fabrication, le bois séché aura un taux d'humidité de 19% ou moins conformément à la norme CSA S347.
BOIS SUR CHANT	Orientation des éléments de la ferme de manière que le revêtement de toit soit posé contre la face étroite de la membrure et les connecteurs métalliques soient encastrés dans la face la plus large.
BOIS SUR LE PLAT	Orientation des éléments de la ferme de manière que le revêtement de toit soit posé contre la face large de la membrure et les connecteurs métalliques soient encastrés dans la face la plus étroite.
CHARGE D'ACTION CONCOMITANTE	Une charge prévue variable qui accompagne la charge principale dans une certaine combinaison de charges.
CHARGE DE SERVICE	La charge prévue utilisée pour évaluer la charge de tenue en service
CHARGE PRINCIPALE	La charge prévue variable ou la charge spéciale qui domine dans une certaine combinaison de charges
COUPE DE TALON	Au joint de talon, une coupe verticale sur le bord extérieur de la membrure inférieure pour déterminer la portée de calcul.
ENTURE (ÉGALEMENT APPELÉ ABOUTAGE)	Joint entre deux éléments d'une membrure réalisé au moyen de connecteurs de manière à former une membrure d'un seul tenant
FAIBLE OCCUPATION HUMAINE	(Telle qu'utilisée pour les bâtiments agricoles) Se dit des bâtiments dont la charge d'occupants ne dépasse pas une personne par 40 m <sup>2</sup> en utilisation normale.
FERME EN CISEAUX	Ferme dont la membrure inférieure est inclinée.
JOINT DE PANNEAU	Point d'intersection d'une ou de plusieurs membrures d'âme avec une membrure principale.
JOINT DE TALON	Joint d'une ferme formant le point d'intersection des membrures supérieure et inférieure.
MEMBRURE INFÉRIEURE	Élément de bois horizontal ou incliné qui forme la partie inférieure d'une ferme, également appelé entrain.
MEMBRURE SUPÉRIEURE	Élément de bois horizontal ou incliné qui forme la partie supérieure d'une ferme, également appelé chevron.
NŒUD	Point d'intersection d'un ou de plusieurs éléments d'âme avec la membrure supérieure ou la membrure inférieure.

PANNEAU	Partie de la membrure supérieure ou inférieure comprise entre deux joints de panneau consécutifs.
PENTE	Rapport entre l'élévation verticale et la course horizontale des éléments inclinés
PORTE-À-FAUX	Partie des membrures supérieure et inférieure d'une ferme qui se prolonge sans appui au-delà d'un appui extérieur.
PORTÉE DE CALCUL	Longueur hors tout du modèle mathématique de ferme utilisée dans l'analyse structurale.
PORTÉE LIBRE	Longueur de la ferme mesurée entre les faces intérieures d'appuis adjacents.
REVÊTEMENT CONTINU	Support de couverture posé sur la membrure supérieure, habituellement cloué, de manière que la membrure se trouve maintenue latéralement en continu sur toute sa longueur.
RUPTURE DE PENTE	Point où une membrure de la ferme change de pente.
SURPLOMB (ÉGALEMENT APPELÉ CORNICHE)	Prolongement extérieur d'une membrure de la ferme (habituellement la membrure supérieure) au-delà de l'autre membrure.
SYSTÈME DE PARTAGE DES CHARGES	Ensemble d'au moins 3 fermes, essentiellement parallèles, espacées à au plus 610 mm (1220 mm pour les bâtiments à faible occupation humaine) et agencé de manière à se partager la charge appliquée.
UTILISATION EN MILIEU HUMIDE	Conditions d'utilisation autres qu'en milieu sec.
UTILISATION EN MILIEU SEC	Condition d'utilisation où le taux d'humidité d'équilibre moyen, sur une période d'un an, est de 15% ou moins, sans dépasser 19%.

## 1.2 ABRÉVIATIONS

ASTM	American Society for Testing and Materials
CCCBA(en anglais NFBCC95)	Code canadien de construction des bâtiments agricoles 1995
CCMC	Centre canadien de matériaux de construction - Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction
O86-01	086-01 Règles de calcul des charpentes en bois
MPB	Maisons et petits bâtiments (Partie 9 du CNBC)
FOH	Faible occupation humaine (bâtiments agricoles)
CNBC95	Code national du bâtiment du Canada 1995
CNBC05	Code national du bâtiment du Canada 2006
CNBC (CCS)	Commentaires sur le calcul des structures du Code national du bâtiment du Canada, 1995
CNBC 05 (CCS)	Code National du Bâtiment du Canada 2005, guide de l'utilisateur et commentaires structuraux.

NLGA	Commission nationale de classification des sciages
CNRC	Centre national de recherches du Canada Truss
TPIC	Plate Institute of Canada

### 1.3 OUVRAGES DE RÉFÉRENCE

ASTM A 653/A 653 M-94	"Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc - Iron Alloy - Coated (Galvannealed) by Hot-Dip Process."
ASTM A 924/A 924-M-94	Specifications for General Requirements for Steel Sheet, Metallic - Coated by the Hot-Dip Process
O86-01	Publication de l'Association canadienne de normalisation «Norme O86-01- Règles de calcul aux états limites des charpentes en bois»
S347-99	Publication de l' Association canadienne de normalisation «Norme S347-99 Method of Test Evaluation of Truss Plates Used in Lumber Joints"
CCCBA1995	Publication de Conseil national de recherches Canada «Code canadien de construction des bâtiments agricoles»
CNBC 1995	Publication de Conseil national de recherches Canada «Code national du bâtiment du Canada 1995»
CNBC 2005	Publication du Conseil National de recherches Canada, « Code National du Bâtiment du Canada 2005 »
CNBC (CCS)	Publication de Conseil national de recherches Canada «Commentaires sur le calcul des structures du Code national du bâtiment du Canada, 1995»
CNBC05 (CCS)	Publication du Conseil National de recherches Canada, «Commentaires sur le calcul des structures du Code National du Bâtiment du Canada 2005»
OBS 2006	Ontario building code 2006 : Ontario's Building Code (O. Reg 350/06, as amended) and supplemental standards.
TPIC 1996	Ferme de bois à connecteurs métalliques / Mode de Calcul et Devis Technique, Calcul aux États Limites.

## 2. MATÉRIAUX

### 2.1 Dimensions et qualités du bois

- 1) Le calcul des fermes doit être basé sur les propriétés des sections nettes.
- 2) La section nette minimale des membrures supérieures et inférieures doit être 38 x 64, sauf pour les maisons mobiles.
- 3) Les fermes doivent être fabriquées avec du bois classé selon les règles NLGA et les résistances prévues doivent être conformes à la norme O86-01.
- 4) Les membrures inférieure et supérieure doivent être fabriquées avec du bois d'oeuvre de qualité N°2 ou meilleure.
- 5) Les membrures d'âme des fermes, à l'exclusion de celles décrites en 2.1.6, doivent être fabriquées avec du bois d'oeuvre de n'importe quelle qualité, à condition que la qualité soit répertoriée et qu'elle ait la résistance exigée par CSA O86.1.
- 6) Les membrures d'âme de 38 x 64 doivent être de qualité N°2 ou meilleur.

### 2.2 Acier

- 1) Les connecteurs métalliques doivent être fabriqués avec une tôle d'acier galvanisé conforme ou supérieur à la norme ASTM A653/A653M «Standard Spécification for Sheet Steel, Zinc coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process, Structural (Physical) Quality et auront les caractéristiques minimales suivantes:

**Tableau 2.2.(1) Norme ASTM A653/653M portant sur les tôles d'acier de qualité structurale**

GRADE	SQ230	SQ255	SQ275	HSLA 1340 ou HSLA 11340	HSLA 1410 ou HSLA 11410
Résistance en traction à la rupture, MPa	310	360	380	410	480
Limite élastique minimale, MPa	230	255	275	340	410
Allongement (à la rupture) pour une longueur de 50 mm, %	20	18	16	20	16

- 2) Le revêtement résistant à la corrosion doit être conforme aux exigences de la norme ASTM A924, «Standard Spécification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process, Général Requirements», désignation de revêtement G90, ou ASTM A924, Standards Spécification for Electrolytic Zinc-Coated Steel Sheets», revêtement de classe C, ou à tout autre traitement procurant une protection anticorrosion équivalente et appliqué sur l'acier avant le matriçage des connecteurs métalliques. Il n'est pas nécessaire de reprendre le revêtement des connecteurs après le matriçage
- 3) Les connecteurs métalliques doivent comporter des trous, empreintes, saillies, bosselures, motifs, etc. pour indiquer l'emplacement des clous ou des attaches indépendants de manière que ceux-ci soient suffisamment espacés pour éviter de fendre le bois. C'est au concepteur des connecteurs métalliques de déterminer cet espacement minimal. Les connecteurs métalliques vierges, sans indication d'espacement minimum des attaches, ne seront pas acceptables. Cette exigence ne s'applique que lorsque des attaches supplémentaires sont utilisées pour augmenter les valeurs d'ancrage des connecteurs.
- 4) Les connecteurs métalliques doivent être répertoriés dans le Recueil d'évaluation de produits publié par le Centre canadien de matériaux de construction, Institut de recherche en construction, Ottawa, Ontario.

### **3. GÉNÉRALITÉS SUR LE CALCUL**

#### **3.1 Charges prévues, effets des charges et combinaison des charges**

##### **3.1.1 Bâtiments**

Les charges prévues, les effets des charges et les combinaisons dont il faut tenir compte dans le calcul d'un bâtiment et de ces composants seront ceux décrits aux articles 3.1.2 et 3.1.3.

##### **3.1.2 Charges prévues**

###### **3.1.2.1 Charges à considérer**

Les charges prévues devront être toutes celles applicables et les valeurs prévues de ces charges seront augmentées pour tenir compte des effets dynamiques lorsque cela est applicable.

- (1) D – charge permanente provenant du poids propre des constituants, le poids de tous les matériaux de construction incorporés dans le bâtiment qui seront supportés par le membre, comprenant les divisions permanentes et une provision pour les divisions non permanentes, ainsi que le poids de l'équipement permanent.
- (2) E – charge due aux séismes comprenant l'effet du coefficient de risque dans 3.1.2.2.
- (3) L – charge vive due à l'usage envisagé comportant les charges provenant de grues et la pression de liquides contenus dans des réservoirs.
- (4) S – charge due à la neige, comprenant la glace et la pluie, comprenant également l'effet du facteur d'importance dans 3.1.1.2.
- (5) W – charge due au vent comprenant les facteurs d'importance dans 3.1.2.2.
- (6) H – charge permanente due à la pression latérale du sol, comprenant la pression de l'eau.
- (7) P – effets permanents causés par la précontrainte.
- (8) T – charges dues à la contraction et la dilatation causée par un changement de température, par un rétrécissement, une modification de l'humidité, la contraction des matériaux des composants, le mouvement dû aux tassements différentiels ou une combinaison de toutes ces causes.

###### **3.1.2.2 Catégorie de risque**

Dans le but de déterminer les surcharges prévues S, W ou E dans l'article 3.2.1 et 3.2.2, les bâtiments se verront assignés un niveau d'importance basé sur leur usage et type d'occupation en accord avec le tableau 3.1.2.2.

**Tableau 3.1.2.2**  
**Catégorie de risque des bâtiments**

Usage et type d'occupation	
Bâtiments présentant un danger faible, direct ou indirect pour la vie humaine dans le cas d'un effondrement comprenant : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bâtiment à faible occupation humaine, lorsque l'on peut prévoir qu'un effondrement n'entraînera pas de blessure ou autres conséquences sérieuses.</li> <li>• Bâtiment pour mini entreposage.</li> </ul>	Faible
Tous les bâtiments sauf ceux faisant partie des catégories faible, élevé et de Protection Civile	Normal
Bâtiments qui seront certainement utilisés comme abris après un désastre, comprenant les bâtiments dont l'usage principal est : <ul style="list-style-type: none"> <li>• École primaire, secondaire et collège.</li> <li>• Centre communautaire.</li> <li>• Établissement de fabrication et d'entreposage, contenant des produits toxiques ou explosifs ou toute autre substance dangereuse en quantité suffisante pour présenter un danger pour le public s'ils s'échappaient</li> </ul>	Élevé
Des bâtiments de la "Protection Civile" sont ceux qui sont essentiels au maintien des services dans le cas d'un désastre comprenant : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Hôpitaux, établissement d'urgence et banque de sang.</li> <li>• Centres téléphoniques.</li> <li>• Centrales électriques et centrales d'appoint.</li> <li>• Centre de contrôle pour le transport terrestre, aérien et maritime.</li> <li>• Établissement de traitement des eaux et d'entreposage, station de pompage.</li> <li>• Usine de traitement des eaux d'égouts et établissements reliés à la défense nationale.</li> </ul> Bâtiments des types suivants, sauf si exemptés par l'autorité ayant juridiction : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Établissement devant répondre à une urgence.</li> <li>• Caserne de pompier, station de sauvetage, bureau de police et garage pour véhicules, aéronefs, bateaux servant à ces usages.</li> <li>• Établissement de communication comprenant les stations de radio et de télévision.</li> </ul>	Après désastre

### 3.1.2.3 Coefficients de risque

Dans le but de déterminer les charges prévues S, W ou E dans l'article 3.1.2.1, les coefficients de risque seront appliqués selon le tableau 3.1.2.3.

**Tableau 3.1.2.3**  
**Facteurs d'importance pour déterminer S, W ou E**

Niveau d'importance	Coefficients de risque pour surcharges de neige, $I_s$		Coefficients de risque pour surcharges de vent, $I_w$		Coefficients de risque pour surcharges sismiques, $I_E$	
	État Limite ultime	État Limite en service	État Limite ultime	État Limite en service	État Limite ultime	État Limite en service
Faible	0.8	0.9	0.8	0.75	0.8	N/A
Normal	1.0	0.9	1.0	0.75	1.0	N/A
Élevé	1.15	0.9	1.15	0.75	1.3	N/A
Protection Civile	1.25	0.9	1.25	0.75	1.5	N/A

### 3.1.3 Combinaison de charges

#### 3.1.3.1 Combinaison de charges pour le calcul aux États Limites ultimes.

Les effets des charges principales et d'accompagnement auxquels on a appliqué les facteurs d'importance seront déterminés en accord avec la combinaison des charges du tableau 3.1.3.1, la combinaison utilisée sera celle qui produit les effets les plus défavorables.

**Tableau 3.1.3.1  
Combinaison de charges pour le calcul aux États Limites ultimes**

Cas No	Charges principales <sup>(1)</sup>	Charges d'accompagnement
1	1.4 D	(Charges d'actions concomitantes)
2	$(1.25 D^{(3)} \text{ ou } 0.9 D) + 1.5 L^{(4)}$	$0.5 S^{(2)} \text{ ou } 0.4 W$
3	$(1.25 D^{(3)} \text{ ou } 0.9 D) + 1.5 S$	$0.5 N^{(2,5)} \text{ ou } 0.4 W$
4	$(1.25 D^{(3)} \text{ ou } 0.9 D) + 1.5 W$	$0.5 L^{(5)} \text{ ou } 0.5 S$
5	1.0 D + 1.0 E	$0.5 L^{(2,5)} + 0.25 S^{(2)}$

Notes : (1) Vous référer au CNBC 2005 concernant les charges dues à la pression du sol H, la précontrainte P et les déformations imposées T.

(2) Vous référer au CNBC 2005 concernant les charges sur les surfaces extérieures.

(3) Vous référer au CNBC 2005 concernant les charges permanentes D du sol.

(4) Le principal facteur de charge 1,5 pour une charge vive L peut être réduit à 1,25 pour les liquides contenus dans des réservoirs.

(5) Le facteur 0.5 d'une charge d'accompagnement pour une charge vive L sera porté à 1.0 pour de l'entreposage, pour l'aire où l'on dépose de l'équipement, des pièces de service et la charge sur le plancher d'un grenier.

#### 3.1.3.2 Charges combinées pour le calcul aux États Limites en service

Les effets des charges principales plus les charges d'accompagnement seront déterminés en accord avec le tableau 3.1.3.2 de combinaison de charges en prenant celle qui correspond à l'effet le plus défavorable.

**Tableau 3.1.3.2  
Combinaison de charge pour le calcul aux États Limites en service**

Cas No	Charges principales	Charges d'accompagnement
1	$1.0 D^{(1)}$	
2	$1.0 D^{(1)} + 1.0 L$	$0.5 S^{(2)} \text{ ou } 0.4 W$
3	$1.0 D^{(1)} + 1.0 S$	$0.5 L^{(2)} \text{ ou } 0.4 W$
4	$1.0 D^{(1)} + 1.0 W$	$0.5 L \text{ ou } 0.5 S$

Notes: (1) Charges incluant les charges permanentes dues aux pressions latérales du sol H et la précontrainte P.

(2) Vous référer au CNBC 2005 pour les charges sur les surfaces extérieures.

## 3.2 Charges de neige, charges vives et charges dues au vent

### 3.2.1 Fermes de toit, maisons et petits bâtiments (Partie 9 du CNBC05)

- 1) Les fermes de toit conformes aux exigences relatives aux maisons et petits bâtiments de la partie 9 du CNBC95, à portée libre entre appuis inférieure ou égale à 12.19 m (40 pieds) et dont la membrure supérieure a une pente  $\geq 1/6$ , doivent être calculées sur la base d'une charge de toit équivalant à au moins 55% de la charge de neige au sol majorée de la charge due à la pluie indiquée dans l'annexe C de CNBC05. Lorsque la largeur totale du toit ne dépasse pas 4.3 m (14 pi), ce 55% peut être réduit à 45%.
- 2) Les fermes de toit conformes aux exigences relatives aux maisons et petits bâtiments de la partie 9 du CNBC05, à portée libre entre appuis supérieure à 12.19 m (40 pieds) ou ayant une membrure supérieure avec une pente de  $< 1/6$  doivent être calculées selon le paragraphe 3.2.2.
- 3) La charge de neige minimale sur la membrure supérieure doit être 1.0 kPa (21 lb/pi<sup>2</sup>).
- 4) Les fermes supportées par plusieurs appuis seront calculées pour les cas de charges totales et partielles.
- 5) Dans la province de l'Ontario, la charge de neige minimale appliquée sur la membrure inférieure sera de 0.5kPa (10 lb/pi<sup>2</sup>).

### 3.2.2 Fermes de toit commerciales (Partie 4 du CNBC05)

- 1) Les fermes de toit conformes aux exigences de la partie 4 du CNBC05 seront calculées sur la base d'une charge vive équivalant à au moins 80% de la charge de neige au sol majorée de la charge due à la pluie indiquée dans l'annexe C de CNBC05, excepté lorsque:
  - (a) Les conditions d'exposition au vent indiquées dans la sous-section 4.1.6 du CNBC05 sont respectées. Alors, 60% de la charge de neige au sol majorée de la charge due à la pluie peut être utilisée comme charge de toit, pour des bâtiments de catégorie de risque faible ou normale, ou
  - (b) La pente du toit est supérieure à 30 degrés. Alors, la charge de neige au toit peut être réduite selon le coefficient de pente indiqué dans la sous-section 4.1.6 du CNBC05, ou
  - (c) La pente du toit est supérieure à 15 degrés et les conditions de toit glissant indiquées à la sous-section 4.1.6 du CNBC05 sont respectées. Alors, la charge de neige au toit peut être réduite selon le coefficient de pente indiqué dans cette sous-section, ou
  - (d) Pour de grande toiture, la valeur du facteur  $C_b$  sera calculé selon la sous-section 4.1.6.2.2 paragraphes a et b du CNBC05.
  - (e) La charge de neige est déterminée, par écrit, par une autorité compétente.
- 2) Les fermes de toit doivent être calculées de manière à respecter les exigences des charges totales et des charges partielles indiquées dans les sous-sections 4.1.5 et 4.1.6 du CNBC05.
- 3) Les fermes de toit doivent être calculées de manière à respecter les exigences de charges de neige non uniformes (asymétrique), glissantes provenant d'un toit haut et les charges dues aux accumulations de neige indiquées dans la sous-section 4.1.6 du CNBC05.
- 4) Dans le cas des fermes de toit comportant une pente de 15 degrés ou moins, il n'est pas nécessaire de tenir compte d'un chargement de neige non uniforme (asymétrique).
- 5) La charge de neige minimale sur la membrure supérieure doit être 1.0 kPa (21 lb/pi<sup>2</sup>).
- 6) La charge vive prévue minimale pour les combles d'accessibilité limitée doit être de 0.5 kPa (10 lb/pi<sup>2</sup>), selon le tableau 4.1.5.3 du CNBC05, sauf indications contraires des autorités compétentes.
- 7) Les fermes de toit doivent être calculées en fonction des charges de vent de la sous-section 4.1.7 du CNBC05.
- 8) Pour l'analyse du vent, la pression dynamique de référence doit être basée sur une probabilité de dépassement de 1 dans 50 ans pour la résistance et pour la flèche. Les charges de vent appropriées sont indiquées dans l'annexe C du CNBC05 Division B.

### 3.2.3 Faible occupation humaine (FOH) (bâtiments agricoles)

- 1) Les fermes de toit à FOH doivent être calculées au moyen d'une charge vive de toit équivalant à au moins 80% de la charge de neige au sol majorée de la charge de pluie indiquée dans l'annexe C du CNBC95, sauf lorsque :
  - (a) Les conditions d'exposition au vent indiquées à la sous-section 4.1.7 de CNBC95 sont respectées. On peut alors utiliser pour la charge vive de toit 60% de la charge de neige au sol majorée de la charge de pluie, ou
  - (b) La pente du toit est supérieure à 30 degrés. On peut alors réduire la charge de neige au toit au moyen du coefficient de pente indiqué à la sous-section 4.1.7 du CNBC95, ou
  - (c) La pente du toit est supérieure à 15 degrés et les conditions de toit glissant indiquées à l'article 2.2.2.2 du CCCBA 1995 interviennent. On peut alors réduire la charge de neige au toit au moyen du coefficient de pente indiqué dans cet article, ou
  - (d) La charge de neige est spécifiée par écrit par une autorité compétente.
- 2) Les fermes de toit à FOH doivent également être calculées conformément aux exigences de charges de neige non uniformes (asymétriques), glissantes venant d'un toit haut et les charges dues aux accumulations de neige causées par le vent indiquées dans la sous-section 4.1.7 du CNBC95.
- 3) Dans le cas des fermes de toit à FOH mentionnées en 2.2.2.1 du CCCBA 1995 dont la pente est de 15 degrés ou moins, il n'est pas nécessaire de tenir compte des charges de neige non uniformes (asymétriques).
- 4) La charge vive minimale prévue de la membrure supérieure doit être 1.0 kPa (21 lb/pi<sup>2</sup>).
- 5) Les fermes de toit à FOH doivent être calculées en fonction de la charge due au vent, conformément à la sous-section 4.1.8 du CNBC95.
- 6) Dans le cas de l'analyse du vent sur les fermes de toit FOH, la pression dynamique de référence doit être basée sur une probabilité de dépassement de 1 dans 10 ans.

### 3.2.4 Fermes de plancher maisons et petits bâtiments (Partie 9 du CNBC05)

- 1) La charge vive résidentielle minimale prévue sera de 1.9 kPa (40 lb/pi<sup>2</sup>).
- 2) Les fermes de plancher doivent être calculées conformément aux conditions les plus critiques d'un chargement total ou partiel.

### 3.2.5 Fermes de plancher (Partie 4 du CNBC05)

- 1) La charge vive prévue minimale pour les aires de réunion commerciales, conformément aux exigences du tableau 4.1.5.3 du CNBC05, doit être 2.4 kPa (50 lb/pi<sup>2</sup>).
- 2) La charge vive prévue minimale pour les aires de réunion commerciales et/ou les autres aires conformes aux exigences du tableau 4.1.5.3 du CNBC05, doit être 4.8 kPa (100 lb/pi<sup>2</sup>).
- 3) Les fermes de plancher doivent être calculées conformément aux conditions les plus critiques d'un chargement total ou partiel.
- 4) La charge prévue due aux possibles concentrations de charges résultant de l'usage, ne doit pas être inférieure à celle indiquée au tableau 4.1.5.10 du CNBC05 appliquée sur une aire de 750 mm x 750 mm (30 po x 30 po) située de manière à provoquer l'effet maximal.

### 3.3 Charges permanentes prévues

#### 3.3.1 Charges de toit permanentes

Les charges permanentes minimales prévues, indiquées dans le tableau 3.3.1, doivent être utilisées pour tous les calculs, à moins d'indication contraire d'une autorité compétente.

**Tableau 3.3.1 Charges permanentes minimales, kPa (Ib/pi<sup>2</sup>)**

Usage	Charge permanente membrure supérieure		Charge permanente membrure inférieure	
	<1:6 (2/12)	≥1:6 (2/12)	Avec plafond	Sans plafond
Résidentiel (Partie 9)	S/O	0.15(3)	0.34 (7)	S/O
Commercial (Partie 4)	0.5(10)	0.25(5)	0.34 (7)	0.25 (5)
Agricole (Partie 4)	0.5(10)	0.20(4)	0.34 (7)	0.20 (4)

Note : Le concepteur devra vérifier si ces minimums conviennent pour l'usage concerné

#### 3.3.2 Charges permanentes de plancher

- 1) Les charges permanentes minimales indiquées ci-dessous doivent être utilisées pour tous les calculs à moins d'indication contraire d'une autorité compétente.
- 2) La charge permanente prévue minimale de la membrure supérieure doit être 0.5 kPa (10 Ib/pi<sup>2</sup>).
- 3) La charge permanente prévue minimale de la membrure inférieure doit être 0.25 kPa (5 Ib/pi<sup>2</sup>).
- 4) Dans les aires de bâtiment comportant des cloisons autres que les cloisons prévues aux plans, ou lorsque des cloisons sont susceptibles d'être ajoutées ultérieurement, on doit tenir compte du poids de ces cloisons.

Le poids prévu de ces cloisons doit être déterminé sur la base du poids réel ou prévu des cloisons situées à n'importe quel endroit probable, et ne doit pas être inférieur à 1.0 kPa (21 Ib/pi<sup>2</sup>) pour l'aire de plancher considérée.

- 5) Une cloison non porteuse peut ne pas être prise en compte dans le calcul, pourvu que:
  - (a) La charge vive du système de fermes porteuses, due à un usage résidentiel, n'est pas inférieure à celle indiquée en 3.2.4.
  - (b) Les fermes de plancher ne sont pas espacées de plus de 610 mm (24 po) entre axes.
  - (c) La longueur de panneau de la membrure supérieure porteuse ne dépasse pas 750 mm (30 po) dans le cas de fermes de bois à membrures sur le plat.
  - (d) La cloison ne pèse pas plus de 0.88 kN/m (60 Ib/pi).
  - (e) La cloison n'est pas parallèle aux fermes.

## 4. MODE DE CALCUL DES ÉLÉMENTS

### 4.1 MODÈLE ANALYTIQUE

#### 4.1.1 Types de joints analytiques

- (a) Joint de rupture de pente: Joint formé par l'intersection de deux membrures non parallèles (voir figure 4.1.2).
- (b) Joint de talon: Joint de rupture de pente constitué d'une membrure supérieure non verticale et d'une membrure inférieure non verticale (voir figure 4.1.2).
- (c) Enture: Joint formé par deux membrures parallèles adjacentes (voir figure 4.1.2.3).
- (d) Joint chevauché: joint formé par une extrémité d'une membrure parallèle et en contact sur un côté avec la membrure adjacente (voir figure 4.1.2.4).
- (e) Joint d'âme: Joint formé par une ou plusieurs membrures d'âme le long du bord d'une membrure principale donnée (voir figure 4.1.2.5).
- (f) Joint interne: Joint formé par deux joints d'âme sur les bords opposés d'une membrure donnée de telle manière que leurs longueurs de contact se chevauchent le long de l'axe de la membrure (voir figure 4.1.2.6).
- (g) Joint d'appui pour chevron prolongé: Joint consistant en un élément simple se prolongeant jusqu'à l'appui (voir figure 4.1.2.7).
- (h) Joint d'appui de membrure supérieure: Joint consistant en deux ou plusieurs éléments joints à un appui externe (voir figure 4.1.2.8).
- (i) Joint d'appui: Joint où un appui vient en contact avec une membrure (voir figure 4.1.2).

#### 4.1.2 Points analytiques

- (a) Point analytique simple: Joint analytique unique formé par deux lignes distinctes.
- (b) Point analytique composé: Joint analytique formé par deux points ou plus situés au même joint physique (voir figure 4.1.2).

Exception faite de 4.1.3, les points analytiques doivent être construits de la façon décrite dans la présente section. Modèle analytique de talon:

##### 4.1.2.1 Le modèle analytique de talon est un modèle analytique composé de trois points analytiques simples et de trois éléments fictifs (voir figure 4.1.2.1.A-G).

- (a) Le premier point analytique doit être déterminé comme suit: Construire une ligne verticale à l'extrémité de la MS (membrure supérieure) ou de la MI (membrure inférieure), selon la plus courte des deux. (Dans le cas d'un talon de type ferme maîtresse, l'extrémité de la MI est toujours utilisée pour construire cette ligne, voir figure 4.1.2.1.B). La seule exception à cette règle s'applique au porte-à-faux court. Si l'appui se trouve à l'intérieur du point où la membrure supérieure s'arrête, alors cette ligne passe à l'extrémité de cette membrure et détermine la portée de calcul. "Voir Annexe A.1 jusqu'à A.4. Trouver l'intersection de la ligne verticale avec les axes des MS et MI. Le premier point analytique de talon doit être le plus bas des deux points d'intersection. Il s'agit du point d'appui, sauf tel que mentionné en f) ci-dessous.
- (b) Le second point analytique doit être situé à l'intersection de l'axe de la MI et d'une verticale à 75% de la longueur de coupe de l'extrémité du premier point analytique. Cette verticale ne peut pas être à plus de 610 mm (24 po) du premier point analytique.
- (c) Le troisième point analytique de talon doit être situé le long de l'axe de la MS, directement au-dessus du second point analytique de talon.
- (d) Lorsque les deuxième et troisième points se trouvent à moins de 2 po du premier point, enlever les deuxième et troisième points pour ramener le modèle analytique de talon à un simple modèle analytique.
- (e) Dans le cas d'une cale, le second point analytique sera localisé à l'intersection de l'axe de la MI et une verticale à 75% de la dimension qui correspond à la somme de la longueur de coupe au talon et de la cale. Cette verticale ne sera pas éloignée de plus de 610 mm (24 ») du premier point analytique.
- (f) Dans le cas d'un élément de renfort partiel, un quatrième point est exigé. L'élément de renfort joue le rôle de

quatrième élément. Le quatrième point est l'intersection de l'axe de la membrure avec une ligne perpendiculaire à la membrure, à une distance « $d/2$ », où « $d$ » est la hauteur de la membrure (voir figures 4.1.2.1.C&D).

(g) Dans le cas d'un élément de renfort complet, le modèle analytique est similaire à celui de l'élément de renfort partiel, sauf pour les exceptions suivantes :

1. Le quatrième point analytique est le point analytique du point adjacent.
2. Le quatrième élément est le renfort complet.
3. Le point d'appui est le premier point analytique seulement si une partie de la surface d'appui se situe entre les premier et deuxième points analytiques inclusivement (voir figures 4.1.2.1.C&E). Les règles concernant les porte-à-faux courts et les talons relevés s'appliquent (voir annexe A).
4. Si une partie de la surface d'appui se situe au-delà du second point analytique, le point d'appui se situe au deuxième point analytique ou un nouveau point d'appui est déterminé tout dépendant du contact entre la surface d'appui et l'élément de renfort complet (voir figure 4.1.2.1 F). Les règles concernant les porte-à-faux courts et les talons relevés ne s'appliquent pas dans ce cas-ci.
5. Si l'élément de renfort complet n'est pas totalement parallèle et qu'il touche la membrure, deux joints séparés doivent être construits; un joint de talon et un joint d'âme (voir figure 4.1.2.1G).

**4.1.2.2** Point analytique de rupture de pente: Le point analytique de rupture de pente doit être situé le long d'un fil à plomb passant par l'intersection du bord extérieur des deux membrures. Ce point analytique aura la même coordonnée X que l'emplacement du fil à plomb et une coordonnée Y égale à la moyenne des coordonnées Y formées par les points d'intersection des axes des membrures et du fil à plomb (voir figure 4.1.2.2).

Dans le cas d'une rupture de pente à onglet, le point analytique coïncide avec l'intersection des axes des membrures (voir figure 4.1.2.2.A). Dans le cas des joints d'angle, le point analytique doit être situé à l'intersection de l'axe de la membrure et une ligne passant par l'extrémité de la membrure (voir figure 4.1.2.2.B).

**4.1.2.3** Point analytique d'une enture: Le point analytique doit être le point situé à mi-distance entre les points d'intersection des axes des deux membrures et la ligne d'enture (voir figure 4.1.2.3).

**4.1.2.4** Point analytique d'un joint chevauché: Le point analytique doit être le point situé à mi-distance entre les points d'intersection formés par l'extrémité coupée et les axes des membrures de part et d'autre du joint (voir figure 4.1.2.4).

**4.1.2.5** Point analytique d'âme: Le point analytique d'âme doit être l'intersection des axes de la membrure et une ligne perpendiculaire à la membrure passant par le centre de l'aire de contact entre les membrures d'âme et la membrure principale (voir figure 4.1.2 et figure 4.1.2.5).

**4.1.2.6** Point analytique d'un joint intérieur: Le point analytique doit être situé à l'intersection de l'axe de la membrure et d'une ligne perpendiculaire passant par le centre de la surface de contact commune, des deux cotés, entre les âmes et la membrure principale (voir figure 4.1.2.6).

**4.1.2.7** Point analytique d'un joint d'appui pour chevron prolongé: Le point analytique doit être situé à l'intersection de l'axe de la membrure et d'une ligne verticale passant par l'extérieur de l'appui. Dans le cas d'un appui pour chevron prolongé vertical, utiliser l'horizontale passant par l'angle extérieur de l'appui plutôt que la verticale (voir figure 4.1.2.7).

**4.1.2.8** Joint d'appui d'une membrure supérieure: Sauf comme indiqué en 4.1.2.9, le point analytique de joint d'appui de la membrure supérieure (MS) est composé et comporte deux points. Le premier point est le point d'appui et se situe à l'intersection de l'axe de la MS avec une verticale située à la face interne de l'appui. Le second point est l'intersection de l'axe de la MS et d'une verticale passant par le bord extérieur de n'importe laquelle des membrures d'âme rencontrant la MS à l'appui. La distance maximale permise entre ces 2 points est 13mm (1/2") (voir figure 4.1.2.8 et annexe D).

**4.1.2.9** Joint d'appui de membrure supérieure avec verticale et bloc d'appui d'extrémité: Le modèle analytique de ce point est composé et est constitué de trois points et de deux éléments fictifs. Le premier joint est le point d'appui qui coïncide avec une verticale passant par l'axe de l'aire d'appui requise et la surface de l'appui. Le second point est l'intersection d'une horizontale passant par le premier point et le bord extérieur de la verticale d'extrémité. Le troisième point est l'intersection de l'axe de la membrure supérieure et du bord extérieur de la verticale d'extrémité (voir figure 4.1.2.9).

On observera les directives de la section 4.6.6 relativement au joint d'appui de la membrure supérieure lors de l'utilisation du modèle analytique décrit dans les sections ci-dessus (4.1.2.8 et 4.1.2.9).

### **4.1.3 Modifications au modèle analytique**

- 4.1.3.1** Les points analytiques doivent être construits selon la hiérarchie suivante: joints de rupture de pente, puis joints d'âme du plus grand nombre d'éléments au plus petit. Les autres joints non mentionnés peuvent être construits dans n'importe quel ordre.
- 4.1.3.2** Les points analytiques pour les joints raccordés par une âme verticale aux plus hauts joints hiérarchiques se situeront à l'intersection d'une verticale passant par le plus haut joint hiérarchique et l'axe de la membrure.
- 4.1.3.3** Deux points analytiques à moins de 2 pouces de distance (non projetée) l'un de l'autre doivent être ramenés à un point situé entre les deux points initiaux.

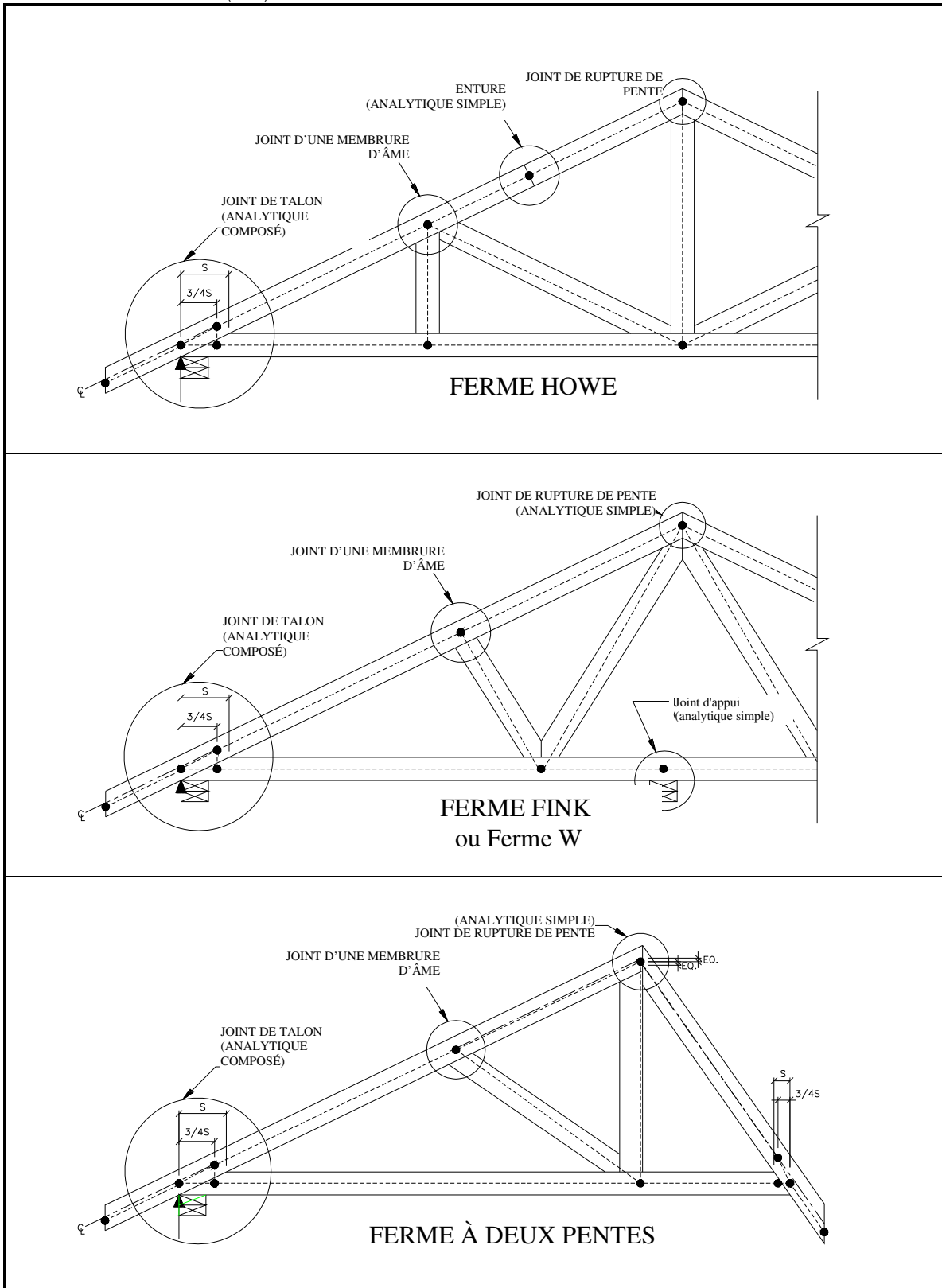


Figure 4.1.2 Joints analytiques simples et composés

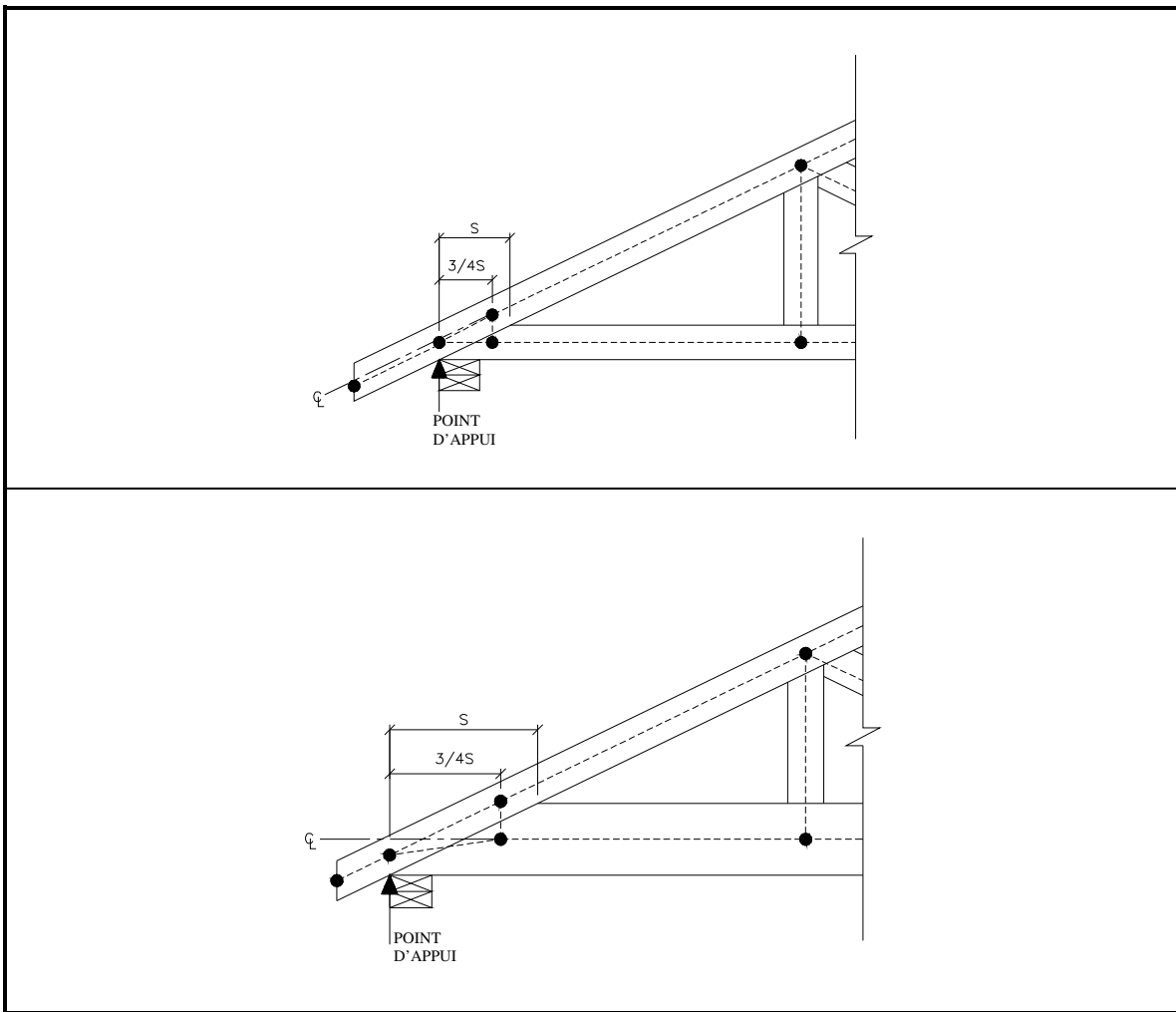


Figure 4.1.2.1.A Joint analytique d'un talon standard

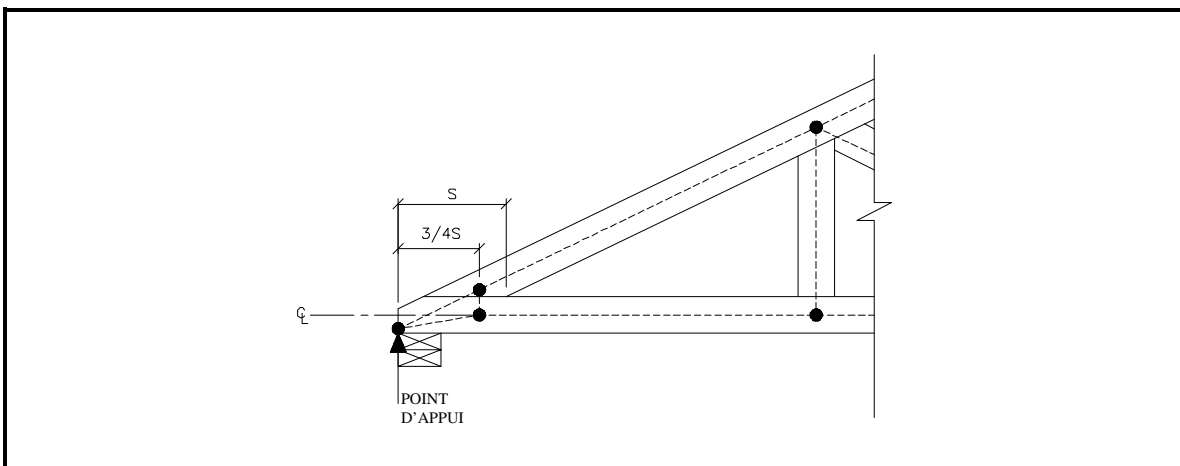


Figure 4.1.2.1.B Talon de type ferme maîtresse

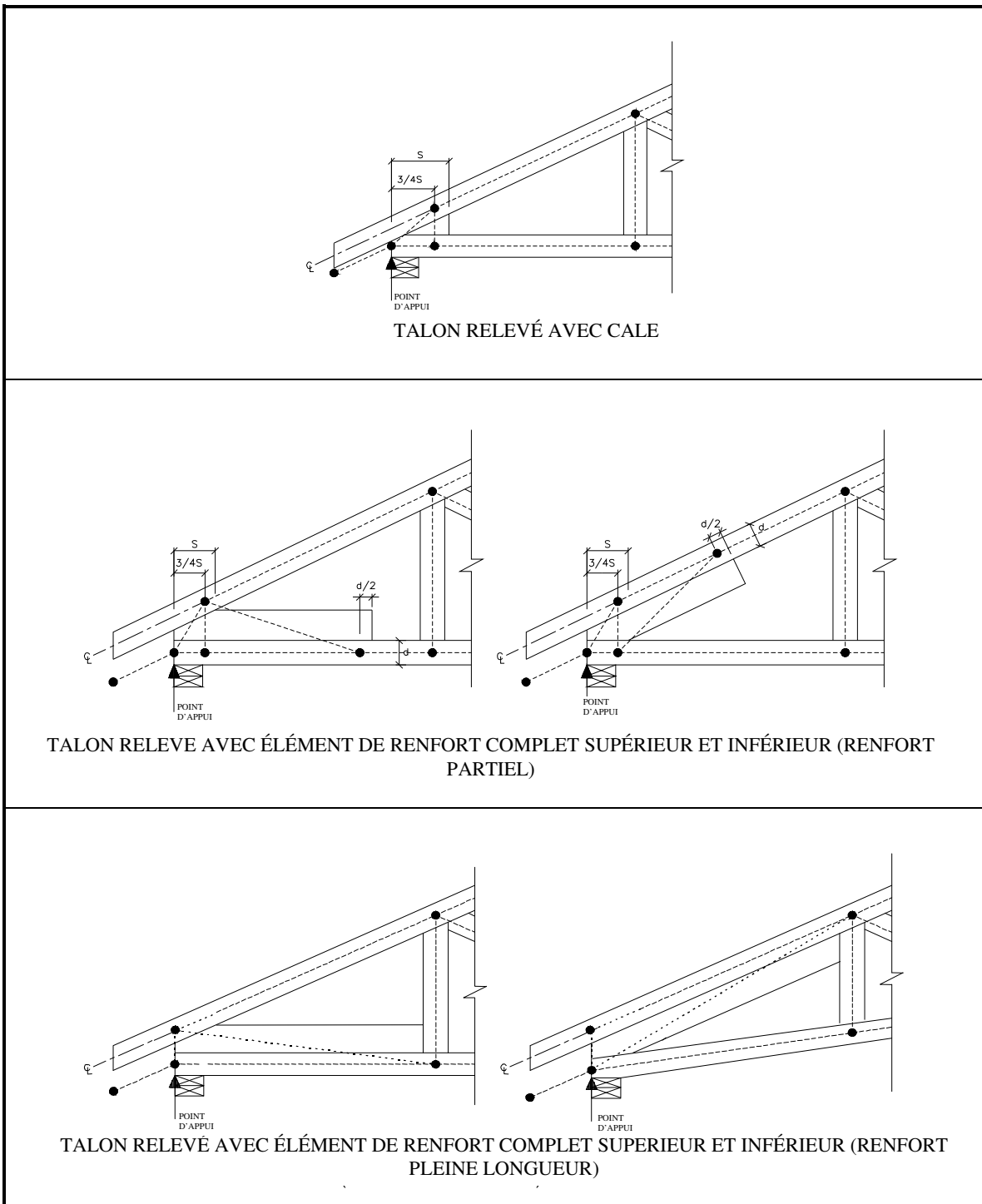


Figure 4.1.2.1.C Talons relevés

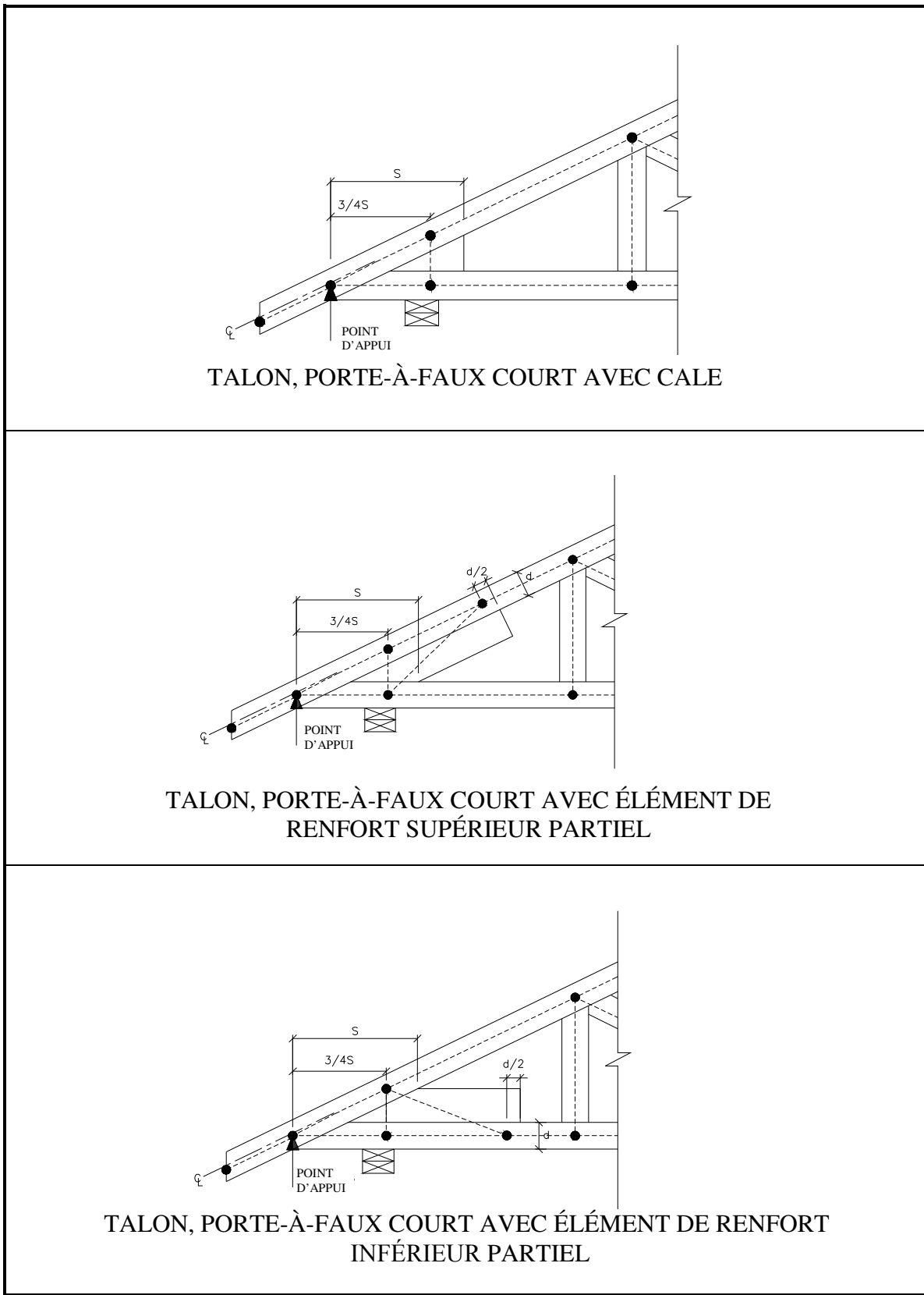


Figure 4.1.2.1.D Talons, porte-à-faux court

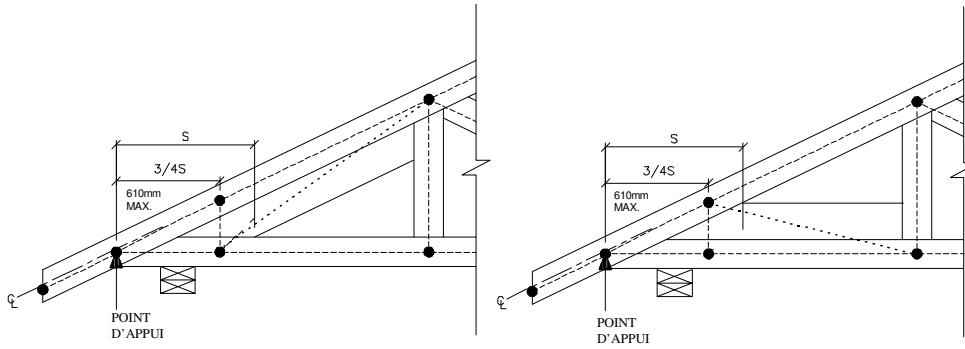


Figure 4.1.2.1E Talon, porte-à-faux court avec élément de renfort complet supérieur et inférieur. Point d'appui au premier point analytique

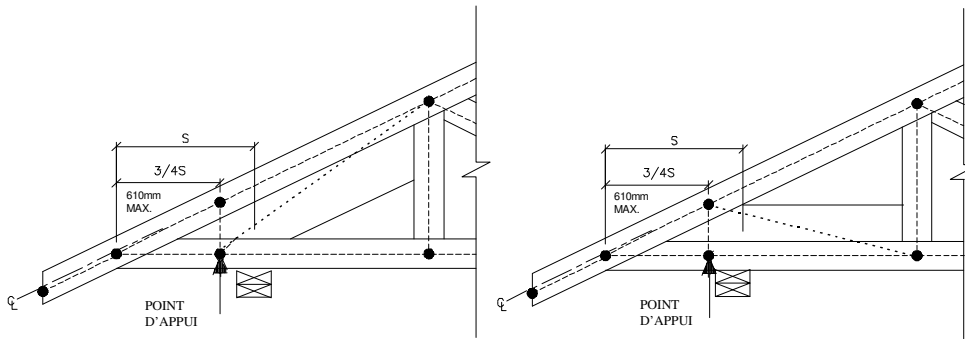


Figure 4.1.2.1F Talon, porte-à-faux avec élément de renfort complet supérieur et inférieur. Point d'appui au deuxième point analytique

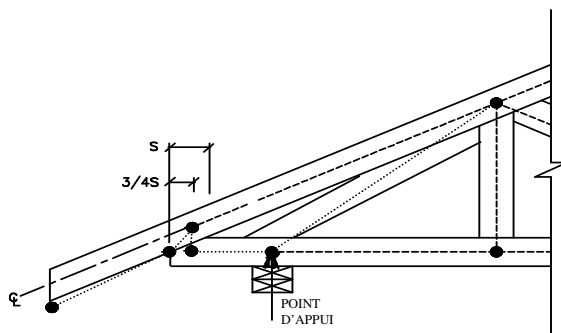


Figure 4.1.2.1G Talon, porte-à-faux avec deux joint séparés

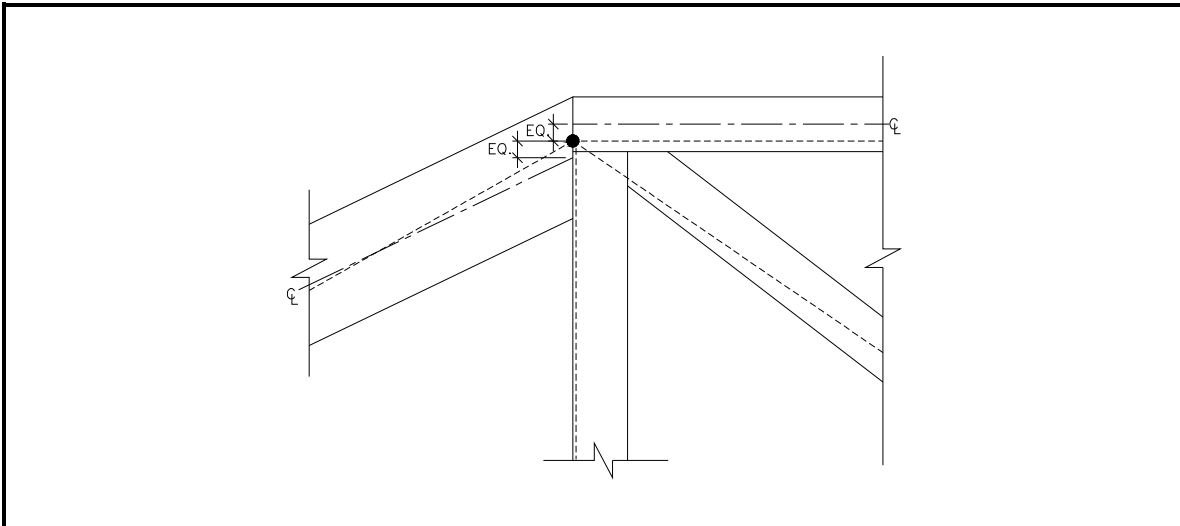


Figure 4.1.2.2 Joint de rupture de pente

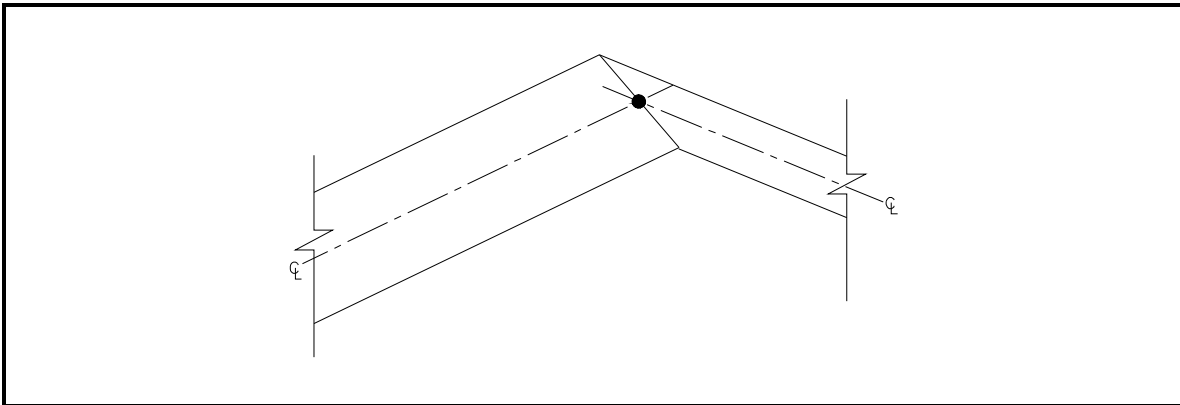


Figure 4.1.2.2.A Joint de rupture de pente taillé à onglet

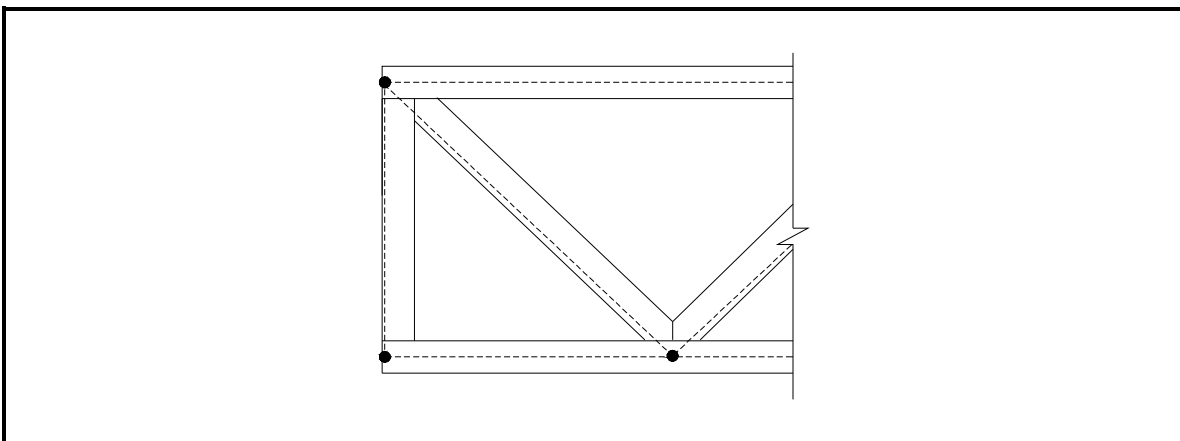


Figure 4.1.2.2.B Joint d'angle

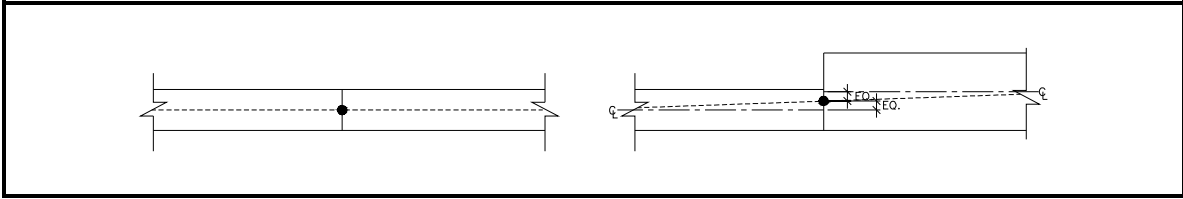


Figure 4.1.2.3 Enture

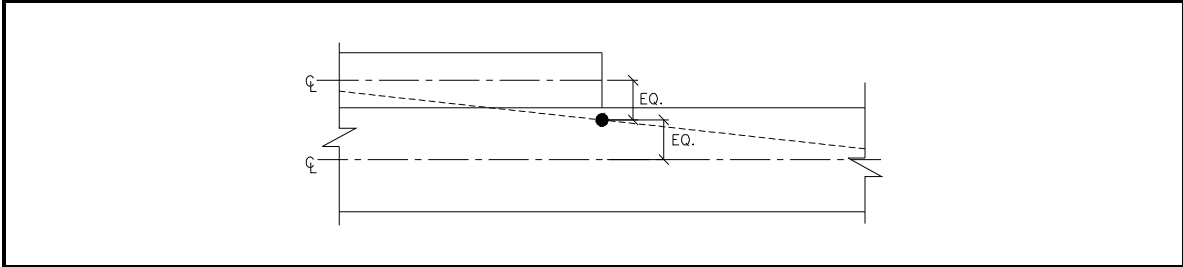


Figure 4.1.2.4 Joint chevauché

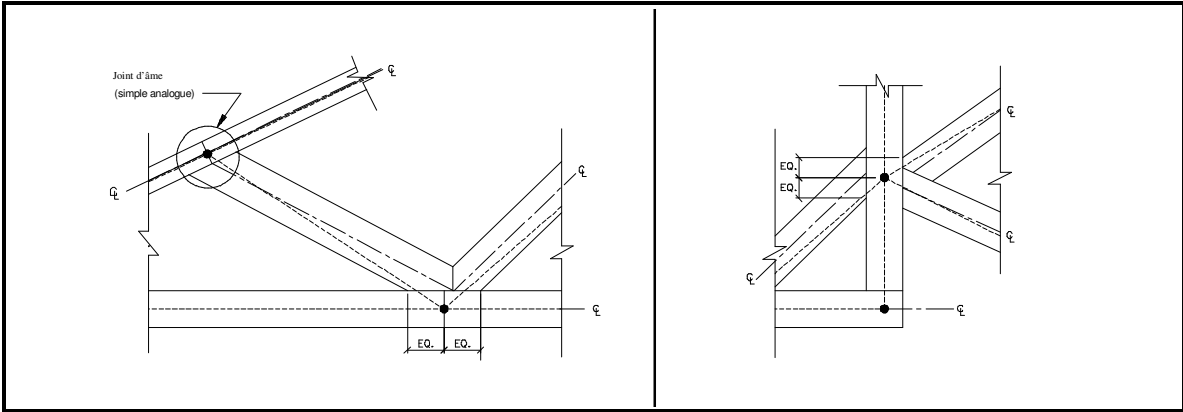


Figure 4.1.2.5 Joints d'âme

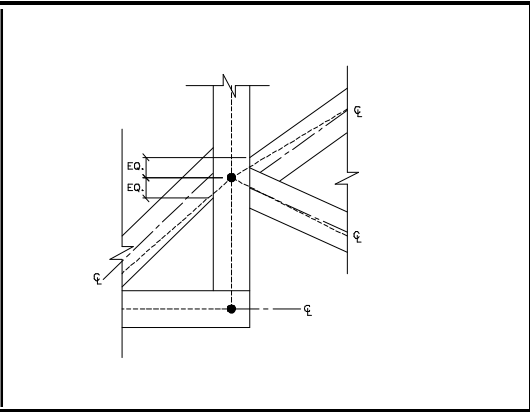


Figure 4.1.2.6 Joint intérieur

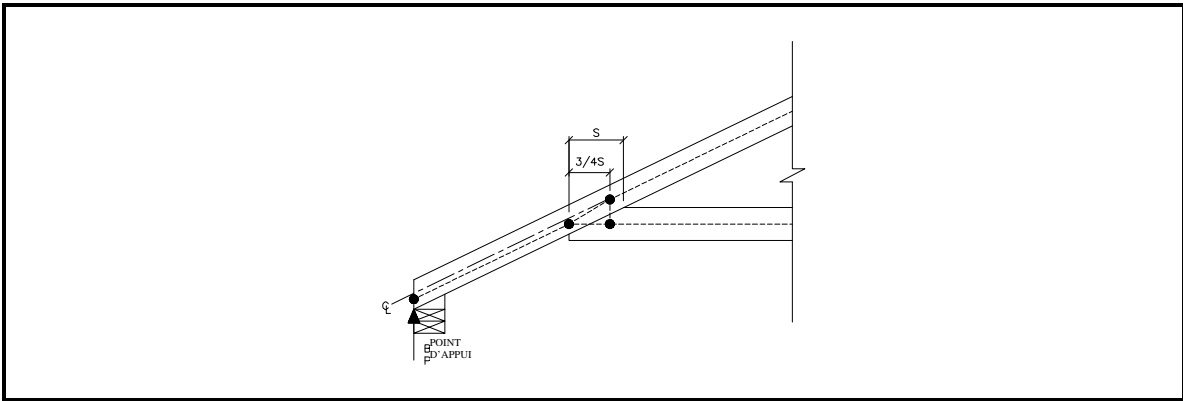


Figure 4.1.2.7 Joint d'appui pour chevron prolongé

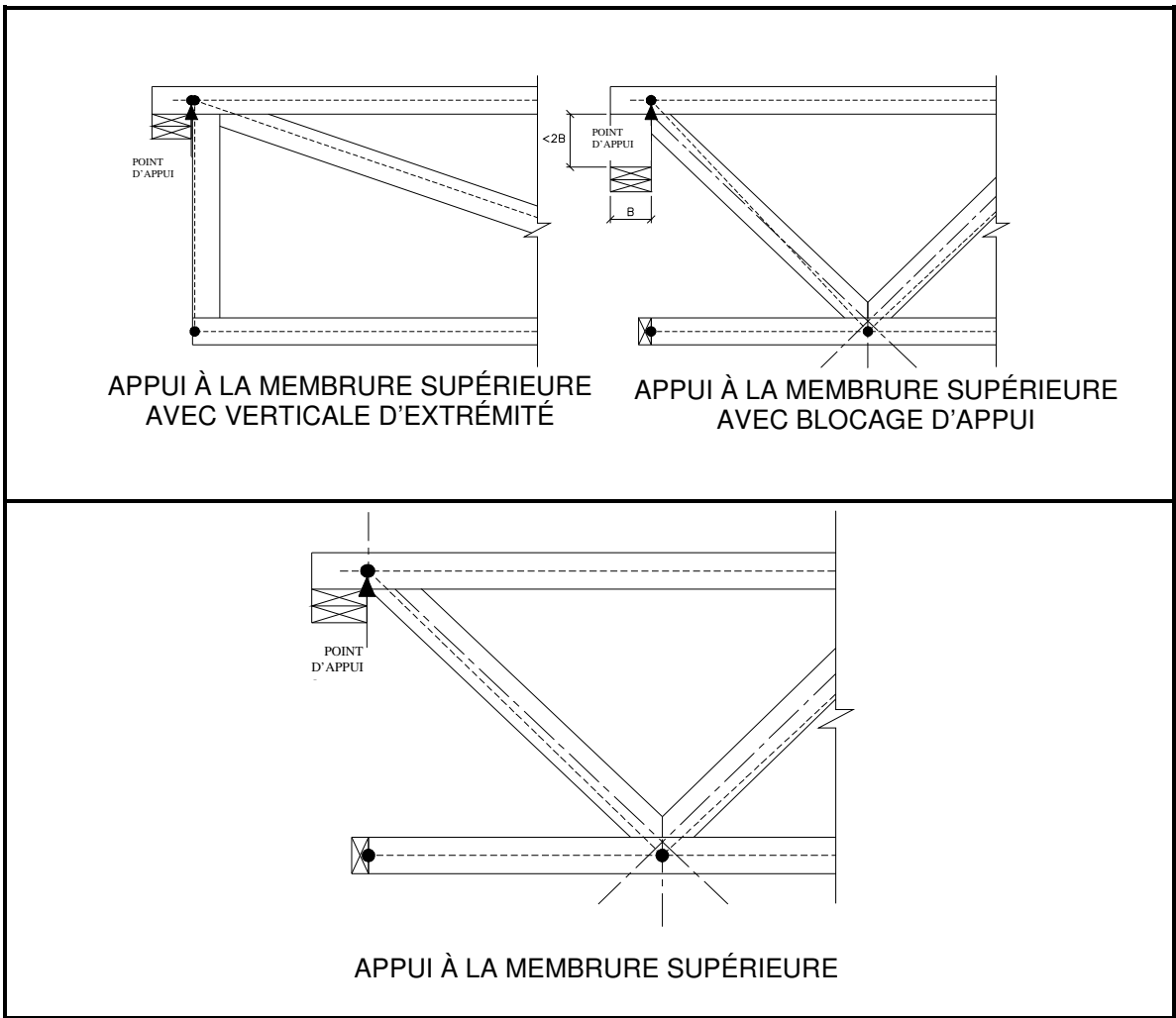


Figure 4.1.2.8 Détails d'appui à la membrure supérieure

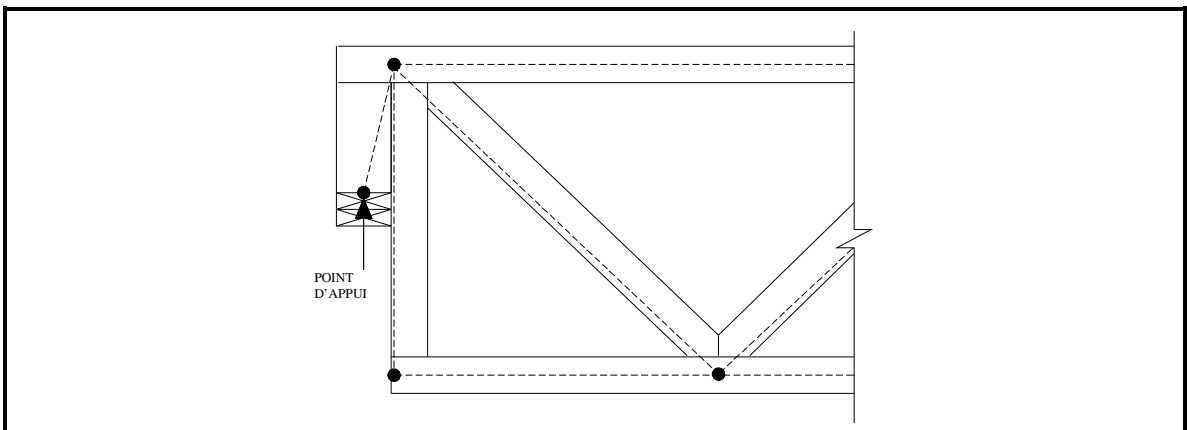


Figure 4.1.2.9 Appui à la membrure supérieure avec bloc d'appui et verticale d'extrémité

## 4.2 États limites ultimes

### 4.2.1 Méthode d'analyse

L'analyse structurale utilisera la méthode de rigidité ou de flexibilité et le modèle mathématique articulé-rigide.

#### 1) Modèle de ferme

- (a) Les membrures principales doivent être raccordées rigidement aux joints d'âme et aux joints chevauchés. Les entures doivent être considérées articulées sauf si elles sont conçues en fonction du moment. Les éléments fictifs représentant les membrures supérieure et inférieure au talon doivent être articulées les uns par rapport aux autres, mais raccordés rigidement à leur autre extrémité.
- (b) Les extrémités des membrures raccordées aux joints de rupture de pente doivent être considérées articulées aux joints.
- (c) La membrure verticale fictive au talon doit être articulée aux membrures supérieure et inférieure.
- (d) Les propriétés des membrures fictives doivent être comme suit:

Un élément fictif de membrure supérieure aura les mêmes propriétés que celles de la membrure supérieure adjacente. Un élément fictif de membrure inférieure aura les mêmes propriétés que celles de la membrure inférieure adjacente. Les autres éléments fictifs auront les propriétés d'une pièce de bois d'oeuvre de 2x4 en S.P.F. N°2.

- (e) Les membrures fictives supportant la membrure supérieure, comme illustré au détail 4.1.2.9, doivent être articulées aux deux extrémités et avoir les propriétés d'une pièce de bois d'oeuvre de 2x4 en S.P.F. N°2.
- (f) Les surplombs doivent être modélisés de manière à ne pas imposer de moment à l'élément adjacent de la membrure supérieure.

#### 2) Modèle d'appui

À l'exception de l'appui gauche extrême, les appuis doivent être considérés comme des rouleaux horizontaux ou verticaux. L'appui gauche extrême doit être articulé. Aucun appui ne doit être considéré comme procurant une retenue contre la rotation à moins qu'une telle retenue ne soit explicitement indiquée sur le dessin. À un joint de talon, l'appui doit être situé au premier point analytique (joint extrême). À l'exception des joints de talon, l'appui est considéré coïncider avec un joint lorsqu'il y a chevauchement entre les surfaces de contact de l'appui et des éléments d'âme. Un appui est considéré coïncider avec un joint de talon si la condition de talon est utilisée selon les règles régissant les porte-à-faux courts. Voir section 4.6.3.

#### 3) Forces et moments sollicitant les éléments

- (a) La force sollicitant un élément doit être la moyenne des forces d'extrémité de l'élément. La force d'un élément relativement aux assemblages doit être la force réelle sollicitant l'élément au joint.
- (b) Le moment de panneau doit être le moment maximal à l'intérieur du panneau. Le moment au noeud doit être le moment à chaque extrémité du panneau.
- (c) L'indice de combinaison de contraintes du panneau (CSI) doit être calculé sur la base du CSI tiré de la force moyenne de l'élément combiné au plus grand du moment de panneau maximal ou du moment au noeud maximal.

### 4.2.2 Exigences des États limites ultimes

Le calcul des éléments de fermes aux états limites ultimes doit:

- (a) Établir la valeur de l'effet des charges pondérées individuellement ainsi que relativement aux combinaisons de charges stipulées à la section 3; et
- (b) Confirmer rationnellement que pour chaque effet de la charge de l'article a), l'effet des charges pondérées ne dépassera la résistance pondérée comme prescrit dans les articles appropriés du présent document.

### 4.3 Résistances prévues

#### 4.3.1 Bois d'oeuvre classé visuellement

Les résistances prévues (MPa) des éléments de charpente en bois d'oeuvre classé visuellement par résistance, tels que solives et madriers, ossatures légères, charpentes légères et catégories poteaux d'ossature, doivent être celles indiquées au tableau 5.3.1 .A et au tableau 5.3.1.B de CSA 086.1.

#### 4.3.2 Bois d'oeuvre classé par contrainte mécanique (M.S.R.) et par évaluation mécanique (M.E.L.)

Les résistances prévues (MPa) du bois d'oeuvre classé mécaniquement par contrainte sont indiquées dans le tableau 5.3.2 de 086-01. Les résistances prévues du bois évalué mécaniquement sont indiquées dans le tableau 5.3.3 de CSA 086.1. Les résistances au cisaillement prévues ne varient pas selon la qualité et doivent être tirées du tableau 5.3.1.A de 086-01, selon l'essence.

#### 4.3.3 Résistances de calcul prévues

Les résistances de calcul prévues sont le produit des résistances de base prévues par les coefficients appropriés de correction de la résistance tels qu'indiqués en 4.3.4.

#### 4.3.4 Coefficients de correction

Les coefficients de correction de la résistance sont définis comme suit:

##### 1) Durée d'application de la charge, $K_D$

Les résistances prévues doivent être multipliées par un coefficient de durée d'application de la charge,  $K_D$ , selon le tableau 4.3.4.(1)

**Tableau 4.3.4.(1) Coefficient de durée d'application de la charge,  $K_D$**

Durée d'application	$K_D$	Description
Courte	1.15	Par chargement de courte durée, on entend la condition de chargement dont la durée d'application des charges ne devrait pas dépasser 7 jours, continuellement ou cumulativement, pendant toute la vie utile de l'ouvrage. Ce type comprend les charges dues au vent, aux séismes et les charges d'impact.
Normale	1.00	Par chargement de durée normale, on entend la condition de chargement dont la durée d'application des charges dépasse celle du chargement de courte durée, mais reste inférieure à celle du chargement permanent. Ce type comprend les charges dues à la neige, à l'usage et combinées aux charges permanentes.
Permanente	0.65	Par chargement permanent, on entend la condition de chargement en vertu de laquelle un élément est sollicité de façon plus ou moins continue par une charge prévue. Ce type comprend les charges continues de plancher, et les charges dues aux équipements.

Pour les charges de durée normale, où  $D$  est plus grand que  $P_s$ , on peut utiliser le coefficient de charge permanente, ou calculer le coefficient à l'aide de la formule:

$$K_D = 1.0 - \log(D/P_s) \geq 0.65 \quad \text{où} \quad P_s = \text{La charge vive prévue de durée normale, basée sur les charges } S \text{ et } L \text{ agissant seules ou en combinaison} = S, L, S+0.5L \text{ ou } 0.5S+L, \text{ ou } S \text{ est calculé en prenant } 1.0 \text{ comme facteur d'importance}$$

$D$  = La charge permanente prévue

2) Coefficient de condition d'utilisation,  $K_s$ 

Les résistances prévues des éléments en bois doivent être multipliées par le coefficient de condition d'utilisation  $K_s$  indiqué au tableau 4.3.4.(2).

**Tableau 4.3.4.(2) Coefficients de condition d'utilisation,  $K_s$** 

$K_s$	Propriété	Milieu humide	Milieu sec
$K_{Sb}$	Flexion à la fibre extrême	0.84	1.0
$K_{sv}$	Cisaillement longitudinal	0.96	1.0
$K_{sc}$	Compression parallèle au fil	0.69	1.0
$K_{Sep}$	Compression perpendiculaire au fil	0.67	1.0
$K_{St}$	Traction parallèle au fil	0.84	1.0
$K_{SE}$	Module d'élasticité	0.94	1.0

3) Coefficient de traitement,  $K_T$ 

Lorsque le bois est traité au moyen d'agents de préservation ou d'ignifugation, les résistances prévues, y compris le module d'élasticité, doivent être abaissées selon le coefficient de traitement  $K_T$ , indiqué au tableau 4.3.4.(3).

**Tableau 4.3.4.(3) Coefficient de traitement  $K_T$** 

Produit	Conditions de milieu sec	Conditions de milieu humide
Bois non traité	1.00	1.00
Bois traité (1)	1.00	1.00
Bois ignifugé ou bois dont la résistance est diminuée par un produit chimique	Voir la note 2 sur les effets produits par les produits ignifuges	

Notes:

1. Ne s'applique qu'au bois non incisé puisque le bois incisé ne peut pas être utilisé pour les fermes.
2. Pour du bois ignifugé, ou lorsqu'il a été traité avec des produits chimiques, sa capacité de résistance et d'élasticité sera basée sur des résultats obtenus par essais qui tiendront compte de l'effet du temps, de la température et de son taux d'humidité. Des essais suivront les exigences de l'article 3.3.2 de 086-01.

4) Coefficient de partage des charges,  $K_H$

Les résistances prévues des éléments d'un système de fermes d'une charpente légère constituée de trois éléments ou plus essentiellement parallèles espacés d'au plus 610 mm et agencés de telle manière qu'ils se partagent la charge appliquée, peuvent être multipliées par le coefficient de partage des charges donné au tableau 4.3.4.(4).

**Tableau 4.3.4.(4) Coefficient de partage des charges,  $K_H$**

Symbole	Propriété	$K_H$
$K_{Hb}$	Flexion	1.10
$K_{Hv}$	Cisaillement longitudinal	1.10
$K_{Hc}$	Compression parallèle au fil	1.10
$K_{Hcp}$	Compression perpendiculaire au fil	1.00
$k_{Ht}$	Traction parallèle au fil	1.10
$K_{HE}$	Module d'élasticité	1.00

Note: Ces coefficients de partage des charges s'appliquent également lorsque l'espacement ne dépasse pas 1220 mm dans le cas de bâtiments agricoles à faible occupation humaine (FOC), et lorsque les fermes-mâîtresses comportent au moins 3 éléments.

5) Coefficient de dimension  $K_z$

Les coefficients de dimension indiqués dans le tableau 4.3.4.(5) doivent être utilisés pour accroître la résistance de base prévue.

**Tableau 4.3.4.(5) Coefficient de dimension,  $K_z$  pour le bois classé visuellement**

Symbole	Description	Dimensions des éléments de bois (mm) 38 x						
		64	89	114	140	184	235	286
$K_{zb}$	Flexion	1.7	1.7	1.5	1.4	1.2	1.1	1.0
$K_{zv}$	Cisaillement longitudinal	1.7	1.7	1.5	1.4	1.2	1.1	1.0
$K_{zc}$	Compression parallèle au fil	*	*	*	*	*	*	*
$K_{zcp}$	Compression perpendiculaire au fil	**	**	**	**	**	**	**
$K_{zt}$	Traction parallèle au fil	1.5	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
$K_{zE}$	Module d'élasticité	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

\* Voir section 4.4.3.3.

\*\* Voir section 4.4.4.4

#### 4.4.1 Résistance

##### Résistance au moment de flexion

1) La résistance pondérée au moment de flexion,  $M_r$ , des éléments de bois est déterminée comme suit :

$$M_r = \Phi F_b S K_{Zb} K_L$$

où	$\phi$	=	0.9
	$F_b$	=	$f_b (K_D K_{hb} K_{Sb} K_T)$
	$f_b$	=	résistance à la flexion prévue, MPa (Tableaux 5.3.1 à 5.3.3 de O86-01)
	$S$	=	module de section, $\text{mm}^3$
	$K_{Zb}$	=	coefficient de dimension en flexion
	$K_L$	=	coefficient de stabilité latérale (Article 4.4.1.(2)).

2) Coefficient de stabilité latérale,  $K_L$

Le coefficient de stabilité latérale,  $K_L$  peut être établi à 1 lorsque la stabilité latérale est assurée aux points d'appui afin de prévenir le déplacement latéral et la rotation et que le support additionnel suivant est ajouté:

DIMENSIONS DE L'ÉLÉMENT	TYPE DE SUPPORT
38 x 64 (2x3) 38 x 89 (2x4) 38 x 114 (2x5) 38 x 140 (2x6)	Aucun support intermédiaire additionnel nécessaire.
38 x 184 (2x8)	L'élément est maintenu aligné au moyen de pannes.
38 x 235 (2x10)	Le bord comprimé est maintenu aligné par le raccordement direct au revêtement ou aux pannes espacées d'au plus 610 mm (24 po).
38 x 286 (2x12)	Le bord comprimé est maintenu aligné par le raccordement direct au revêtement ou aux pannes espacées d'au plus 610 mm (24 po) et des liens continus adéquats sont installés à intervalles d'au plus 2280 mm (90 po).

Note:  $K_L$  peut aussi être calculé selon l'article 6.5.6.4 de O86-01.

#### 4.4.2 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement pondérée,  $V_r$ , pour les éléments en bois, est déterminée comme suit:

$$V_r = \Phi F_v \frac{2A_n}{3} K_{Zv}$$

où	$\Phi$	=	0.9
	$F_v$	=	$f_v K_D K_{Hv} K_{Sv} K_T$
	$f_v$	=	résistance au cisaillement prévue, MPa (Tableaux 5.3.1 A et 5.3.1 B de O86-01)
	$K_{Zv}$	=	coefficient de dimension en cisaillement
	$A_n$	=	aire nette de la section transversale, $\text{mm}^2$

#### 4.4.3 Résistance à la compression parallèle au fil

##### 1) Longueur efficace

Sauf indication contraire, la longueur efficace  $L_e = K_c L$  doit être utilisée pour déterminer le rapport d'élanement des éléments comprimés de la ferme.

où  $K_c = 0.8$  pour le flambage entre noeuds de panneau adjacents d'une ferme

$K_c = 1.0$  pour le flambage entre étrépillons (liens continus) ou pannes sur la ferme

$L_p =$  longueur réelle de l'élément entre noeuds analytiques adjacents, ou; emplacement des liens continus ou des pannes prévenant le flambage (habituellement perpendiculaires au plan de la ferme). Pour le calcul des âmes de fermes, on doit utiliser la longueur de coupe la plus longue.

D'autres coefficients  $K_c$  de longueur efficace recommandés pour les éléments comprimés sont indiqués à l'annexe A.5.5.6.1 de O86-01.

##### 2) Éléments comprimés simples - section transversale rectangulaire constante

Le rapport d'élanement  $C_c$  des éléments comprimés simples, de section rectangulaire constante, ne doit pas dépasser 50 et doit être le plus grand de:

$$C_c = \frac{\text{longueur efficace associée à la largeur}}{\text{largeur de l'élément}}$$

$$C_c = \frac{\text{longueur efficace associée à la hauteur}}{\text{hauteur de l'élément}}$$

Note: le rapport d'élanement  $C_c$  d'un élément tendu simple doit être limité à 80. Le facteur  $K_c$  pour une membrure en tension sera 1.0.

##### 3) Résistance pondérée à la compression parallèle au fil

La résistance pondérée à la compression parallèle au fil,  $P_r$ , est déterminée comme suit :

$$P_r = \Phi F_c A K_{Zc} K_c$$

$$\text{où } \Phi = 0.8$$

$$F_c = f_c (K_D L_{Hc} K_{Sc} K_T)$$

$$f_c = \text{résistance prévue à la compression parallèle au fil, MPa}$$

(Tableaux 5.3.1 à 5.3.3 de O86-01)

$$K_{Zc} = 6.3 (dL)^{-0.13} < 1.3$$

$$\text{où } d = \text{dimension dans la direction du flambage (hauteur ou largeur), mm}$$

$$L = \text{longueur associée à la dimension de l'élément, mm}$$

La longueur  $L$  de l'élément utilisée pour déterminer le coefficient  $K_{Zc}$  doit être la plus grande de la longueur de panneau ou de la demi-longueur de la membrure entre les points de rupture de pente utilisés pour le calcul de la membrure; et, doit être la plus grande longueur de coupe ou de la longueur analytique utilisée pour le calcul de l'âme.

##### 4) Coefficient d'élanement, $K_G$

Le coefficient d'élanement,  $K_c$ , est déterminé comme suit:

$$K_c = \left\{ 1.0 + \frac{F_c K_{Zc} c_C^3}{35E_{05} K_{SE} K_T} \right\}^{-1}$$

où  $E_{05} = 0.82E$  pour le bois MSR  
 $= 0.75E$  pour le bois MEL = tel qu'indiqué dans les tableaux 5.3.1 A et 5.3.1 B de O86-01, pour du bois classé visuellement

#### 4.4.4 Résistance à la compression perpendiculaire au fil (Résistance à l'appui)

##### 1) Effet de toutes les charges appliquées

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil sous l'effet de toutes les charges pondérées,  $Q_r$ , est déterminée comme suit:

$$Q_r = \Phi F_{cp} A_b K_B K_{Zcp}$$

où  $\Phi = 0.8$   
 $F_{CP} = f_{cp}(K_D K_{Scp} K_T)$   
 $F_{cp} =$  résistance prévue à la compression perpendiculaire au fil, MPa  
 (Tableaux 5.3.1 à 5.3.3 de O86-01)  
 $A_b =$  aire d'appui, mm<sup>2</sup>  
 $K_B =$  coefficient de longueur d'appui, article 4.4.4.5  
 $K_{Zcp} =$  coefficient de dimension pour appui, article 4.4.4.4

*Note: Les exigences de 4.4.4.(1) peuvent être respectées par l'addition d'un renfort d'appui pour contrer les effets des charges d'appui concentrées à proximité de l'appui. Voir 5.5.9.*

##### 2) Effets des charges appliquées à proximité d'un appui

La résistance pondérée à la compression perpendiculaire au fil, sous l'effet d'une seule de ces charges appliquée à une distance du centre de l'appui égale à la hauteur de l'élément,  $Q'_r$ , est déterminée comme suit:

$$Q'_r = (2/3)\Phi F_{cp} A'_b K_B K_{Zcp}$$

où  $\Phi = 0.8$   
 $F_{CP} = F_{cp}(K_D K_{Scp} K_T)$   
 $A'_b =$  aire d'appui moyenne (article 4.4.4.(3))

##### 3) Aires d'appui inégales sur les faces opposées d'un élément

Dans le cas d'aires d'appui inégales sur faces opposées d'un élément, l'aire d'appui moyenne ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

$$A'_b = b \left\{ \frac{L_{b1} + L_{b2}}{2} \right\}, \text{ mais } \leq 1.5b(L_{b1})$$

où  $L_{b1} =$  longueur d'appui la plus faible, mm  
 $L_{b2} =$  longueur d'appui la plus grande, mm  
 $b =$  largeur d'appui moyenne (perpendiculaire au fil), mm

##### 4) Coefficient de dimension en appui, $K_{Zcp}$

Lorsque l'élément est sur le plat plutôt que sur le chant, la compression perpendiculaire au fil peut être multipliée par un coefficient de dimension,  $K_{Zcp}$ , selon le tableau 4.4.4.(4).

**Tableau 4.4.4.(4) Coefficient de dimension en appui,  $K_{Zcp}$** 

Rapport largeur/hauteur de l'élément*	$K_{Zcp}$
1.0 ou moins	1.00
2.0 ou plus	1.15

\* Les rapports intermédiaires peuvent être déterminés par interpolation. 5)

Coefficient de longueur d'appui,  $K_B$

Lorsque les longueurs d'appui ont moins que 150 mm, les résistances prévues à la compression perpendiculaire au fil peuvent être multipliées par un coefficient de longueur d'appui selon le tableau 4.4.4.(5), pourvu que:

- (a) l'extrémité des éléments; et aucune partie de l'aire d'appui ne soit à moins de 75 mm, et
- (b) les aires d'appui ne soient pas situées à l'endroit de contraintes de flexion élevées.

**Tableau 4.4.4.(5) Coefficient de longueur d'appui,  $K_B$** 

Longueur d'appui mesurée parallèlement au fil (mm)	Coefficient de correction $K_B$
12.5 et moins	1.75
25.0	1.38
38.0	1.25
50.0	1.19
75.0	1.13
100.0	1.10
150.0 ou plus	1.00

#### 4.4.5 Résistance à la traction parallèle au fil

La résistance à la traction parallèle au fil,  $T_r$ , est déterminée comme suit:

$$T_f = \Phi F_t A_n K_{Zt}$$

où  $\Phi = 0.9$

$$F_t = F_t (K_D K_{Ht} K_{st} K_T)$$

$f_c$  = résistance prévue parallèle au fil, MPa  
(Tableaux 5.3.1 à 5.3.3 de 086-01)

$A_n$  = aire nette de section transversale, mm<sup>2</sup>

$K_{Zt}$  = coefficient de dimension en traction

#### 4.4.6 Indice de contrainte de flexion

Les éléments sujets à un moment de flexion pondéré,  $M_f$ , doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{M_f}{M_r} \leq 1.0$$

#### 4.4.7 Indice de contrainte de cisaillement

Les éléments sujets à une charge de cisaillement pondérée,  $V_f$ , doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{V_f}{V_r} \leq 1.0$$

**4.4.8 Indice de contrainte de compression (parallèle au fil)**

Les éléments sujets à une charge de compression axiale pondérée  $P_f$ , doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{P_f}{P_r} \leq 1.0$$

**4.4.9 Indice de contrainte de compression (perpendiculaire au fil)**

Les éléments sujets à une charge d'appui en compression  $Q_f$ , doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{Q_f}{Q_r} \leq 1.0$$

**4.4.10 Indice de contrainte de traction**

Les éléments sujets à une charge de traction axiale pondérée,  $T_f$ , doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{T_f}{T_r} \leq 1.0$$

**4.4.11 Indice de contrainte de traction et de flexion combinées**

Les éléments sujets à une traction axiale et à une flexion combinées doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0$$

**4.4.12 Indice de contrainte de compression et de flexion combinées**

Sous réserve de l'article 4.4.13, les éléments sujets à une compression axiale et à une flexion combinées doivent être dimensionnés de manière que:

$$\frac{P_f}{P_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0$$

**4.4.13 Indice de contrainte de compression et de flexion combinées**

(Formule modifiée selon l'article 5.5.13.5 de 086.-01)

Pourvu que:

- (a) les éléments fassent partie d'une ferme triangulée, assemblés avec des connecteurs métalliques ; et
- (b) l'espacement des fermes ne dépasse pas 610 mm (24 po) ou que la ferme ne supporte pas plus de 610 mm (24 po) de charge uniformément répartie; et
- (c) les portées libres, entre appuis, ne dépassent pas 12.20 m (40 pi) et que la portée de calcul ou la longueur hors tout de la ferme, à l'exclusion des surplombs, ne dépasse pas 18.3 m (60 pi); et
- (d) la pente de la membrure supérieure n'est pas inférieure à 1/6, afin d'exclure les fermes de toit plates (à membrures parallèles) mais pas les fermes à dessus plat faisant partie d'un système de toit à arêtier.

Note: Cet article ne doit pas être appliqué aux fermes maîtresses, à arc sous-tendu (bow string), semi-circulaires, de comble habitable, de toit plat ou de plancher.

Les éléments sujets à la flexion et à la compression axiale combinées doivent être dimensionnés de manière que:

$$\left\{ \frac{P_f}{P_r} \right\}^2 + \frac{M_f}{K_M M_r} \leq 1.0$$

1) Coefficient de correction de la capacité en flexion,  $K_M$ 

Le coefficient de correction de la capacité en flexion,  $K_M$ , est déterminé comme suit:

(a) Éléments de membrure comprimés continus sur plus d'un noeud, où:

$$1.0 < \frac{M_1}{M_2} \leq 3.0$$

$$K_M = \left[ 1.31 + 0.12 \left\{ \frac{M_1}{M_2} \right\} \right] \left\{ \frac{L_p}{d} \right\}^{-1/6} \leq 1.3$$

(b) Éléments de membrure comprimés continus sur plus d'un noeud, où:

$$-1.0 \leq \frac{M_1}{M_2} \leq 1.0$$

$$K_M = \left[ 2.20 - 0.53 \left\{ \frac{M_1}{M_2} \right\} - 0.64 \left\{ \frac{M_1}{M_2} \right\}^2 + 0.41 \left\{ \frac{M_1}{M_2} \right\}^3 \right] \left\{ \frac{L_p}{d} \right\}^{-1/6} \leq 1.3$$

(c) Tous les autres éléments de membrure comprimés

$$K_M = 1.67 \left\{ \frac{L_p}{d} \right\}^{-1/6} \leq 1.3$$

Où  $L_p$  = longueur réelle de l'élément entre nœuds analytiques adjacents, mm

$d$  = hauteur de l'élément entre nœuds analytiques adjacents, mm

\* $M_1$  = moment de flexion maximum entre nœuds analytiques, N-mm

$M_2$  = le plus grand des deux moments de flexion de nœud, N-mm

Note: Le signe des moments de flexion  $M_1$  et  $M_2$  est retenu pour déterminer  $K_M$ . Le moment de flexion pondéré,  $M_f$ , utilisé en 4.4.13, est la plus grande valeur absolue de  $M_1$  et de  $M_2$ .

\* Moment de flexion maximum aux points le long du panneau où la pente de la courbe de moment change de signe. Lorsqu'il n'existe pas de tels points le long du panneau,  $M_1$  doit prendre la valeur du moment de flexion prévalant au centre du panneau.

#### 4.5 États limites d'utilisation

Le calcul aux états limites d'utilisation doit:

- (a) Déterminer la valeur de l'effet des charges prévues relativement à la combinaison de charges indiquées à la section 3; et
- (b) Confirmer rationnellement, que pour chaque effet de charge de l'article a) ci-dessus, l'effet structural demeure à l'intérieur des limites prévues dans les articles appropriés du présent document.

##### 4.5.1 Exigences d'utilisation (flèches admissibles)

###### 1) Module d'élasticité

Le module d'élasticité  $E_S$  utilisé pour les calculs de la rigidité est déterminé comme suit :

$$E_S = E(K_{SE}K_T)$$

où

- E = Module d'élasticité prévu
- $K_{SE}$  = coefficient de condition d'utilisation
- $K_T$  = coefficient de traitement

- 2) Les flèches des joints et des éléments doivent être déterminées selon les méthodes présentées à la section 4.2.1. Les chargements doivent être ceux décrits dans la section 3.0.
- 3) La flèche verticale maximale de la ferme doit être la plus grande des flèches calculées à n'importe quel noeud, ou à l'intérieur de n'importe quel panneau de la membrure inférieure. La flèche verticale de chaque panneau de la membrure supérieure doit être vérifiée par rapport à ses extrémités.
- 4) La flèche et les charges maximales de la ferme à prendre en compte dans le calcul de ces flèches sont telles qu'indiquées au tableau 4.5.1.(4). Les longueurs à utiliser dans les rapports limites sont indiquées à la figure 4.5.1.(4).

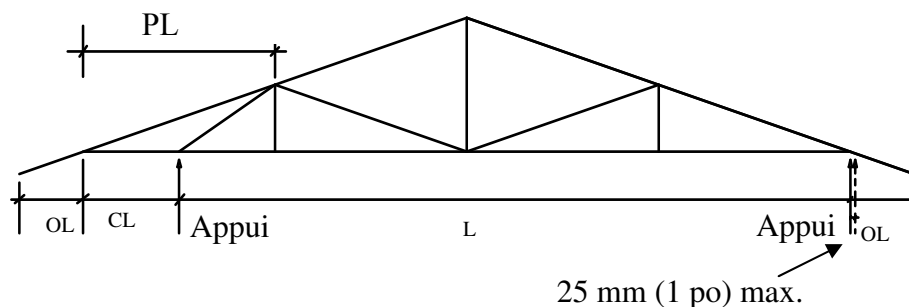


Figure 4.5.1.(4), Modèle analytique pour le calcul de la flèche

**Tableau 4.5.1.(4) Flèches limites**

Position de la flèche	Application			
	Résidentielle	Commerciale	Agricole	Plancher
	Charge utilisée			
	1.33SL + 0.5LL + DL	VL+DL	(SL+LL+WL)+DL	VL+DL
	Flèches limites admissibles - verticales			
Panneau de membrure supérieure *	PL/180	PL/180	PL/180	PL/180
Panneau de membrure inférieure *	PL/240	PL/360	PL/240	PL/360
Porte-à-faux	CL/120	CL/120	CL/120	CL/120
Surplomb	OL/120	OL/120	OL/120	N/A
Joint ou panneau de membrure inférieure	Voir ci-dessous	L/180 L/360 (DL)	L/180 L/360 (DL) Voir note 3 (LL)	L/180 L/360 (DL)
(a) Plafond plâtre/gypse	L/360	L/360 (VL)	L/360 (LL)	L/360 (VL)
(b) Autre type de plafond	L/240	L/240(VL)	L/240 (LL)	L/360 (VL)
(c) Pas de plafond	L/180	L/240 (VL)	L/240 (LL)	L/360 (VL)
Flèche limite admissible - horizontale				
À l'appui à rouleau(x)	25 mm (1 po)	25 mm (1 po)	25 mm (1 po)	25 mm (1 po)

Note:1. SL est la contribution de la charge de neige uniquement. LL est la contribution du type d'occupation. WL est la contribution de la force du vent. DL est la contribution de la charge permanente.

- VL est la contribution de différentes combinaisons de charges SL, LL et WL calculée selon les tables 3.1.3.2, combinaison des surcharges pour le calcul aux États Limites en service.
- (SL + LL + WO) dans le CNBC 95, on ne prenait que la charge vive (LL). Voir dans le TPIC 1996 pour trouver la combinaison des charges en service pour le calcul des bâtiments agricoles.

\*. La flèche d'un panneau de membrure supérieure ou inférieure est une flèche locale qui est mesurée par rapport aux extrémités du panneau.

#### 4.5.2 Déformation permanente

Les éléments structuraux qui supportent des charges continues supérieure à 50% de la charge totale prévue doivent être calculés de manière à prévenir une déformation permanente excessive. Une flèche maximale correspondant à 1/360 de la portée devrait être imposée dans le cas de charges continues.

#### 4.5.3 Accumulations d'eau

La surface du toit doit être dotée d'une pente suffisante pour permettre l'évacuation des eaux de pluie et prévenir la formation de bassins d'eau.

## 4.6 Considérations particulières de calcul

### 4.6.1 Surplombs (Corniches)

Les surplombs de la membrure supérieure, pour tous les types de ferme, doivent être traités comme de simples surplombs, sans tenir compte de l'appui fourni par le retour de sous-face, sauf lorsque le concepteur des fermes peut assurer que cette considération a été prise en compte dans la conception et la construction du bâtiment.

### 4.6.2 Entures

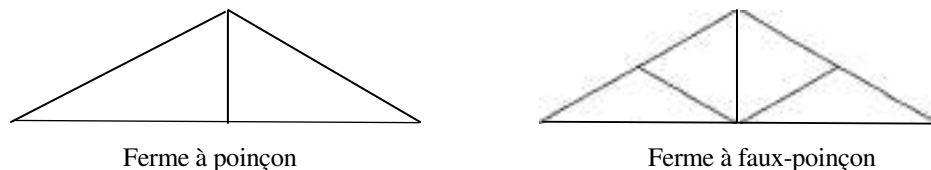
Les entures admissibles en vertu des sections 4.6.2.(1) et 4.6.2.(2), suivant les tolérances décrites en 4.6.2.(3) sont destinées à être utilisées exclusivement dans les fermes, aux endroits de la membrure où le moment est faible, comme c'est le cas de fermes triangulées, uniformément chargées et statiquement déterminées. Dans les autres cas où l'enture est située à un endroit de la membrure où le moment est important, cette caractéristique doit être prise en compte dans le calcul de l'assemblage, ou, doit être éliminée en considérant l'enture comme un joint articulé dans le cadre de l'analyse.

1) Les entures de membrure supérieure:

- (a) ne doivent pas être situées à un joint ni à l'intérieur du panneau adjacent au joint de talon.
- (b) ne doivent pas être situées au quart du panneau adjacent à toute rupture du périmètre.
- (c) peuvent être situées à n'importe quel quart des panneaux intérieurs, sauf qu'il ne faut pas qu'il y ait plus d'une enture par panneau.

2) Les entures de membrure inférieure:

- (a) ne doivent pas être situées dans le panneau adjacent au joint de talon ni au quart du panneau adjacent à toute rupture du périmètre.
- (b) peuvent être situées entre les quarts des panneaux intérieurs.
- (c) peuvent être situées à tout joint intérieur, sauf au joint adjacent au joint de talon. Les fermes à poinçon (Kingpost) et à faux-poinçon (Queenpost) peuvent comporter une enture au joint intérieur de la membrure inférieure. Voir la configuration de ces deux types de ferme à la figure 4.6.2.(2).



**Figure 4.6.2.(2) Profil de ferme à poinçon et de ferme à faux-poinçon**

3) Tolérance maximale d'emplacement des entures

La tolérance maximale d'emplacement des entures doit être  $\pm 10\%$  de la longueur de panneau.

### 4.6.3 Porte-à-faux courts et coupes de talon

Les porte-à-faux courts et les coupes de talon relevés doivent être conçus conformément aux dispositions de l'annexe A.

### 4.6.4 Fermes maîtresses (simples et multiplis)

- 1) Les talons de type ferme-maîtresse sont créés par sciage en biseau de la membrure supérieure, déposée sur la membrure inférieure. Dans cet assemblage en biseau, la partie de la membrure inférieure se trouvant directement au-dessus de la face interne de l'appui ne doit pas être inférieure à la plus grande valeur de 50% de la section initiale de la membrure inférieure ou de 100 mm (4 po). Le mode de calcul du talon pour fermes-maîtresses est présenté à l'annexe F.
- 2) L'assemblage des fermes-maîtresses multiplis supportant une charge qui n'est pas uniformément répartie entre chacun des plis doit être exécuté conformément aux tableaux B.1 à B.5 de l'annexe

B. Les fermes-mâîtresses sollicitées de cette manière ne doivent pas avoir plus de 5 plis.

- 3) L'assemblage des fermes-mâîtresses multiplis supportant une charge qui est uniformément répartie entre chacun des plis doit comporter le nombre minimum de rangées de clous indiqué au tableau B.1., de l'annexe B et un espacement de 300 mm (12 po). Les fermes-mâîtresses sollicitées de cette manière doivent être limitées à 10 plis.

#### **4.6.5 Contreventement des fermes**

- 1) Pour de plus amples informations sur le mode d'installation des contreventements provisoire et permanent, consulter la brochure «Manutention, montage et contreventement des fermes de bois à connecteurs métalliques» du TPIC.

Le contreventement des fermes et ses attaches, tels que requis par les calculs des composants des fermes, doit être spécifié par le concepteur/ingénieur des fermes.

- 2) Dans le cas des fermes résidentielles MPB (Partie 9), les attaches minimales des liens continus doivent être celles exigées par la section 9.23.13.11 du CNBC05.

Pour les liens continus de 19 x 89 (1x4) - 2 clous ordinaires de fil métallique de 63 mm (2-1/2 po)

Pour les liens continus de 38 x 89 (2x4), on doit utiliser au moins 2 clous ordinaires de fil métallique de 76 mm (3 po).

- 3) On peut également contreventer les âmes comprimées et les longs éléments d'âme tendus au moyen d'un élément raidisseur parallèle à l'âme de manière à former une section en T. Voir le tableau C.1.1 de l'annexe C.

#### **4.6.6 Appui à la membrure supérieure**

- 1) Dans le cas des fermes appuyées sur la face étroite de la membrure supérieure, les réactions pondérées maximales recommandées pour les membrures en S-P-F et en D-Fir sont indiquées au tableau D.4.6.6.1 de l'annexe D, pour diverses configurations. Les écarts maximums et la couverture minimale de la membrure recommandés doivent être respectés lorsque ces valeurs sont utilisées.

Les limites de réaction sont basées sur la réaction brute et le coefficient de durée d'application de la charge normale. Les valeurs doivent être rajustées, à la baisse dans le cas des charges permanentes et à la hausse dans celui des charges de courte durée, au moyen des coefficients de durée d'application de la charge appropriés aux connecteurs.

- 2) Dans le cas des fermes appuyées sur la face large de la membrure supérieure, les réactions pondérées maximales recommandées pour les membrures en S-P-F et en D-Fir sont indiquées au tableau D.4.6.6.2 de l'annexe D, pour diverses configurations. Les écarts maximums et les recouvrements (bites) minimums de la membrure recommandés également indiqués, doivent être respectés lorsque ces valeurs sont utilisées.

Les limites de réaction sont basées sur la réaction brute et le coefficient de durée d'application de la charge normale. Les valeurs doivent être rajustées, à la baisse dans le cas des charges permanentes et à la hausse dans celui des charges de courte durée, au moyen des coefficients de durée d'application de la charge appropriés aux connecteurs.

## 5. CALCUL DES JOINTS

### 5.1 Généralités

Les exigences de calcul des joints de fermes à connecteurs en tôle mince doivent être conformes à CSA-O86.1 section 10.

- 1) Ces modes de calcul ne s'appliquent pas aux conditions suivantes:
  - (a) environnement corrosif;
  - (b) connecteurs galvanisés utilisés avec du bois ignifugé et utilisés en milieu humide ou à des endroits sujets à la condensation.

*NOTE:*

*Pour les connecteurs métalliques utilisés dans des conditions environnementales correspondant aux exigences de (a) et (b) ci-dessus, voir l'annexe E.*

- 2) Les critères de calcul des connecteurs de fermes sont basés sur les conditions suivantes:
  - (a) le connecteur ne devra pas être déformé pendant l'installation;
  - (b) les dents sont perpendiculaires à la surface du bois;
  - (c) la pénétration des dents aux joints n'est pas inférieure à celle utilisée pour les essais destinés à déterminer leurs valeurs de résistance; et
  - (d) le bois sous le connecteur ne doit pas contenir de flache, de noeud lâche ni de trou de noeud.
- 3) L'épaisseur des membrures des joints ne doit pas être inférieure au double de la pénétration des dents.
- 4) Le calcul des joints doit être basé sur des joints à assemblage serré réalisés avec des connecteurs placés sur les faces opposées de manière que pour chaque joint, les plaques ainsi opposées soient identiques et parfaitement alignées l'une par rapport à l'autre.
- 5) La valeur de résistance latérale utilisée pour déterminer l'aire de connecteur nécessaire à chaque élément doit être appropriée à la direction de la charge par rapport au fil et par rapport à l'axe principal du connecteur (voir figure 5.1 .(5)). La valeur de résistance est déterminée sur la base des valeurs d'essai conjointement avec les formules présentées en 5.3.3.
- 6) Les valeurs unitaires de résistance latérale des dents doivent être exprimées par dent, par rosette et par aire nette, selon le cas le plus approprié ou le cas privilégié. Le calcul doit être basé sur l'aire nette et les valeurs d'essai ou sur l'aire brute et 80% des valeurs d'essai et sur les aires définies aux articles (a) et (b) ci-dessous:

- (a) l'aire brute est l'aire totale de la membrure recouverte d'un connecteur métallique;
- (b) l'aire nette est l'aire totale d'une membrure recouverte d'un connecteur métallique diminuée de l'aire située à une distance donnée du bord ou du bout de cette membrure. Pour le calcul de l'aire nette, la distance d'extrémité minimale parallèle au fil doit être supérieure à 12 mm (1/2 po) ou la moitié de la longueur des dents; la distance de rive minimale perpendiculaire au fil doit être la plus grande valeur de 6 mm (1/4 po) ou du quart de la longueur des dents.

Le calcul des joints d'une ferme peut être basé sur l'aire nette ou sur l'aire brute, mais jamais sur une combinaison des aires pour un même joint.

- 7) Recouvrement minimum pour les membrures supérieure et inférieure et les âmes.

À tous les joints, les connecteurs métalliques doivent être dimensionnés de manière à assurer les recouvrements minimums indiqués au tableau 5.1.(7).

**Tableau 5.1.(7) Recouvrements minimums pour les membrures principales et les membrures d'âme**

Dimensions des éléments	Longueur de la ferme, L, m (pi)			
	0 < L ≤ 12.5 (0 < L < 41 )	12.5 < L ≤ 18.3 (41 < L ≤ 60 )	18.3 < L ≤ 24.4 (60 < L ≤ 80 )	24.4 < L ≤ 30.5 (80 < L ≤ 100 )
38x64 (2x3)	38 (1.5)	45 (1.75)	51 (2.0)	57 (2.25)
38x89 (2x4)	38 (1.5)	45(1.75)	51 (2.0)	57 (2.25)
38x114 (2x5)	38 (1.5)	45(1.75)	51 (2.0)	57 (2.25)
38x140 (2x6)	38 (1.5)	51 (2.0)	57 (2.25)	64 (2.5)
38x184 (2x8)	51 (2.0)	57 (2.25)	64 (2.5)	76 (3.0)
38x235 (2x10)	64 (2.5)	70 (2.75)	76 (3.0)	83 (3.25)
38x286 (2x12)	76 (3.0)	76 (3.0)	83 (3.25)	89 (3.5)

Note: (1) Les connecteurs doivent être dimensionnés de manière que les recouvrements minimums des membrures principales soient ceux indiqués ci-dessus:

- (a) parallèlement aux membrures principales
- (b) perpendiculairement aux membrures principales

(2) Les connecteurs doivent être dimensionnés de manière que les recouvrements minimums des membrures d'âme soient ceux indiqués ci-dessus:

- (a) parallèlement aux membrures principales
- (b) perpendiculairement aux membrures principales
- (c) le long de l'axe de l'âme

8) Une exception au minimum de 38 mm (1.5 po) s'applique lorsque il y a rencontre d'une membrure d'âme (ou diagonale) avec une membrure principale (chevron ou entrait) continu 0 < L < 12.5 mm (0 < L < 41 pi) et pour des dimensions de bois de 38 x 64 (2x3) jusqu'à 38 x 140 (2x6) ou des connecteurs d'une largeur de 25mm (1 po) et d'une longueur minimum de 76 mm (3.0 po) sont utilisés.

## 5.2 Évaluation des connecteurs métalliques

- 1) Les valeurs de calcul des connecteurs métalliques (par dent, mm<sup>2</sup>, mm ou autre unité) doivent être déterminées conformément au mode de calcul préconisé dans la dernière édition de la norme S347-99 «Method of Test Evaluation of Truss Plates used in Lumber Joints».
- 2) Les valeurs en traction et en cisaillement des connecteurs fabriqués dans une nuance d'acier supérieure à celle utilisée dans le cadre du programme d'essais doivent être corrigées selon le rapport entre la résistance en traction à la rupture de l'acier utilisé pour la fabrication et celle de l'acier utilisé pour les essais. Cette correction ne s'applique pas aux valeurs d'ancrage; ces valeurs pourraient nécessiter une correction et devraient donc être contrôlées au moyen d'essais.
- 3) Les valeurs de résistance pour les connecteurs et les dents doivent être dérivées d'essais effectués conformément à la norme CSA S347-99, où les valeurs de résistance des dents sont:
  - a) la moyenne divisée par 1.6, de trois plus faibles des 10 valeurs d'essai de résistance latérale ultime des dents;
  - b) la moyenne des 2 plus faibles des 3 valeurs d'essai corrigées de résistance à la traction du connecteur; et
  - c) la moyenne des 2 plus faibles des 3 valeurs d'essai corrigées de résistance au cisaillement du connecteur, aux angles spécifiés.
- 4) Les valeurs de glissement latéral doivent être tirées d'essais effectués conformément à la norme S347-99, où les valeurs de résistance sont la moyenne de 10 charges d'essai à un glissement bois sur bois de 0.8 mm divisé par 1.4.

## 5.3 États limites ultimes

### 5.3.1 Généralités

Les joints avec connecteurs métalliques doivent être calculés de manière que, à l'état limite de résistance, l'effet de la charge pondérée soit inférieur ou égal à:

- (a) la résistance latérale ultime pondérée des dents;
- (b) la résistance en traction pondérée des connecteurs; et
- (c) la résistance en cisaillement pondéré des connecteurs.

### 5.3.2 Coefficients de correction

- 1) Coefficient de durée d'application de la charge,  $K_D$

Le coefficient de durée d'application de la charge,  $K_D$ , pour les connecteurs est indiqué dans le tableau 4.3.4.(1).

- 2) Coefficient de condition d'utilisation,  $K_{SF}$

Le coefficient de condition d'utilisation,  $K_{SF}$ , pour les connecteurs est indiqué au tableau 5.3.2.(2).

**Tableau 5.3.2.(2) Coefficient de condition d'utilisation,  $K_{SF}$**

ÉTAT DU BOIS AU MOMENT DE LA FABRICATION			
Séché (Taux d'humidités $\leq 15\%$ )		Non séché (Taux d'humidité $> 15\%$ )	
CONDITION D'UTILISATION DU BOIS EN SERVICE			
SEC	MOUILLÉ	SEC	MOUILLÉ
1.00	0.67	0.80	0.67

- 3) Coefficient de traitement,  $K_T$

Pour les connections d'éléments de bois traités avec des produits ignifuges ou autres produits chimiques qui réduisent sa résistance, la capacité en résistance de ces connections sera basée sur les résultats obtenus par des essais qui tiendront compte du temps, de la température et du taux d'humidité. Les essais seront conduits en respectant les exigences de l'article 3.3.2 de 086-01.

*Note : Les effets des traitements d'ignifugation peuvent varier beaucoup avec les méthodes de fabrication et des matériaux utilisés. Voir les commentaires du Conseil Canadien du Bois pour avoir des explications supplémentaires.*

### 5.3.3 Résistance latérale ultime

La résistance latérale ultime des dents,  $n_u$ , se calcule comme suit:

- (a) Pour les forces parallèles à l'axe principal du connecteur

$$n_u = \frac{P_u q_u}{P_u \sin^2 \theta + q_u \cos^2 \theta}$$

et

- (b) Pour les forces perpendiculaires à l'axe principal du connecteur

$$n'_u = \frac{P'_u q'_u}{P'_u \sin^2 \theta + q'_u \cos^2 \theta}$$

où  $p_u$ ,  $q_u$ ,  $p'_u$  et  $q'_u$  sont les résistances latérales ultimes obtenues conformément à 5.2.(3) (a) utilisées avec les valeurs de  $\theta$  et de  $\rho$  :

$$p_u: \quad \theta = 0^0, \rho = 0^0$$

$$q_u: \quad \theta = 90^0, \rho = 0^0$$

$$p'_u: \quad \theta = 0^0, \rho = 90^0$$

$$q'_u: \quad \theta = 90^0, \rho = 90^0$$

où  $\theta$  et  $\rho$  sont définis à la figure 5.1.(5)

Lorsque l'axe principal du connecteur n'est ni perpendiculaire ni parallèle à la charge, la valeur de résistance doit être déterminée par interpolation linéaire entre les valeurs de  $n_u$ , et  $n'_u$ .

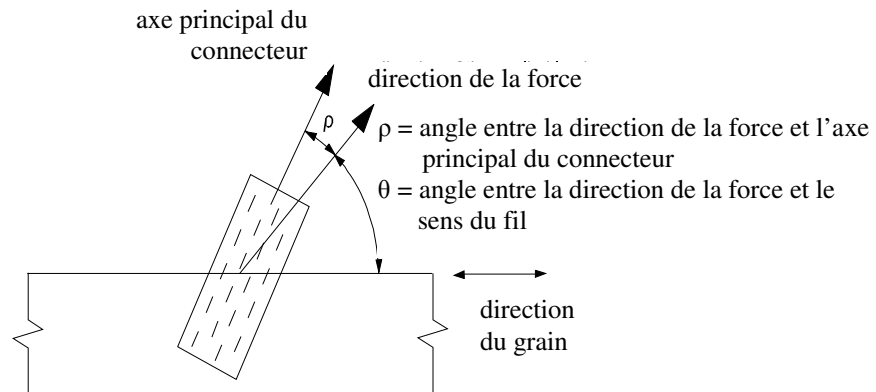


Figure 5.1.(5) Orientation du connecteur, par rapport à la force et au fil

#### 5.3.4 Résistance à la traction

La résistance à la traction du connecteur,  $F_p$ , parallèle ou perpendiculaire à l'axe principal du connecteur, doit être déterminée conformément à 5.2.(3)(b). Pour tous les autres angles, la résistance doit être déterminée par interpolation linéaire.

#### 5.3.5 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du connecteur,  $V_p$ , aux angles prévus entre l'axe principal des connecteurs et la direction de la charge, doit être déterminée conformément à 5.2.(3)(c). Pour tous les autres angles, la résistance doit être déterminée par interpolation linéaire.

#### 5.3.6 Résistance pondérée des connecteurs

Pour le calcul aux états limites, la résistance pondérée des connecteurs sera déterminée comme suit:

- (a) La résistance latérale pondérée des dents,  $N_r$ , doit être exprimée relativement à l'aire de surface des connecteurs.

$$N_r = \phi N_u J_H$$

où  $\theta = 0.9$

$$N_u = n_u (K_D K_{SF} K_T)$$

$$J_H = \text{coefficient de moment pour l'assemblage de talon (voir 5.5.7.(1) ou (2))}$$

- (b) La résistance à la traction pondérée des connecteurs,  $T_r$ , doit être exprimée relativement à la dimension du connecteur mesurée perpendiculairement à la ligne d'action des forces appliquées.

$$T_r = \phi t_p$$

où  $\phi = 0.6$

$$t_p = \text{résistance à la traction du connecteur (voir 5.3.4)}$$

- (c) La résistance au cisaillement pondérée des connecteurs,  $V_r$ , doit être exprimée relativement à la dimension du connecteur mesurée perpendiculairement à la ligne d'action des forces de cisaillement.

$$V_r = \phi v_p$$

où  $\phi = 0.6$

$$v_p = \text{résistance au cisaillement du connecteur (voir 5.3.5)}$$

## 5.4 États limites d'utilisation

Les joints avec connecteurs doivent être calculés de manière qu'aux états limites d'utilisation, l'effet des charges appliquées soit inférieur ou égal à la résistance au glissement latéral des dents.

### 1) Résistance au glissement latéral

La résistance au glissement latéral des dents,  $n_s$ , doit être calculée comme suit:

- (a) Pour les charges parallèles à l'axe principal du connecteur

$$n_s = \frac{p_s q_s}{p_s \sin^2 \theta + q_s \cos^2 \theta}$$

et

- (b) Pour les charges perpendiculaires à l'axe principal du connecteur

$$n'_s = \frac{p'_s q'_s}{p'_s \sin^2 \theta + q'_s \cos^2 \theta}$$

où  $p_s$ ,  $q_s$ ,  $p'_s$  et  $q'_s$  sont les résistances au glissement latéral obtenues conformément à l'article 5.2.(4) utilisées conjointement avec les valeurs suivantes de  $\theta$  et de  $\rho$  :

$$p_s: \theta = 0^\circ, \quad \rho = 0^\circ$$

$$q_s: \theta = 90^\circ, \quad \rho = 0^\circ$$

$$p'_s: \theta = 0^\circ, \quad \rho = 90^\circ$$

$$q'_s: \theta = 90^\circ, \quad \rho = 90^\circ$$

où  $\theta$  et  $\rho$  sont définis à la figure 5.1.(5).

Lorsque l'axe principal du connecteur n'est ni perpendiculaire ni parallèle à la charge, la valeur de résistance doit être déterminée par interpolation linéaire entre les valeurs de  $n_s$  et  $n'_s$ .

- 2) Pour les états limites d'utilisation, la résistance des dents au glissement latéral,  $N_{rs}$ , doit être déterminée comme suit:

$$N_{rs} = n_s K_{SF}$$

où  $K_{SF}$  est identique à celui des états limites de résistance du tableau 5.3.2.(2)

## 5.5 Assemblages

### 5.5.1 Assemblages pour éléments tendus

- 1) La résistance latérale pondérée,  $N_r$ , de chaque élément tendu, doit être égale à au moins 100% de la charge axiale pondérée sollicitant l'élément.
- 2) Les connecteurs doivent avoir une résistance à la traction pondérée,  $T_r$ , suffisante pour retransmettre la totalité de la charge axiale pondérée à chaque élément tendu, relativement aux plans d'action appropriés.

### 5.5.2 Assemblages pour éléments comprimés

- 1) Les connecteurs métalliques sollicités par des charges de compression axiale pondérées doivent être dimensionnés de manière à assurer une résistance latérale pondérée,  $N_r$ , égale à une somme vectorielle d'au moins 50% des charges pondérées perpendiculaires à la face de l'élément et à 100% des charges pondérées parallèles à l'élément.
- 2) Les connecteurs ne doivent pas être considérés comme transmettant les charges de compression aux joints.

### 5.5.3 Assemblages pour éléments sollicités en cisaillement

- 1) Les dents doivent avoir, aux membrures principales et aux membrures d'âme, une résistance latérale pondérée,  $N_r$ , suffisante pour transmettre les charges de cisaillement au joint.
- 2) Les connecteurs doivent avoir une résistance au cisaillement,  $V_r$ , suffisante pour transmettre les charges de cisaillement au joint.

### 5.5.4 Résistance combinée cisaillement-traction

La résistance pondérée combinée cisaillement-traction,  $C_{ST}$ , du connecteur métallique dans l'aire de contact des âmes et des membrures principales, doit être déterminée comme suit:

$$C_{ST} = (ST_{L1}L_1 + ST_{L2}L_2)$$

où

$ST_{L1}$  résistance pondérée combinée cisaillement-traction de la paire de connecteurs métalliques à travers la ligne de contact L1 (voir figure 5.5.4).

$L_1$  longueur d'acier efficace au bord horizontal de l'élément pris en compte.

$ST_{L2}$  résistance pondérée combinée cisaillement-traction de la paire de connecteurs métalliques à travers la ligne de contact L2.

$L_2$  longueur d'acier efficace au bord vertical de l'élément pris en compte.

$$ST_{L1} = V_{rL1} + \left( \frac{\theta_1}{90} \right) (T_{rL1} - V_{rL1})$$

$$ST_{L2} = T_{rL2} + \left( \frac{\theta_1}{90} \right) (V_{rL2} - T_{rL2})$$

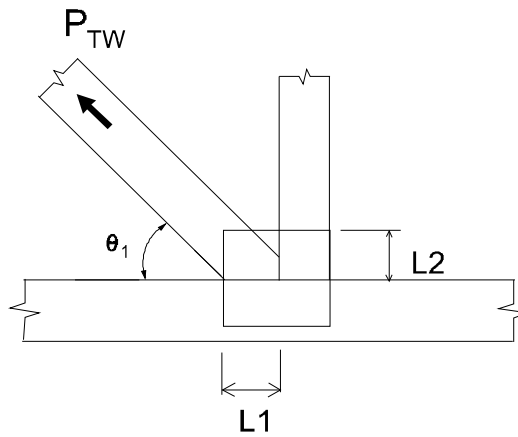


Figure 5.5.4  
Longueurs de cisaillement-traction selon l'angle

- $V_{rL1}$  - résistance pondérée au cisaillement parallèle à la ligne d'action L1
- $V_{rL2}$  - résistance pondérée au cisaillement parallèle à la ligne d'action L2
- $Tr_{L1}$  - résistance pondérée à la traction perpendiculaire à la ligne d'action L1
- $Tr_{L2}$  - résistance pondérée à la traction perpendiculaire à la ligne d'action L2
- $P_{TW}$  - résistance pondérée à la traction dans l'âme
- $C_{ST}$  ( $L1$  et  $L2$  indiquées à la figure 5.5.4)  $\geq P_{TW}$

NOTE: Lorsque le connecteur métallique se prolonge sensiblement au-delà de la membrure et/ou la membrure, il est recommandé de prévoir un blocage additionnel.

### 5.5.5 Vérification de l'aire de section nette du bois, $h'$

Tous les joints doivent être dotés de connecteurs métalliques dimensionnés et placés de manière que l'indice de contrainte axiale de l'élément ne soit pas dépassé sur l'aire de section nette réduite résultant du recouvrement par le connecteur (voir figure 5.5.5).

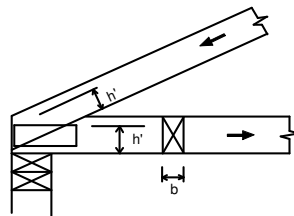


Fig. 5.5.5 (a)

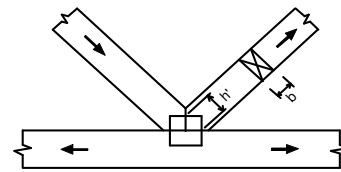


Fig. 5.5.5 (b)

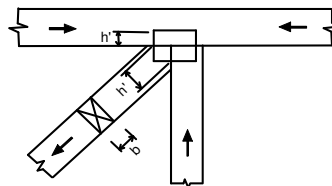


Figure 5.5.5 (c)  
Dimensions  $h'$

### 5.5.6 Considérations sur la traction perpendiculaire au fil

Tout joint sollicité par une charge concentrée pondérée perpendiculaire à la membrure ou qui a une composante perpendiculaire à la membrure et/ou une composante de cisaillement perpendiculaire à la membrure supérieure à 2.5 kN (562 lb) doit être renforcé relativement à la traction perpendiculaire au fil, avec un recouvrement de membrure minimum comme suit:

$$\text{Recouvrement min. (mm)} = \frac{P-2.50}{0.041} \quad \text{pour S-P-F}$$

$$\text{Recouvrement min. (mm)} = \frac{P-2.50}{0.055} \quad \text{pour Douglas-Fir-Larch}$$

où P = charge concentrée pondérée, kN

Le recouvrement minimum calculé ne doit pas être supérieur aux 3/4 de la hauteur de l'élément de bois.

### 5.5.7 Considérations sur les joints de talon

- 1) Pour tenir compte des effets de moment au talon de fermes avec pente, le coefficient de moment de joint de talon  $J_H$  doit être tel qu'indiqué au tableau 5.5.7.(1).

**Tableau 5.5.7.(1) Coefficients de moment de joint de talon,  $J_H$**

Pente de la membrure supérieure	$J_H$
moins de 1/4	0.85
de 1/4 à moins de 1/3	0.80
de 1/3 à moins de 1/2.4	0.75
de 1/2.4 à 1/2.2 inclusivement	0.70
plus de 1/2.2	0.65

- 2) Au lieu des valeurs du tableau ci-dessus, on peut utiliser la formule suivante pour déterminer le coefficient de moment de joint de talon:

$$J_H = 0.85 - 0.05 (12 \tan\theta - 2.0)$$

$$0.65 \leq J_H \leq 0.85$$

$$\theta = \text{angle formé par la membrure supérieure et la membrure inférieure}$$

- 3) Lorsque la réaction verticale engendre des charges de cisaillement pondérées supérieures à la résistance au cisaillement pondérée de l'élément de bois, cet élément peut être renforcé au talon par l'addition de connecteurs. Pour le calcul de ces connecteurs additionnels, pour les talons de fermes-mâtresses, voir l'annexe F.
- 4) Le joint de talon d'un chevron prolongé doit être pourvu de connecteurs métalliques comme un joint de talon ordinaire avec utilisation du coefficient de moment de talon approprié. Il convient de prévenir le fendillement dû à la traction perpendiculaire au fil et au cisaillement longitudinal par l'addition de connecteurs sur le chevron prolongé.

## 5.5.8 Considérations sur les entures dans les membrures

### 5.5.8.1 Généralités

Sur toutes les entures, la largeur du connecteur doit être égale à au moins 65% de la largeur de la membrure.

### 5.5.8.2 Entures tendues

- 1) Dans le calcul de la résistance à la traction pondérée du connecteur métallique, le débordement maximal de celui-ci dans le cas d'une enture sans blocage est 13 mm (1/2 po).
- 2) Dans le cas d'entures tendues avec blocage, l'efficacité globale du connecteur doit être modifiée au moyen du coefficient K tel que défini par l'équation suivante:

$$K = 0,97e^{-0,001(3,937 + 0,0186(88,9-h))X}$$

où

h = largeur réelle de l'élément de bois, mm,

X = débordement du connecteur au-dessus de l'élément. Dans le présent calcul, la valeur maximale admissible de X est établie à 89 mm (3.5 po).

- Note: (1) Pour une enture tendue sans blocage avec débordement de 13 mm (1/2 po) ou moins, K est égal à 1.00.
- (2) Dans le cas d'une enture située au noeud, les éléments d'âme raccordés au joint doivent être considérés comme jouant le rôle de blocage.
  - (3) La largeur maximale de connecteur à utiliser avec le coefficient d'efficacité K ne peut pas dépasser la largeur réelle de l'élément, h, majorée du débordement maximal, X.

### 5.5.8.3 Entures comprimées

- 1) Les connecteurs comprimés doivent être calculés de manière que la résistance latérale ultime pondérée dans chaque élément soit au moins égale à 65% de la charge de compression axiale pondérée.
- 2) Dans les joints comprimés sciés d'aplomb, les connecteurs métalliques devant résister à des charges pondérées de compression axiale doivent être dimensionnés de manière à procurer une résistance latérale ultime pondérée égale à la somme vectorielle d'au moins 65% de la composante des charges pondérées perpendiculaires à l'interface des éléments de bois et à 100% de la composante des charges pondérées parallèles à l'interface des éléments de bois.

### 5.5.8.4 Considérations sur le moment

Lorsque des éléments alignés se terminent à une enture, où le moment de la membrure doit être pris en compte, la résistance des connecteurs métalliques doit être suffisante pour transmettre ce moment de flexion pondéré en plus des charges axiales pondérées. Cette résistance s'exprime aussi bien dans la section métallique du connecteur, voir article 5.5.8.4.1 que dans la force d'ancrage, voir article 5.5.8.4.2. Voir également l'article 4.6.2.

#### 5.5.8.4.1 Calcul de la section de l'acier pour tenir compte du moment

La résistance pondérée au moment de flexion en combinaison avec la tension  $M_{Tr}$ , d'une paire de plaques de connexion sur une enture sera calculé comme suit:

$$M_{Tr} = 0.27 t_p(0.5w_{br} + y)^2 + 0.18 b C(0.5d - y)^2 - T_f y$$

$$y = \frac{0.25bdC + 1.85T_f - 0.5w_{br}t_p}{t_p + 0.5bC}$$

où  $t_p$  = la résistance en tension corrigée des connecteurs, N/mm

$W_{br}$  = largeur effective du connecteur pour calculer la section d'acier en mm, (voir paragraphe 5.5.8.2)

- y = distance de la ligne centrale de la membrure jusqu'à l'axe neutre de la combinaison bois/acier en mm (y peut être positif ou négatif mais la formule du moment est invalide si la distance y se trouve en dehors du connecteur)
- b = épaisseur de la membrure en mm
- C =  $F_c$  en Mpa
- $F_c = f_c(K_D K_{Sc} K_T K_{Zc})$
- d = hauteur de la membrure en mm
- $T_f$  = force pondérée en tension dans la membrure à l'enture (considérée égale à zéro si c'est de la compression) en N

Le rapport entre le moment appliqué et le moment de flexion en combinaison avec la tension sera comme suit:

$$\frac{M_f}{M_{fr}} \leq 1.0$$

où  $M_f$  = le moment pondéré à l'enture de la membrure en N-mm

Le rapport entre la tension appliquée et la résistance en traction sera comme suit:

$$\frac{T_f}{T_r * w_{br}} \leq 1.0$$

où  $T_r$  = la résistance pondérée en tension seulement du connecteur en N/mm

#### **5.5.8.4.2 Calcul de la résistance latérale du connecteur pour tenir compte du moment.**

Le moment appliqué à l'enture ne doit pas dépasser la capacité de flexion en résistance latérale dans toute direction, ni la capacité combinée pour les efforts de flexion et autres, tel que défini ci-après:

$$V_M \leq V_{LRmin} \quad \text{et,}$$

$$V_M + V_p \leq V_{LR}$$

$$V_M = 4M_f / (A_{ef} D)$$

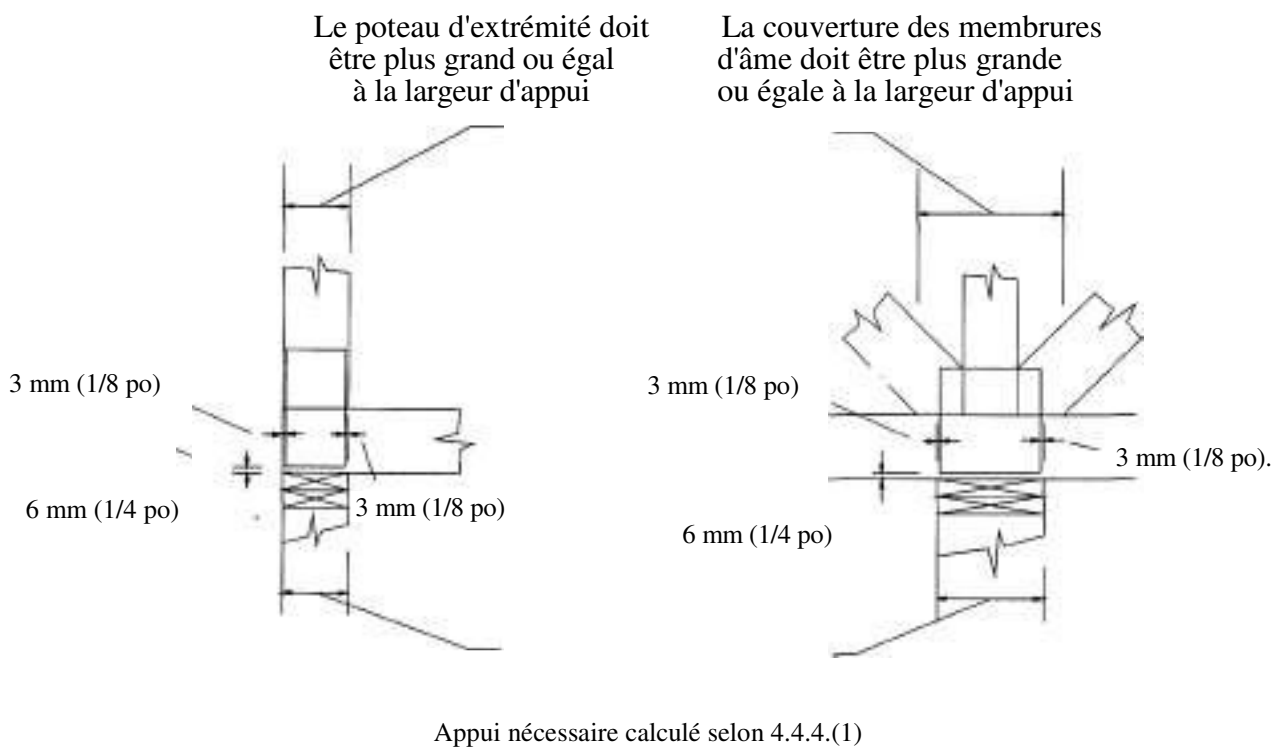
$$D = \sqrt{(A_{ef}/h)^2 + h^2}$$

où:

- $V_M$  = la capacité d'ancrage d'une dent obtenue par le moment pondéré d'une paire de connecteurs, Mpa
- $V_P$  = la capacité d'ancrage d'une dent résultant du cisaillement pondéré et des efforts axiaux dans le bois sur une paire de connecteurs, Mpa, est égale à l'addition vectorielle du cisaillement pondéré + les efforts axiaux dans le bois, divisée par  $A_{ef}$
- $V_{LR}'$  = la capacité d'ancrage permise pour une paire de connecteurs pour l'orientation de  $V_P$  selon l'article 5.5.3 en considérant les facteurs de l'article 5.3.2 en Mpa
- $V_{LRmin}'$  = la valeur minimale de la capacité d'ancrage d'une dent pour n'importe quelle angle de l'effort à l'enture, pour une paire de connecteurs selon l'article 5.5.3 en considérant les facteurs de l'article 5.3.2. en Mpa
- $A_{ef}$  = surface effective du connecteur sur une face de chaque membrure en bois à l'enture en  $mm^2$
- $D$  = Diagonale du rectangle équivalent à  $A_{ef}$  en mm
- $h$  = Hauteur du rectangle équivalent, égal à la plus grande dimension  $A_{ef}$ , perpendiculaire au plus long des côtés de  $A_{ef}$  en mm

### 5.5.9 Compression perpendiculaire au fil

Tout joint sollicité par une charge de compression concentrée pondérée qui soumet l'élément à des contraintes de compression perpendiculaire au fil à travers l'épaisseur de l'élément (exemple: la membrure inférieure d'une ferme plate appuyée sur cette membrure) de manière que la réduction de la résistance d'appui décrite en 4.4.4.(2) s'applique, peut être renforcé au moyen de connecteurs métalliques de manière que la résistance d'appui augmentée de la section 4.4.4.(1) puisse être utilisée. Ce renfort d'appui consiste à utiliser des connecteurs métalliques dont la taille permette de recouvrir la membrure jusqu'à 6 mm (1/4 po) du bord en contact avec l'appui. Lorsque ce renfort est utilisé pour réduire la taille de l'appui, la membrure d'âme en contact avec la surface opposée de l'appui doit être au moins égale à celle de l'appui. Voir figure 5.5.9.

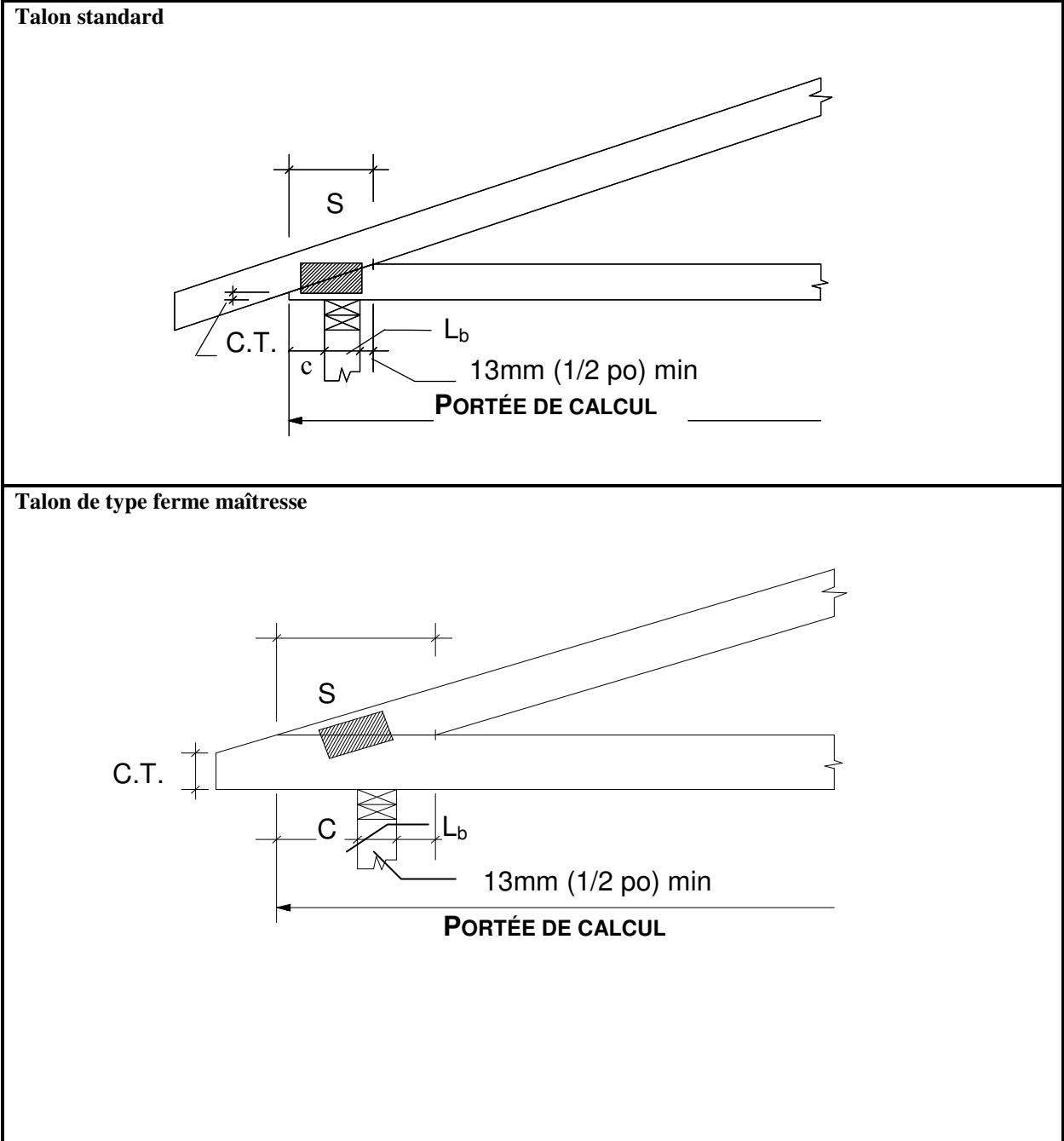


**Figure 5.5.9 Renfort d'appui avec connecteurs métalliques**

## 6. Erreurs de Fabrication et Défauts de Matériaux

Les critères minima de qualité et les tolérances permises dans la fabrication se trouvent dans l'Annexe G.

A.1 PORTE-À-FAUX COURTS : DÉTAIL SANS RENFORT

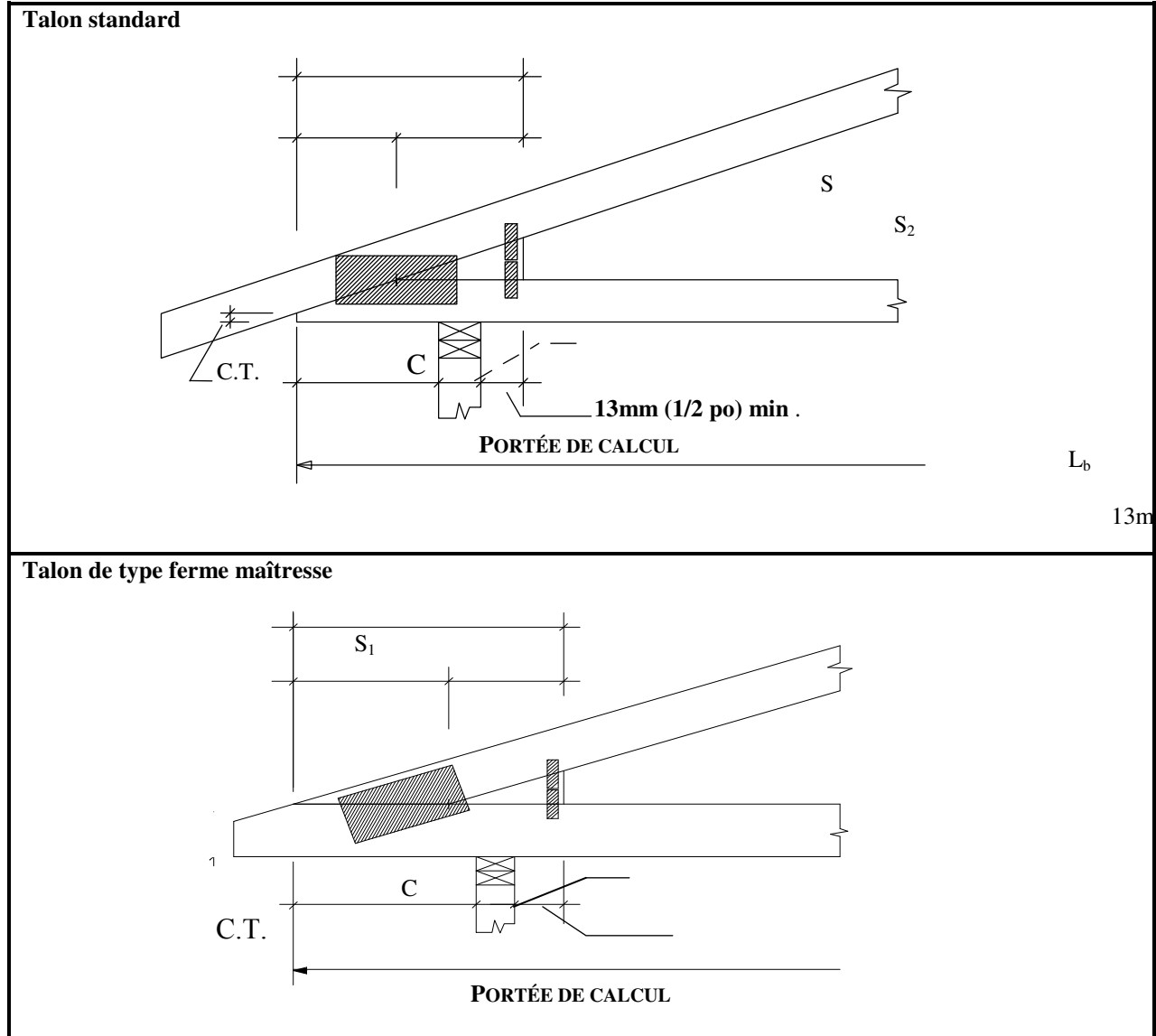


CALCUL DU PORTE-À-FAUX MAXIMUM "C"

$$C(\text{mm}) = S(\text{mm}) - (L_b(\text{mm}) + 13 \text{ mm})$$

$$C(\text{po}) = S(\text{po}) - (L_b(\text{po}) + 1/2 \text{ po})$$

## A.2 PORTE-À-FAUX COURTS: DÉTAIL AVEC CALE DE RENFORT



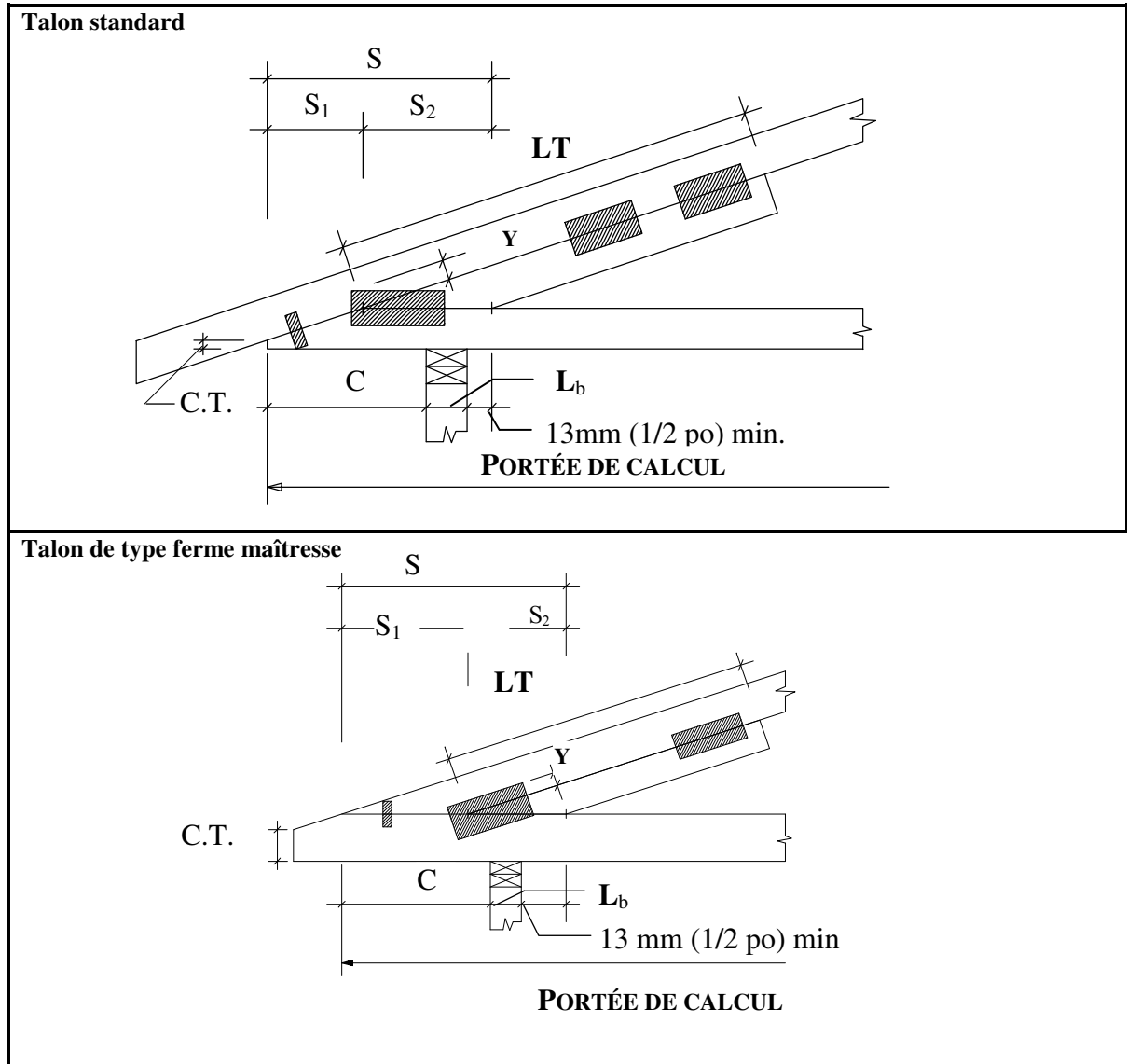
## CALCUL DU PORTE-À-FAUX MAXIMUM "C"

$$C(\text{mm}) = S_1(\text{mm}) + 89 \text{ mm}$$

$$C(\text{po}) = S_1(\text{po}) + 3 \frac{1}{2} \text{ po}$$

- Notes:
1. Valeur minimale de  $S_2(\text{mm}) = L_b(\text{mm}) + 102 \text{ mm}$   
 $S_2(\text{po}) = L_b(\text{po}) + 4 \text{ po}$
  2. La valeur maximale de  $S_2$  pour déterminer la distance analytique  $S$  est calculée pour une hauteur de cale égale à la hauteur de la membrure inférieure.

## A.3 PORTE-À-FAUX COURTS : DÉTAIL AVEC RENFORT PARTIEL DE LA MEMBRURE SUPÉRIEURE



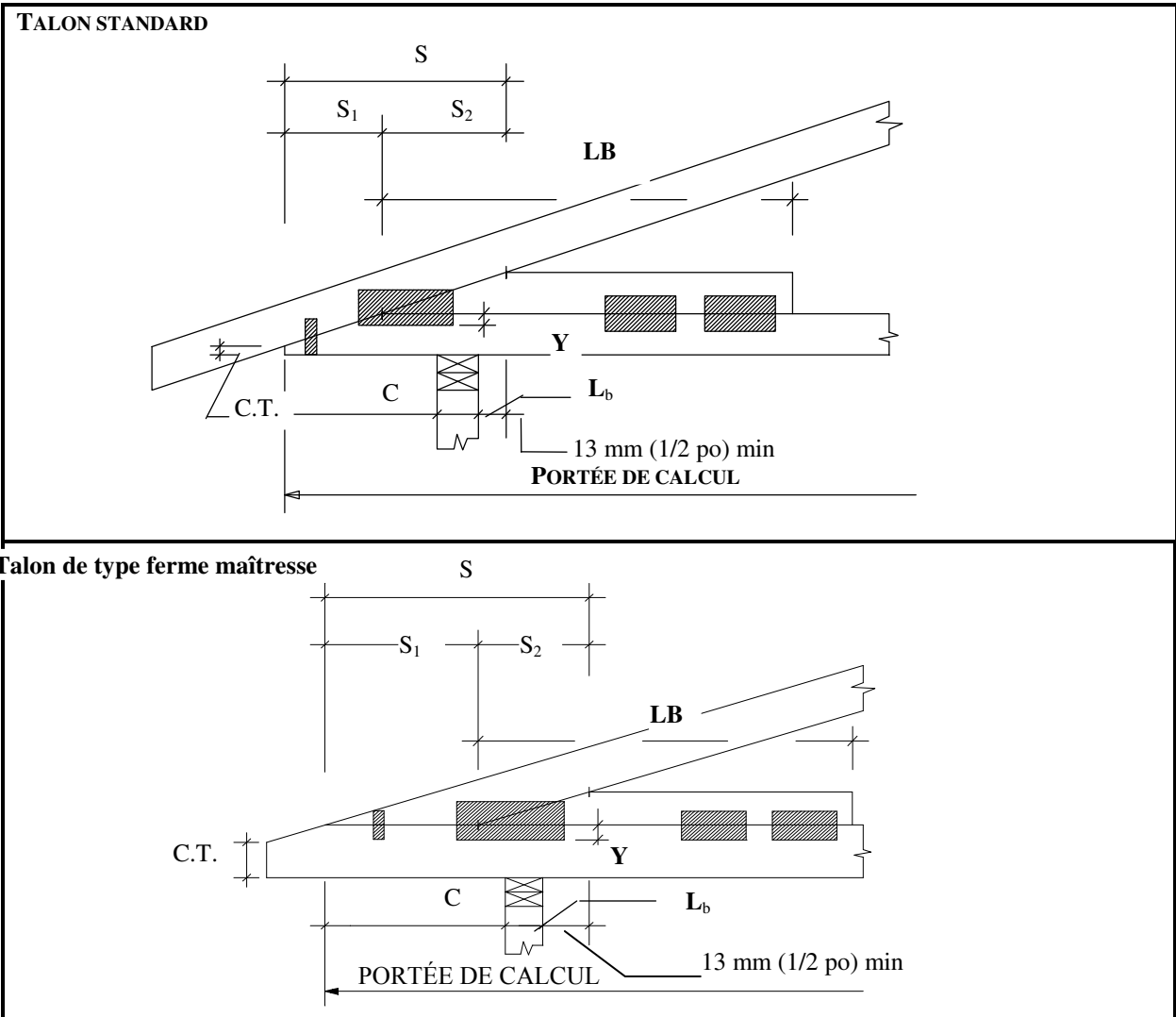
## CALCUL DU PORTE-À-FAUX MAXIMUM "C"

$$C(\text{mm}) = S_1(\text{mm}) + S_2(\text{mm}) - (L_b(\text{mm}) + 13 \text{ mm})$$

$$C(\text{po}) = S_1(\text{po}) + S_2(\text{po}) - (L_b(\text{po}) + 1/2 \text{ po})$$

- Notes:
1. La valeur maximale de  $S_2$  est limitée par la taille maximale de l'élément de renfort à savoir 38x184 (2x8).
  2.  $LT$  = au moins la moitié de la longueur du panneau de la membrure supérieure.
  3.  $Y$  = au moins 25 mm (1 po)

#### A. 4 PORTE-À-FAUX COURTS: DÉTAIL AVEC RENFORT PARTIEL DE LA MEMBRURE INFÉRIEURE



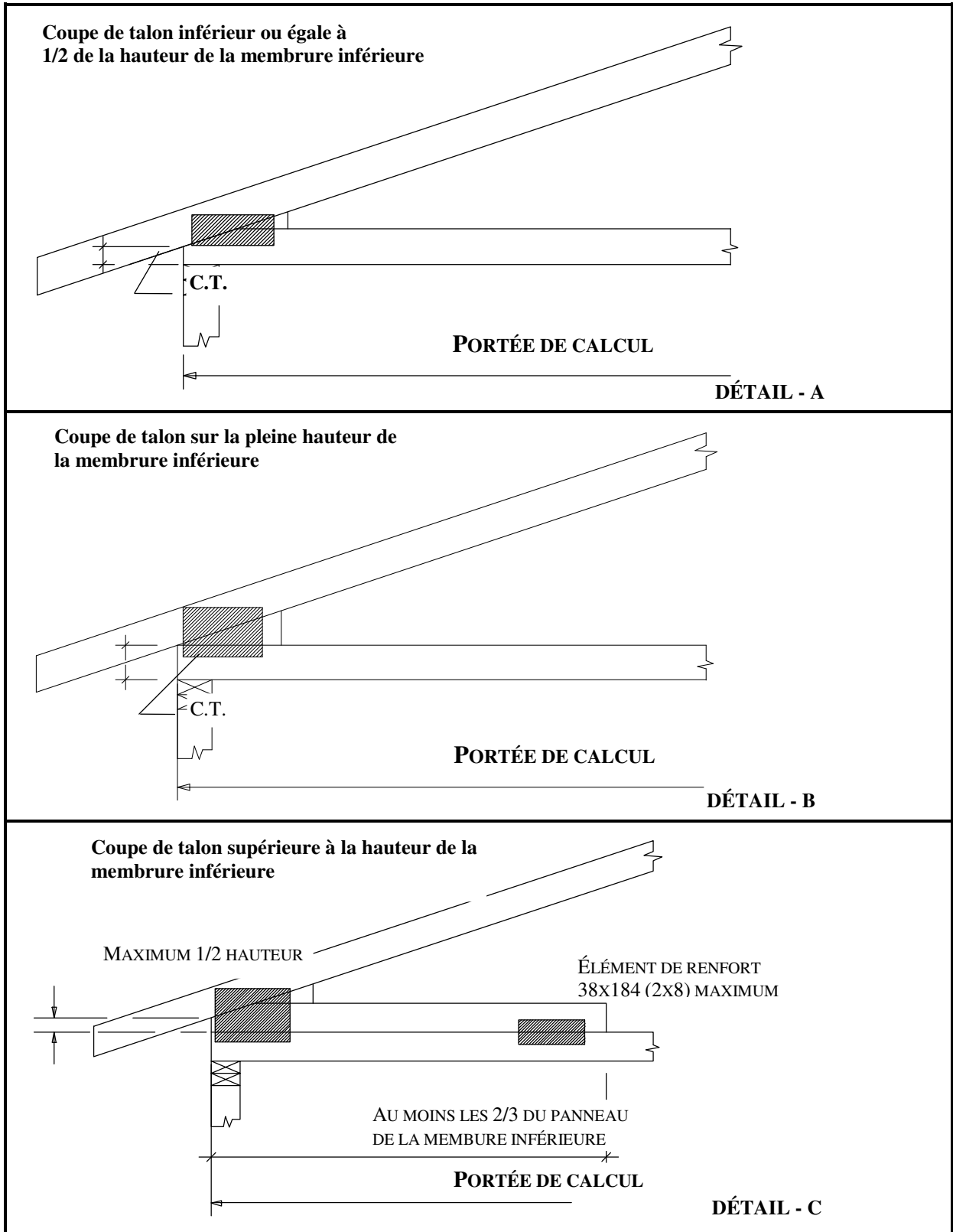
#### CALCUL DU PORTE-À-FAUX MAXIMUM "C"

$$C(\text{mm}) = S_1(\text{mm}) + S_2(\text{mm}) - (L_b(\text{mm}) + 13 \text{ mm})$$

$$C(\text{po}) = S_1(\text{po}) + S_2(\text{po}) - (L_b(\text{po}) + 1/2 \text{ po})$$

- Notes:
1. La valeur maximale de  $S_2$  est limitée par la taille maximale de l'élément de renfort, à savoir 38x184 (2x8).
  2.  $L_b$  = au moins la moitié de la longueur du panneau de la membrure supérieure.
  3.  $Y$  = au moins 25 mm (1 po)

A. 5 COUPE DE TALON



## A.6 NOTES SUPPLÉMENTAIRES RELATIVEMENT À LA CONCEPTION DE PORTE-À-FAUX COURTS ET DE COUPES DE TALON

### 1. GÉNÉRALITÉS

- a. La portée de calcul est toujours la longueur hors tout de la membrure inférieure pour les cas standards.
- b. La somme des porte-à-faux ne doit pas dépasser 25% de la portée entre appuis.
- c. Le porte-à-faux maximal ne doit pas dépasser 1372 mm (4'-6").
- d. Le mode de calcul standard TPIC pour les connecteurs de joints de talon doit s'appliquer, à savoir réduction de la valeur d'ancrage avec l'augmentation de la pente.
- e. Les éléments de renfort partiel utilisés avec les porte-à-faux courts et les coupes de talon sont limités aux fermes calculées selon la section 4.4.13. Les renforts doivent être conçus pour les forces sollicitant la membrure supérieure ou la membrure inférieure selon le cas. Dans tous les autres cas, ces porte-à-faux et coupes de talon doivent être renforcés sur la pleine longueur de la membrure appropriée et les limitations dues à la longueur de porte-à-faux, de taille de renfort, d'essence, de qualité et de connecteurs seront déterminées par analyse.

### 2. PORTE-À-FAUX COURTS

- a. Tous les détails:  
Les valeurs maximales de "C" doivent être calculées relativement à la pente et à la coupe de talon spécifiques indiquées sur les détails.
- b. Détail sans renfort.  
Dimensionner le connecteur du talon pour la force réelle dans la membrure. Une plaque de fixation est recommandée pour les longues coupes en biseau.
- c. Détail avec cale de renfort.  
Dimensionner le connecteur pour la force réelle dans la membrure. Chaque cale de renfort nécessite une plaque de fixation. L'aire totale des plaques de fixation sur les membrures équivaldra à 20% de l'aire de connecteur de talon sur la membrure correspondante.
- d. Détail avec renfort de membrure d'âme :
  - i. Les connecteurs raccordant le renfort à la membrure parallèle doit procurer un ancrage et un cisaillement suffisants pour transmettre la force totale de la membrure au renfort. Lorsqu'un seul connecteur est utilisé, il doit être calculé en fonction de 1.2 fois la force dans la membrure
  - ii. Le talon doit être conçu selon la procédure standard. Le renfort peut être considéré comme membrure supérieure ou membrure inférieure selon le cas. Le chevauchement minimum doit être 25 mm (1 po), comme indiqué aux croquis.
  - iii. Lorsque le connecteur et le biseau le permettent, le renfort peut faire partie intégrante de la coupe de talon.
  - iv. Les plaques de fixation sont recommandées pour les longues coupes en biseau.

### 3. COUPES DE TALON

- a. Détail A.  
Les coupes de talon inférieures ou égales à 6 mm (1/4 po) peuvent être considérées comme coupe de talon zéro. Calculer les connecteurs pour la totalité des forces dans les membrures.
- b. Détail B.  
Le connecteur de talon doit résister à la totalité des forces dans les membrures pour un talon égal à la moitié de la hauteur de la membrure inférieure avec interpolation linéaire jusqu'au double des forces totales dans les membrures pour un talon égal à la pleine hauteur de la membrure inférieure.
- c. Détail C.  
Le connecteur de talon doit résister à la totalité des forces dans les membrures. Le calcul des connecteurs destinés à raccorder le renfort à la membrure parallèle doit être comme en 2.d i ci-dessus.

**B. 1 ASSEMBLAGE DES FERMES MAÎTRESSES À PLIS MULTIPLES**

Longueur de clou	76 mm (3.00")
Qualité de bois	S-P-F
Espacement min. des clous parallèle au fil (a)	64 mm (2.50")
Espacement min. des clous à partir de l'extrémité Parallèlement au fil (b)	45 mm (1.75")
Espacement min. des clous perpendiculaires au fil (c)	32 mm (1.25")
Espacement min. des clous à partir de la rive perpendiculairement au fil (d)	19 mm (0.75")

HAUTEUR DE L'ÉLÉMENT mm (pouces)	NOMBRE MAXIMAL DE RANGÉES	NOMBRE MINIMAL * DE RANGÉES
64 (2.5)	1	1
89 (3.5)	2	1
114 (4.5)	2	1
140 (5.5)	3	2
184 (7.25)	4	2
235 (9.25)	5	3
286 (11.25)	6	3

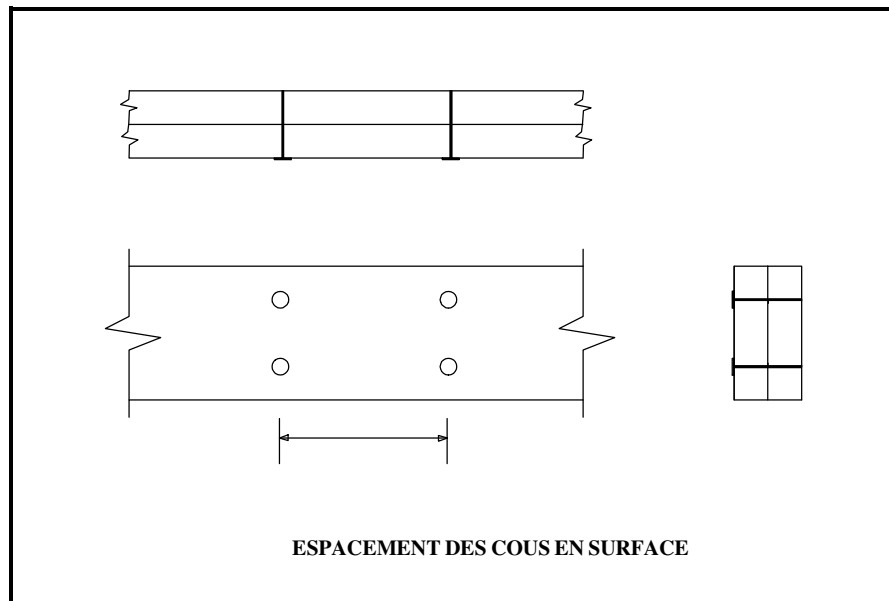
\* Pour le clouage des membrures d'âme, utiliser le nombre minimal de rangées indiqué au tableau et un espacement des clous en surface de 155 mm (6 po).

**Tableau B.1.1 Espacement des clous et nombre maximal de rangées**

**TABLEAU B.1.2 kN/m (lb/pi) MAXIMUM POUR FERMES MAÎTRESSE À 2 PLIS  
AVEC CLOUS DE 3 POUCES ET BOIS S-P-F**

NOMBRE DE RANGÉES	ESPACEMENT DES CLOUS EN SURFACE, mm (pouces)		
	305 (12)	152 (6)	102 (4)
1	3.93 (269)	7.87 (539)	11.81 (809)
2	7.87 (539)	15.74 (1079)	23.62 (1619)
3	11.81 (809)	23.62 (1619)	35.43 (2428)
4	15.74 (1079)	31.49 (2158)	47.24 (3237)
5	19.68 (1349)	39.37 (2698)	59.05 (4047)
6	23.62 (1619)	47.24 (3237)	70.86 (4856)

- NOTE: 1) Le facteur de durée d'application "normale" de la charge a été utilisé pour calculer les données du tableau.  
 2) Si des clous de 3 po d'une cloueuse pneumatique sont substitués aux clous de 3 po ordinaires, il faut alors réduire l'effort maximum kN/m (ou lb/pi.lin.) par un facteur de 0.69.  
 3) Ces tables sont basées sur du bois sec non traité.



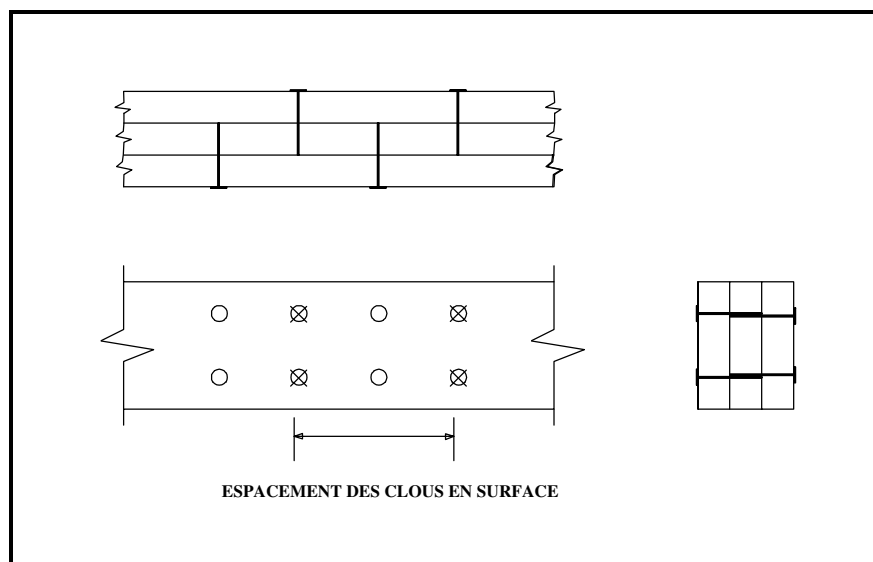
**Figure B.1.2 Disposition des clous pour ferme maîtresse à 2 plis**

**TABLEAU B.1.3 kN/m (lb/pi) MAXIMUM POUR FERME MAÎTRESSE À 3 PLIS AVEC CLOUS DE 3 POUCES ET BOIS S-P-F**

NOMBRE DE RANGÉES	ESPACEMENT DES CLOUS EN SURFACE, mm (pouces)		
	305 (12)	152 (6)	102 (4) *
1	2.95 (202)	5.90 (404)	8.85 (606)
2	5.90 (404)	11.81 (809)	17.71 (1214)
3	8.85 (606)	17.71 (1214)	26.57 (1821)
4	11.81 (809)	23.62 (1619)	35.43 (2428)
5	14.76 (1012)	29.52(2023)	44.29 (3035)
6	17.71 (1214)	35.43 (2428)	53.15 (3642)

\* Les rangées de clous sur les plis intérieurs doivent être décalées.

- NOTE: 1) Le facteur de durée d'application "normale" de la charge a été utilisé pour calculer les données du tableau.
- 2) Si des clous de 3 po d'une cloueuse pneumatique sont substitués aux clous de 3 po ordinaires, il faut alors réduire l'effort maximum Kn/M (ou lb/pi.lin.) par un facteur de 0.69.
- 3) Ces tables sont basées sur du bois sec non traité.



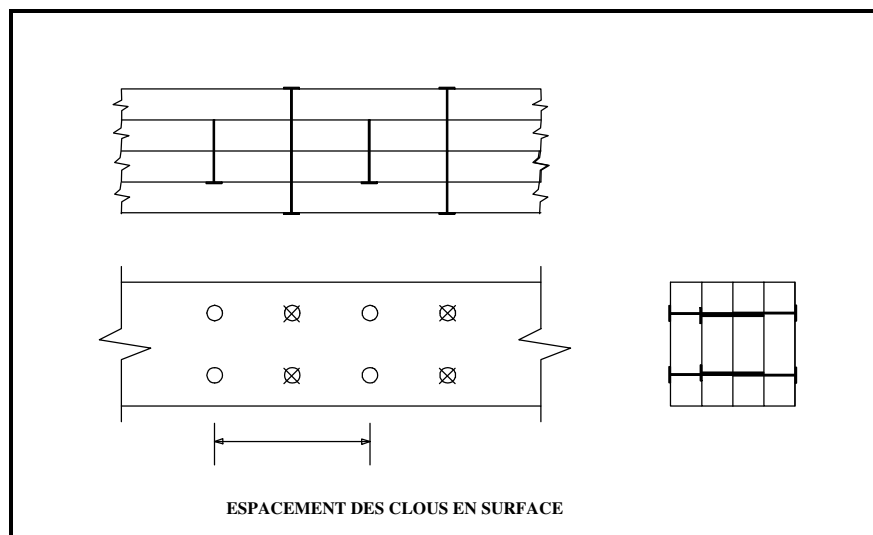
**Figure B.1.3 Disposition des clous pour ferme maîtresse à 3 plis**

**TABLEAU B.1.4 kN/m (lb/pi) MAXIMUM POUR FERME MAÎTRESSE À 4 PLIS AVEC CLOUS DE 3 POUCES ET BOIS S-P-F**

NOMBRE DE RANGÉES	ESPACEMENT DES CLOUS EN SURFACE, mm (pouces)		
	305 (12)	152 (6)	102 (4) *
1	2.62 (179)	5.24 (359)	7.87 (539)
2	5.24 (359)	10.49 (719)	15.74 (1079)
3	7.87 (539)	15.74 (1079)	23.62 (1619)
4	10.49 (719)	20.99 (1439)	31.49 (2158)
5	13.12 (899)	26.24 (1798)	39.37 (2698)
6	15.74 (1079)	31.49 (2158)	47.24 (3237)

\* Les rangées de clous sur les plis intérieurs doivent être décalées.

- Note: 1) Le facteur de durée d'application "normale" de la charge a été utilisé pour calculer les données du tableau.  
 2) Si des clous de 3 po d'une cloueuse pneumatique sont substitués aux clous de 3 po ordinaires, il faut alors réduire l'effort maximum kN/m (ou lb/pi.lin.) par un facteur de 0.69.  
 3) Ces tables sont basées sur du bois sec non traité.

**Figure B.1.4 Disposition des clous pour ferme maîtresse à 4 plis**

Notes supplémentaires:

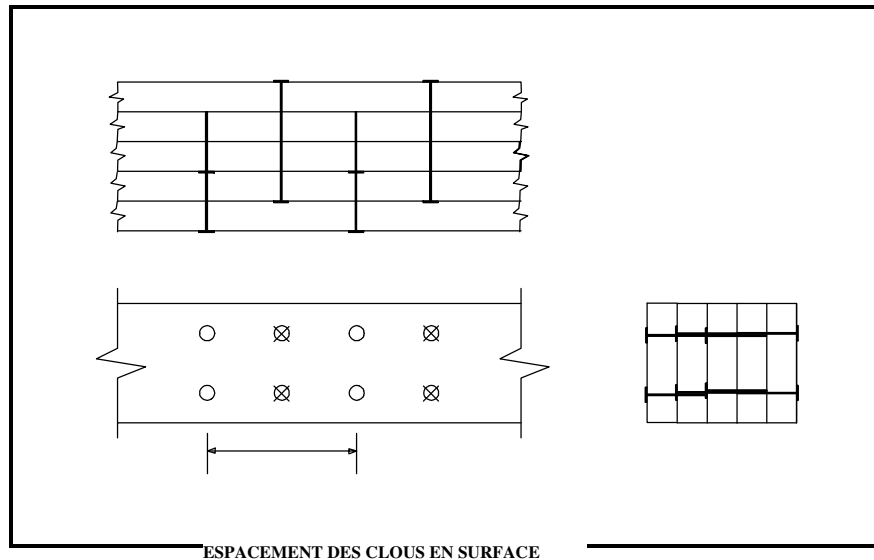
En plus du clouage, toutes les membrures de fermes maîtresses à 4 plis doivent être boulonnées ensemble avec des boulons de 13 mm (1/2 po) et des rondelles, à raison de 1 boulon par panneau

**TABLEAU B.1.5 kN/m (lb/pi) MAXIMUM POUR MERME MAÎTRESSE À 5 PLIS AVEC CLOUS DE 3 POUCES ET BOIS S-P-F**

NOMBRE DE RANGÉES	ESPACEMENT DES CLOUS EN SURFACE, mm (pouces)		
	305 (12)	152 (6)	102 (4) *
1	2.46 (168)	4.92 (337)	7.38 (505)
2	4.92 (337)	9.84 (674)	14.76 (1012)
3	7.38 (505)	14.76 (1012)	22.14 (1517)
4	9.84 (674)	19.68 (1349)	29.52 (2023)
5	12.30 (843)	24.60 (1686)	36.90 (2529)
6	14.76 (1012)	29.52 (2023)	44.29 (3035)

\* Les rangées de clous sur les plis intérieurs doivent être décalées.

- Note: 1) Le facteur de durée d'application "normale" de la charge a été utilisé pour calculer les données du tableau.  
 2) Si des clous de 3 po d'une cloueuse pneumatique sont substitués aux clous de 3 po ordinaires, il faut alors réduire l'effort maximum kN/m (ou lb/pi.lin.) par un facteur de 0.69.  
 3) Ces tables sont basées sur du bois sec non traité.



**Figure B.1.5 Disposition des clous pour ferme maîtresse 5 plis**

Notes supplémentaires:

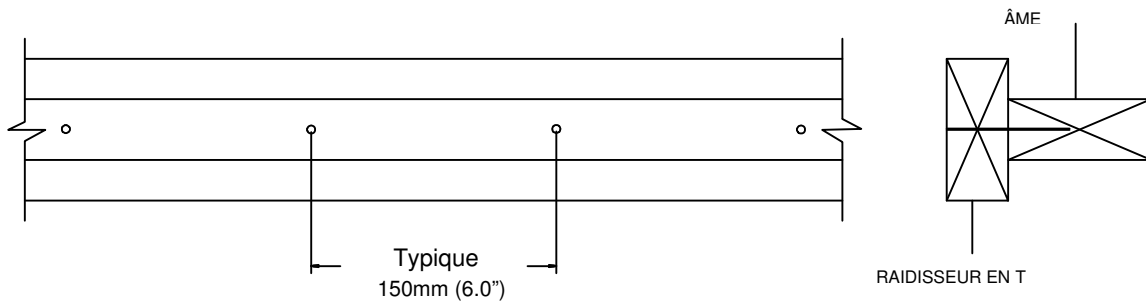
En plus du clouage, les membrures de fermes maîtresses à 5 plis doivent être boulonnées ensemble avec des boulons de 13 mm (1/2 po) et des rondelles, à raison de 1 boulon par panneau.

**TABLEAU C.1.1 FORCE MAXIMALE DANS LES MEMBRURES D'ÂME COMPRIMÉES, EN kN (lb) AVEC UN RAIDISSEUR EN T**

RAIDISSEUR EN T Membrures d'âme Longueur de l'âme mm (po)	38 x 89 (2 x 4)			
	38 x 64 (2 x 3)	38 x 89 (2 x 4)	38 x 114 (2 x 5)	38 x 140 (2 x 6)
915 (36)	27.75 (6240)	37.99 (8542)	47.83 (10750)	57.31 (12880)
1220 (48)	23.61 (5309)	31.61 (7107)	39.00 (8768)	45.89 (10320)
1525 (60)	18.95 (4260)	24.75 (5565)	29.90 (6723)	34.55 (7767)
1830 (72)	14.63 (3291)	18.70 (4205)	22.18 (4987)	25.24 (5674)
2135 (84)	11.11 (2498)	13.94 (3135)	16.30 (3666)	18.34 (4124)
2440 (96)	8.41 (1891)	10.41 (2342)	12.05 (2711)	13.45 (3024)
2745 (108)	6.41 (1442)	7.86 (1768)	9.03 (2031)	10.02 (2253)
3050 (120)	4.94 (1112)	6.02 (1354)	6.88 (1547)	7.59 (1708)

Notes supplémentaires:

Les membrures d'âme et les raidisseurs doivent être en S-P-F qualité N° 2 ou meilleur.  
 Le coefficient de durée d'application normale de la charge a été utilisé pour calculer les données du tableau.  
 Le partage des charges a également été pris en compte.



Clouage : Clous ordinaires de fil métallique de 76mm (3") espacés de 150mm (6.0")

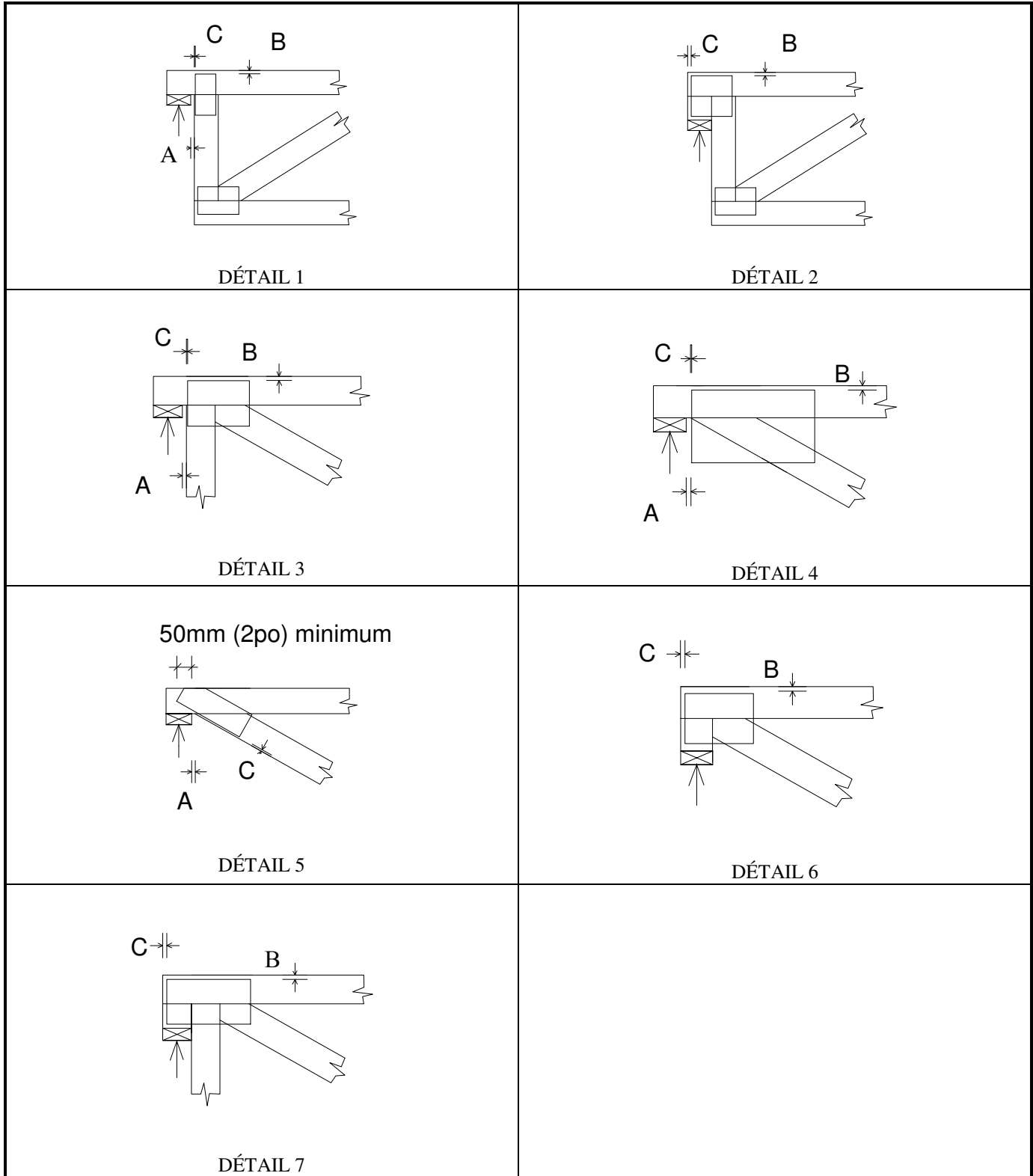
**Figure C.1.1 Disposition des clous pour raidisseur en T sur âme à un seul pli**

TABLEAU D.4.6.6.1 DIRECTIVES POUR JOINT D'APPUI D'UNE MEMBRURE SUPÉRIEURE (BOIS SUR CHANT)

DÉTAIL D'APPUI VOIR FIGURE	DIMENSIONS DE LA MEMBRURE SUPÉRIEURE,  mm (po)	DIMENSION MIN. DES DIAGONALES,  mm (po)	RÉACTION MAXIMALE ADMISSIBLE PONDÉRÉE,  kN (lb)	ÉCART MAXIMAL ADMISSIBLE  mm (po)		
				A	B	C
D.4.6.6.1						
Détail 1	38 x 89 (2x4)	N/A	14.10 (3170)	13 (1/2)	13 (1/2)	3 (1/8)
Détail 2	38 x 89 (2x4)	N/A	14.10 (3170)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
Détail 3,4	38 x 89 (2x4)	38 x 89 (2x4)	11.98 (2694)	13 (1/2)	13 (1/2)	3 (1/8)
	38 x 114 (2x5)	38 x 89 (2x4)	14.80 (3328)	13 (1/2)	38 (1-1/2)	3 (1/8)
	38 x 140 (2x6)*	38 x 89 (2x4)	17.62 (3962)	13 (1/2)	50 (2)	3 (1/8)
Détail 5	38 x 89 (2x4)	38 x 89 (2x4)	16.92 (3804)	13 (1/2)	N/A	6 (1/4)
	38 x 114 (2x5)	38 x 89 (2x4)	19.03 (4279)	13 (1/2)	N/A	6 (1/4)
	38 x 140 (2x6)*	38 x 89 (2x4)	21.15 (4755)	13 (1/2)	N/A	6 (1/4)
Détail 6,7	38 x 89 (2x4)	38 x 89 (2x4)	16.92 (3804)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
		38 x 114 (2x5)	19.74 (4438)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
		38 x 140 (2x6)	22.56 (5072)	N/A	13 (1/2)	13 (1/2)
	38 x 114 (2x5)	38 x 89 (2x4)	17.27 (3883)	N/A	38 (1-1/2)	13 (1/2)
		38 x 114 (2x5)	21.32 (4794)	N/A	38 (1-1/2)	13 (1/2)
		38 x 140 (2x6)	25.38 (5706)	N/A	38 (1-1/2)	13 (1/2)
	38 x 140 (2x6)*	38 x 89 (2x4)	17.62 (3962)	N/A	50 (2)	13 (1/2)
		38 x 114 (2x5)	22.91 (5151)	N/A	50 (2)	13 (1/2)
		38 x 140 (2x6)	28.20 (6340)	N/A	50 (2)	13 (1/2)
* ou plus						

Note: Les réactions maximales pondérées sont pour les membrures en S-P-F et en D.Fir.

**FIGURE D.4.6.6.1 DIRECTIVES POUR JOINT D'APPUI D'UNE MEMBRURE SUPÉRIEURE (BOIS SUR CHANT)**

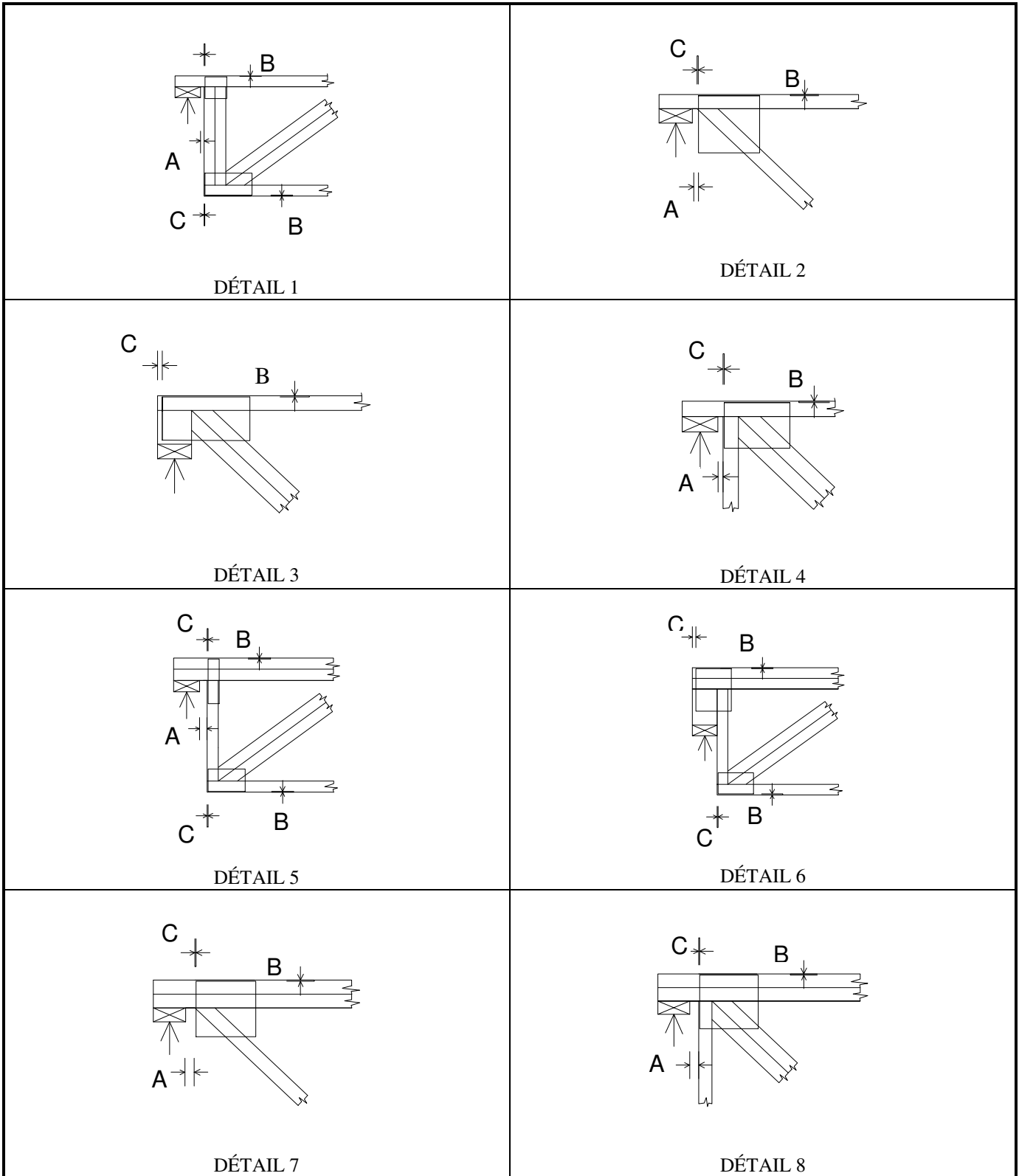


**TABLEAU D.4.6.6.2 DIRECTIVES POUR JOINT D'APPUI D'UNE MEMBRURE SUPÉRIEURE (BOIS SUR PLAT)**

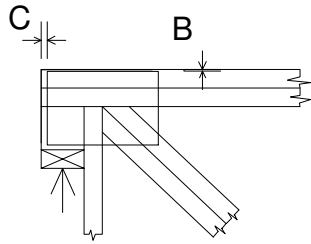
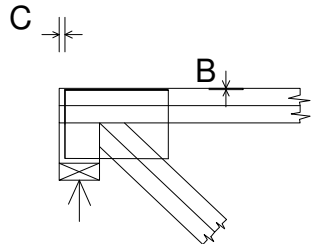
APPUI DE MEMBRURE SUPÉRIEURE TYPE COMME MONTÉ À LA FIGURE D.4.6.6.2		RÉACTION MAXIMALE ADMISSIBLE PONDÉRÉE,  kN (lb)	ÉCART MAXIMAL ADMISSIBLE, mm (po)		
			A	B	C
Membrure supérieure simple 4 x 2	Détail 1,2	4.23 (951)	13 (1/2)	3 (1/8)	3 (1/8)
	Détail 3	11.28 (2536)	N/A	3 (1/8)	13 (1/2)
	Détail 4	4.23 (951)	13 (1/2)	3 (1/8)	3 (1/8)
Membrure supérieure double 4 x 2	Détail 5, 7, 8	11.28 (2536)	13 (1/2)	3 (1/8)	3 (1/8)
	Détail 6	11.28 (2536)	N/A	3 (1/8)	13 (1/2)
	Détail 5, 6 (à la MI)		N/A	3 (1/8)	3 (1/8)
Membrure supérieure double 3 x 2	Détail 7, 8	8.06 (1811)	13 (1/2)	3 (1/8)	3 (1/8)
Membrure supérieure double 4 x 2	Détail 9,10	28.20 (6340)	N/A	3 (1/8)	13 (1/2)

Note: Les réactions maximales pondérées sont pour les membrures en S-P-F et en D.Fir.

**FIGURE D.4.6.6.2 DIRECTIVES POUR JOINT D'APPUI D'UNE MEMBRURE SUPÉRIEURE (BOIS SUR LE PLAT)**



**FIGURE D.4.6.6.2 DIRECTIVES POUR JOINT D'APPUI D'UNE MEMBRURE SUPÉRIEURE (BOIS SUR LE PLAT)**

 <p style="text-align: center;">DÉTAIL 9</p>	 <p style="text-align: center;">DÉTAIL 10</p>

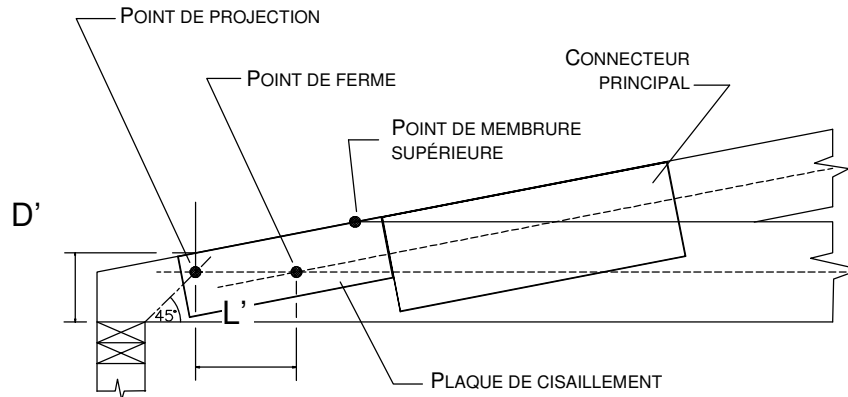
**E.1 PROTECTION ANTICORROSION DES CONNECTEURS MÉTALLIQUES**

1. Dans les cas des connecteurs métalliques utilisés avec du bois traité chimiquement ou dans des conditions environnementales inhabituelles ou exposés aux intempéries, ces connecteurs doivent recevoir une protection anticorrosion additionnelle lorsque ces conditions sont mentionnées par le concepteur/ingénieur du bâtiment.
2. Les connecteurs métalliques galvanisés G90 exposés aux conditions environnementales décrites ci-dessus doivent recevoir une couche d'une des combinaisons de produits suivantes:
  - a) Apprêt époxyde-polyamide (SSPC-Paint 22)
  - b) Époxyde de goudron de rouille-polyamide noir ou peinture rouge foncé (SSPC-Paint 16)
  - c) Chromate de zinc basique-apprêt réactif butyral vinylique (SSPC-Paint 27) et peinture au mastic asphaltique appliquées à froid (film de peinture super épais) (SSPC-Paint 12)
  - d) Tout revêtement ou traitement acceptable au concepteur/ingénieur du bâtiment.
3. Ces protections doivent être appliquées au pinceau, sur le chantier, sur les connecteurs métalliques enfoncées, pendant ou après le montage des fermes. Les connecteurs métalliques enfoncées doivent être exempts de saleté et d'huile avant l'application de la protection. De plus, le mode d'emploi du fabricant doit être respecté intégralement.

Note: Selon les connaissances actuelles de l'industrie, ces produits prolongeront la vie utile des connecteurs métalliques dans les conditions prévues en 1. ci-dessus.

Aucune garantie, autre que celle offerte par le fabricant des produits, n'est offerte ni implicitement ni explicitement. Utilisés en atmosphère fortement corrosive, ces protections pourraient nécessiter de l'entretien dans le cadre du programme de maintenance régulier du bâtiment.

## F.1 CONCEPTION DE LA PLAQUE DE CISAILLEMENT D'UN JOIN DE TALON DE TYPE FERME MAÎTRESSE



Point de ferme – intersection de l'axe de la membrure supérieure et de l'axe de la membrure inférieure.

Point de projection – intersection de la ligne à 45° du bord inférieure de l'appui et l'axe de la membrure inférieure.

Point de membrure supérieure – point de départ du biseau de la membrure supérieure.

### Exigences de plaque de cisaillement:

Le cisaillement doit être vérifié lorsque le point de projection est plus près de l'extrémité de la ferme que du point de ferme.

Si  $P_A > P_W$ , il faut prévoir des plaques de cisaillement.

où

$P_A$	=	Force de cisaillement pondérée au talon de la ferme maîtresse, N (lb)
$P_A$	=	$\frac{1.5RL'}{D'}$
R	=	Réaction N (lb)
$L'$	=	Distance entre le point de projection et le point de ferme, mm (po)
$D'$	=	Hauteur de l'élément de bois au point de projection, mm (po)
$P_W$	=	Résistance au cisaillement pondérée du bois sans plaque, N (lb)
$P_W$	=	$\phi F_v n t L'$
$\phi$	=	0.9
$F_v$	=	$f_v K_D K_{Hv} K_{Sv} K_T K_{Zv}$
t	=	Épaisseur du bois, par pli, mm (po)
$f_v$	=	Résistance au cisaillement prévue, MPa (Psi)
n	=	Nombre de plis
$K_D$	=	Coefficient de durée d'application de la charge
$K_{Hv}$	=	Coefficient de partage des charges pour le cisaillement
$K_{Sv}$	=	Coefficient de condition d'utilisation pour le cisaillement
$K_T$	=	Coefficient de traitement
$K_{Zv}$	=	Coefficient de dimension pour le cisaillement

**Calcul de la plaque de cisaillement:**

La plaque de cisaillement doit être dimensionnée et placée par rapport à l'axe de la membrure inférieure de manière à couvrir la distance  $L'$  pour que:

- i) L'aire de la plaque de cisaillement au-dessus et en dessous de l'axe de la membrure inférieure puisse résister à la force de cisaillement nette intervenant au talon de la ferme maîtresse.

$$\text{Force de cisaillement nette} = \frac{P_A - P_W}{n}$$

- ii) La longueur de la plaque de cisaillement le long de l'axe de la membrure inférieure doit être telle que la capacité en cisaillement de la plaque, le long de l'axe de la membrure inférieure, soit plus grande ou égale à la force de cisaillement nette intervenant au talon de la ferme maîtresse. La longueur de cisaillement calculée ne doit pas être inférieure à  $L'$ .

**Notes:**

1. Lorsque le connecteur principal nuit au positionnement de la plaque de cisaillement secondaire, le connecteur principal doit être suffisamment long pour assurer la force d'ancrage et la capacité en cisaillement exigées par la force de cisaillement nette.
2. La hauteur amincie de la membrure inférieure, au bord interne de l'appui, ne devrait pas être inférieure à la moitié de la dimension de la membrure inférieure ou à 100 mm (4 po), selon la plus grande valeur.
3. Une vérification additionnelle du moment devrait être faite lorsqu'il y a prolongement de la membrure inférieure au-delà de la membrure supérieure. Le moment à utiliser pour effectuer cette vérification correspond à la réaction globale de la portée multipliée par la distance entre le bord intérieur de l'appui et le point de membrure supérieure.

## **Critères minimum de qualité dans la fabrication**

L'objectif de cette annexe est d'introduire des tolérances minimales qui puissent accompagner la norme de calcul TPIC-2007 pour tenir compte des défauts de matériaux et des erreurs de fabrication. C'est la responsabilité du fabricant de hausser ces tolérances pour les fermes qui ne pourraient pas être produites à l'intérieur des limites décrites dans cette annexe.

### **Dessin d'atelier des fermes**

Les dessins d'atelier des fermes sont des documents fournis au personnel de l'usine pour fabriquer chacune des fermes. Ils donnent les détails agrandis des joints, les exigences en terme du nombre de dents, la liste de sciage, le plan de la ferme et/ou des points de montage du gabarit.

### **Bois**

Le bois doit répondre aux critères indiqués dans la Section 2.1 de la norme TPIC. La dimension, l'essence et la qualité minimale seront tel qu'indiqué sur le plan d'atelier des fermes.

Les fendillements causés par le procédé de fabrication dans n'importe quelle pièce de bois ne devraient pas excéder ce qui est tolérable pour la classe et l'essence du bois utilisé.

### **Connecteurs**

La Section 5.1 de la norme de calcul TPIC donne les conditions selon lesquelles les critères de calcul sont établis. Lorsque ces conditions ne peuvent être respectées durant la fabrication, il est recommandé que les critères de calcul des connecteurs soient ajustés pour tenir compte du mauvais placement ainsi que de l'inefficacité de certaines dents. Cette section donne des indications pour ajuster les critères de calcul à la qualité que l'on peut atteindre durant le processus de fabrication.

Les connecteurs seront du type, de la jauge et de la marque, et au moins de la largeur et de la longueur indiquées sur le dessin d'atelier de la ferme.

### **Positionnement**

Le concepteur des fermes devra utiliser une tolérance minimale de 6 mm (1/4") dans le positionnement des connecteurs. Il devra déterminer le connecteur et le positionnement qui résisteront aux forces latérales induites dans chaque membrure. Pour se faire, le connecteur pourra être déplacé par bond de 6 mm (1/4") et vérifié s'il résiste aux forces induites dans chacune des membrures. Le connecteur pourra être déplacé vers le haut, vers le bas, à gauche, à droite, vers le haut à gauche, vers le bas à gauche, vers le haut à droite et vers le bas à droite. Si le connecteur ne résiste pas à la force induite dans une quelconque membrure, sa dimension sera augmentée et vérifiée de nouveau avec différents déplacements.

Lors de la fabrication, les connecteurs seront positionnés selon ce qui est indiqué sur le dessin d'atelier de la ferme en n'excédant pas la tolérance de positionnement de 6 mm (1/4"). Dans aucun cas, la position du connecteur sera telle que le nombre de dents enfoncées efficacement dans une membrure soit inférieur à ce qui est exigé par le calcul.

## **Dents efficaces :**

Une dent efficace est une dent totalement enfoncée perpendiculairement à la surface de la membrure dans du bois de qualité et dont l'angle entre l'axe des perforations des dents et le fil du bois est inférieur à  $10^{\circ}$  par rapport à ce qui est indiqué sur le dessin d'atelier de la ferme.

## **Dents inefficaces :**

Les dents inefficaces sont celles enfoncées au dessus d'une section d'écorce, de trous de nœud, de nœuds non attachés, de nœuds pourris, de poches de sève, de bois pourri, de trous ou de joints ouverts. Les dents qui ont été aplaties avant ou pendant le pressage ou celles qui ne sont pas complètement enfoncées et qui laissent entre le connecteur et le bois un écart égal ou supérieur à 1.6 mm (1/16") sont considérées inefficaces. Les dents situées à moins de 13 mm (1/2") de l'extrémité ou à moins de 6 mm (1/4") du bord d'une membrure, sont considérées inefficaces lorsque le calcul a été fait selon la méthode de calcul de la surface nette.

## **Dents partiellement efficaces :**

Les dents dont l'écart en enfoncement est supérieur à 0.8 mm (1/32") mais inférieur à 1.6 mm (1/16") seront considérées efficaces à 60%.

Lorsqu'un connecteur est installé sur une surface de bois où il y a des trous provenant des dents d'un connecteur installé précédemment mais où le bois n'est pas autrement abîmé, l'efficacité des dents sera considérée comme étant de 50%.

## **Efficacité minimum des dents :**

Le concepteur des fermes doit prévoir une réduction de la résistance en arrachement d'au moins 10% de chaque membrure pour tenir compte de l'inefficacité de certaines dents. Cette exigence peut être satisfaite en limitant le JSI de chaque membrure à 0.90. Le nombre exigé de dents efficaces sur chaque membrure, qui est montré aux dessins d'atelier des fermes ou sur d'autres documents, sera calculé suivant la Section 5.1. Ceci signifie que durant la fabrication, la moyenne du nombre de dents efficaces sur les deux cotés du joint, dans une membrure quelconque, ne sera jamais inférieure au nombre de dents spécifié sur le dessin d'atelier. Lorsqu'on calcule la moyenne du nombre de dents sur chaque coté du connecteur, aucun coté n'aura un nombre de dents efficaces inférieur à 85% de ce qui est requis.

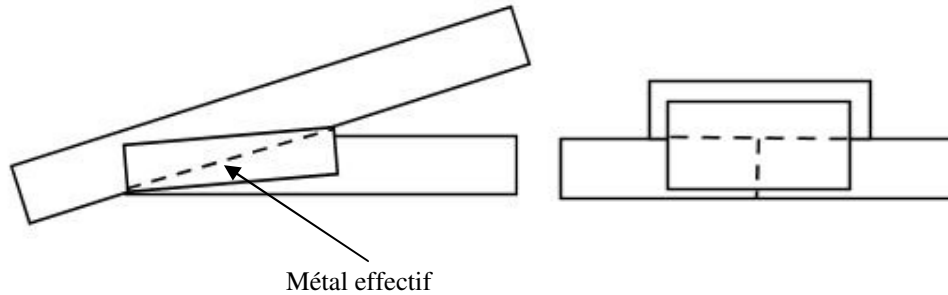
## **Index de la force d'un joint (IFJ) :**

Cet index (JSI en anglais, Joint Stress Index) est obtenu en divisant la force transmise dans une membrure par la force latérale offerte par les dents enfoncées dans cette membrure. Si une membrure transmet une force de 4.0 kN (900 lb) et que les dents du connecteur peuvent résister à une force de 4.45 kN (1000 lb), le IFJ sera de 0.90.

## **Partie métallique effective d'un connecteur :**

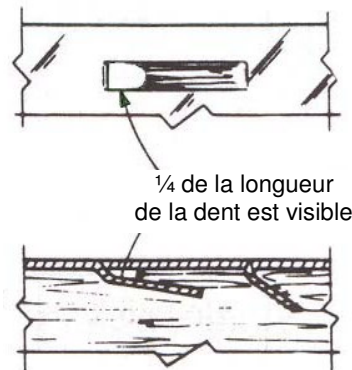
La somme en largeur ou en longueur des parties métalliques des deux connecteurs sur un joint (cisaillement ou tension) ne devra jamais être inférieure à 95% de celle qui est spécifiée sur le dessin d'atelier de la ferme.

Tous les blocages supplémentaires tels que les cales et blocages des entures doivent être installés comme indiqué sur le dessin d'atelier de la ferme.



### Aplatissement des dents :

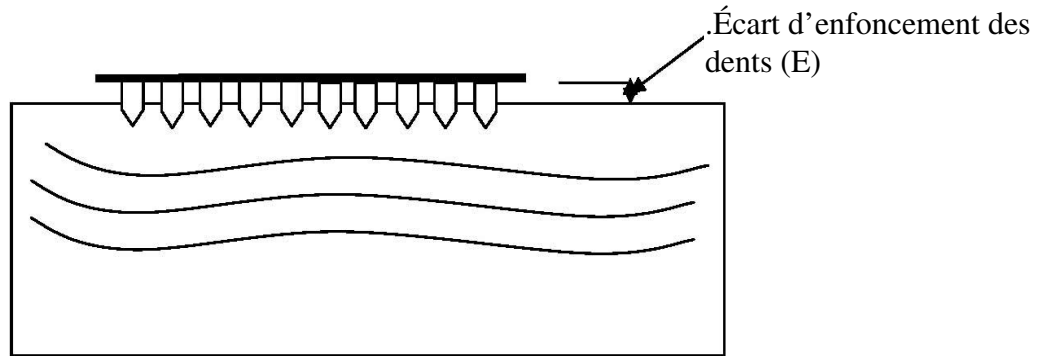
Après pressage, les dents sont considérées aplaties et inefficaces si  $\frac{1}{4}$  ou plus de la surface de la dent est vue à travers l'ouverture produite par la perforation dans le métal. Une dent sera également considérée aplatie si la surface du bois s'est soulevée (c.à.d. que le bois est soulevé par rapport à la face de la membrure) dans l'ouverture de la dent du connecteur considéré.



Les deux dents de cette ouverture sont considérées comme inefficaces.

### Écart d'enfoncement des dents :

Après le pressage, toutes les dents d'un connecteur devront être complètement enfoncées dans chaque membrure. Les dents, dont l'écart entre le connecteur et la surface du bois est inférieur à 0.8 mm ( $\frac{1}{32}$ " ), seront considérées comme efficaces. Si cette distance est supérieure à 1.6 mm ( $\frac{1}{16}$ " ), elles seront considérées comme inefficaces. Si cette distance est comprise entre 0.8 mm ( $\frac{1}{32}$ " ) et 1.6 mm ( $\frac{1}{16}$ " ), ces dents seront considérées efficaces à 60%.



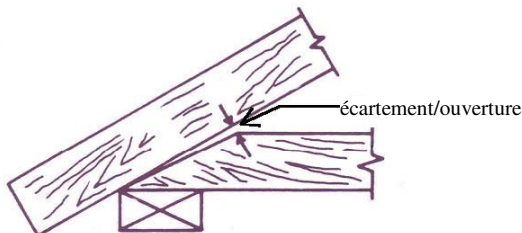
**Tableau de l'efficacité des dents – Écart d'enfoncement (E)**

Écart d'enfoncement (E)	Efficacité des dents en %
0 mm < E < 0.8 mm (0" < E < 1/32")	100%
0.8 mm ≤ E < 1.6 mm (1/32" ≤ E < 1/16")	60%
E ≥ 1.6 mm (E ≥ 1/16")	0%

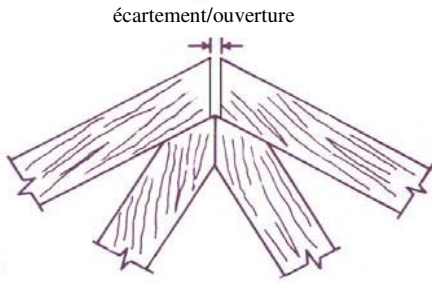
### Assemblage des fermes

#### **Ouverture des joints entre les membrures**

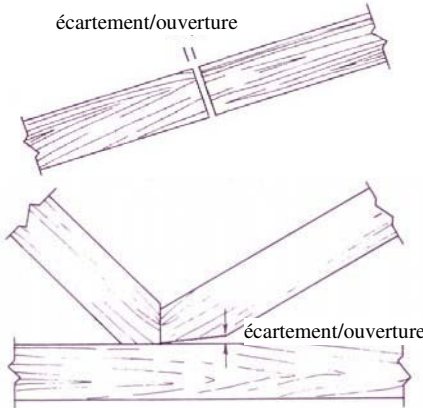
Le contact des extrémités des membrures d'un même joint se fera bois sur bois. L'écartement (ouverture) entre les extrémités d'un joint après pressage ne devra pas dépasser 1.6 mm (1/16") pour un joint en compression ce qui inclue les joints à pente brisée et 3 mm (1/8") pour tous les autres joints.



L'écartement (ouverture) dans un joint de talon ne dépassera pas 3 mm (1/8") entre le chevron et la membrure inférieure

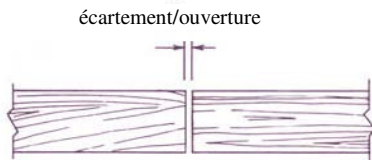


L'écartement (ouverture) dans le joint du faîte des chevrons ne dépassera pas 1.6 mm (1/16")



L'écartement (ouverture) dans une enture en compression ne dépassera pas 1.6 mm (1/16")

L'écartement (ouverture) pour les membrures intérieures ne dépassera pas 3 mm (1/8")



L'écartement (ouverture) dans une enture en tension ne doit pas dépasser 3 mm (1/8").

**Dimensions hors tout d'une ferme :**

La différence entre les dimensions d'une ferme après fabrication et celles indiquées sur le dessin d'atelier ne devra pas dépasser celle indiquée dans le tableau ci-dessous :

Dimensions de la ferme	Différence maximale entre la ferme fabriquée et le dessin d'atelier mm (pouces)
Longueur 9144 mm ≤ (30 pi)	6 mm (1/4")
Longueur 9144 mm > (30 pi)	13 mm (1/2")
Hauteur totale 1200 mm ≤ 4 pi)	3 mm (1/8")
Hauteur totale 1200 mm > 4 pi)	6 mm (1/4")
Talon gauche / hauteur extrémité gauche	3 mm (1/8")
Talon droit / hauteur extrémité droite	3 mm (1/8")
Débord gauche	3 mm (1/8")
Débord droit	3 mm (1/8")