LES CHARPENTES EN BOIS LAMELLÉ
Recommandations professionnelles

Note N° 12
Février 2016

Depuis de nombreuses années, la profession du bois lamellé a accompagné le développement de son matériau et de ses usages en publiant des documents et règles professionnelles.

Parmi les principaux textes, on peut citer :

- 1974 – *Guide pratique de conception et de mise en œuvre*
- 1988 – *Recueil de contributions au calcul des éléments et structures en bois*, *Annales ITBTP*, 1re partie
- 1991 – *Recueil de contributions au calcul des éléments et structures en bois*, *Annales ITBTP*, 2e partie
- 2000 – *Note FIBC : Contraintes admissibles et propriétés associées au bois lamellé collé et au bois massif*
- 2009 - *Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois : Programme AQCEN EC5*
- 2016 – *Note FIBC / SNBL : Recommandations pour la réparation de bois lamellé structural présentant des fissures ou des fentes*
- 2016 – *Note FIBC / SNBL : Les encastrements dans les structures en bois lamellé, recommandations pour la conception, le calcul et la réalisation*

La plupart de ces documents ont été établis sur la base des règles CB 71, code de calcul en application à cette époque.

L'arrivée de l'EC5, sa mise en œuvre en avril 2010 et sa pratique effective au dimensionnement de nouveaux ouvrages, ont conduit de nouveau la profession à éditer une série de recommandations et d'interprétations, permettant aux bureaux intégrés ou non de concevoir et calculer des ouvrages dans les conditions de fiabilité optimale. Certaines de ces nouvelles recommandations s'appuient pour partie, sur les textes précédemment cités.

Fruit du travail d'un groupe composé de membres de la commission technique du SNBL, de bureaux d'études spécialisés, de chercheurs, du FCBA et de bureaux de contrôle, ces recommandations ont vocation à être utilisées pour tous les ouvrages en bois lamellé concernés.

Le Président du SNBL
Eric VERRIERE

Le Président de la Commission technique
Philippe BELLIARD

Fédération de l'Industrie Bois Construction
SNBL - Commission technique
Document professionnel

FIBC
L'Industrie Bois Construction

Note N° 12
Février 2016

Domaine d'application 4

I. Dimensionnement en compression transversale des appuis de poutres 5

I. 1. Introduction 5

I. 2. Appui perpendiculaire au fil 5

I. 3. Appui incliné au fil 7

I. 4. Appui fretté par vissage 8

I. 4. a. Principe du frettage 8

I. 4. b. Caractéristiques des vis 9

I. 4. c. Calibration et mise en œuvre des vis 9

I. 4. d. Rupture par enfoncement des vis dans le bois $F_{ax,Rd}$ 10

I. 4. e. Rupture par flambement des vis dans le bois $F_{b,Rd}$ 11

I. 4. f. Rupture du bois par compression au-dessus des vis $F_{c,90,l2,d}$ 13

Bibliographie 13

II. Poutres entaillées aux appuis 14

II. 1. Notion d'entaille 14

II. 2. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de l'entaille 16

II. 3. Renforcement par frettage pour reprendre les efforts de traction transversale 17

II. 3. a. Effort de traction transversale 17

II. 3. b. Préconisations sur le frettage par vis 17

II. 3. c. Vérification des vis 18

Bibliographie 19

III. Vérification des lamelles tranchées 20

III. 1. Dispositions constructives 20

III. 2. Vérification des lamelles tranchées 23

III. 2. a. Critère énergétique de fissuration 23

III. 2. b. Justifications 24

Bibliographie 25

IV. Joints cantilevers 26
IV. 1. Introduction 26
IV. 2. Les différents types de joints cantilevers 27
IV. 2. a. Les joints cantilevers sans articulation matérialisée 28
IV. 2. b. Les joints cantilevers avec articulation matérialisée 29
IV. 3. Dispositions constructives 32
IV. 3. a. Permettre la rotation 32
IV. 3. b. Entaille à l'appui 33
IV. 3. c. Prévoir le retrait 33
IV. 3. d. Prévoir les inversions d'effort 34
IV. 3. e. Prévoir les inversions de moment et le blocage latéral 34
Bibliographie 34

V. Conception des joints de continuité et exemples de dispositions constructives 35
V. 1. Types 1 et 2 du guide AQCEN 35
V. 1. a. Avec flasques en bois à fil parallèle aux poutres 35
V. 1. b. Avec flasques métalliques 35
V. 2. Autres types 36
V. 2. a. Vérification 36
V. 2. b. Dispositions constructives 38
Bibliographie 39

VI. Déformations engendrées par le retrait dans les éléments courbes 40
VI. 1. Le phénomène d'auto-cintrage 40
VI. 2. Application au cas d'un portique à trois articulations 42
VI. 3. Exemples numériques 43
VI. 3. a. Structure isostatique 43
VI. 3. b. Structure hyperstatique 44
VI. 4. Conclusion 46
Bibliographie 46

ANNEXE : Théories de RDM pour lamelles tranchées 47
1. RDM des poutres bois à inertie variable 47
2. Contraintes dans les axes orthotropes 49
3. Critères de rupture 51
3. 1. Critère de la contrainte maximale 51
3.2 Critère énergétique d'endommagement 51
Bibliographie 52

Domaine d'application

Ce document est limité au domaine d'application suivant :

- Bois lamellé-collé conforme à la NF EN 14080 (2013) et marqué CE ou certifié ACERBOIS GLULAM
- Ouvrages neufs. Pour les ouvrages existants, une étude particulière doit être prévue pour adapter ces recommandations. *Cette étude doit à minima comporter un diagnostic de l'existant permettant de qualifier le matériau et les conditions d'exploitations de l'ouvrage.*
- Utilisation de la note est réservée à un professionnel qualifié.

I. DIMENSIONNEMENT EN COMPRESSION TRANSVERSALE DES APPUIS DE POUTRES

De nombreux travaux de recherches avec expérimentations sur le thème de la compression transversale ont été portés par la profession du bois lamellé depuis 2008. Ces travaux réalisé par l'ENSAM-CLUNY et le laboratoire de l'IUT d'EGLETONS avec l'appui du CODIFAB ont permis de valider, de compléter et d'optimiser les approches calculatoires développées dans l'EC5 et son document d'application nationale. Elles sont présentées ci-après.

I. 1. Introduction

L'article 6.1.5 de l'Eurocode 5 [1], traitant de la compression transversale aborde partiellement le dimensionnement des appuis des poutres en bois lamellé collé. Cette note complète cette méthode de calcul par :

- la vérification de la compatibilité avec la rotation d'appui [3] [4]
- le dimensionnement des appuis inclinés au fil du bois [2]
- le dimensionnement des appuis frettés pas vissage [5]

Cette note s'applique spécifiquement aux éléments en bois lamellé collé.

I. 2. Appui perpendiculaire au fil

Pour les compressions perpendiculaires au fil du bois, on doit satisfaire l'équation (6.3) de l'article 6.1.5 de l'EC5 [1]

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

avec :

- $f_{c,90d}$ est la valeur de calcul de la résistance en compression perpendiculaire au fil
- $F_{c,90d}$ est la valeur de calcul de la charge en compression perpendiculaire au fil
- $k_{c,90}$ est un facteur de configuration de charge (voir figure 1 : calcul de $k_{c,90}$ et de A_{ef})
  - Sur l'appui continu :

    si $l_1 \geq 2h$ **alors** $k_{c,90} = 1{,}75$

    si $l_1 < 2h$ **alors** $k_{c,90} = 1$

  - Sur appuis discrets avec chargement réparti et/ou charges concentrées à une distance de l'appui supérieure à 2h :

    $k_{c,90}$ = 1,5 pour les bois massifs

    $k_{c,90}$ = 1,75 pour les bois lamellé à condition que l ≤ 400 mm

- A_{ef} est l'aire de contact efficace en compression perpendiculaire au fil (voir figure 1)

  $A_{ef} = b.l_{ef}$ **avec** $l_{ef} = \min(30; a) + l + 30$

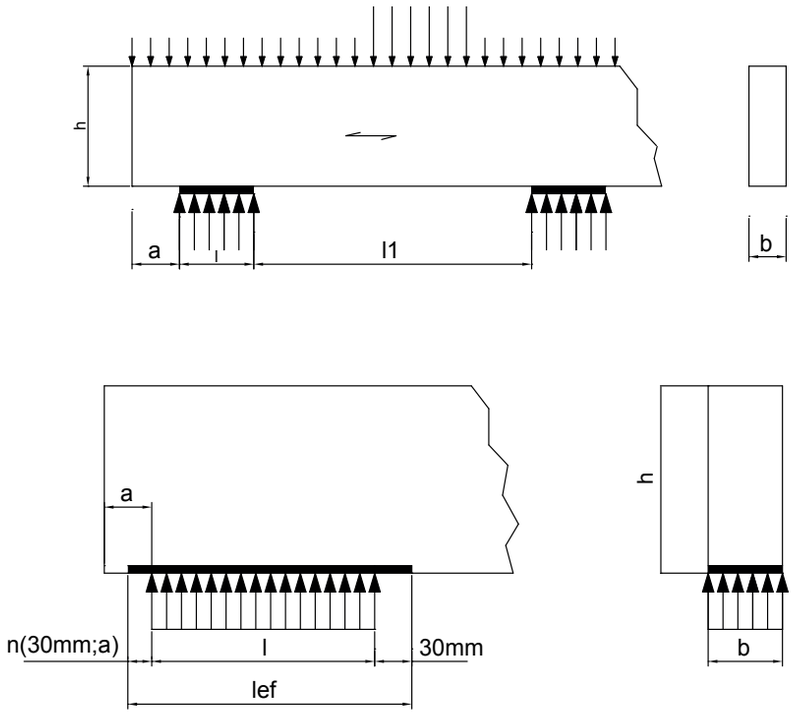


Figure 1[1] : Calcul de $k_{c,90}$ et de A_{ef}

En complément, on doit vérifier la compatibilité entre la rotation d'appui β et la longueur d'appui l. Elle est vérifiée, si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- le déplacement vertical (± dr) entre l'une des extrémités de la longueur d'appui et l'axe de l'appui doit être inférieur ou égal à **4 mm** sous combinaisons ELS [3] (voir figure 2 : Déplacement vertical dû à la «rotation de l'appui»)[2]
- pour une longueur d'appui l >300 mm : l doit être inférieure à h [4] et pour l entre 2h/3 et h une étude particulière doit être faite pour définir la répartition de la pression de contact.

Dans le cas contraire, il faut prévoir un système permettant « la rotation de l'appui » (appui élastomère, appui rotule, réduire la longueur d'appui…)

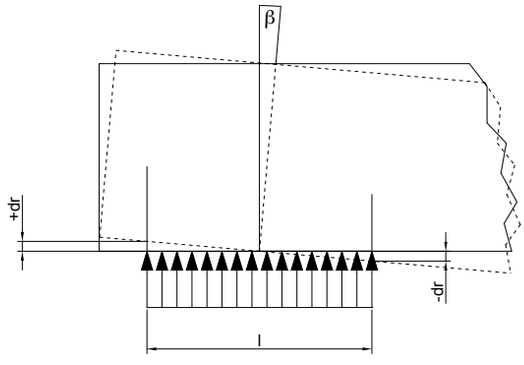


Figure 2 : Déplacement vertical dû à la «rotation de l'appui»

1. Pour les poutres sur appuis discontinus l1 est la distance entre appuis du même coté de la poutre.
2. Cette valeur correspond au critère d'enfoncement limite au bord de l'appui. Au delà de cette limite, on ne retrouve plus la courbe «effort/déplacement» lorsque l'effort est supérieur à $f_{c,90,k}$.

I. 3. Appui incliné au fil

Pour la compression inclinée par rapport au fil du bois, on doit satisfaire l'équation de l'article 6.2.2 de l'Eurocode 5 [1] avec la définition de l'aire de contact [2] :

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,d}}{A_{\alpha,ef}} \quad \text{et}$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} . sin^2(\alpha) + cos^2(\alpha)}$$

avec :

- $F_{c,\alpha,d}$ est la valeur de calcul de la charge en compression inclinée au fil
- $k_{c,90}$ est un facteur de configuration de charge (voir figure 3)

si $l_1 \geq 2h$ **alors** $k_{c,90} = 1{,}75$

si $l_1 < 2h$ **alors** $k_{c,90} = 1$

$A_{\alpha,ef}$ est l'aire de contact efficace en compression inclinée par rapport au fil [2] (voir figure 3)

$$A_{\alpha,ef} = b \,.\, l_{\alpha,ef} \quad \text{avec} \quad l_{\alpha,ef} = \min(30 \cdot \sin\alpha; a) + l + 30 \cdot \sin\alpha$$

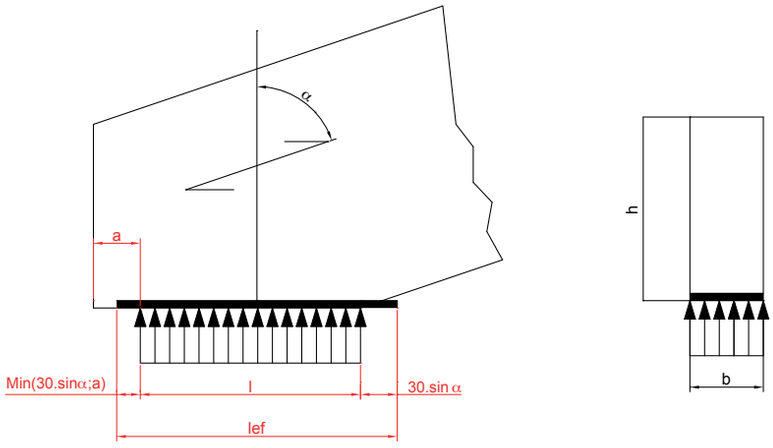


Figure 3 : Appui incliné au fil

En complément, on doit, également vérifier la compatibilité entre la rotation d'appui β et la longueur d'appui l. Elle est vérifiée, si les deux conditions énoncées au chapitre I.2 sont satisfaites.

I. 4. Appui fretté par vissage

I. 4. a. Principe du frettage

Le principe du frettage d'appui est de transférer la contrainte de cisaillement non pas seulement en compression dans le bois, mais aussi en comprimant progressivement les vis de frettage pour compléter le transfert de charge sur l'appui.

Figure 4 - Frettage d'appui

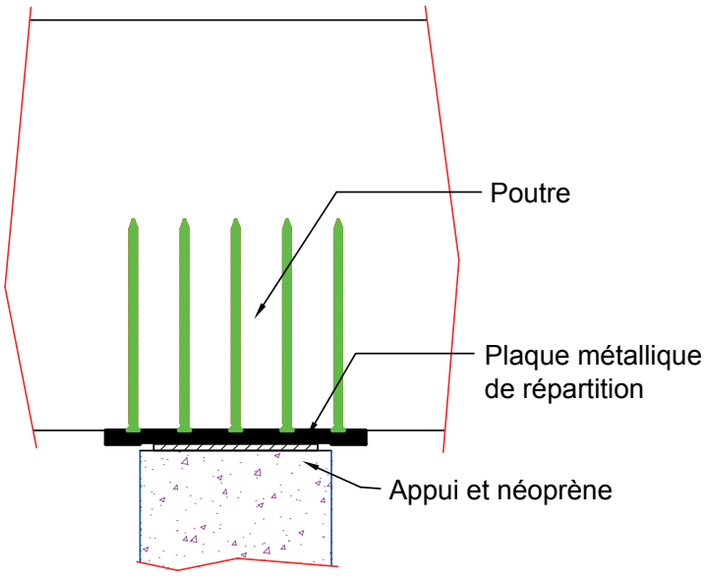


Figure 5 : Frettage d'appui

Une plaque métallique de répartition doit être positionnée entre la poutre et l'appui et dimensionnée suivant l'Eurocode 3 afin d'éviter le poinçonnement des vis sur l'appui et de maintenir la surface de contact.

I. 4. b. Caractéristiques des vis

Les vis utilisées pour effectuer le frettage doivent être marquées CE (conformes à l'EN 14592 ou sous un ATE donnant le paramètre d'arrachement $f_{ax,k}$ et les valeurs de flambement unitaire $f_{b,d}$). De plus, elles devront respecter les conditions suivantes :

- une résistance ultime à la traction de l'acier $f_{ub} \geq 600$ Mpa
- une résistance limite élastique de l'acier $f_{yb} \geq 480$ Mpa

Les vis sont à filetage total. La tête doit être affleurante.
La mise en œuvre doit être conforme aux prescriptions du fabricant (pré-perçages, etc.)

I. 4. c. Calibration et mise en œuvre des vis

Le nombre et la répartition des vis sont définis suivant les calculs détaillés ci-dessous et en prenant en compte les considérations suivantes :

- la longueur de pénétration maximale prise en compte dans les calculs ne dépassera pas la demi-hauteur de la poutre
- les pinces minimales définies dans le tableau 8.6 à l'article 8.7.2(2) de l'Eurocode 5 ($a_1 = 7d$; $a_2 = 5d$; $a_3 = 10d$; $a_4 = 4d$)
- les vis sont réparties de façon uniforme sur la longueur de l'appui

Il convient de déterminer la valeur de la capacité de résistance de l'appui comme la valeur minimale des 3 modes de rupture suivants :

a) **rupture des vis par enfoncement** dans le bois combinée avec celle de l'appui (cf. chapitre I.4.d)

$$F_{ax,\alpha,d} + k_{c,90} \cdot l_{ef} \cdot b \cdot f_{c,90,d}$$

b) **rupture des vis par flambement** combinée avec celle de l'appui (cf. chapitre I.4.e)

$$F_{b,Rd} + k_{c,90} \cdot l_{ef} \cdot b \cdot f_{c,90,d}$$

c) **rupture du bois par compression** transversale au-dessus des vis

$$F_{c,90,i_z,d}$$

Figure 6 : Flambement de vis (publication Bejkta I. et Blass H.J [5])

I. 4. d. Rupture par enfoncement des vis dans le bois $F_{ax,Rd}$

Il convient de calculer la rupture par enfoncement des vis dans le bois selon l'Eurocode 5 [1].

NOTA : la valeur de rupture à l›enfoncement est égale à la valeur de rupture à l›arrachement.

L'article 8.7.2 de l'Eurocode 5 différencie 2 cas :

1. Soit conformément à l'article 8.7.2 (4), dans les cas où :

- diamètre extérieur filet (d) compris entre 6 et 12 mm
- diamètre intérieur filet (d_{int}) compris entre 60 % et 75 % du diamètre extérieur

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} \,.\, f_{ax,k} \,.\, d \,.\, l_{ef} \,.\, k_d}{1{,}2 \,.\, cos^2(\alpha) + sin^2(\alpha)} \qquad (8.38)$$

$$f_{ax,k} = 0{,}52 \,.\, d^{-0{,}5} \,.\, {l_{ef}}^{-0{,}1} \,.\, {\rho_k}^{0{,}8} \qquad (8.39)$$

$$k_d = min \begin{cases} \dfrac{d}{8} \\ 1 \end{cases} \qquad (8.40)$$

Avec :

- $F_{ax,\alpha,Rk}$ est la valeur caractéristique de la capacité résistante à l'arrachement de l'assemblage à un angle α par rapport au fil, en N ;
- $f_{ax,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance à l'arrachement perpendiculairement au fil, en N/m² ;
- n_{ef} est le nombre efficace de tire-fonds, voir en 8.7.3 (8)
- l_{ef} est la longueur de pénétration de la partie filetée,en mm ;
- ρ_k est la masse volumique caractéristique, en kg/m³ ;
- α est l'angle formé par l'axe du tire-fond et la direction du fil, avec α ≥ 30°

Suivant article 8.7.2(8) : avec n le nombre de vis de frettage.

2. Soit conformément à l'article 8.7.2 (5) dans les autres cas :

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \,.\, f_{ax,k} \,.\, d \,.\, l_{ef}}{1{,}2 \,.\, cos^2(\alpha) + sin^2(\alpha)} \frac{{\rho_k}^{0{,}8}}{\rho_a} \qquad (8.40a)$$

où

- $f_{ax,k}$ est le paramètre d'arrachement caractéristique perpendiculaire au fil, déterminé selon l'EN 14592 pour la masse volumique associé ρ_a ;
- ρ_a est la masse volumique associé à $f_{ax,k}$, en kg/m³.

avec $f_{ax,k}$ et ρ_a donnés par le fabriquant de la vis dans sa déclaration de performance (DoP).

I. 4. e. Rupture par flambement des vis dans le bois $F_{b,Rd}$

Il convient de calculer la rupture par flambement des vis dans le bois selon :

$$F_{b,Rb} = n \cdot f_{b,d}$$

avec :

- *n* est le nombre de vis
- $f_{b,d}$ est la valeur de calcul de flambement unitaire déterminée par
  - le fabricant pour les vis sous ATE
  - le calcul suivant les articles I.4.5.1 ou I.4.5.2 (méthodes issues de l'Eurocode 3-1 (article 6.3.1) et de la publication de I. Bejkta et H-J. Blass [5])

a) Calcul de $f_{b,d}$

Il convient de calculer la rupture par flambement $f_{b,d}$ selon avec l'Eurocode 3 (NF EN 1993-1-1, § 6.3.1) :

$$f_{b,d} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

- γ_{M1} tel que défini dans NF EN 1993-1-1 (γ_{M1}= 1 dans NF EN 1993-1-1 de 2007)
- f_y est la résistance limite élastique de l'acier
- χ est le coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré
- A est la section transversale (surface au diamètre intérieur de la vis)

Le coefficient χ se calcul à partir de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mais} \quad \chi \leq 1{,}0$$

où

- $\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$

α = 0,49 pour la courbe de flambement de type c valable pour les sections pleines (cf. tableaux 6.1 et 6.2 de la norme NF EN 1993-1-1)

L'effort critique de flambement N_{cr}, pour les têtes de vis libres en rotation, est calculé selon la formule :

$$N_{cr} = \sqrt{C_h . E_s . I_s}.$$

avec :

- E_s est le module d'élasticité de l'acier : 210000 N/mm²
- I_s est l'inertie de flexion : $\pi/64.(0{,}7.d)^4$
- C_h est le module élastique de portance perpendiculaire aux vis

$$C_{h,90} = (0{,}19 + 0{,}012.d).\rho_k.\left(\frac{\alpha}{180} + 0{,}5\right)$$

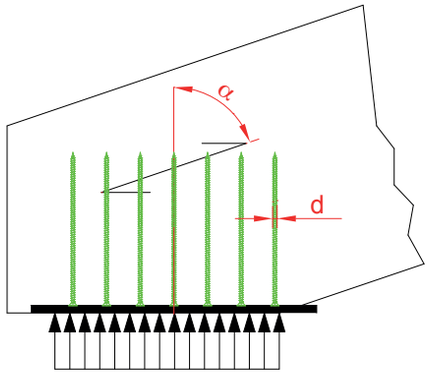


figure 7 : Frettage d'appui incliné par rapport au fil

où

- α est l'angle de la vis par rapport au fil du bois en degré ($0° \leq \alpha \leq 90°$)
- ρ_k est la masse volumique caractéristique du bois
- d est le diamètre extérieur du filet

b) Calcul simplifié de $f_{b,d}$

En fixant $\rho_k \geq 385$ kg/m³ (GL24h), nous arrivons aux valeurs de χ suivantes :

χ	$\alpha = 45°$		$\alpha = 90°$	
f_y (Mpa)	d = 6 mm	d = 12 mm	d = 6 mm	d = 12 mm
480	0,76	0,77	0,78	0,80
600	0,71	0,73	0,73	0,76
700	0,67	0,70	0,70	0,73
800	0,64	0,66	0,67	0,70
900	0,61	0,63	0,64	0,67
1000	0,58	0,61	0,61	0,64

tableau 1 : Exemples de valeurs de X

avec : $f_{b,d} = \chi.\left(\frac{\pi}{4}.d_{int}^2\right).f_y$

d_{int} : le diamètre intérieur vis

I. 4. f. Rupture du bois par compression au-dessus des vis $F_{c,90,l2,d}$

Il convient de calculer l'effort de rupture par compression transversale au niveau des pointes des vis, à l'altitude l_s, selon la méthode définie par la publication de I Bejkta et H-J Blass [5]

$$F_{c90,l2,d} = A_{ef,2} \cdot f_{c90,d} \quad \text{et} \quad A_{ef,2} = b_{ef,2} \cdot l_{ef,2}$$

avec :

- $A_{ef,2}$ est l'aire efficace
- $b_{ef,2}$ est la largeur efficace
- $l_{ef,2}$ est la longueur efficace

$$b_{ef,2} = min \begin{cases} b \\ b_{vis} + 2.l_s.\tan(15\,°) \end{cases}$$

- pour les appuis de rive $\quad l_{ef,2} = l + 0{,}25.l_s.e^{3{,}3.\frac{ls}{h}}$

- pour les appuis localisés $\quad l_{ef,2} = l + 0{,}58.l_s.e^{3{,}6.\frac{ls}{h}}$

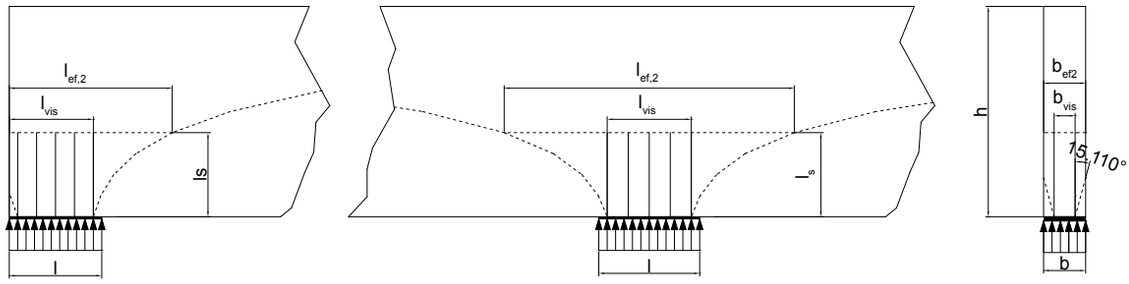


Figure 8 : Calcul de la longueur efficace de l'appui

Ls/h	L_{ef2} appui de rive	L_{ef2} appui localisé
0,20	Lvis + h * 0,096	Lvis + 2. h * 0,119
0,25	Lvis + h * 0,142	Lvis + 2. h * 0,178
0,30	Lvis + h * 0,201	Lvis + 2. h * 0,256
0,35	Lvis + h * 0,277	Lvis + 2. h * 0,358
0,40	Lvis + h * 0,374	Lvis + 2. h * 0,489
0,45	Lvis + h * 0,496	Lvis + 2. h * 0,659
0,50	Lvis + h * 0,650	Lvis + 2. h * 0,877

Tableau 2 : Exemples de valeurs l_{ef2}

Bibliographie

- [1] NF EN1995-1-1 Juillet 2014 + AN mai 2010
- [2] *Les appuis inclinés* – DIN 1052 décembre 2008 – article 10.2.5
- [3] Bléron L., Cabaton L., Sauvignet E. – *Compression perpendiculaire aux fibres : essais mécaniques, modélisation numérique*
- [4] D. Daguzé – *Vérification des poutres à la compression transversale localisée* – Annales de ITBTP N°466 – juillet-aout 1988
- [5] Bejkta I. et Blass H.J – *Self-tapping screws as reinforcements in beam support* – CIB-W18/39-7-2 - Meeting de Florence, Italie – Août 2006

II. POUTRES ENTAILLÉES AUX APPUIS

Dans la mesure du possible, il convient d'éviter les entailles dans les éléments en bois lamellé-collé.
Ce chapitre traite de la vérification des entailles en extrémité de poutres de section rectangulaire.
Dans un premier temps, il rappelle la vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de l'appui telle qu'elle est développée dans le chapitre 6.5 de l'Eurocode 5-1-1 [1]. Dans un deuxième temps, il donne une méthode de vérification des renforcements par frettage par vis développé par le groupe de travail « Reinforcement of timber » du CEN/TC250 SC5 dans le document N300 de janvier 2013[6]. Enfin, il donne des préconisations de mise en œuvre de type de frettage.

Ces dispositions sont applicables aussi aux baïonnettes en tête de poteaux.

II. 1. Notion d'entaille

Les caractéristiques géométriques des entailles sont définies dans les figures 6.11(a) et 6.11(b) du chapitre 6.5.2 de l'Eurocode 5 :

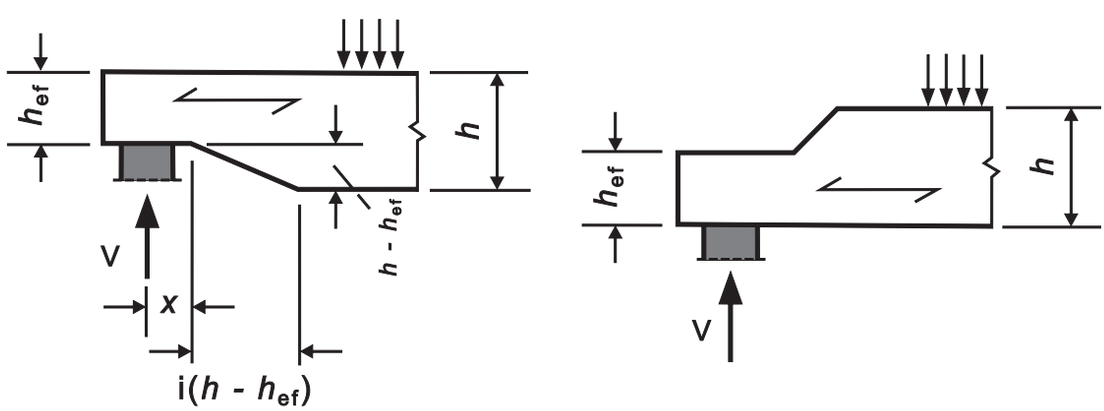


Figure 9 : Poutres entaillées en extrémité (figure 6.11 de l'Eurocode 5)

avec :

- b : épaisseur de la poutre (en mm)
- h : hauteur de la poutre (en mm)
- h_{ef} : hauteur efficace (réduite) (en mm)
- x : distance entre la ligne d'action de la réaction de l'effort et le coin de l'entaille (en mm).
- i : inclinaison de l'entaille => i=1/tanβ
- V : Réaction d'appui

Les figures ci-dessous précisent la mesure de ces paramètres pour des cas particuliers :

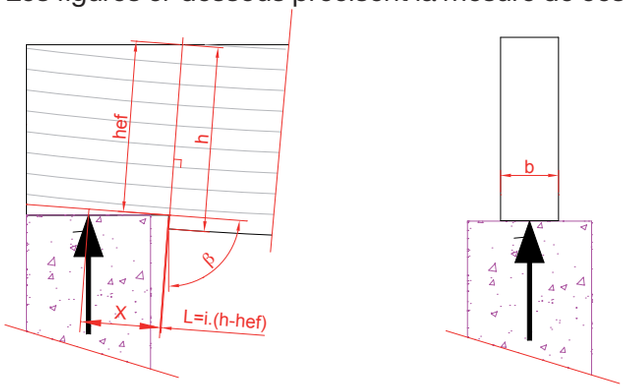


Figure 10 :
Exemple d'entaille sur poutre courbe à inertie variable

Figure 11 :
Exemple d'entaille - Coupe de niveau en tête d'arbalétrier

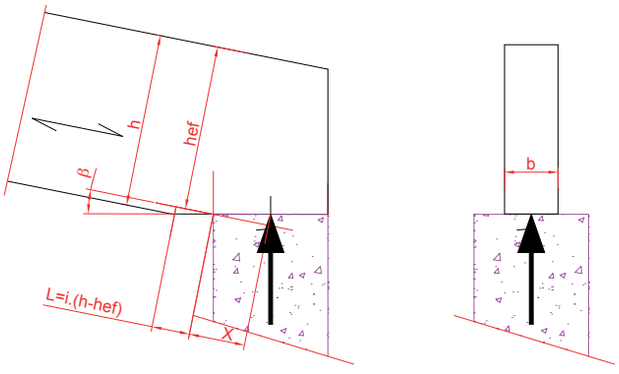


Figure 12 :
Exemple d'entaille - En pied d'arbalétrier

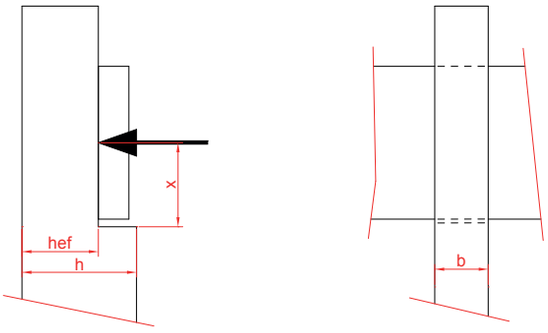


Figure 13 :
Exemple d'entaille – baïonnette en tête de poteau

Afin de limiter le risque de fendage, il est nécessaire de :

- Adapter la géométrie de l'entaille aux sollicitations,
- Vérifier la contrainte de cisaillement au niveau de l'entaille (selon II.2),
- Si nécessaire : procéder à un renforcement par frettage par exemple (selon II.3).

II. 2. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de l'entaille

Selon l'EC5 chapitre 6.5.2, pour une poutre de section rectangulaire entaillée aux appuis suivant les configurations des figures 9 à 13, il convient de vérifier que :

$$\tau_d = \frac{1{,}5 \,.\, V_d}{b_{ef} \,.\, h_{ef}} \leq k_v \,.\, f_v \qquad (6.60)$$

où

- $b_{ef} = k_{cr} * b$ est défini dans la formule (6.13a)[1]
- k_v est un facteur de réduction défini comme suit :
  - Cas de l'entaille sur la face opposée à l'appui (contrainte de compression du côté de l'entaille)

$$k_v = 1.0 \qquad (6.61)$$

  - Cas de l'entaille sur la face de l'appui (contrainte de traction du côté de l'entaille)

$$k_v = min \left\{ \frac{1}{\sqrt{h}\left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0{,}8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2}\right)} \right. \qquad (6.62)$$

avec :

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$$

$$k_n = \begin{cases} 4{,}5 \; pour \; le \; LVL \\ 5 \; pour \; le \; bois \; massif \\ 6{,}5 \; pour \; le \; bois \; lamellé \end{cases} \qquad (6.63)$$

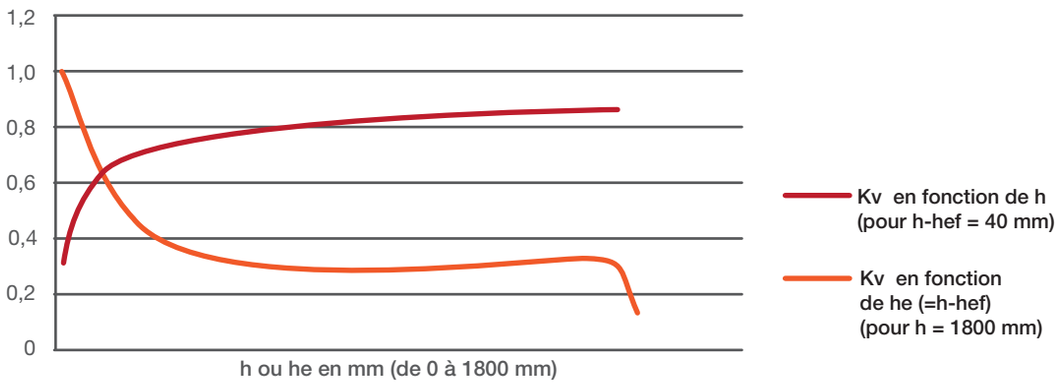


Figure 14 : Evolution de k_v (h_e : hauteur de l'entaille = h-h_{ef})

II. 3. Renforcement par frettage pour reprendre les efforts de traction transversale

II. 3. a. Effort de traction transversale

Pour les poutres entaillées sur la face de l'appui de la poutre, lorsque l'équation (6.60) n'est pas vérifiée, un renforcement est nécessaire. Il convient de calculer l'effort de traction transversale au niveau de l'appui $F_{t,90,d}$ engendré par l'effort de cisaillement [6] :

$$F_{t,90,d} = 1.3 * V_d * [3 * (1 - \alpha)^2 - 2 * (1 - \alpha)^3]$$

avec :

- V_d : effort de cisaillement
- α : rapport entre la hauteur de la pièce et la hauteur efficace : $\alpha = \frac{h_e}{h}$ (voir figure 15)

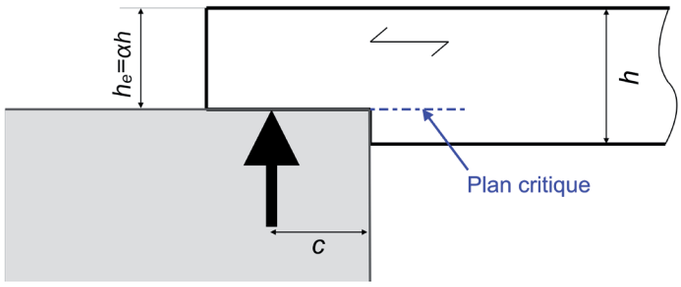


Figure 15 : Poutre entaillée sur appui

S'il existe différentes techniques de renforcement permettant de reprendre l'effort de traction transversale, ce chapitre traite uniquement du frettage par vis.

II. 3. b. Préconisations sur le frettage par vis

Caractéristiques des vis

Les vis utilisées pour effectuer le frettage doivent être marquées CE (conformes à la norme NF EN 14592 ou sous un ATE donnant le paramètre d'arrachement $f_{ax,k}$ et les valeurs de flambement unitaire $f_{b,d}$). De plus, elles devront respecter les conditions suivantes :

- une résistance ultime à la traction de l'acier $f_{ub} \geq 600$ Mpa
- une résistance limite élastique de l'acier $f_{yb} \geq 480$ Mpa
- Il est possible de renforcer avec des vis entièrement filetés, des vis à double filetage, ou des tiges filetées.
- L'utilisation de vis sans filetage sous la tête est prohibée.
- La longueur des vis doit être adaptée à la configuration de l'entaille (l_{af}>6d)

Précautions de mise en œuvre

- Le positionnement des vis de frettage doit respecter les conditions de pinces définies ci-dessous (figure 16)
- $h_e \geq h/2$

Il est important de ne pas placer les vis de frettage trop loin de l'entaille (essayer d'être le plus proche de la condition de pince a_3)

a_3	a_2	a_4
10d	5d	4d

tableau 3 : conditions de pinces des vis

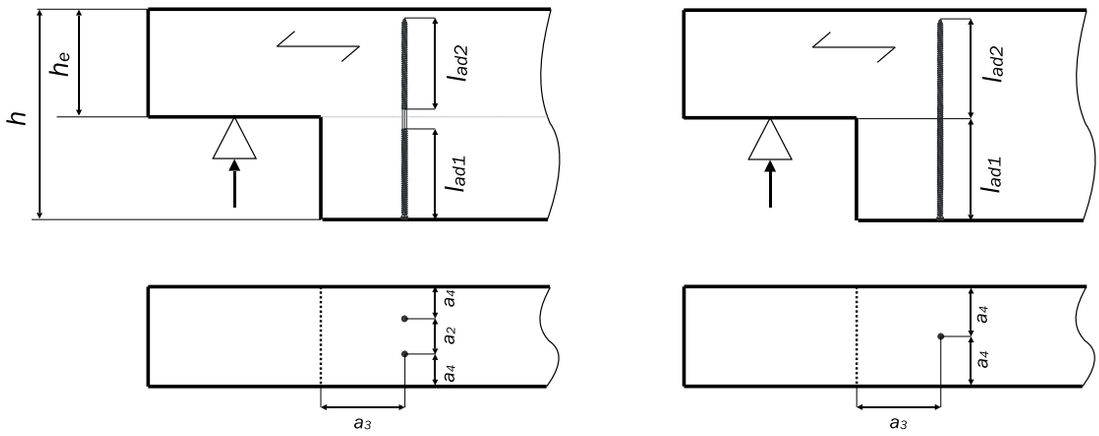


Figure 16 : Conditions de pinces des vis selon EC5 tableau 8.6 (d : diamètre extérieur du filet)

Pour compléter ces conditions de pinces, il convient de répartir uniformément les vis sur le rang. La condition suivante permet d'obtenir le but recherché :

$$1<a_2/a_4<5/4$$

II. 3. c. Vérification des vis

- Les contraintes doivent être vérifiées sur la section réduite.
- La traction transversale d'anti-fendage ne peut être reprise que par le premier rang de vis.
- Le dimensionnement ci-dessous ne tient compte que de la traction transversale au niveau de l'entaille. En cas de combinaison d'efforts axiaux et latéraux, une étude particulière doit être réalisée.

Le dimensionnement des vis doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Vérification de l'arrachement de la partie filetée dans le bois des vis

$$\frac{F_{t,90,d}}{n.F_{ax,d}} \leq 1$$

où :

- n : Nombre de vis (sur un seul rang perpendiculaire à l'axe du porteur)
- $F_{ax,d}$: Valeur de calcul de la résistance à l'arrachement d'une vis.

$$F_{ax,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} * F_{ax,k}$$

La valeur $F_{ax,k}$ est déterminée selon le chapitre 8.7.2 de la norme NF EN 1995-1-1 [1] ou selon les données du fabricant, en fonction de la longueur d'ancrage efficace l_{ef}:

$$l_{ef} = min \begin{bmatrix} l_{ad,1} \\ l_{ad,2} \end{bmatrix}$$ (Voir Figure 16)

l_{ef} doit être supérieur à 6d

d : diamètre extérieur du filet

b) Vérification de la rupture des vis en traction

$$\frac{F_{t,90,d}}{n.F_{t,Rd}} \leq 1$$

où :

- n : Nombre de connecteurs (sur un seul rang perpendiculaire à l'axe du porteur)
- $F_{t,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance en traction de la vis.

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tens,k}}{\gamma_{M2}}$$

où :

- γ_{M2} tel que défini dans NF EN 1993-1-1 (γ_{M2}= 1,25 dans NF EN 1993-1-1 de 2007)
- $f_{tens,k}$ est la valeur caractéristique de la capacité de la vis

La valeur $f_{tens,k}$ est donnée par le fabricant dans sa *déclaration de performance (Dop)*:

Bibliographie

- [1] NF EN1995-1-1 Juillet 2014 + AN mai 2010
- [6] CEN/TC 250/SC5, N300, *Design of reinforceemnt to carry tensile stresses perpendicular to the grain* §8.11.3 janvier 2013

III. VÉRIFICATION DES LAMELLES TRANCHÉES

L'article 6.4.2 de l'Eurocode 5 [1] intitulé « poutres à simple décroissance » traite de la vérification des lamelles tranchées dans les éléments en bois lamellé collé. Cet article a subi plusieurs évolutions, durant ces 15 dernières années, pour arriver à sa forme actuelle. Cette note se propose de rappeler les recommandations sur les dispositions constructives et de préciser la méthode de calcul.

III. 1. Dispositions constructives

Dans les éléments fléchis les lamelles tranchées peuvent être situées :

- dans la zone comprimée
- dans la zone tendue.

Le deuxième cas est beaucoup plus défavorable et il est à éviter en l'absence de disposition ou de justifications particulières (voir remarque en fin de chapitre).

Avant toute vérification, il est donc judicieux d'appliquer, quelques règles de bon sens, lors de la conception d'un élément bois lamellé-collé à inertie variable, pour des raisons économiques et de fiabilités :

➤ Limiter au maximum les zones de lamelles tranchées

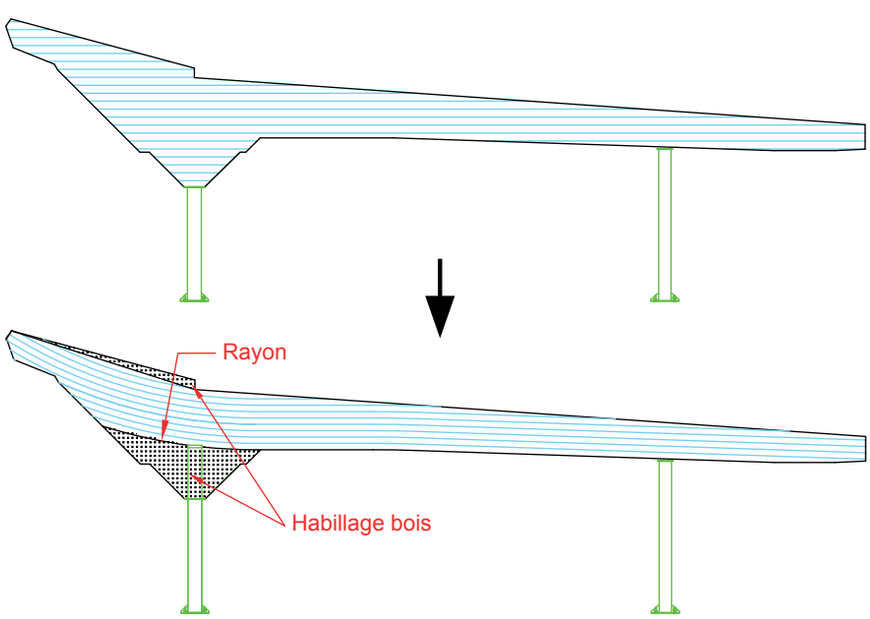


Figure 17: Limiter les zones de lamelles tranchées

➤ Privilégier la rive «normalement» comprimée aux lamelles tranchées

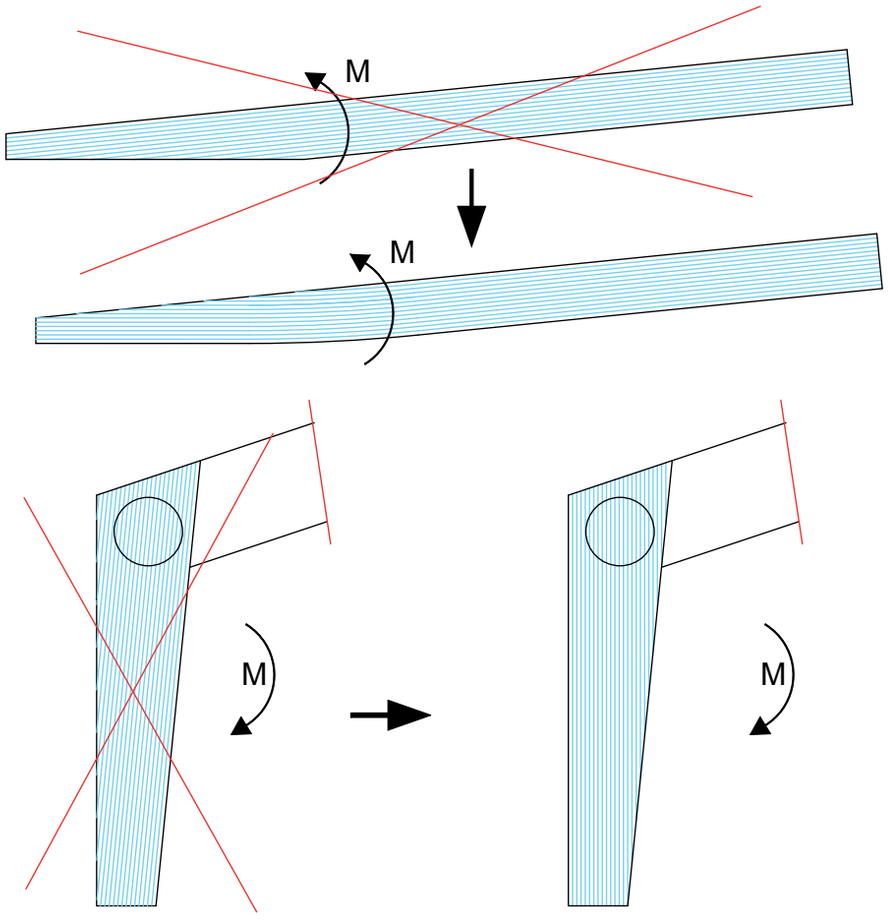


Figure 18 : Privilégier la rive «normalement comprimée aux lamelles tranchées»

➤ Limiter les angles de coupe

Dans tous les cas, il conviendra de limiter les angles de coupes des lamelles selon le tableau ci-après [7] :

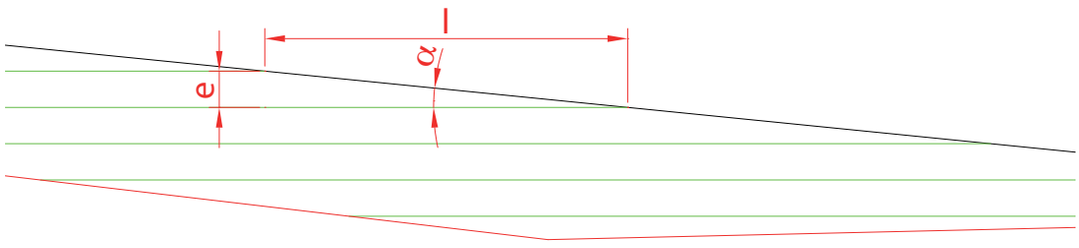


Figure 19 : Limiter les angles de coupe

Epaisseur des lamelles (e)	Longueur projetée de la partie tranchée (l)		
	En zone tendue		*En zone comprimée*
	GL24h e / $l \leq$ 1/10	Gl28h e / $l \leq$ 1/14	GL24h et GL28h e / $l \leq$ 25%
34 mm	340 mm	476 mm	136 mm
45 mm	450 mm	630 mm	180 mm

Tableau 4 : Angles de coupes pour lamelles tranchées

Nota : pour les éléments d'une structure calculée parasismique, il convient de considérer que toutes les zones de lamelles tranchées sont potentiellement tendues.

➤ Cas des poutres ayant des lamelles tranchées à proximité d'une zone comprimée

La proximité d'une zone comprimée et d'une rive à fil coupé, qui plus est tendue, développe des tractions transversales qui favorisent l'amorce de fentes.

Pour les poutres ayant les lamelles tranchées à proximité d'une zone comprimée, il pourra être nécessaire suivant le cas, en plus des vérifications de calculs, de mettre en œuvre des vis ou une lamelle de fermeture, qui éviteront les amorces de fissures. Les longueurs de vis n'ont pas à être importantes, mais doivent assurer une cohésion avec les lamelles complètes en dessous. Une reprise sur 3 lames complètes semble admissible.

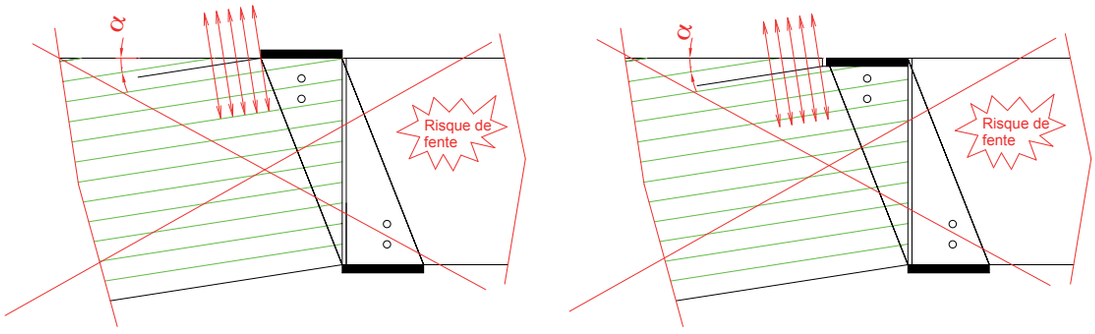


Figure 20 : Joint cantilever avec lamelles tranchées en zone « tendue » $\alpha > 7\%$ [7]

Il est déconseillé de mettre en œuvre ce type de joint cantilever.

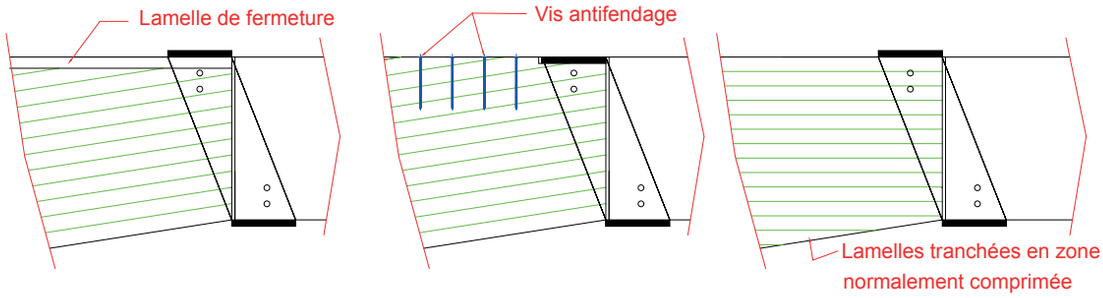


Figure 19 : Disposition constructive

III. 2. Vérification des lamelles tranchées

III. 2. a. Critère énergétique de fissuration

L'EC5 prévoit, également, la vérification des effets de concentration de contrainte au niveau des fonds d'entaille en fonction de l'inclinaison des lamelles tranchées et de la profondeur d'entaille (article 6.5). La valeur critique de fissuration G_c est définie selon la théorie de la mécanique de la rupture. L'EC5 a transposé l'expression théorique de ce critère énergétique en un critère basé sur la contrainte de cisaillement [8]. Puis cette expression a été calibrée à partir d'essais expérimentaux.

$$\tau_d = \frac{1{,}5.V}{b.h_{ef}} \leq k_v.f_{v,d}$$

avec k_v facteur de réduction

- **Si le sens de V prévient la fissuration (contraintes de compression transversale):**

$$k_v = 1$$

- **Si le sens de V tend à la fissuration (contraintes de traction transversale):**

$$k_v = min\left\{\frac{1}{\frac{k_n}{\sqrt{h}.\left(\sqrt{\alpha.(1-\alpha)}+0{,}8.\frac{x}{h}.\sqrt{\frac{1}{\alpha}-\alpha^2}\right)}.\left(1+\frac{1{,}1.i^{1{,}5}}{\sqrt{h}}\right)}\right.$$

avec :

- k_n, facteur de fissuration. k_n = 6,5 pour le bois lamellé collé
- i, inverse de l'inclinaison du fil du bois au point de la concentration de contrainte : $i = \frac{1}{\tan(\theta)}$
- x, longueur du bras de levier de l'effort V au point de la concentration de contrainte en mm
- α, rapport hauteur effective (h_{ef}) sur hauteur de la poutre (h)
- h, hauteur de la poutre en « mm »

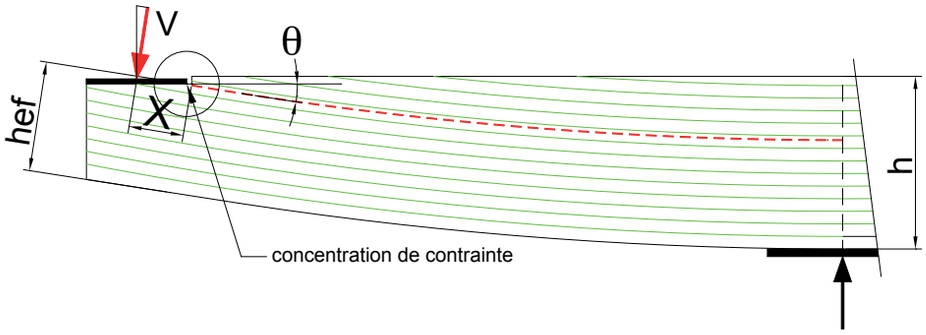


Figure 22 : Exemple de concentration de contrainte (l'angle α est volontairement exagéré sur ce schéma)

NOTA : l'EC5 indique que cette vérification n'est pas nécessaire, si tan(θ) ne dépasse pas 10 % [6.5.1 (2)]

III. 2. b. Justifications

Une fois figée la meilleure implantation possible des lamelles tranchées, on peut s'atteler à leurs justifications. La vérification est faite sur la base du critère d'endommagement de l'EC5 sur la rive de la poutre. Dans cette configuration on peut exprimer toutes les contraintes du repère orthotrope (σ_l, σ_t, σ_{lt}) en fonction de la contrainte parallèle à la rive $\sigma_{x,d}$:

$$\sigma_{x,d}^2 \times \left[\left(\frac{\cos^2\alpha}{f_{m,d}}\right)^2 + \left(\frac{\sin^2\alpha}{f_{c\ ou\ t,90,d}}\right)^2 + \left(\frac{\cos\alpha\,.\,\sin\alpha}{k\,.\,f_{v,d}}\right)^2\right] \leq 1$$

soit : $$\sigma_{x,d} \leq \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\cos^2\alpha}{f_{m,d}}\right)^2 + \left(\frac{\sin^2\alpha}{f_{c\ ou\ t,90,d}}\right)^2 + \left(\frac{\cos\alpha\,.\,\sin\alpha}{k\,.\,f_{v,d}}\right)^2}}$$

soit : $$\sigma_{x,d} \leq \frac{f_{m,d}}{\sqrt{\cos^4\alpha + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{?,90,d}}\,.\,sin^2\,\alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{k\,.\,f_{v,d}}\,.\cos^2\,.\sin\alpha\right)^2}}$$

Avec la définition de $\sigma_{m,\alpha,d}$ à l'article 6.4.2 de l'EC5-1-1, où la direction de $\sigma_{m,\alpha,d}$ est parallèle à la face de la rive à 0°, on en déduit :

$$\sigma_{x,d} = \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{\cos^2\alpha}$$

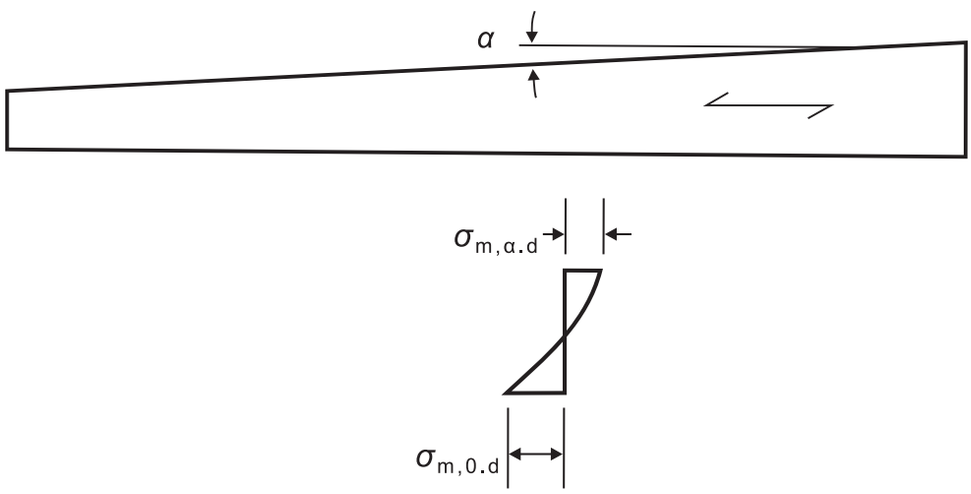


Figure 23 : Poutre à simple décroissance

Et on arrive aux équations de $k_{m\alpha}$ (6.39) et (6.40) de l'EC5 :

$$\sigma_{x,d} \leq \frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{f_{m,d}}{f_{c\ ou\ t,90,d}} . tan^2\ \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{k\ .\ f_{v,d}} . \tan^2\right)^2}} . f_{m,d} = k_{m,c\ ou\ t,\alpha} . f_{m,d}$$

avec :

- k_{mt}=0,75 si $\sigma_{x,d}$ est en traction
- k_{mc}=1,5 si $\sigma_{x,d}$ est en compression

Nota : Si l'on applique la vérification aux contraintes parallèles à la rive ($\sigma_{x,d}$), il conviendra de multiplier $k_{m,c\ ou\ t,\alpha}$ par $\cos^2\alpha$

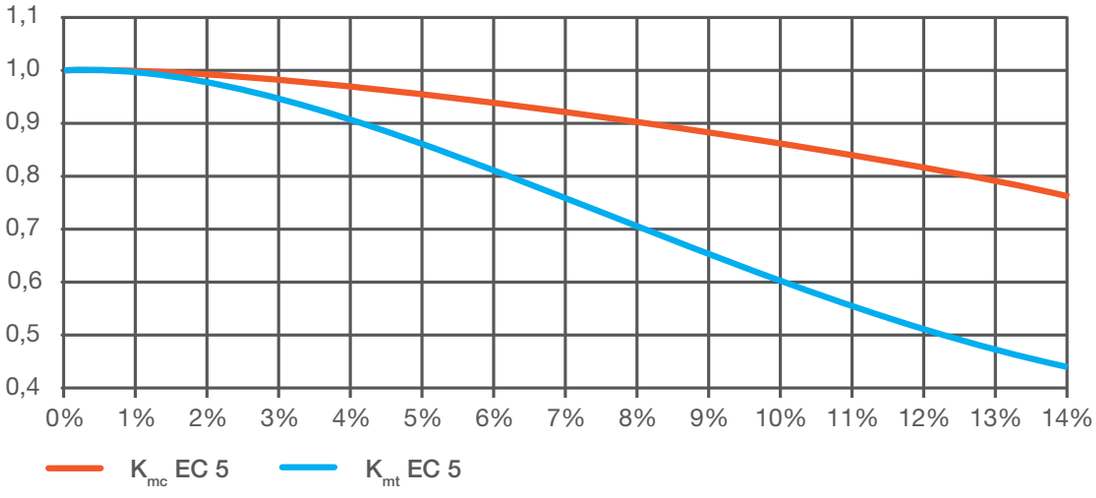


Figure 24 : Évolution de $k_{mc,\alpha}$ et $k_{mt,\alpha}$ pour le GL28h

Bibliographie

- [1] NF EN1995-1-1 – Juillet 2014 + AN mai 2010
- [7] Annales ITBTP – *Problèmes de calcul des barres à inertie variable en bois lamellé-collé* – Recueil de Contributions N°466 – 1988.
- [8] P. GUSTAFSSON – *A study of strength of notched beams* – CIB-W18A/21-10-1 – Septembre 1988.

IV. JOINTS CANTILEVERS

Techniques d'assemblages largement utilisées et en particulier du fait de leur intérêt économique pour le dimensionnement des cours de pannes, les joints Cantilever nécessitent tant par leur conception que leur réalisation une connaissance et une maîtrise de leur fonctionnement.

L'influence des dispositions constructives, l'anisotropie du matériau et les combinaisons de sollicitations mécaniques constituent un ensemble de paramètre à prendre en compte.

IV. 1. Introduction

Définition : cantilevers

Une structure en cantilever est une structure suspendue en porte à faux. En charpente, les joints cantilever sont principalement positionnés à proximité du moment nul d'une poutre continue équivalente (figure 25). Mais cette position peut être forcée pour équilibrer les flèches et les contraintes sur appuis et en travée et éventuellement optimiser les sections. Le joint cantilever est mécaniquement représenté par une rotule.

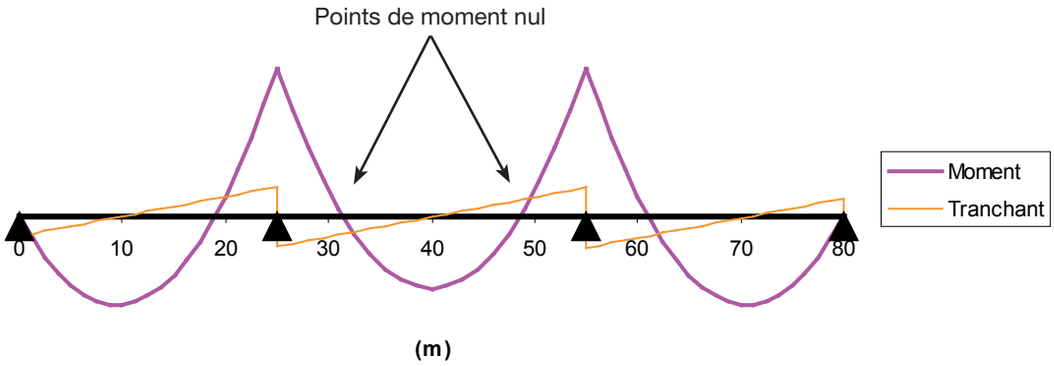


Figure 25 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

Lors de la conception du modèle de calcul, cet assemblage est une articulation. Cependant, bien qu'il s'agisse d'une articulation à l'échelle de la structure, cet assemblage peut générer des moments locaux et/ou de la traction perpendiculaire selon le type de conception et de mise en œuvre. Ces efforts induits, souvent non vérifiés, peuvent être à l'origine de pathologies (fissuration, fendage).

IV. 2. Les différents types de joints cantilevers

Deux types de joints cantilever métalliques sont connus sur des poutres porteuses (hors pannes) :

- Les joints sans articulation matérialisée (par exemple, les joints «monoblocs» (a))
- Les joints à articulations matérialisées (b) et (c)

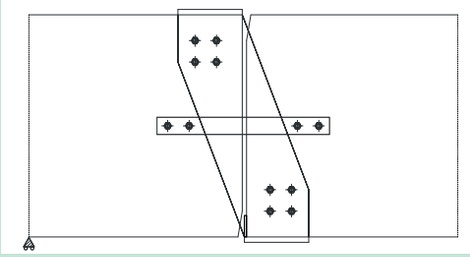
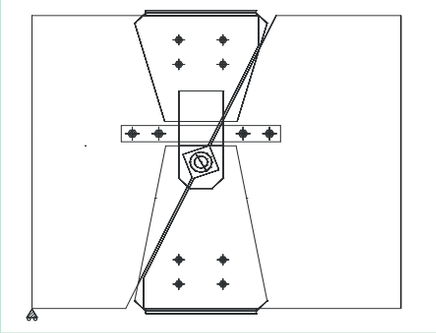
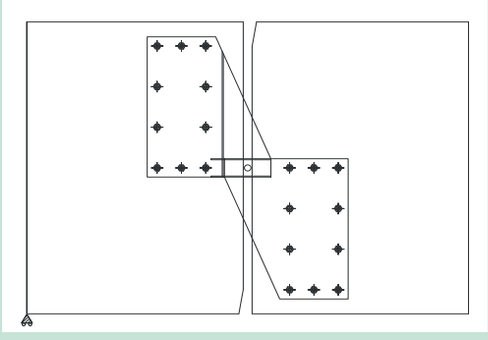
Types de joint	Avantages	Inconvénients
(a) Joint monobloc 	- Montage aisé - Taillage simple - Moins de métal	- Limité en hauteur (à environ 1 m) pour la rotation - Nécessite du bois suffisamment sec (H<12%) - Utilisation limitée en classe de service 1.
(b) Joint Papillon 	- Permet la reprise de grandes hauteurs de poutres - Evite les excentrements	- Plus compliqué à la pose - Les ferrures qui reprennent les efforts axiaux doivent être désolidarisées
(c) Joint avec plats latéraux 	- Permet la reprise de grandes hauteurs de poutres - Evite les excentrements - Permet des joints sur des pièces à fortes pentes (pas d'appuis en intrados et extrados) - Permet la reprise de poutres de grandes hauteurs	- Assemblage lourd en termes de taillage

Figure 26 : Principales catégories de joints cantilever

IV. 2. a. Les joints cantilevers sans articulation matérialisée

a) Principe d'équilibre

Le plus connu et le plus fréquemment décrit dans la littérature est **le joint à repos décalé** dit joint « monobloc».

Dans cette configuration, l'effort tranchant Vd, repris par la plaque d'appui sur la poutre portée, est équilibré par un effort de réaction R sur la poutre porteuse (figure 27). La disposition en joint décalé engendre un moment d'excentrement M_{exc} qui est repris par les groupes de boulons ou un talon en partie basse ou une butée centrale.

$$M_{exc} = V_d * e$$

En cas d'inversion d'effort, les groupes d'assemblages doivent reprendre l'effort tranchant et la réaction due à l'excentrement.

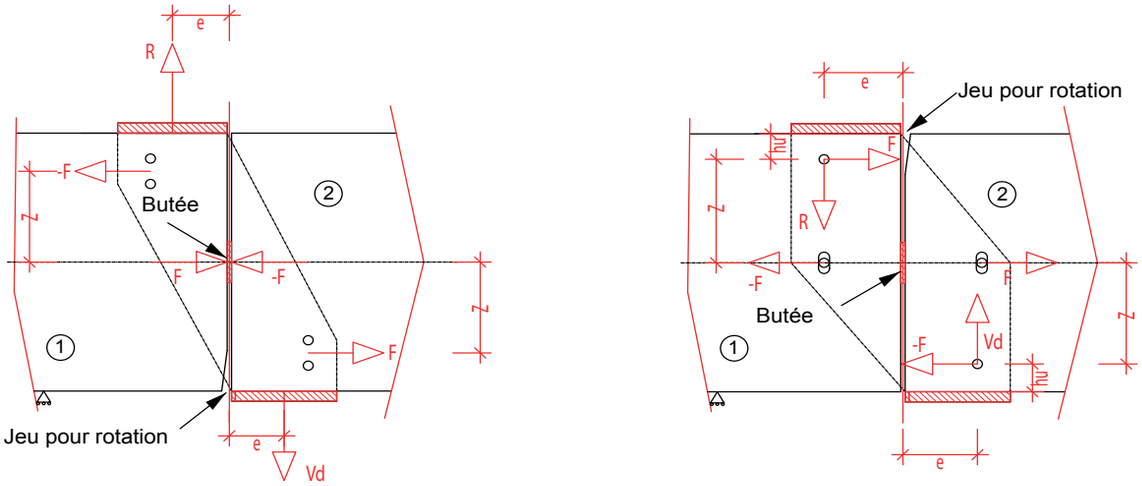


Figure 27 : Principe d'équilibre d'un joint « Monobloc »

avec :

- e : distance horizontale entre les 2 points d'application de la charge sur les plaques d'appuis
- z : distance verticale entre les centres de gravité des groupes d'assemblages (boulons ou broches)

$$F = \frac{V_d . e}{z}$$

Remarque : il faut faire particulièrement attention aux rotations des éléments avec ce type de joint (cf. disposition constructive au chapitre IV.3).

b) En cas d'effort normal

Il convient d'ajouter un élément de liaison indépendant qui transmet directement d'une extrémité à l'autre des poutres l'effort de traction. Cette conception est de loin la solution qui garantit au mieux les hypothèses d'une articulation sans apparition d'effets parasites.

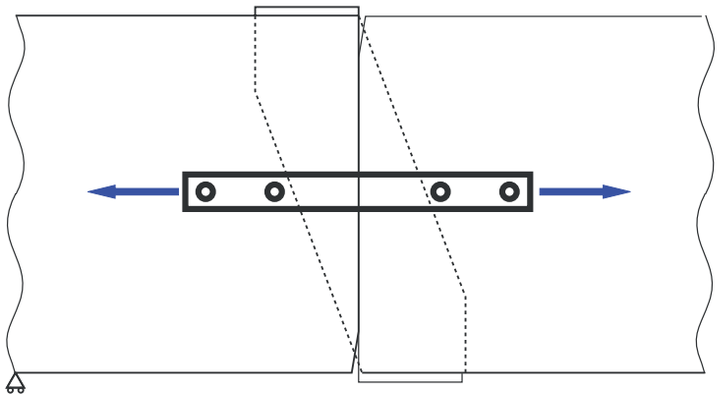
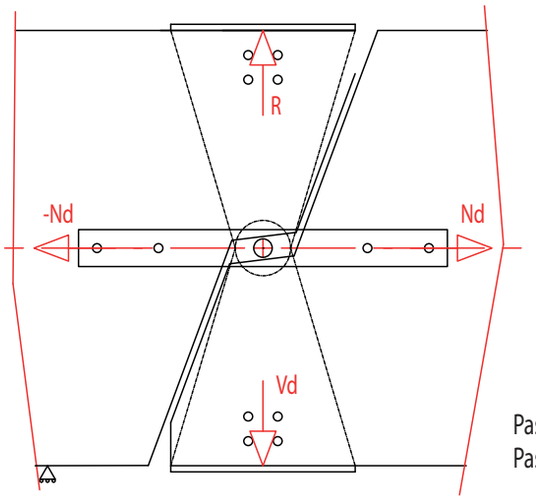


Figure 28 : Reprise effort normal par plat bois ou métal

IV. 2. b. Les joints cantilevers avec articulation matérialisée

a) Les joints dit «papillon» (type (b))

Principe d'équilibre



Pas d'excentrement d'effort tranchant
Pas de moment à reprendre

Figure 29 : Principe d'équilibre des efforts d'un joint «papillon»

Avec ce type de joint l'effort tranchant est transmis, entre les plats métalliques pour les efforts descendants et par les boulons pour les efforts de soulèvement éventuels, par l'intermédiaire d'un axe métallique. Cette conception, qui évite l'excentricité des efforts, est plus avantageuse pour des efforts importants par rapport à l'assemblage à repos décalé. Attention cependant au risque de fendage.
L'angle de coupe doit être supérieur à 70° et une coupe d'about au droit de la plaque d'appui de 15 cm de longueur est préconisée (cf. Conception des structures en bois lamellé collé de D.Daguzé) [10].

La définition de la hauteur cisaillée pour la vérification du cisaillement des éléments se détermine à partir de la géométrie de l'assemblage.

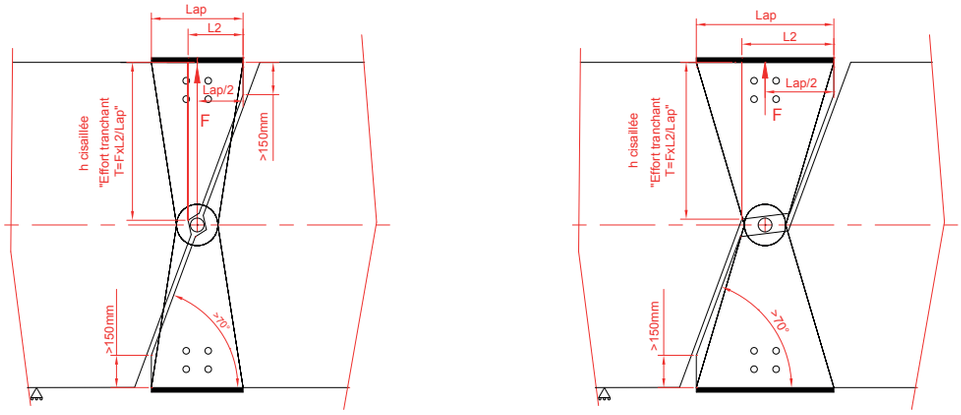


Figure 30 : Hauteur cisaillée

En cas de soulèvement la hauteur cisaillée est prise entre l'intrados et le boulon le plus haut de la poutre portée et inversement pour la poutre porteuse.

En cas d'effort normal

Les ferrures qui reprennent les efforts axiaux doivent être désolidarisées.

Reprise par l'axe de l'assemblage

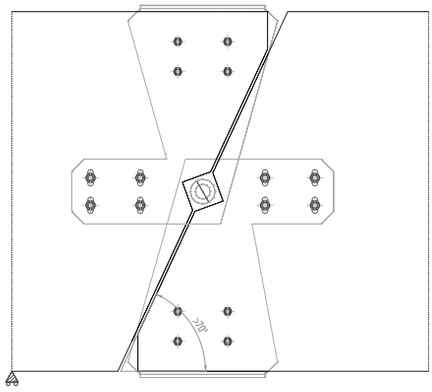


Figure 31 : Joint « papillon », effort normal repris par Axe

Dans cette configuration l'axe métallique reprend à la fois l'effort tranchant et l'effort normal. On veillera à réaliser des trous oblongs verticaux pour éviter de contraindre le bois lors du retrait du fait des grandes hauteurs.

Reprise par plats métalliques

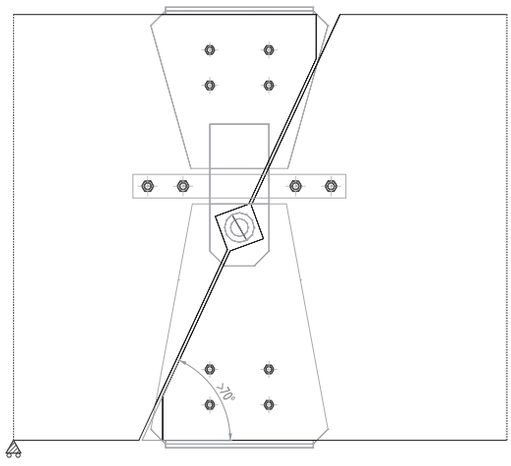


Figure 32 : Joint « papillon », effort normal repris par plats métalliques

Le plat est légèrement excentré par rapport à l'axe neutre mais l'effort normal transite d'une poutre à l'autre directement.

b) Les Joints avec plats latéraux encastrés (type (c))

Avec ce type de joint, tous les efforts doivent être repris par les boulons. On réalise donc un encastrement dans chaque poutre.
L'axe métallique reprend à la fois l'effort tranchant et l'effort normal.

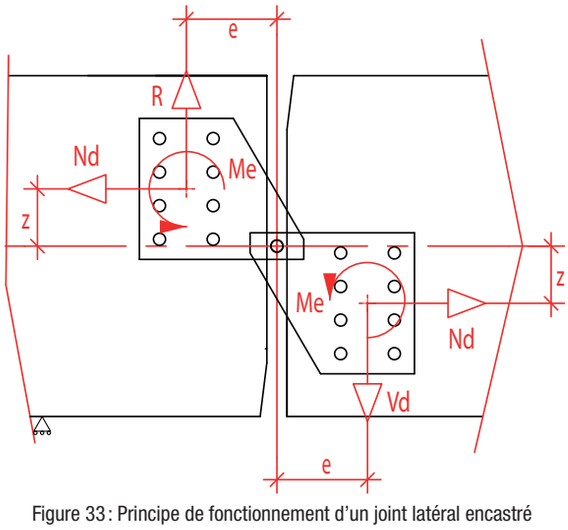


Figure 33 : Principe de fonctionnement d'un joint latéral encastré

avec

- e : distance horizontale entre l'axe et le centre de gravité de l'assemblage
- z : distance verticale entre l'axe et le centre de gravité de l'assemblage

$$M_t = V_d . e + N . z$$

IV. 3. Dispositions constructives

IV. 3. a. Permettre la rotation

On doit veiller à avoir du jeu vertical entre les poutres, pour assurer la rotation sans que les poutres n'entrent en contact afin d'éviter des efforts de cisaillements localisés dans les zones de contact. De plus, Un jeu doit être prévu en bas et/ou en haut des poutres au niveau des abouts afin de permettre la rotation de la poutre portée sur l'appui.

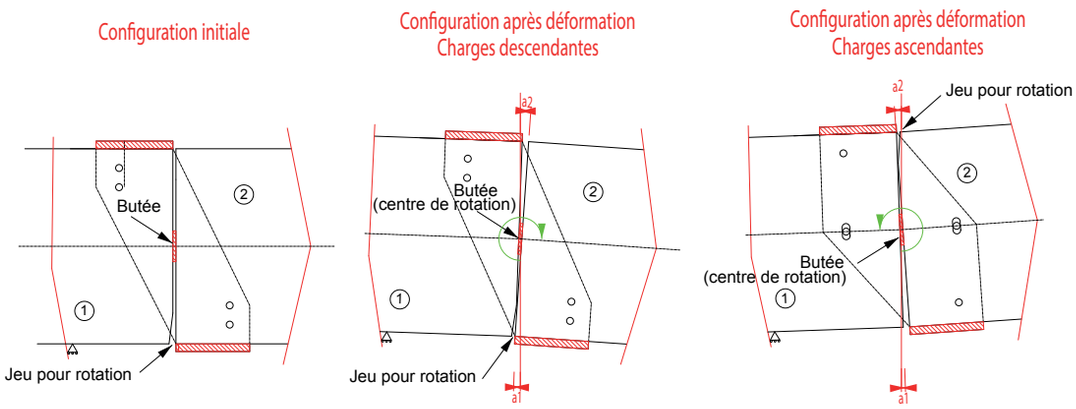


Figure 34 : Disposition constructive : jeu entre les poutres

Dimension du jeu :

- longueur : 10 à 30 mm en fonction des rotations différentielles des 2 poutres
- hauteur : laisser au minimum échapper le plat de la ferrure

La bonne gestion de cette rotation permet de traiter efficacement les contraintes de traction perpendiculaire et/ou de cisaillement préjudiciables qui pourraient apparaître selon la disposition des organes d'assemblage.

En fonction de l'étude, il est possible de concevoir les joints « monoblocs» avec un talon ou une butée centrale (cf. figure 35). Le concepteur devra alors calculer les efforts en conséquence et notamment ceux dus à la rotation des poutres. Les inversions d'efforts devront être prises en compte dans la conception.

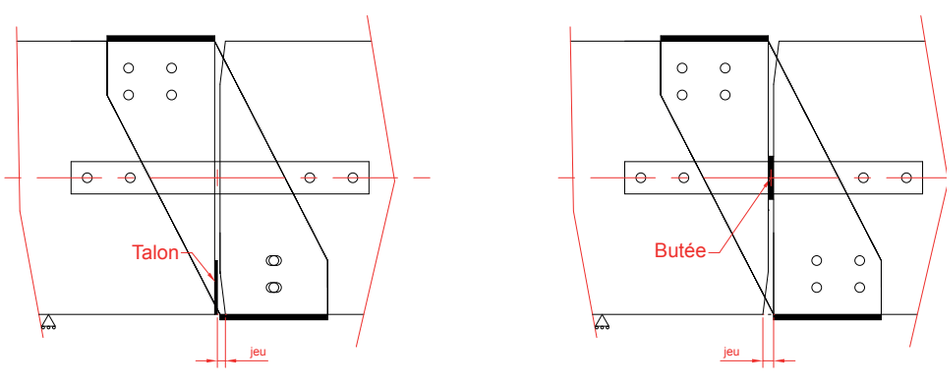


Figure 35 : Joint « monobloc» avec talon (à gauche) et avec butée (à droite)

IV. 3. b. Entaille à l'appui

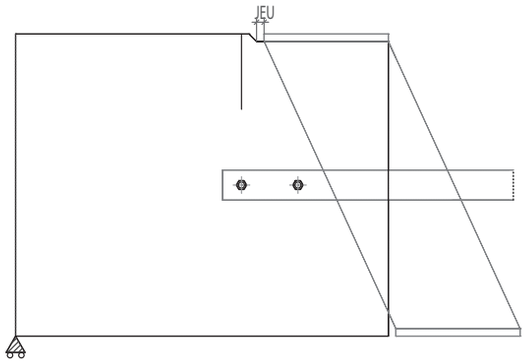


Figure 36 : Disposition constructive : entaille à l'appui

En cas de nécessité d'entaille sous l'appui du joint, il faut laisser un jeu entre le fond de l'entaille et la plaque d'appui et prévoir en l'absence de justification des vis anti-fendage derrière l'entaille.

IV. 3. c. Prévoir le retrait

Le bois dans son épaisseur et sa hauteur est sujet aux variations dimensionnelles dues aux variations hygrométriques, il est donc nécessaire de permettre ce retrait/gonflement pour ne pas risquer les blocages qui entraîneraient des fissures :

- En créant un léger décalage de niveau sur le dessus des poutres dès la mise en place de celles-ci pour qu'elles se retrouvent au même niveau après retrait afin d'éviter des désordres avec le support de couverture ;
- En prévoyant des trous oblongs verticaux pour que les boulons nécessaires aux reprises d'efforts axiaux n'entravent pas le libre mouvement des poutres du au retrait/gonflement.

Il convient de calculer le retrait dimensionnel à partir de la différence entre le taux d'humidité du bois lamellé-collé lors de sa fabrication et le taux d'humidité d'équilibre prévisible du bois en service.

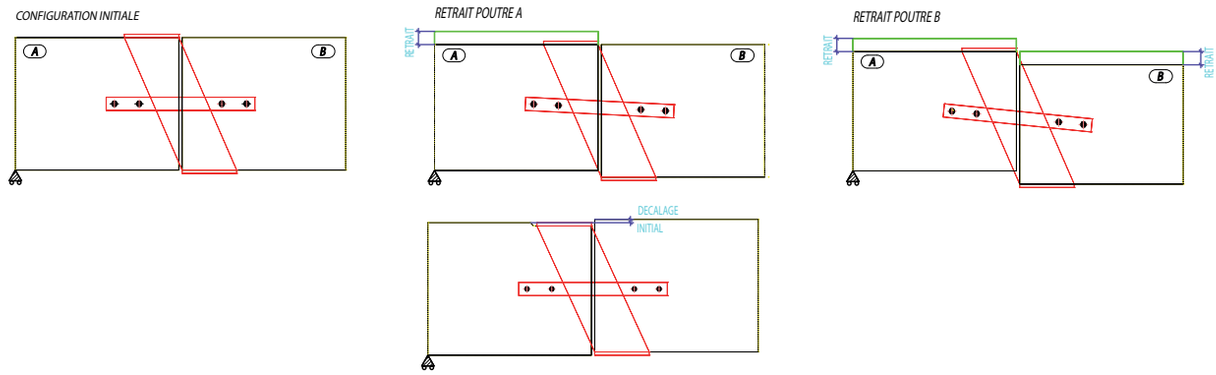


Figure 37 : Effet du retrait et disposition constructive de mise en oeuvre

IV. 3. d. Prévoir les inversions d'effort

Le fonctionnement en inversion d'effort (soulèvement au vent ou efforts alternés sous séisme) est à vérifier. Notamment, une attention particulière sera faite sur le risque de fendage (traction transversale), les jeux et les moments d'excentrement. Certaines configurations ne sont pas adaptées aux inversions d'effort.

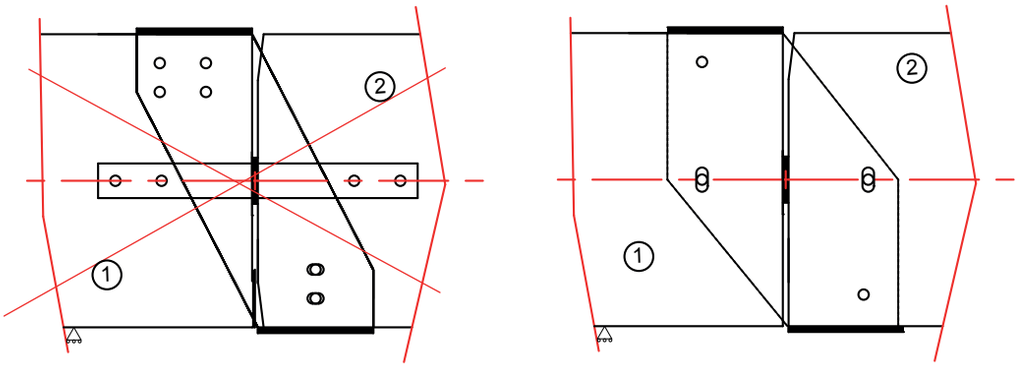


Figure 38 : Disposition constructive : inversion d'effort

IV. 3. e. Prévoir les inversions de moment et le blocage latéral

La continuité de poutre sur appui engendre un moment négatif dans le tronçon en porte-à-faux, donc une contrainte en compression en fibre inférieure (entre l'appui et le joint cantilever). Pour éviter le déversement, un blocage latéral sur le côté porteur peut exister à proximité du joint. Un contrôle du déversement pourra être éventuellement fait si la panne n'est pas de hauteur suffisante.

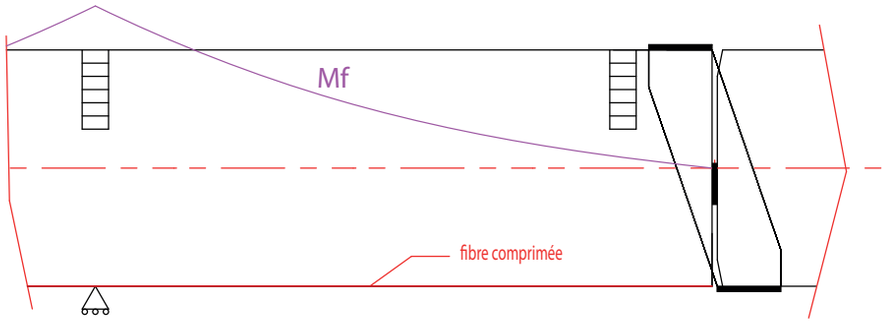


Figure 39: Disposition constructive : blocage latéral

Bibliographie

- [9] *Charpente en bois lamellé-collé, Guide pratique de conception et de mise en œuvre,* SNCCBL, Eyrolles 1986
- [10] *Conception des structures en bois lamellé-collé*, D Daguzé, Eyrolles 1992

V. CONCEPTION DES JOINTS DE CONTINUITÉ ET EXEMPLES DE DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Dans le calcul des joints de continuité du paragraphe 5.1.2 du « Guide AQCEN » [11], les vérifications concernent soit la résistance des ferrures à la traction et à la compression, soit celle des fibres extrêmes du bois, qui sont les plus chargées dans le cas de la flexion. Or, pour les joints avec des ferrures passantes et d'inertie importante **(voir figures 40 et 41)**, des glissements d'assemblage peuvent se produire et provoquer une rotation entre le bois et les ferrures.

Compte tenu des expériences passées, il est apparu opportun d'ajouter deux recommandations supplémentaires :

1. Une vérification de la « section nette » du bois (figure 41), pour tenir compte de la traction normale à cette section, ainsi que la rupture de bloc.
2. Des dispositions technologiques concernant les joints données dans les annales de l'ITBTP d'octobre 1991 [12] et [13].

Remarque : la Note n°11 du SNBL « Les encastrements dans les structures en bois lamellé » publiée en 2016 détaille le mode de calcul du moment dans un joint de continuité ainsi que le principe de fonctionnement.

V. 1. Types 1 et 2 du guide AQCEN

V. 1. a. Avec flasques en bois à fil parallèle aux poutres

Le retrait du bois n'étant pas contrarié et l'assemblage encastré dimensionné correctement **notamment vis-à-vis du cisaillement induit dans la zone d'assemblage**, il n'y a pas de disposition particulière à rajouter.

V. 1. b. Avec flasques métalliques

Le retrait du bois est contrarié d'où un risque de fentes important (voir dispositions relatives aux encastrements poutres-poteaux des Annales ITBTP d'octobre 2011 [12]). Il conviendra donc de prendre des précautions particulières pour éviter ces fissurations (contrôler l'humidité de fabrication, éviter les reprises d'humidité en phase chantier, ne pas exposer l'assemblage aux intempéries...). Pour plus d'informations, voir les dispositions relatives aux encastrements poutres-poteaux dans les annales de l'ITBTP d'octobre 1991[12].

V. 2. Autres types

V. 2. a. Vérification

Du fait des glissements d'assemblage et de la rotation du joint, les efforts à équilibrer par les boulons ne sont plus parallèles aux fibres du bois mais tangents aux cercles de rotation passant par les boulons.
Ils se décomposent donc en efforts parallèles aux fibres (traction ou compression) et en efforts perpendiculaires aux fibres (traction ou compression transversale) (Voir figure 40).
Monsieur Vidon [13] dans les annales de l'ITBTP d'octobre 1991, avait identifié le problème et donné quelques dispositions constructives développées ci-après :

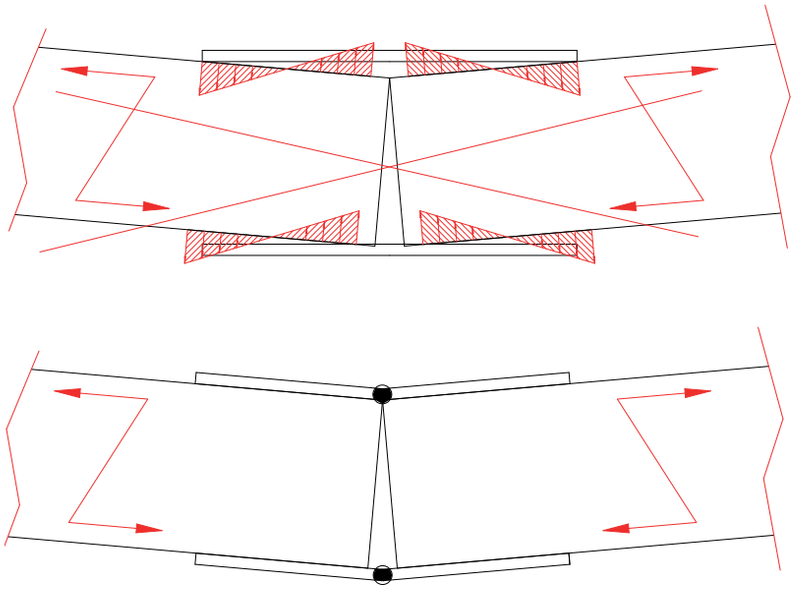


Figure 40 : Disposition problématique ne permettant pas la déformation

Si les ferrures sont passantes et raidies, elles ne suivent pas la déformation et tendent à s'écarter.

Ces efforts de traction transversale entraînent des risques de fentes importants, si bien que la section de bois, comprise dans la hauteur de l'assemblage, doit équilibrer à elle seule les efforts de traction ou de compression résultant du moment de flexion.

Les vérifications à effectuer sont donc les suivantes :

a) Résistance du bois en traction (voir figure 41).

Suivant les notations ci-dessous : $F_k = \frac{M_k}{Z}$,

On doit vérifier : $F_k \leq f_{t,0,k}.b.h_{ef}$

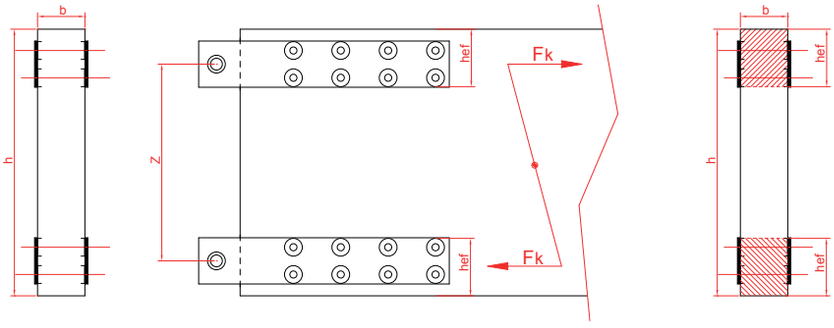


Figure 41 : Rupture du bois en traction

avec :

- $f_{t,0,k}$: résistance caractéristique en traction axiale.
- h_{ef} : hauteur comprise entre le bord interne des organes d'assemblage et le bord des pièces,
- b : épaisseur de la section du bois

b) Vérification de la rupture de bloc

On doit vérifier, conformément à l'annexe A de l'Eurocode 5-1-1 [1] :

$$F_k \leq max \begin{cases} 0{,}7.A_{net,v}.f_{v,k} \\ 1{,}5.A_{net,t}.f_{t,0,k} \end{cases}$$

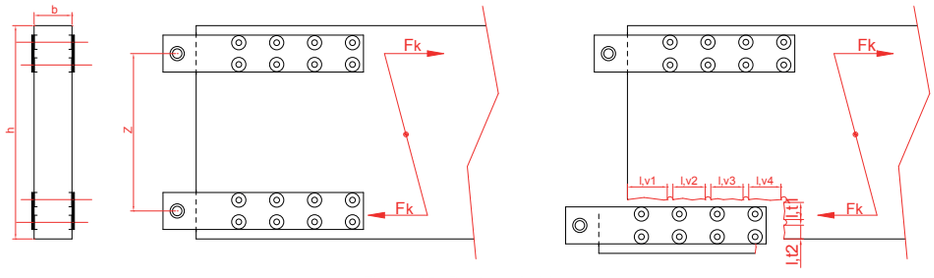


Figure 42 : Rupture de bloc

avec :

- $f_{t,0,k}$: résistance caractéristique en traction axiale.
- $f_{v,k}$: résistance caractéristique en cisaillement longitudinale
- $A_{net,v}$: Section cisaillée : $A_{net,v} = b_{ef}.\sum l_{v,i}$
- b_{ef} : épaisseur efficace $b_{ef}=b.k_{cr}$
- $A_{net,t}$: Section tendue : $A_{net,l} = b.\sum l_{t,i}$
- b : épaisseur de la section du bois

Remarque : **ne pas oublier les dispositifs de reprise des efforts tranchants qui ne figurent pas sur le schéma.**

V. 2. b. Dispositions constructives

- Le diamètre des boulons est limité à 20 mm.
- Les ferrures doivent être conçues pour qu'elles favorisent la formation d'une rotule au droit du joint.
- Les ferrures doivent être suffisamment raides (ou raidies) pour éviter leurs flambements en compression.
- Les efforts tranchants doivent être repris par un dispositif adapté.
- Le joint doit être stabilisé latéralement.

Exemple 1 (figure 43)

Les étriers seront assemblés entre eux par un système d'axes (remarque : en fonction des efforts, la coupe peut aussi être verticale).

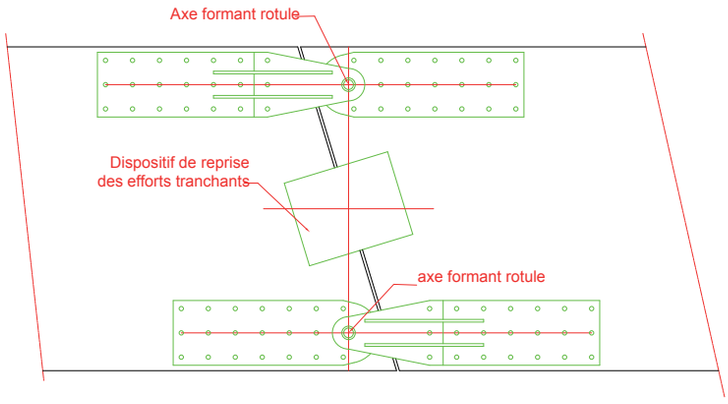


Figure 43 : Exemple de joint de continuité avec rotule

Exemple 2 (figure 44)

Les étriers seront assemblés entre eux par des boulons HR.

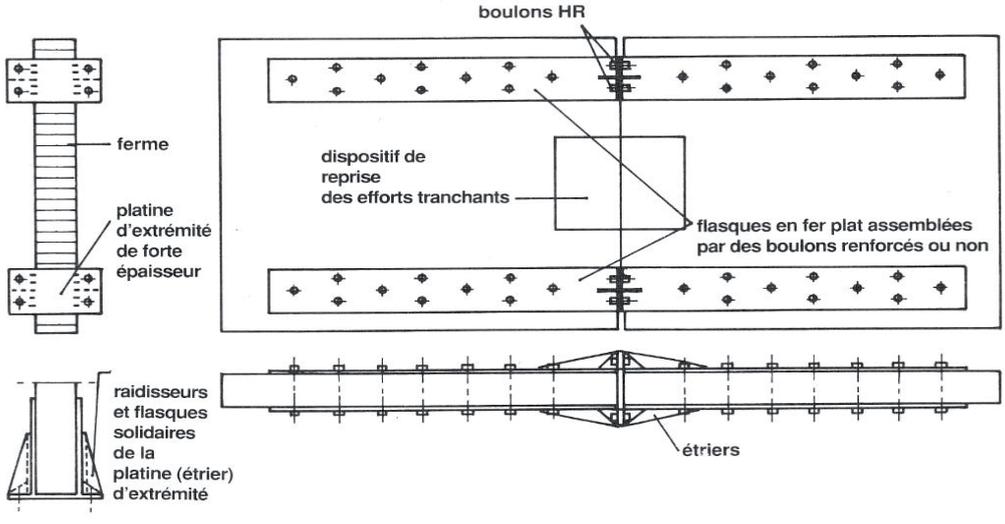


Figure 44 : Exemple de joint de continuité avec flasques métalliques (Extrait [13])

Bibliographie

- [11] *Manuels d'application des Eurocodes pour les structures en bois, Charpente en bois lamellé-collé, Programme AQCEN EC5*, FCBA, janvier 2009.
- [12] *Encastrement poteau-traverse par couronnes de boulons en locaux clos et chauffés*, G. Vidon et A. Tétard, Annales de l'ITBTP N°497 Octobre 1991
- [13] *Conception des joints de continuité, exemples de dispositions constructive*, G. Vidon, Annales de l'ITBTP N°497 Octobre 1991
- [1] NF EN1995-1-1 Juillet 2014 + AN mai 2010

VI. DÉFORMATIONS ENGENDRÉES PAR LE RETRAIT DANS LES ÉLÉMENTS COURBES

La présente recommandation a été formulée en 1991 sous les préconisations de M.LYOT CETEN APAVE [14]. La commission technique du SNBL a jugé de la pertinence de cette recommandation et de son actualité.

Il s'agit dans ce travail d'une analyse des flèches observées en tête des poutres courbes isostatiques sur des bases mécaniques et géométriques. Cette analyse ne doit pas être considérée comme une explication complète du phénomène mais une contribution à son étude.

Le groupe de travail a estimé qu'elle présente un intérêt technologique et scientifique certain et constitue la première étape d'une réflexion qui devrait prendre en compte d'autres phénomènes tels que le comportement rhéologique du bois et du bois lamellé-collé : relaxation des contraintes dans le bois et le plan de collage après la fabrication, irréversibilité des déformations quand il y a reprise d'humidité, etc.

L'ensemble doit être corrélé avec des mesures suivies in situ.

VI. 1. Le phénomène d'auto-cintrage

Considérons un tronçon circulaire de poutre en bois lamellé-collé, de hauteur h constante dont les sections transversales extérieures font entre elles un angle. La norme NF EN 14080:2013 [15] donne au paragraphe 2.2.3. les valeurs moyennes des coefficients de retrait linéaire pour 1 % de variation du taux d'humidité du bois : 0,25 % dans le sens transversal et 0,01 % dans le sens axial. Le retrait axial est donc négligeable devant le retrait transversal.

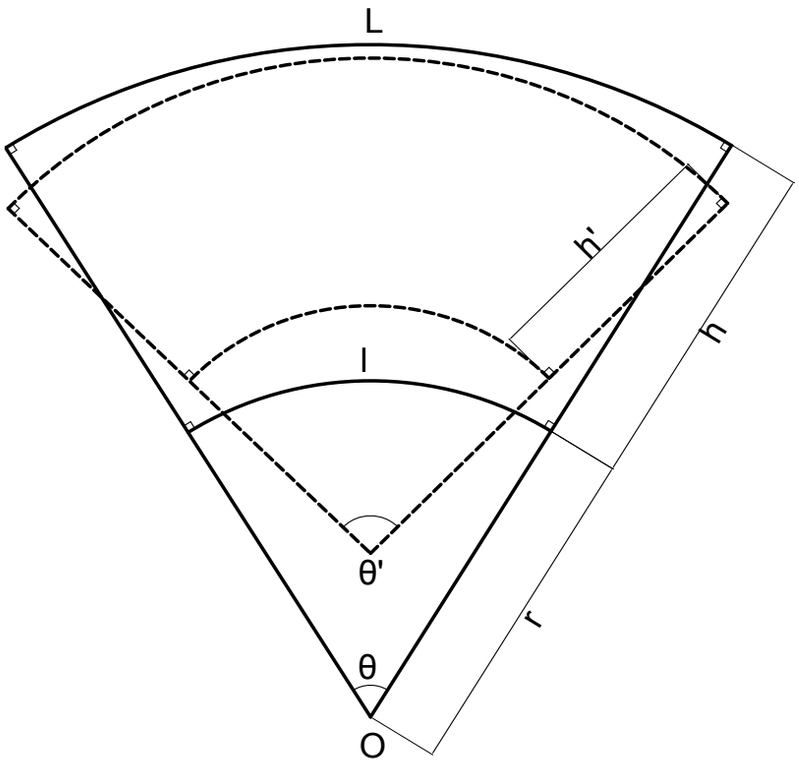


Figure 45 : Notations utilisées pour le retrait dans les éléments courbes

Admettons que dans la partie considérée, le moment de flexion provoque dans le sens de la hauteur une compression suffisante pour empêcher la fissuration longitudinale. Avec les notations de la figure 45, on peut écrire (avec θ en radians) :

$$l = \theta r \quad \text{et} \quad L = \theta(r+h) = l+\theta h \quad \text{d'où} \quad L-l = \theta h$$

Sous l'effet du retrait, h devient $h' > h$ et par suite θ devient $\theta' > 0$ (auto-cintrage), puisque l'absence de retrait dans le sens longitudinal fait que l et L restent constants.

L'expression $\theta h = C^{te}$ donne par différentiation :

$$\Delta\theta \times h + \theta \times \Delta h = 0 \quad \text{d'où} \quad \boxed{\Delta\theta = -\theta \frac{\Delta h}{h}}$$

Ainsi, la courbure augmente quand h diminue par suite du retrait.

VI. 2. Application au cas d'un portique à trois articulations

Un cas courant est celui du portique symétrique à trois articulations et reins courbes, représenté schématiquement figure 46.

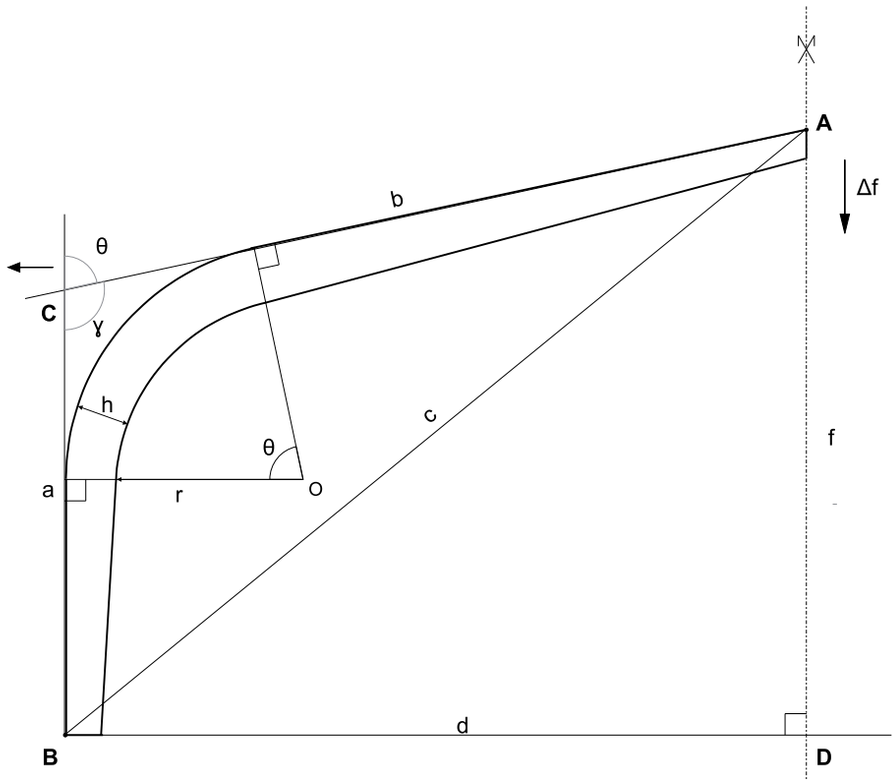


Figure 46 : Exemple d'un portique à trois articulations

L'augmentation de la courbure du rein due au retrait engendre l'affaissement du faîtage et un léger déplacement du rein vers l'extérieur. En admettant que la demi-traverse AC tourne autour du point C, on a :

dans le triangle ABC : $c^2 = a^2+b^2 - 2ab\cos\gamma$
et dans le triangle ABD : $f^2 = c^2 - d^2$
d'où : $f^2 = a^2+b^2 - d^2 - 2ab\cos\gamma$

En différenciant, il vient :

$2f\Delta f=2ab\sin\gamma.\Delta$

$$\Delta f = \frac{ab\sin\gamma}{f}.\Delta\gamma$$

Comme $\gamma = \pi - \theta$, $sin\ \gamma = sin\ \theta$ et $\Delta\gamma = -\Delta\theta$

$$\Delta f = \frac{-ab\sin\theta}{f}.\Delta\theta$$

L'affaissement sera donc, avec $b \sin \theta = d$:

$$\Delta f = \frac{ad}{f} . \theta . \frac{\Delta h}{h}$$

Valeur qui s'ajoute aux flèches dues aux sollicitations extérieures, au fluage et au glissement des assemblages.

VI. 3. Exemples numériques

VI. 3. a. Structure isostatique

Reprenons le cas de la figure 46 avec les valeurs :

- a = 7,80 m
- b = 12,65 m
- d = 12,50 m
- f = 9,78 m
- θ = 81° = 1,414 rad et $\sin \theta = 0{,}988d$

Variation d'humidité : ΔH = – 5 %

h = 1,00 m $\quad \Delta h$ = – 0,0025×5 = – 0,01 m

$$\Delta f = \frac{-7{,}80 \times 12{,}50}{9{,}78} \times 1{,}414 \times 0{,}01$$

$$\Delta f = -0{,}14 \text{ m} = \frac{2d}{180} > \frac{2d}{300}$$ (limite admissible)

Cette valeur correspond effectivement à l'affaissement mesuré dans un cas réel après quelques années de service, en plus des flèches prévues par le calcul.
L'équilibre hygroscopique du bois dans les conditions d'exploitation étant atteint, on peut conclure que cette déformation, bien qu'importante, est stabilisée à 1,5 % de la hauteur initiale.

Même dans le cas de portiques très surbaissés, les moments et les contraintes seront peu affectés.

VI. 3. b. Structure hyperstatique

Parmi les structures possibles, examinons le cas simple d'un demi-cadre, articulé au sol et en tête, sur une maçonnerie rigide.

Supposons : a = 6 m, θ = 82° = 1,43 rad, $l = 3a$ = 18 m, la section est constante et l'ensemble des charges supportées par la traverse est de 400 kg/m (figure 47).

Cette structure peut être calculée comme une poutre continue a deux travées inégales.

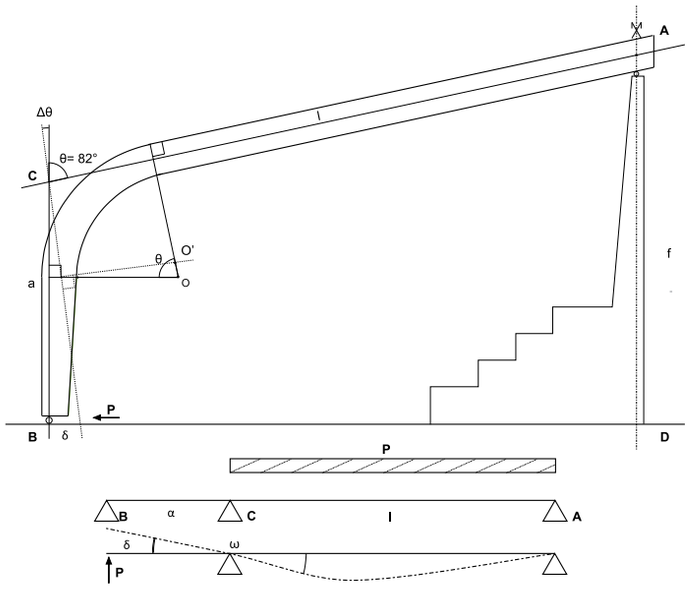


Figure 47 : Poutre continue équivalente

Avant retrait, on a au rein :

$$M_c = -\frac{pl^3}{8(a+l)} = -12\,150 \text{ kg.m}$$

Le moment en travée étant maximal au voisinage des 6/10e de la portée de la traverse :

$$M_{tra} = -\frac{pl^2}{8{,}33} + 0{,}4\,M_c = 15\,560 - 4\,860 = 10\,700 \text{ kg.m}$$

Le pré-dimensionnement donne pour une largeur de 10 cm et une contrainte admissible de 120 kg/cm² (bois L.C. de catégorie II)[3] :

$$h = \sqrt{\frac{6Mc}{10x120}} = 78$$

On prend 80 cm.

3. Pour des raisons de simplicité, le pré-dimensionnement d'origine a été conservé.

Après retrait du bois, en application de la relation :

$\frac{\Delta\theta}{\theta} = -\frac{\Delta h}{h}$, l'angle augmente de 1 %

$\Delta\theta = 0{,}01 \times 1{,}43 = 0{,}0143$ rad

Si le pied B était libre de le faire, il se déplacerait vers l'intérieur d'une distance :

$$\delta = a.\Delta\theta = 0{,}0143 \times 600 = 8{,}58 \text{ cm}$$

Pour le ramener à sa place, on doit appliquer en B une force P qui engendre en C un moment positif M et une rotation ω

$$\mathrm{P} = \frac{\mathrm{M}}{a}, l = 3a, \omega = \frac{\mathrm{M}l}{3\mathrm{EI}}$$

$$\delta = \omega.a + \frac{\mathrm{P}a^3}{3\mathrm{EI}} \quad \text{d'où l'on tire} \quad \mathrm{M} = \frac{3}{4}\frac{\mathrm{EI}\delta}{a^2}$$

Soit, avec

$$E = 12 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \mathrm{I} = \frac{10 \times 80^3}{12} \text{ cm}^4$$

$M = 9{,}15 \times 10^5$ kg.cm
$M = 9\,150$ kg.m et $P = 1\,525$ kg

Le moment M s'ajoute au moment M_c calculé précédemment
$M_c = -12\,150 + 9\,150 = -3\,000$ kg.m
$M_{tra} = 15\,560 - 0{,}4 \times 3\,000 = 14\,360$ kg.m

La distribution des moments se trouve complètement modifiée : le moment au rein est très réduit, et le moment en travée dépasse maintenant le moment résistant admissible !

En fait, le calcul qui précède n'est pas parfaitement rigoureux[4] et de plus, des phénomènes d'adaptation encore mal connus interviennent sans doute aussi pour modifier à nouveau la répartition des moments. Mais l'ordre de grandeur est là.

4. Ainsi on a supposé que le point C reste fixe, ce qui n'est pas tout a fait exact. Un calcul plus précis de la déformation introduite par Δθ donnerait un déplacement virtuel du point B δ = 7,65 cm au lieu de 8,58.

VI. 4. Conclusion

Sur le plan pratique, on retiendra donc en ce qui concerne l'effet d'auto-cintrage dans les structures comportant des parties courbes :

- **Structures isostatiques**

Déformations souvent très sensibles, mais affectant peu les contraintes.

- **Structures hyperstatiques**

Déformations généralement faibles, mais importantes perturbations dans la distribution des moments et des efforts.

Il resterait à définir sur le plan des règles de calculs la manière convenable de prendre en compte ce phénomène.

Bibliographie

- [13] *Déformations engendrées par le retrait dans les éléments courbes en bois lamellé-collé* – M.G. Lyot – Annales de l'ITBTP, N°497 – Octobre 1991
- [15] NF EN 14080 (2013) – *Structures en bois – Bois lamellé collé et bois massif reconstitué – Exigences*

ANNEXE
Théories de RDM pour lamelles tranchées

1. RDM des poutres bois à inertie variable

Les résultats de RDM des poutres droites à inertie constante ne sont pas applicables aux poutres à inertie variable droites ou courbes, d'autant plus, pour un matériau orthotrope comme le bois. Riberholt [16] s'est basé sur des sections courbes et un module d'élasticité longitudinale variable en fonction de l'angle par rapport au fil du bois pour calculer les contraintes et les déformations des éléments bois dont la hauteur varie linéairement.

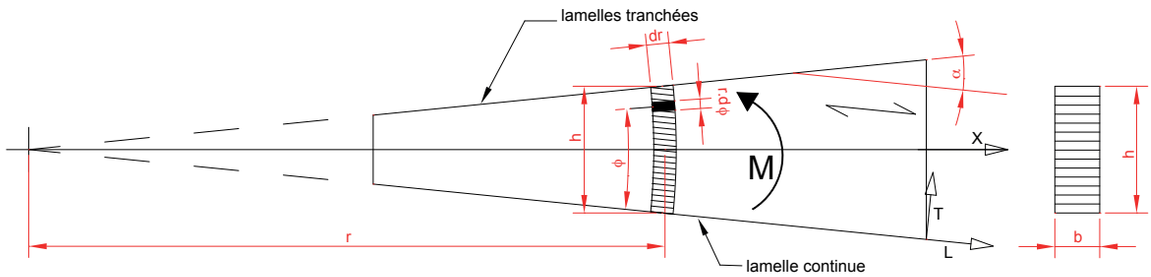


Figure 48 : Module d'élasticité longitudinal variable pour poutres à inertie variable

Avec le module d'élasticité longitudinale théorique E(θ)

$$\frac{1}{E(\theta)} = \frac{\cos^4(\theta)}{E_l} + \frac{\sin^4(\theta)}{E_t} + \cos^2(\theta).\sin^2(\theta).\left(\frac{1}{G} - 2.\frac{\nu_{lt}}{E_l}\right)$$

Riberholt a simplifié cette expression avec les approximations suivantes :

$E_l/E\mathrm{t} = 10$ et $E_l/G - 2.\nu_{lt} = 17$

$$\frac{1}{E(\theta)} \approx \frac{1}{E_l}.(\cos^4(\theta) + 10.\sin^4(\theta) + 17.\cos^2(\theta).\sin^2(\theta))$$

$$E(\theta) \approx \frac{E_l}{\cos^4(\theta) + 10.\sin^4(\theta) + 17.\cos^2(\theta).\sin^2(\theta)}$$

Il en a déduit les contraintes maximales de flexion pour les poutres à simple décroissance [17] valable jusqu'à un angle α de 10°:

$$\sigma(\alpha) \cong (1 - 3{,}7.\tan^2(\alpha)).\frac{6.M}{b.h^2}$$

$$\sigma(0\,°) \cong (1 + 3{,}7.\tan^2(\alpha)).\frac{6.M}{b.h^2}$$

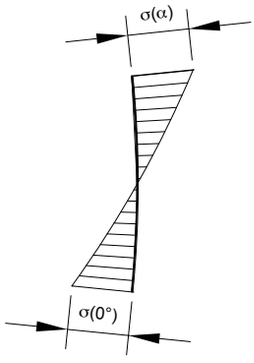


Figure 49 : Contraintes maximales en flexion

L'ENV 1995-1-1 de 1993 avait introduit ces expressions pour le calcul des contraintes maximales. La version actuelle de l'EC5 [1] ne les donne plus, mais laisse libre l'utilisateur dans l'évaluation de ces contraintes, sous réserve de les justifier et d'être cohérent avec le critère de rupture normatif.

Dans le cas contraire, l'EC5 préconise la simplification du calcul de la contrainte maximum ($\sigma_{m,\alpha,d}$) en prenant directement le calcul des contraintes des poutres droites:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6.M_d}{b.h^2} \approx \sigma(\alpha).\cos^2\alpha$$

L'erreur est acceptable (≤3%), jusqu'à une pente de 10 %. Au-delà, le calcul est sécuritaire. A 10°, par exemple, l'erreur est de 10 %.

2. Contraintes dans les axes orthotropes

Le bois et le bois lamellé collé sont considérés mécaniquement comme des matériaux orthotropes ou plus précisément isotropes transverses [18]. Ce sont des matériaux linéairement élastiques, homogènes, pour lesquels tout plan contenant la direction privilégiée est un plan de symétrie mécanique. Ainsi la loi de comportement ne fait intervenir que cinq coefficients élastiques indépendants. Pour le bois, l'axe longitudinal est l'axe privilégié et toute direction perpendiculaire au fil représente le sens transverse.

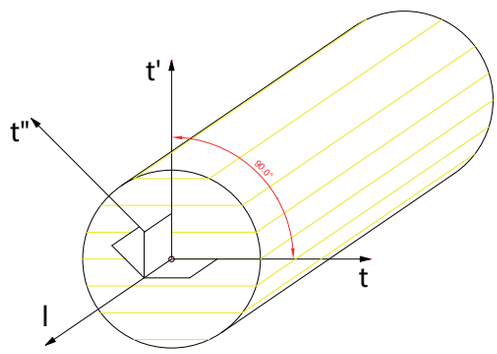


Figure 50 : Axes orthotropes du bois lamellé

Les relations du comportement élastique entre les déformations et les contraintes du bois s'écrivent :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \varepsilon_t \\ \varepsilon_{t'} \\ \gamma_{tt'} \\ \gamma_{lt'} \\ \gamma_{lt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{0,g}} & -\frac{\upsilon_{tl}}{E_{90,g}} & -\frac{\upsilon_{tl}}{E_{90,g}} & & & \\ -\frac{\upsilon_{lt}}{E_{0,g}} & \frac{1}{E_{90,g}} & -\frac{\upsilon_t}{E_{90,g}} & & 0 & \\ -\frac{\upsilon_{lt}}{E_{0,g}} & -\frac{\upsilon_t}{E_{90,g}} & \frac{1}{E_{90,g}} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{r,g}} & 0 & 0 \\ & 0 & & 0 & \frac{1}{G_g} & 0 \\ & & & 0 & 0 & \frac{1}{G_g} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_0 \\ \sigma_t \\ \sigma_{t'} \\ \tau_{tt'} \\ \tau_{lt'} \\ \tau_{lt} \end{bmatrix}$$

Avec les coefficients élastiques indépendants suivants :

- $E_{0,g}$: le module d'élasticité longitudinale
- $E_{90,g}$: le module d'élasticité transversale
- $G_{r,g}$: le module de cisaillement roulant
- G_g : le module de cisaillement longitudinal
- V_{lt} : Coefficient de Poisson lt. Pour le bois résineux, il est pris généralement égal à 0,5

Avec la symétrie des coefficients élastiques

$$\frac{\upsilon_{lt}}{E_{0,g}} = \frac{\upsilon_{tl}}{E_{90,g}}$$

Avec l'expression du module de cisaillement roulant :

$$G_{r,g} = \frac{E_{90,g}}{2.(1+\upsilon_t)}$$

Il est donc nécessaire de « regarder » toujours les contraintes dans le repère orthotrope du matériau pour en analyser les valeurs. Ainsi, dès lors que l'on étudie les contraintes d'un élément à inertie variable et notamment sur la rive des lamelles tranchées, l'angle du repère locales des contraintes par rapport au fil du bois devra être nulle. Dans le cas contraire, pour revenir sur les « bons » axes, On utilise la matrice de passage suivante :

$$\begin{bmatrix}\sigma_l\\ \sigma_t\\ \tau_{lt}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}c^2 & s^2 & -2.c.s\\ s^2 & c^2 & 2.c.s\\ c.s & -c.s & c^2-s^2\end{bmatrix}.\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{bmatrix}$$

NOTA :

- $c = \cos(\theta)$
- $s = \sin(\theta)$
- $\tau_{xy} = \tau_{yx}$

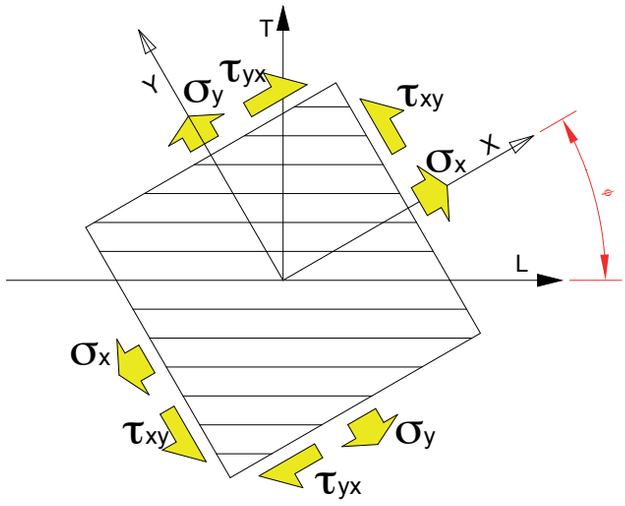


Figure 51 : Contraintes dans le repère orthotrope

Au niveau des rives de la poutre (à $\phi = 0°$ ou à $\phi = \alpha$), les contraintes σ_y et τ_{yx} sont nulles. Il vient, alors, les expressions données par P. CRUBILE [19] :

$$\begin{bmatrix} \sigma_l \\ \sigma_t \\ \tau_{lt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & -2.c.s \\ s^2 & c^2 & 2.c.s \\ c.s & -c.s & c^2 - s^2 \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} \sigma_x \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x . \cos^2 \alpha \\ \sigma_x . \sin^2 \alpha \\ \sigma_x . \cos \alpha \, . \sin \alpha \end{bmatrix}$$

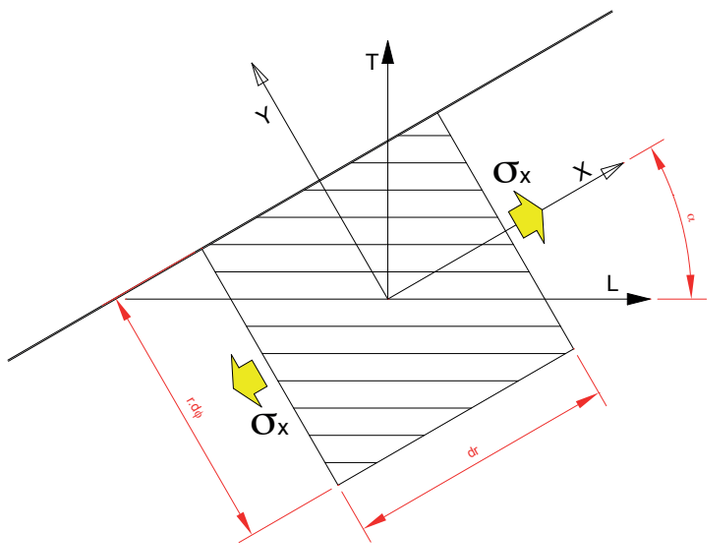


Figure 53 : contraintes au niveau des rives de la poutre

3. Critères de rupture

3. 1. Critère de la contrainte maximale

Cette approche était celle retenue par l'ENV 1995-1-1 de 1993 (valable jusqu'en 2005), avec l'équation de R.L Hankinson (1921) [20] pour déterminer la contrainte maximale de rupture des lamelles tranchées en fonction de l'angle par rapport au fil du bois. C'est une interpolation « angulaire » qui permet de retrouver les résultats expérimentaux avec une bonne précision.

$$\sigma_x = \sigma_\alpha \leq f_\alpha = \frac{f_l . f_t}{f_l . \sin(a)^2 + f_t . \cos(a)^2}$$

Cette formule, dans l'EC5 [1], n'a été conservée que pour le calcul de la compression oblique uniforme.

3.2 Critère énergétique d'endommagement

Cette approche est celle retenue par l'EC5 à partir de 2005 pour la vérification des lamelles tranchées. Le critère est basé sur le calcul de l'énergie de déformation du

volume contraint jusqu'au seuil critique d'endommagement. C'est-à-dire un seuil de contraintes couplées en limites élastiques ou en limites de rupture. Pour un matériau isotrope, tel que l'acier, c'est le critère de Von Mises(1928) qui est utilisé. Le critère de Hill-Tsai(1965) [18] est généralement retenu pour les matériaux orthotropes et isotropes transverses. Pour le bois, en contrainte plane, on utilise la forme générale du critère de Norris(1962) avec un coefficient de calibration sur la valeur caractéristique du cisaillement en fonction du sens de la contrainte $\sigma_{x,d}$ [21]

- *Critère de Hill-Tsai en contrainte plane*

$$\left(\frac{\sigma_l}{f_l}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_t}{f_t}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{lt}}{f_v}\right)^2 - \frac{\sigma_l . \sigma_t}{f_l^2} \leq 1$$

- *Critère de Norris*

$$\left(\frac{\sigma_l}{f_l}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_t}{f_t}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{lt}}{f_v}\right)^2 \leq 1$$

- *Critère de l'Eurocode 5-1-1 (nov 2005)*

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{?,90,d}}{f_{?,90,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{k . f_{v,d}}\right)^2 \leq 1$$

avec :

- k=0,75 et «?»=t, si σ_x est en traction
- k=1,5 et «?»=c, si σ_x est en compression

Bibliographie

- [1] NF EN1995-1-1 Juillet 2014 + AN mai 2010
- [17] H. RIBERHOLT, *Tapered timber beams*, CIB-W18/11-10-1, Mars 1979.
- [18] D. GAY, *Matériaux composites*, 4e éditions, HERMES, 1997.
- [19] Annales ITBTP, *Problèmes de calcul des barres à inertie variable en bois lamellé-collé*, Recueil de Contributions N°466, 1988.
- [20] J. K. J. EHLBECK, *Poutres courbes et à inertie variable*, STEP Chapitre IV-8, 1996.
- [21] *Norme*, DIN 1052, NABau, 2008.

MEMBRES DE LA COMMISSION TECHNIQUE et PERSONNALITÉS CONSULTÉES

Le SNBL tient à remercier l'ensemble des participants à la commission technique ainsi que les professionnels ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette note :

Monsieur Alain PERRIN, *BE PERRIN*
Messieurs PROVOT et NAVILLOT, *ARBONIS*
Monsieur DE BOUTRAY, *AKZO NOBEL INDUSTRIAL FINISHES SAS*
Monsieur COMTE, *BARLET Frères*
Messieurs BELLIARD et FOUILLEUL, *BELLIARD*
Monsieur Eric SAUVIGNET, *BE2S*
Monsieur CHAUTARD, *BOIS & SCIAGES DE SOUGY*
Messieurs ADAM, *JEUSEL et MOULIE, BRIAND CONSTRUCTION BOIS*
Monsieur SIMONNEAU, *C.I.L.C.*
Messieurs GUELLIER et VERRIERE, *C.M.B.P.*
Monsieur COLLADELLO, *COLLADELLO*
Messieurs BOUTHILLON et MONTAGNIER, *COSYLVA*
Monsieur DURAND, *DESCHAMPS*
Monsieur LE GUYADER, *EMG*
Monsieur BEAULIEU, *ERIBOIS*
Monsieur FENESTRE, *FCB*
Monsieur LEBLEU, *GOUBIE*
Monsieur LEDOUX, *HAAS WEISROCK*
Monsieur GIRI, *ICABOIS*
Messieurs QUIDET et LEROY, *ITECH*
Madame PANESCU, *JAMES S.A*
Monsieur SCHOULER, *MARGUERON*
Messieurs ADOLF et DE TADDEO, *MATHIS S.A*
Monsieur FURLAN, *SACBA*
Messieurs CABOT et FOURNIER, *SOCIÉTÉ des CHARPENTES FOURNIER*
Monsieur THUAULT, *TANGUY S.A*
Messieurs MICHELER et LEDER, *TÜRMERLEIM AG*
Monsieur VARACCA, *SFS Intec*
Monsieur STAUBER, *SIMPSON STRONG TIE*
Monsieur HAMEURY, *CSTB*
Messieurs BRASSY et LE MAGOROU, *FCBA*
Madame FAYE, *FCBA*
Monsieur BLERON, *ENSTIB*
Messieurs FERET et MILLEREUX, *SNBL*
Monsieur ADJANOHOUN, *APAVE*
Monsieur FAHRNER, *SOCOTEC*
Monsieur FAILLE, *QUALICONSULT*
Messieurs LAMADON, HOSTALERY et BERRY, *BUREAU VERITAS*

SNBL
120, avenue Ledru Rollin
75011 PARIS
Tél. : 01 43 45 53 43
fibc@magic.fr
www.glulam.org

Le S.N.B.L. a pour objectif de promouvoir l'utilisation du bois lamellé collé dans la construction et il participe au développement technique industriel, commercial et économique et à l'établissement de règles de conception et de mise en œuvre.

Il diffuse à l'ensemble des professionnels, les documents d'information relevant de l'architecture et de la construction en bois lamellé collé. Le S.N.B.L. membre de la F.I.B.C. et de l'association européenne «Glulam», est l'organisme représentatif des industries françaises du bois lamellé collé pour la construction.

Ses membres sont des professionnels de la construction, du bois et de la transformation du bois.