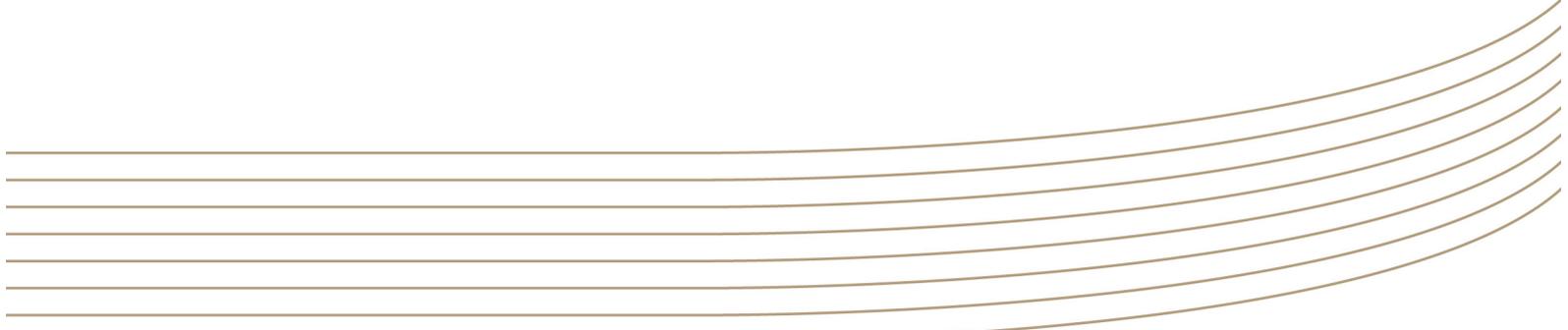


# GLULAM HANDBOOK FRANCE

MANUEL DU BOIS LAMELLÉ  
VOL. 3







GLULAM HAND BOOK

# MANUEL DU BOIS LAMELLE

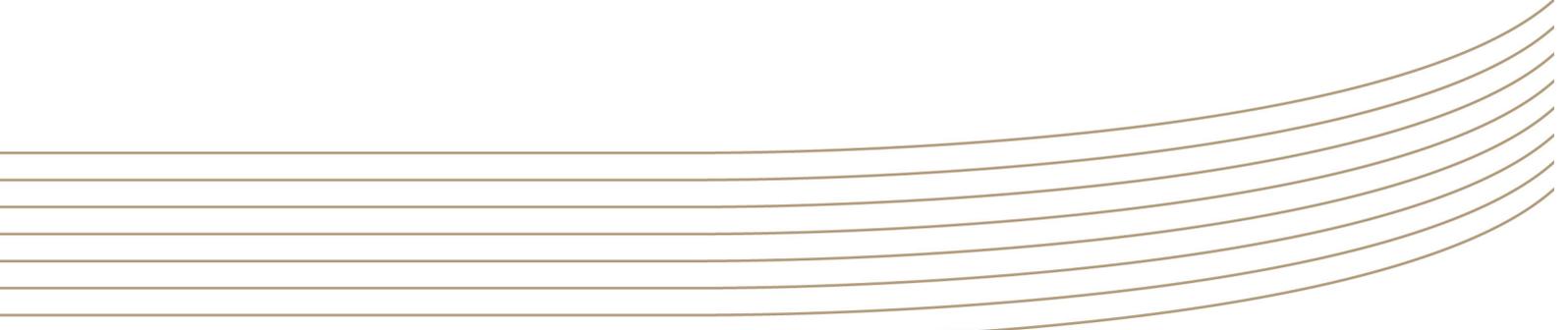
---

Volume 3

Presentation d'un materiau  
du XXI<sup>ème</sup> siecle



Cet ouvrage a été réalisé dans le cadre de la campagne « Bois Lamellé dans la Ville » avec le soutien de SNBL, SWEDISH WOOD, CODIFAB, ACERBOIS



# TABLE DES MATIÈRES

---

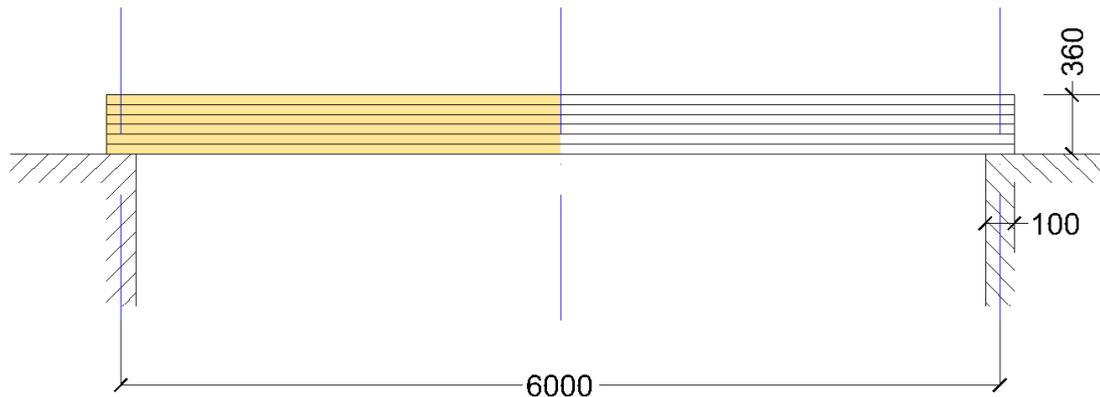
<b>Exemple 1 : Dimensionnement d'une solive</b> .....	4
<b>Exemple 2 : dimensionnement d'une poutre à décroissance</b> .....	11
<b>Exemple 3 : Dimensionnement d'une poutre courbe à inertie variable</b> .....	18
<b>Exemple 4 : Dimensionnement d'une poutre courbe</b> .....	25
<b>Exemple 5 : Dimensionnement une ferme sous tendue</b> .....	32
<b>Exemple 6 : Dimensionnement d'un poteau</b> .....	43
<b>Exemple 7 : Dimensionnement d'un système de contreventement</b> .....	50
<b>Exemple 8 : Dimensionnement d'une poutre treillis</b> .....	58
<b>Exemple 9 : Dimensionnement d'une solive de plancher et l'assemblage avec résistance au feu</b> .....	65
<b>Exemple 10 : Dimensionnement d'un portique avec reins cintrés</b> .....	70
<b>Exemple 11 : Dimensionnement d'un portique à contre-fiches</b> .....	79
<b>Exemple 12 : Dimensionnement d'une poutre lenticulaire</b> .....	89
<b>Exemple 13 : Dimensionnement d'un arc à 3 articulations</b> .....	98
<b>Exemple 14 : Dimensionnement d'un arc treillis</b> .....	107
<b>Exemple 15 : Poutre avec réservation</b> .....	115
<b>Exemple 16 : Renforcement en traction perpendiculaire au fil d'une zone d'apex</b> .....	120
<b>Exemple 17 : Dimensionnement assemblage d'un entrain</b> .....	124
<b>Exemple 18 : Assemblage pied de poteau</b> .....	127
<b>Exemple 19 : Dimensionnement d'un renfort d'appui</b> .....	132
<b>Exemple 20 : Poutre avec entailles aux appuis</b> .....	137
<b>Exemple 21 : Dimensionnement d'un nœud de poutre treillis avec assemblage broché par plat multiple</b> .....	142
<b>Exemple 22 : Dimensionnement d'un assemblage de faitage articulé</b> .....	147

# EXEMPLE 1 : DIMENSIONNEMENT D'UNE SOLIVE

## 1.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier la solive ci-dessous

SIMPLY SUPPORTED BEAM

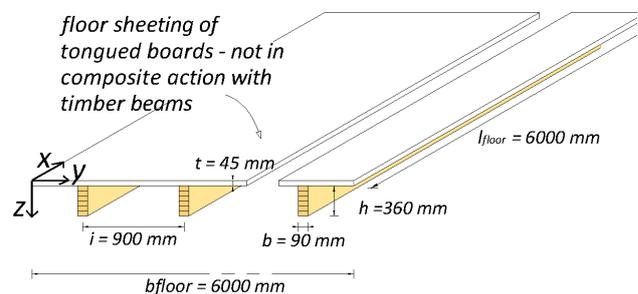


STATIC SYSTEM



Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 1.4 par méthode de pré-dimensionnement

<b>Poutre lamellé-collé :</b>	GL28h
<b>Parquet en planches de bois massif :</b>	C24
<b>Plancher d'habitation :</b>	Type A
<b>Matériaux supportés « non fragiles »</b>	
<b>Poutre lamellé-collé :</b>	
<b>Facteur partiel des charges permanentes :</b>	$\gamma_g=1,35$
<b>Facteur partiel des charges variables :</b>	$\gamma_q=1,5$
<b>Facteur partiel matériau du lamellé-collé :</b>	$\gamma_M=1,25$



## 1.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1} = 0,20 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i = 0,50 \cdot 0,9 = 0,45 \text{ kN/m}$
Charge variable	$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$q_k = Q_k \cdot i = 2,00 \cdot 0,9 = 1,80 \text{ kN/m}$

## 1.3 COMBINAISONS DE CHARGES

2 combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (0,20 + 0,45) = 0,88 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de moyen terme, $k_{mod}=0,8$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,2 + 0,45) + 1,5 \cdot 1,8 = 3,57 \text{ kN/m}$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{0,88}{0,6} = 1,46 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{3,57}{0,8} = 4,47$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante

## 1.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

$$b=90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{L_{tot}}{17} = \frac{6 \cdot 10^3}{17} = 353 \text{ mm} > h = 360 \text{ mm}$$

## 1.5 VERIFICATIONS AUX ELU

### a. Compression perpendiculaire au fil

$$N_{Ed} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 3,57 \cdot \frac{6}{2} = 10,73 \text{ kN}$$
$$\sigma_{c90d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot l_{support}} = \frac{10,73 \cdot 10^3}{90 \cdot (100 + 30)} = 0,92 \text{ MPa}$$

Vérification de la compression perpendiculaire au fil (EN1995.1.1 Eq.6.3)

$$\frac{\sigma_{c90d}}{f_{c90d} \cdot k_{c90}} = \frac{0,92}{(2,5 \cdot 0,8 / 1,25) \cdot 1,75} = 0,33 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_d$  est réalisé en utilisant la réduction de la valeur de l'effort tranchant à l'appui  $V_{red}$ , voir Table IX.5, Glulam Handbook Vol. III

$$V_{Ed} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 3,58 \cdot \frac{6}{2} = 10,73 \text{ kN}$$
$$V_{red} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{L_{tot}} \cdot \left( \frac{L_{tot}}{2} - \frac{b_{support}}{2} - h \right) = \frac{2 \cdot 10,93}{6} \cdot \left( \frac{6}{2} - \frac{0,1}{2} - 0,360 \right) = 9,26 \text{ kN}$$
$$\tau = \frac{3 \cdot V_{red}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 9,26 \cdot 10^3}{2 \cdot 90 \cdot 360} = 0,43 \text{ MPa}$$

Vérification du cisaillement (EN1995.1.1 Eq.6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{0,43}{(3,5 \cdot 0,8 / 1,25) \cdot 0,67} = 0,29 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Moment de flexion

Le déversement est repris par les dalles de plancher

$$M_{Ed} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}^2}{8} = 3,58 \cdot \frac{6^2}{8} = 16,10 \text{ kNm}$$
$$\sigma_{md} = \frac{6}{b \cdot h^2} \cdot M_{Ed} = \frac{6}{90 \cdot 360^2} \cdot 16,10 \cdot 10^6 = 8,28 \text{ MPa}$$

Vérification (EN1995.1.1 Eq.6.11)

$$k_h = \left( \frac{600}{360} \right)^{0,1} = 1,05$$

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md} \cdot k_h} = \frac{8,28}{(28 \cdot 0,8 / 1,25) \cdot 1,05} = 0,44 < 1 \rightarrow OK$$

## 1.6 VERIFICATIONS AUX ELS

### a. Déformation

Trois combinaisons différentes de chargement sont considérées

<b>Combinaison ELS g1</b> (charges Permanentes 1 <sup>re</sup> œuvre)	$q_{els.g1}=g_{k1}=0,20 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison ELS g2</b> (charges Permanentes 2 <sup>e</sup> œuvre)	$q_{els.g2}=g_{k2}=0,45 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison ELS q1</b> (charges variables)	$q_{els.q1}=q_k=1,80 \text{ kN/m}$

La déformation instantanée à mi-portée, voir §6.2.6, Glulam Handbook Vol. II  
La déformation est calculée pour une charge unitaire uniformément répartie.

$$w_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{tot}^4}{E_{0mean} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6000^4}{12600 \cdot \frac{90 \cdot 360^3}{12}} = 3,83 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$$

La déformation engendrée par les efforts tranchants sont négligés

**Déformation instantanée engendrée par les charges permanentes de premier œuvre**

$$w_{inst.g1} = w_1 \cdot q_{els.g1} = 3,83 \cdot 0,20 = 0,8 \text{ mm}$$

**Déformation instantanée engendrée par les charges permanentes de second œuvre**

$$w_{inst.g2} = w_1 \cdot q_{els.g2} = 3,83 \cdot 0,45 = 1,7 \text{ mm}$$

**Déformation instantanée engendrée par les charges variables**

$$w_{inst.q} = w_1 \cdot q_{els.q1} = 3,83 \cdot 1,80 = 6,9 \text{ mm}$$

## Vérification de la déformation instantanée des charges variables, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1

$$w_{inst.q} = 6,9mm < \frac{L_{tot}}{300} = 20mm \rightarrow OK$$

## La déformation finale engendrée par les charges permanentes

$$w_{fin.g} = (w_{inst.g1} + w_{inst.g2}) \cdot (1 + k_{def}) = (0,8 + 1,7) \cdot (1 + 0,6) = 4,0mm$$

## La déformation finale engendrée par les charges variables

$$w_{fin.q} = w_{inst.q} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 6,9 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,6) = 8,1mm$$

## La déformation totale finale

$$w_{fin} = w_{net,fin} = w_{fin,q} + w_{fin,g} = 4,0 + 8,1 = 12,1mm$$

## Vérification de la déformation nette finale, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1

$$w_{net,fin} = 12,1mm < \frac{L_{tot}}{200} = 30mm \rightarrow OK$$

## Déformation active (ou déformation nuisible)

$$w_a = w_{fin} - w_{inst.g1} = 12,1 - 0,8 = 11,3mm$$

## Vérification de la déformation active, voir cahier du CSTB N°3730 §1.1.4.2

$$w_a = 11,3mm < \min\left(\frac{L_{tot}}{350}; 5mm + \frac{L_{tot}}{700}\right) = \min(17,1; 13,6) = 13,6mm \rightarrow OK$$

## b. Vibration

La rigidité plaque équivalente en flexion des poutres de plancher autour de l'axe y

$$EI_l = E_{0mean} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1}{i} = 12600 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,09 \cdot 0,360^3}{12} = 4\,898\,880 \text{ N} \cdot \text{m}^2/\text{m}$$

La rigidité de plaques équivalentes en flexion des dalles de plancher autour de l'axe z

$$EI_b = E_{0mean.parquet} \cdot \frac{t^3}{12} = 11000 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,045^3}{12} = 83531 \text{ N} \cdot \text{m}^2/\text{m}$$

Où t est l'épaisseur de la dalle

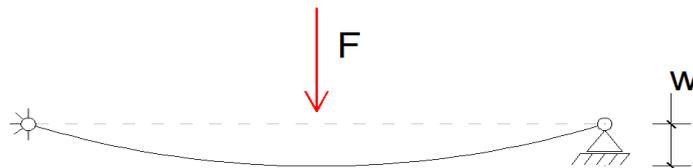
**Masse réglementaire considérée en vibratoire, voir AN ECO §A1.4.4**

$$m = \left( \frac{g_{k1}}{i} + G_{k2} + 0,2 \cdot Q_k \right) / \gamma_{terre} = \left( \frac{0,2}{0,9} + 0,45 + 0,2 \cdot 2 \right) / 9,81 = 109 \text{ kg}$$

1<sup>re</sup> Fréquence propre (EN 1995.1.1 Section 7.2)

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L_{tot}^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_l}{m}} = \frac{3,14}{2 \cdot 6^2} \cdot \sqrt{\frac{4\,898\,880}{109}} = 9,24 \text{ Hz}$$

La première fréquence propre du plancher est  $f_1 > 8 \text{ Hz}$ . Par conséquent, la procédure de vérification selon l'EN1995.1.1 §7.3.3 peut être utilisée.



La souplesse sous un effort concentré à mi-portée :

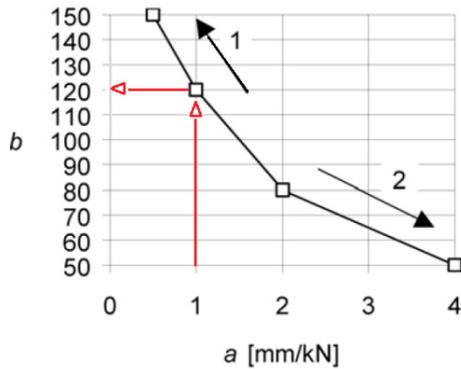
$$\frac{W}{F} = \frac{F \cdot L_{tot}^3}{48 \cdot E_{0mean}} \cdot \frac{12}{b \cdot h^3} = \frac{L_{tot}^3}{48 \cdot E_{0mean}} \cdot \frac{12}{b \cdot h^3} = \frac{6000^3}{48 \cdot 12600} \cdot \frac{12}{90 \cdot 360^3} \cdot 10^3 = 1,02 \text{ mm/kN}$$

La limite de la souplesse sous un effort concentré à mi-portée doit être choisi plus petit que 3 mm/kN tout en sachant que le confort normal correspond à 1,3 mm/kN (+/- 0,3 mm/kN) voir AN EC5.1.1 §7.3.3(2)

Choix de  $a=1,1$

$$\frac{W}{F} = 1,02 < a = 1,1 < 1,3 < 3 \text{ mm/kN}$$

Selon l'EN1995.1.1 figure 7.2



$$a=1,1 \Rightarrow b=80+(120-80) \cdot (2-1,1)=116$$

Nombre de modes de vibration avec une fréquence propre inférieure à 40 Hz

$$n_{40} = \sqrt[4]{\left(\left(\frac{40}{f_1}\right)^2 - 1\right) \cdot \left(\frac{b_{tot}}{L_{tot}}\right)^4 \cdot \frac{EI_l}{EI_b}} = \sqrt[4]{\left(\left(\frac{40}{9,03}\right)^2 - 1\right) \cdot \left(\frac{6}{6}\right)^4 \cdot \frac{4,90 \cdot 10^6}{8,35 \cdot 10^4}} = 5,75$$

Vitesse impulsionnelle

$$v_{imp} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot n_{40})}{m \cdot b_{tot} \cdot L_{tot} + 200} = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 5,75)}{109 \cdot 6,6 + 200} = 0,0037 \text{ m/s}$$

Vérification (EN1995.1.1 Eq.7.4)

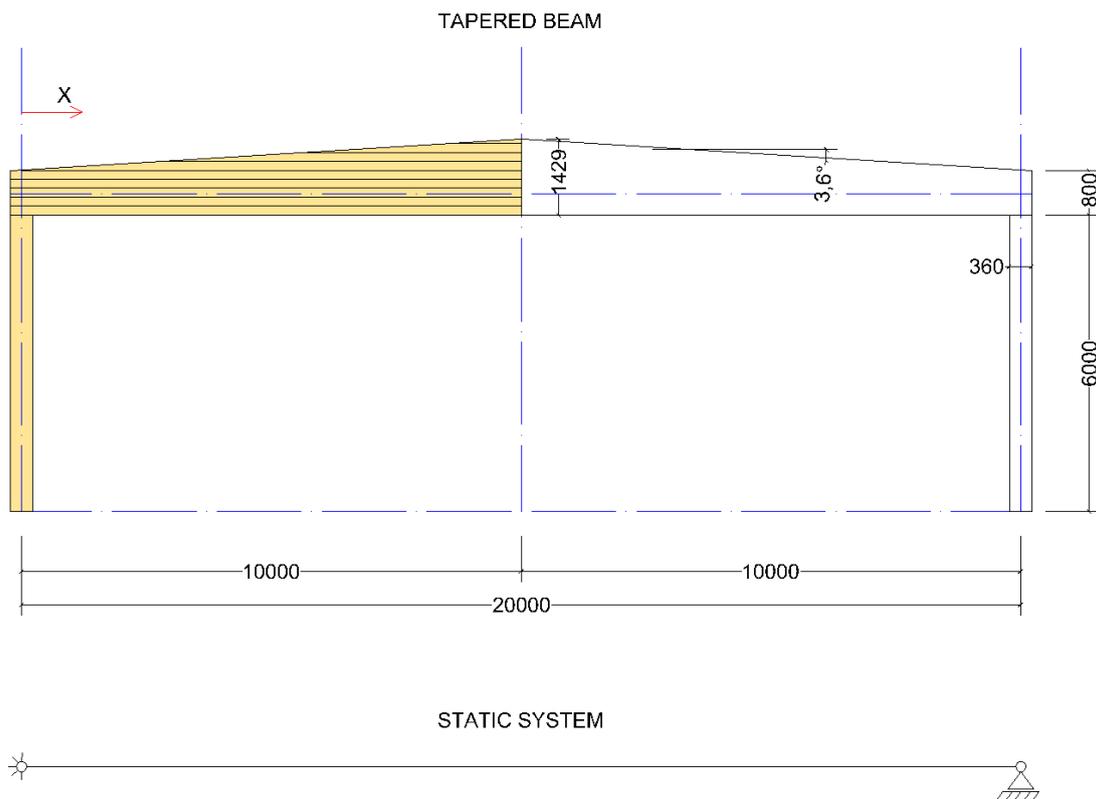
Le coefficient d'amortissement modal  $\zeta = 1 \%$

$$v_{imp} = 0,0037 < b(f_1 \cdot \xi^{-1}) = 116^{(9,03 \cdot 0,01^{-1})} = 0,013 \text{ m/s} \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 2 : DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE À DÉCROISSANCE

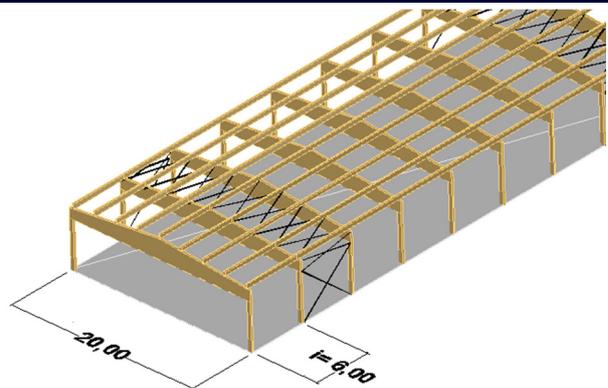
## 2.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier la poutre à décroissance ci-dessous



Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 2.4 par méthode de pré-dimensionnement

Poutre en lamellé-collé : GL28  
Classe de service 1  
Altitude < 1000 m  
Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 2.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont :

Structurel		$g_{k1}=1,10 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2} \cdot i \cdot 1,1=0,60 \cdot 6 \cdot 1,1=3,96 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=1,50 \text{ kN/m}^2$	$s_k=S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1=1,50 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,1=7,92 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 2.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) = 6,83 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de court terme, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 7,92 = 18,71 \text{ kN/m}$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{6,83}{0,6} = 11,38 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{18,71}{0,9} = 20,79$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante

## 2.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé suivant les recommandations données au chapitre 7.3.2, Glulam Handbook Vol. II

Poutre

$$b = \frac{L_{tot}}{110} = \frac{20 \cdot 10^3}{110} = 182 \text{ mm} \rightarrow b = 190 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{L_{tot}}{4} \cdot \left( 3 \sqrt{\frac{q_{d2}}{b \cdot 0,9 \cdot f_{md}}} - \tan(\alpha) \right) = \frac{20 \cdot 10^3}{4} \cdot \left( 3 \sqrt{\frac{18,71}{190 \cdot 0,9 \cdot 20,16}} - \tan(3,6^\circ) \right) = 790,6 \text{ mm} \rightarrow h_0 = 800 \text{ mm}$$

$$h_{apex} = \frac{L_{tot}}{4} \cdot \left( 3 \sqrt{\frac{q_{d2}}{b \cdot 0,9 \cdot f_{md}}} + \tan(\alpha) \right) = \frac{20 \cdot 10^3}{4} \cdot \left( 3 \sqrt{\frac{18,71}{190 \cdot 0,9 \cdot 20,16}} + \tan(3,6^\circ) \right) = 1419,6 \text{ mm} \rightarrow h_{apex} = 1429 \text{ mm}$$

Poteau

$$h_{pot.min} = \frac{q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}}{2}}{b \cdot k_{c90} \cdot f_{c90d}} = \frac{18,71 \cdot \frac{20 \cdot 10^3}{2}}{190 \cdot 1,75 \cdot 1,8} = 312,6mm \rightarrow h_{pot} = 360mm$$

La largeur du poteau est déterminée sur la base de la compression perpendiculaire au fil du bois. La vérification du poteau en flambement est décrite dans l'exemple 6.

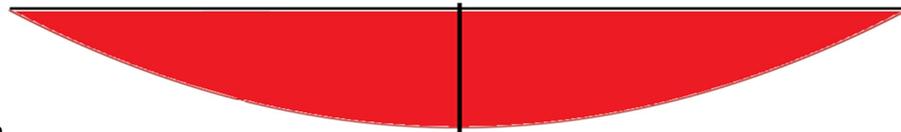
## 2.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

Efforts tranchant



$$V_{Ed} = 187,1 \text{ kN}$$

Moments de flexion



$$M_{Ed} = 935,6 \text{ kN.m}$$

## 2.6 VERIFICATIONS AUX ELU

### a. Cisaillement

La contrainte de cisaillement  $\tau_d$  est déterminée en utilisant la valeur réduite de l'effort tranchant à l'appui  $V_{red}$ , voir Table IX.5, Glulam Handbook Vol. III

$$V_{red} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{L_{tot}} \cdot \left( \frac{L_{tot}}{2} - \frac{b_{support}}{2} - h_0 \right) = \frac{2 \cdot 187,1}{6} \cdot \left( \frac{20}{2} - \frac{0,360}{2} - 0,800 \right) = 168,77 \text{ kN}$$
$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{red}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 168,77 \cdot 10^3}{2 \cdot 190 \cdot 800} = 1,67 \text{ MPa}$$

Vérification du cisaillement (EN1995.1.1 Eq.6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,67}{2,52 \cdot 0,67} = 0,99 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Compression perpendiculaire au fil à l'appui

$$\sigma_{c90d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot (h_{pot} + 30)} = \frac{187,1 \cdot 10^3}{190 \cdot (360 + 30)} = 2,53 \text{ MPa}$$

### Vérification de la compression perpendiculaire au fil (EN1995.1.1 Eq.6.3)

$$\sigma_{c90d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot (h_{pot} + 30)} = \frac{187,1 \cdot 10^3}{190 \cdot (360 + 30)} = 2,53 \text{ Mpa}$$

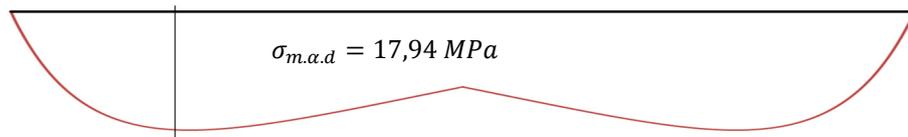
### Vérification de la compression perpendiculaire au fil (EN1995.1.1 Eq.6.3)

$$\frac{\sigma_{c90d}}{f_{c90d} \cdot k_{c90}} = \frac{2,53}{1,80 \cdot 1,75} = 0,80 < 1 \rightarrow OK$$

## c. Contrainte maximum de flexion

$$x_{max} = \frac{L_{tot} \cdot h_0}{2 \cdot h_{apex}} = \frac{20 \cdot 10^3 \cdot 800}{2 \cdot 21429} = 5598,3 \text{ mm}$$
$$M_{xmax} = \frac{q_{d2} \cdot x_{max}}{2} (L_{tot} - x_{max}) = \frac{18,71 \cdot 10^3 \cdot 5,60}{2} \cdot (20 - 5,60) = 754,3 \text{ kN.m}$$
$$h_{xmax} = h_0 + x_{max} \cdot \tan(\alpha) = 800 + 5598,3 \cdot \tan(3,6^\circ) = 1152,2 \text{ mm}$$
$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6}{b \cdot h_{xmax}^2} \cdot M_{xmax} = \frac{6}{190 \cdot 1152,2^2} \cdot 754,3 \cdot 10^6 = 17,94 \text{ MPa}$$

### Diagramme des contraintes de flexion



La résistance en flexion doit être réduite par le facteur  $k_{m,\alpha}$ , qui permet de tenir compte de la simultanéité des contraintes de flexion, de cisaillement et de compression transversale

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan(\alpha)\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot (\tan(\alpha))^2\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{20,16}{1,5 \cdot 2,52} \cdot \tan(3,6^\circ)\right)^2 + \left(\frac{20,16}{1,80} \cdot (\tan(3,6^\circ))^2\right)^2}} = 0,95$$

### Vérification de la contrainte de flexion (EN. 1995.1.1 Eq.6.38)

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{m,\alpha} \cdot f_{md}} = \frac{17,94}{0,95 \cdot 20,16} = 0,93 < 1 \rightarrow OK$$

## d. Contrainte de flexion à l'apex

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 1,11 \frac{6}{190 \cdot 1429^2} \cdot 935,6 \cdot 10^6 = 16,06 \text{ MPa}$$

La contrainte de flexion à l'apex est augmentée par  $k_l$ , qui prend en compte l'effet le décalage de l'axe neutre par rapport à l'axe géométrique de la poutre (EN 1995.1.1 Eq. 6.43)

$$k_l = 1 + 1,4 \cdot \tan(\alpha) + 5,4 \cdot (\tan(\alpha))^2 = 1,11$$

## Vérification de la contrainte de flexion (EN. 1995.1.1 Eq.6.41)

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} = \frac{16,06}{20,16} = 0,80 < 1 \rightarrow OK$$

## e. Traction perpendiculaire au fil à l'apex

$$k_p = 0,2 \cdot \tan(\alpha) = 0,2 \cdot \tan(3,6^\circ) = 0,013$$

$$\sigma_{t90,d} = k_p \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 0,013 \frac{6}{190 \cdot 1429^2} \cdot 935,6 \cdot 10^6 = 0,18 \text{ Mpa}$$

$$Vol = b \cdot h_{apex}^2 = 0,19 \cdot 1,429^2 = 0,388 \text{ m}^3$$

$$k_{vol} = \left( \frac{V_o}{Vol} \right)^{0,2} = \left( \frac{0,01}{0,388} \right)^{0,2} = 0,481$$

$$k_{dis} = 1,4$$

## Vérification de la contrainte perpendiculaire au fil (EN. 1995.1.1 Eq.6.50)

$$\frac{\sigma_{t90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t90,d}} = \frac{0,18}{1,4 \cdot 0,481 \cdot 0,36} = 0,75 < 1 \rightarrow OK$$

## f. Vérification de la stabilité au déversement

La rigidité latérale des poutres est assurée par le système de contreventement. Les points de stabilité sont distant de 1,80 m

La section entre 2 pannes est considérée comme constante. La vérification est effectuée à l'endroit où la contrainte de flexion est maximum à savoir à  $x = X_{max}$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6}{b \cdot h_{x_{max}}^2} \cdot M_{x_{max}} = \frac{6}{190 \cdot 1152,2^2} \cdot 754,2 \cdot 10^6 = 17,94 \text{ MPa}$$

Longueur effective de déversement :	$L_{0z} = 1,80 \text{ m}$
Contrainte critique de déversement :	$\sigma_{cr,m} = \frac{\pi}{L_{0z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}$ $= \frac{\pi}{1,80 \cdot 10^3 \cdot \frac{1152^2 \cdot 190}{6}} \cdot \sqrt{10500 \cdot \frac{1152 \cdot 190^3}{12} \cdot 540 \cdot \frac{1152 \cdot 190^3}{3}}$ $= 130,2 \text{ Mpa}$
Elancement relatif de déversement :	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr,m}}} = \sqrt{\frac{28}{130,2}} = 0,46$
Facteur critique de déversement :	$k_{crit} = 1$

Le facteur critique de déversement est égal à 1. Par conséquent, la poutre n'est pas sujette au déversement.

## 2.7 VERIFICATIONS AUX ELS

Deux combinaisons sont considérées :

<b>Combinaison ELS 1</b> (charges Permanentes)	$q_{els.1} = (g_{k1} + g_{k2}) = (1,10 + 3,96) = 5,06 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison ELS 2</b> (charges de neige)	$q_{els.2} = s_k = 7,92 \text{ kN/m}$

La déformation instantanée, voir §6.2.6, Glulam Handbook Vol. II

La déformation est calculée pour une charge uniformément répartie unitaire  $q_1=1$

$$w_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^4}{E_{0mean} \cdot \frac{b \cdot h_e^3}{12}} + 0,35 \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^2}{G_{mean} \cdot b \cdot (h_{apex} + h_0)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,20000^4}{12600 \cdot \frac{190 \cdot 1215^3}{12}} + 0,35 \cdot \frac{1,20000^2}{650 \cdot 190 \cdot (1429 + 800)} = 6,33 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$$

$$h_e = h_0 + 0,33 \cdot L_{tot} \cdot \tan(\alpha) = 1215,2 \text{ mm}$$

avec

La déformation engendrée par les efforts tranchants:  $w_{cis} = 0,35 \cdot \frac{L_{tot}^2}{G_{mean} \cdot b \cdot (h_{apex} + h_0)} = 0,51 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$

$$\frac{w_{cis}}{w_1} = 8,0\%$$

La déformation engendrée par les moments de flexion:  $w_{flex} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^4}{E_{0mean} \cdot \frac{b \cdot h_e^3}{12}} = 5,82 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$

$$\frac{w_{flex}}{w_1} = 92\%$$

Déformation instantanée sous charges permanentes

$$w_{inst.g} = w_1 \cdot q_{els.1} = 6,33 \cdot 5,06 = 32,0 \text{ mm}$$

Déformation instantanée sous charges de neige

$$w_{inst.q} = w_1 \cdot q_{els.2} = 6,33 \cdot 7,92 = 50,1 \text{ mm}$$

**Vérification de la déformation instantanée des charges variables, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1**

$$w_{inst.q} = 50,1 \text{ mm} < \frac{L_{tot}}{300} = 66 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Déformation finale sous charges permanentes

$$w_{fin.g} = w_{inst.g} \cdot (1 + k_{def}) = 32,0 \cdot (1 + 0,6) = 51,2 \text{ mm}$$

## Déformation finale sous charges de neige

$$w_{fin.q} = w_{inst.q} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 50,1 \cdot (1 + 0,06) = 50,1mm$$

## Déformation totale finale

$$w_{fin} = w_{net.fin} = w_{fin,q} + w_{fin,g} = 51,2 + 50,1 = 101,3mm$$

## Vérification de la déformation nette finale, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1

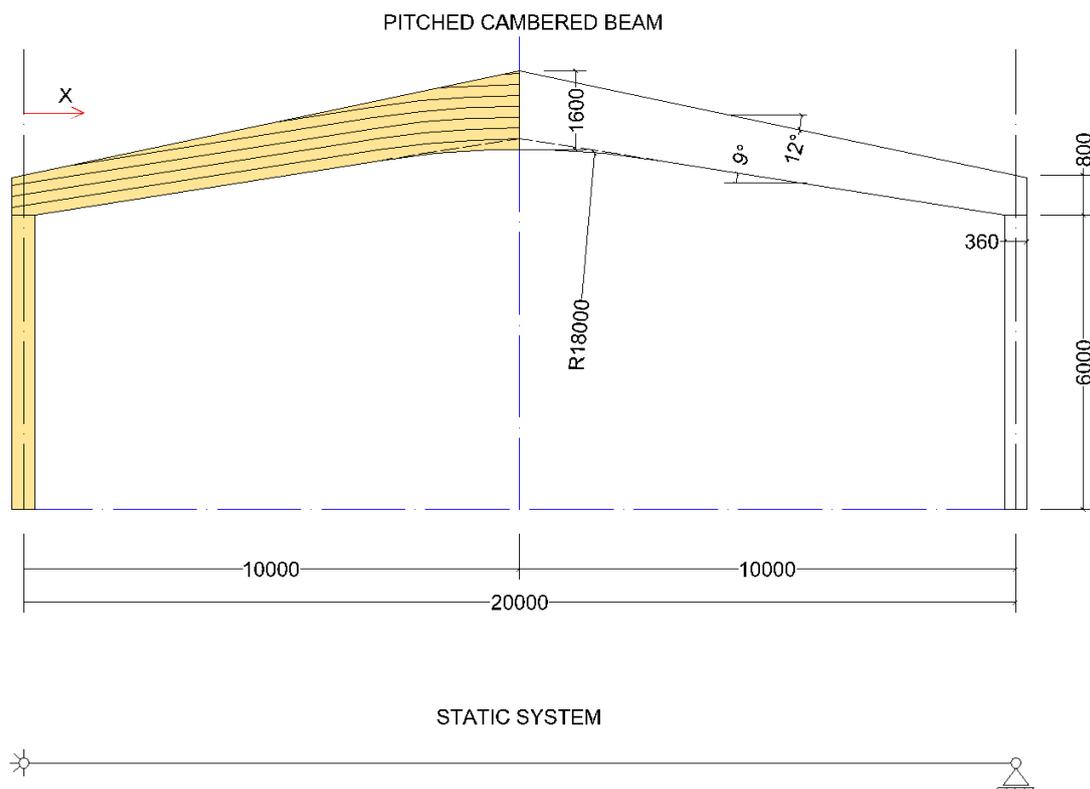
$$w_{net.fin} = 101,3mm > \frac{L_{tot}}{200} = 100mm \rightarrow NC$$

La vérification de la déformation nette finale n'est pas satisfaite. Cependant, il est possible de réaliser, par exemple, une contre-flèche à la fabrication de la poutre correspondant à la déformation sous charges permanentes, pour satisfaire ce critère

# EXEMPLE 3 : DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE COURBE À INERTIE VARIABLE

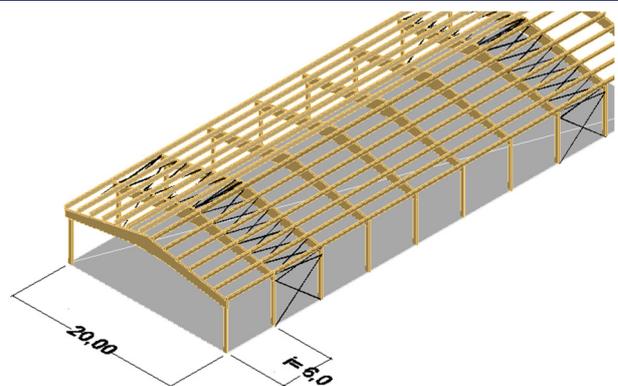
## 3.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier la poutre courbe à inertie variable ci-dessous



Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 3.4 par méthode de pré-dimensionnement.

Poutre en lamellé-collé : GL28  
Classe de service 1  
Altitude < 1000 m  
Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 3.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont :

Structurel		$g_{k1}=1,10 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2} \cdot i \cdot 1,1=0,60 \cdot 6.1,1=3,96 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=1,50 \text{ kN/m}^2$	$S_k=S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1=1,50 \cdot 6.0,8 \cdot 1,1=7,92 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 3.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) = 6,83 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de court terme, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 7,92 = 18,71 \text{ kN/m}$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{6,83}{0,6} = 11,38 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{18,71}{0,9} = 20,79$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante

## 3.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé suivant les recommandations données au chapitre 7.3.2, Glulam Handbook Vol. II

Poutre

$$r \geq 10m \rightarrow r = 18m$$

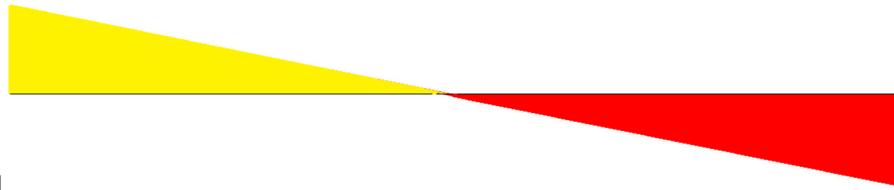
$$b = \frac{L_{tot}}{100} = \frac{20 \cdot 10^3}{100} = 200mm \rightarrow b = 215mm$$

$$h_{apex} = \frac{L_{tot}}{13} = \frac{20 \cdot 10^3}{13} = 1538mm \rightarrow h_{apex} = 1600mm$$

$$h_{apex} = \frac{L_{tot}}{30} = \frac{20 \cdot 10^3}{13} = 667mm \rightarrow h_0 = 800mm$$

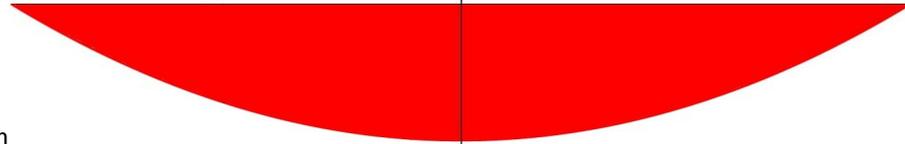
## 3.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

Effort tranchant



$V_{ed}=187,42\text{kN}$

Moment de flexion



$M_{ed}=936,07\text{kN.m}$

## 3.6 VERIFICATIONS AUX ELU

### a. Cisaillement

La contrainte de cisaillement  $\tau_d$  est déterminée en utilisant la valeur réduite de l'effort tranchant à l'appui  $V_{red}$ , voir Table IX.5, Glulam Handbook Vol. III

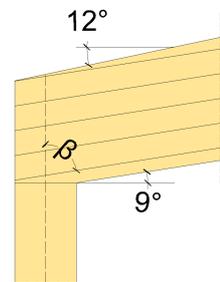
$$V_{red} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{L_{tot}} \cdot \left( \frac{L_{tot}}{2} - \frac{b_{support}}{2} - h_0 \right) = \frac{2 \cdot 187,42}{6} \cdot \left( \frac{20}{2} - \frac{0,360}{2} - 0,800 \right) = 169,05 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{red}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 169,05 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 800} = 1,47 \text{ MPa}$$

Vérification du cisaillement (EN1995.1.1 Eq.6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,47}{2,52 \cdot 0,67} = 0,87 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Compression à l'angle $\beta$ par rapport au fil à l'appui



Dans cet exemple le poteau est considéré avec une largeur de 360mm

$$\beta = 90^\circ - \alpha_{int} = 90^\circ - 9^\circ = 81^\circ$$

La contrainte de compression à l'appui est:

$$\sigma_{c\beta d} = \frac{q_{d2} \cdot L_{tot}}{2 \cdot b \cdot (h_{pot} + 30 \cdot \cos(90 - \beta))} = \frac{18,71 \cdot 20 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot (360 + 30 \cdot \cos(9^\circ))} = 2,23 \text{ Mpa}$$

La résistance en compression à l'angle  $\beta$  par rapport au fil

$$f_{c\beta d} = \frac{f_{c0d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} \cdot \frac{f_{c0d}}{(\sin(\beta))^2 + (\cos(\beta))^2} = \frac{20,16}{1,75 \cdot 1,8} \cdot \frac{20,16}{(\sin(81^\circ))^2 + (\cos(81^\circ))^2} = 3,22 \text{ Mpa}$$

Vérification de la compression à l'angle  $\beta$  par rapport au fil (EN1995.1.1 Eq.6.16)

$$\frac{\sigma_{c\beta d}}{f_{c\beta d}} = \frac{2,23}{3,22} = 0,69 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Contrainte maximum de flexion

$$x_{max} = \frac{L_{tot} \cdot h_0}{2 \cdot h_{apex}} = \frac{20 \cdot 10^3 \cdot 800}{2 \cdot 1600} = 5000mm$$

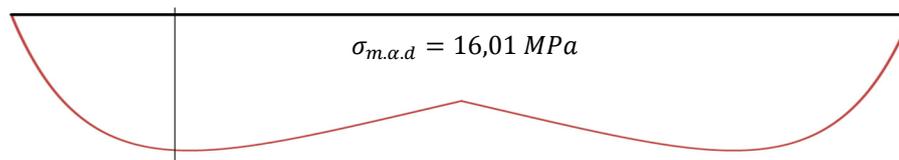
$$M_{xmax} = \frac{q_{d2} \cdot x_{max}}{2} (L_{tot} - x_{max}) = \frac{18,71 \cdot 10^3 \cdot 5}{2} \cdot (20 - 5) = 701,66kN \cdot m$$

$$h_{xmax} = 848 + \left(x_{max} - \frac{h_{pot}}{2}\right) \cdot (\tan(\alpha_{ext}) - \tan(\alpha_{int})) \cdot \cos(\alpha_{int})$$

$$= 848 + \left(5000 - \frac{360}{2}\right) \cdot (\tan(12^\circ) - \tan(9^\circ)) \cdot \cos(9^\circ) = 1105,9mm$$

$$\sigma_{m,\alpha d} = \frac{6}{b \cdot h_{xmax}^2} \cdot M_{xmax} = \frac{6}{215 \cdot 1105,9^2} \cdot 701,66 \cdot 10^6 = 16,01 MPa$$

Diagramme des contraintes de flexion



La résistance en flexion doit être réduite par le facteur  $k_{m,\alpha}$ , qui permet de tenir compte de la simultanéité des contraintes de flexion, de cisaillement et de compression transversale

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \cdot \tan(\Delta\alpha)\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \cdot (\tan(\Delta\alpha))^2\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{20,16}{1,5 \cdot 2,52} \cdot \tan(12^\circ - 9^\circ)\right)^2 + \left(\frac{20,16}{1,80} \cdot (\tan(12^\circ - 9^\circ))^2\right)^2}} = 0,96$$

Vérification de la contrainte de flexion (EN. 1995.1.1 Eq.6.38)

$$\frac{\sigma_{m,\alpha d}}{k_{m,\alpha} \cdot f_{md}} = \frac{16,01}{0,96 \cdot 20,16} = 0,83 < 1 \rightarrow OK$$

### d. Contrainte de flexion à l'apex

La contrainte de flexion à l'apex est augmentée par  $k_t$ , qui prend en compte l'effet le décalage de l'axe neutre par rapport à l'axe géométrique de la poutre (EN 1995.1.1 Eq. 6.43)

$$\begin{aligned}
k_1 &= 1 + 1,4 \cdot \tan(\alpha_{ext}) + 5,4 \cdot (\tan(\alpha_{ext}))^2 = 1 + 1,4 \cdot \tan(12^\circ) + 5,4 \cdot (\tan(12^\circ))^2 = 1,54 \\
k_2 &= 0,35 - 8 \cdot \tan(\alpha_{ext}) = 0,35 - 8 \cdot \tan(12^\circ) = -1,35 \\
k_3 &= 0,6 + 8,3 \cdot \tan(\alpha_{ext}) - 7,8 \cdot (\tan(\alpha_{ext}))^2 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(12^\circ) - 7,8 \cdot (\tan(12^\circ))^2 = 2,01 \\
k_4 &= 6 \cdot (\tan(\alpha_{ext}))^2 = 6 \cdot (\tan(12^\circ))^2 = 0,27 \\
R &= R_{int} + 0,5 \cdot h_{apex} = 18 + 0,5 \cdot 1,6 = 18,80\text{m}
\end{aligned}$$

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right)^3 = 1,54 + -1,35 \cdot \left(\frac{1,6}{18,8}\right) + 2,01 \cdot \left(\frac{1,6}{18,8}\right)^2 + 0,27 \cdot \left(\frac{1,6}{18,8}\right)^3 = 1,44$$

### Contrainte de flexion

$$\sigma_{m.d} = k_l \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 1,44 \frac{6}{215 \cdot 1600^2} \cdot 936,07 \cdot 10^6 = 14,69 \text{ MPa}$$

La résistance en flexion doit être modifiée par le facteur  $k_r$  lié à la courbure et l'épaisseur des lamelles (EN. 1995.1.1 Eq. 6.49)

$$\frac{R_{int}}{45} = \frac{18 \cdot 10^3}{45} = 400 \geq 240 \rightarrow k_r = 1$$

### Vérification de la contrainte de flexion (EN. 1995.1.1 Eq.6.41)

$$\frac{\sigma_{m.d}}{k_r \cdot f_{md}} = \frac{14,69}{1 \cdot 20,16} = 0,73 < 1 \rightarrow OK$$

## e. Traction perpendiculaire au fil à l'apex

Facteur  $k_p$  (EN 1995.1.1 Eq. 6.56)

$$\begin{aligned}
k_5 &= 0,2 \cdot \tan(\alpha_{ext}) = 0,2 \cdot \tan(12^\circ) = 0,04 \\
k_6 &= 0,25 - 1,5 \cdot \tan(\alpha_{ext}) + 2,6 \cdot (\tan(\alpha_{ext}))^2 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(12^\circ) + 2,6 \cdot (\tan(12^\circ))^2 = 0,05 \\
k_7 &= 2,1 \cdot \tan(\alpha_{ext}) - 4 \cdot (\tan(\alpha_{ext}))^2 = 2,1 \cdot \tan(12^\circ) - 4 \cdot (\tan(12^\circ))^2 = 0,27
\end{aligned}$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right)^2 = 0,04 + 0,05 \cdot \left(\frac{1,6}{18,8}\right) + 0,27 \cdot \left(\frac{1,6}{18,8}\right)^2 = 0,05$$

### Contrainte de traction perpendiculaire au fil (EN 1995.1.1 Eq. 6.54)

$$\sigma_{t90.d} = k_p \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 0,05 \frac{6}{215 \cdot 1600^2} \cdot 936,07 \cdot 10^6 = 0,51 \text{ MPa}$$

La résistance en traction perpendiculaire au fil doit être modifiée par les facteurs  $k_{vol}$  et  $k_{dis}$  (EN 1995.1.1 Eq.s 6.51, 6.52)

$$\begin{aligned}
Vol &= b \cdot \left[ (R_{int} + h_{apex})^2 \cdot \sin(\alpha_{int}) \cdot (\cos(\alpha_{int}) - \sin(\alpha_{int}) \cdot \tan(\alpha_{ext} - \alpha_{int})) - R_{int}^2 \cdot \frac{\pi \cdot \alpha_{int}}{180} \right] = 1,713 \text{ m}^3 \\
k_{vol} &= \left(\frac{V_o}{Vol}\right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{1,713}\right)^{0,2} = 0,357 \\
k_{dis} &= 1,7
\end{aligned}$$

### Vérification de la contrainte perpendiculaire au fil (EN. 1995.1.1 Eq.6.50)

$$\frac{\sigma_{t90d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t90d}} = \frac{0,51}{1,7 \cdot 0,357 \cdot 0,36} = 2,33 < 1 \rightarrow NC$$

La poutre a besoin d'être renforcée en traction perpendiculaire au niveau de l'apex.  
Le dimensionnement du renforcement est montré dans l'exemple 16.

## f. Vérification de la stabilité au déversement

La rigidité latérale des poutres est assurée par le système de contreventement. Les points de stabilité sont distants de 1,80 m

La section entre 2 pannes est considérée comme constante. La vérification est effectuée à l'endroit où la contrainte de flexion est maximum à savoir à  $x = X_{max}$

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \frac{6}{b \cdot h_{xmax}^2} \cdot M_{xmax} = \frac{6}{190 \cdot 1152,2^2} \cdot 754,2 \cdot 10^6 = 17,94 MPa$$

Longueur effective de déversement:	$L_{0z} = 1,80m$
Contrainte critique de déversement:	$\sigma_{cr,m} = \frac{\pi}{L_{0z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}$ $= \frac{\pi}{1,80 \cdot 10^3 \cdot \frac{1106^2 \cdot 215}{6}} \cdot \sqrt{10500 \cdot \frac{1106 \cdot 215^3}{12} \cdot 540 \cdot \frac{1106 \cdot 215^3}{3}}$ $= 173,7 MPa$
Elancement relatif de déversement:	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr,m}}} = \sqrt{\frac{28}{173,7}} = 0,4$
Facteur critique de déversement:	$k_{crit} = 1$

Le facteur critique de déversement est égal à 1. Par conséquent, la poutre n'est pas sujette au déversement.

## 3.7 VERIFICATIONS AUX ELS

Deux combinaisons sont considérées:

<b>Combinaison ELS 1</b> (charges Permanentes)	$q_{els,1} = (g_{k1} + g_{k2}) = (1,10 + 3,96) = 5,06 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison ELS 2</b> (charges de neige)	$q_{els,2} = S_k = 7,92 \text{ kN/m}$

La déformation instantanée, voir §6.2.6, Glulam Handbook Vol. II

La déformation est calculée pour une charge uniformément répartie unitaire  $q_1 = 1$

$$k_1 = 0,15 + 0,85 \frac{h_0}{h_{apex}} = 0,58$$

$$w_{1.flex} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^4}{E_{0mean} \cdot \frac{b \cdot h_{apex}^3}{12}} \cdot \frac{1}{k_1} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{\alpha_{ext} + \alpha_{int}}{2}\right)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.20000^4}{12600 \cdot \frac{215.1600^3}{12}} \cdot \frac{1}{0,58} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{12^\circ + 9^\circ}{2}\right)} = 3,98 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$$

$$w_{1.cis} = \frac{1,2}{8} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^2}{G_{mean} \cdot b \cdot h_0} \cdot \frac{2 \cdot h_0^{2/3}}{h_0^{2/3} - h_{apex}^{2/3}} = 0,4 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$$

La déformation engendrée par les efforts tranchant est négligée

$$w_1 = w_{1.flex} = 3,98 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$$

Déformation instantanée sous charges permanentes

$$w_{inst.g} = w_1 \cdot q_{els.1} = 3,98 \cdot 5,06 = 20,2 \text{ mm}$$

Déformation instantanée sous charges de neige

$$w_{inst.q} = w_1 \cdot q_{els.2} = 3,98 \cdot 7,92 = 31,6 \text{ mm}$$

**Vérification de la déformation instantanée des charges variables, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1**

$$w_{inst.q} = 31,6 \text{ mm} < \frac{L_{tot}}{300} = 66 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Déformation finale sous charges permanentes

$$w_{fin.g} = w_{inst.g} \cdot (1 + k_{def}) = 20,2 \cdot (1 + 0,6) = 32,3 \text{ mm}$$

Déformation finale sous charges de neige

$$w_{fin.q} = w_{inst.q} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 31,6 \cdot (1 + 0,06) = 31,6 \text{ mm}$$

Déformation totale finale

$$w_{fin} = w_{net.fin} = w_{fin,q} + w_{fin,g} = 32,3 + 31,6 = 63,9 \text{ mm}$$

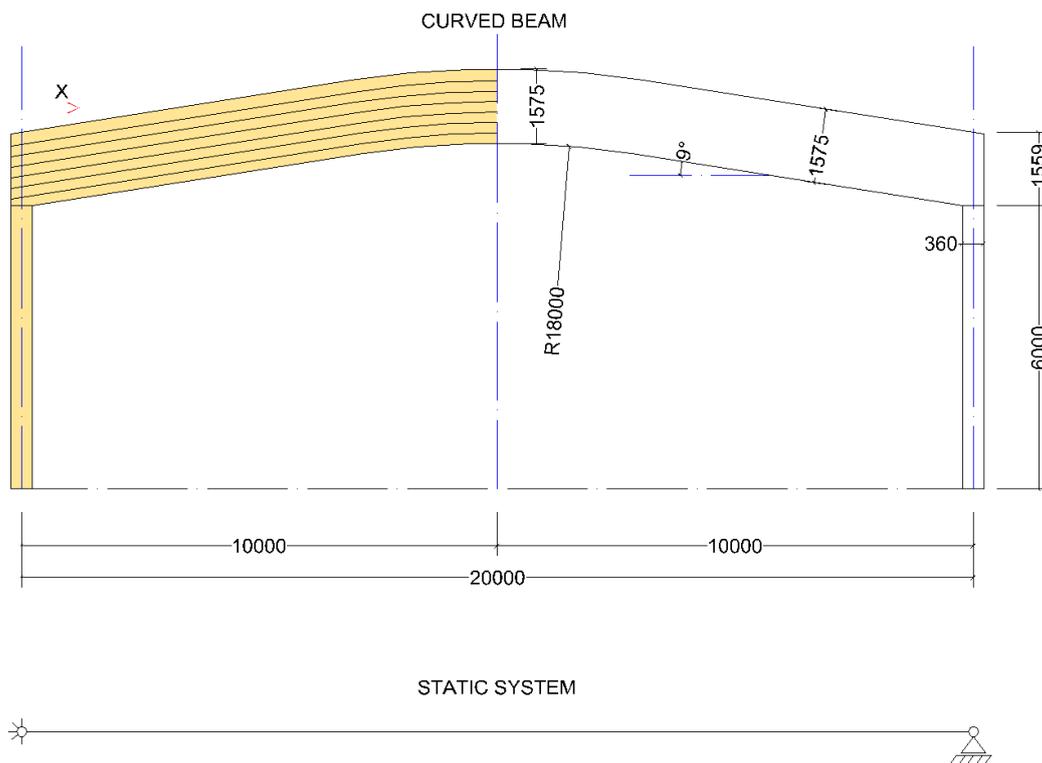
**Vérification de la déformation nette finale, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1**

$$w_{net.fin} = 63,9 \text{ mm} > \frac{L_{tot}}{200} = 100 \text{ mm} \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 4 : DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE COURBE

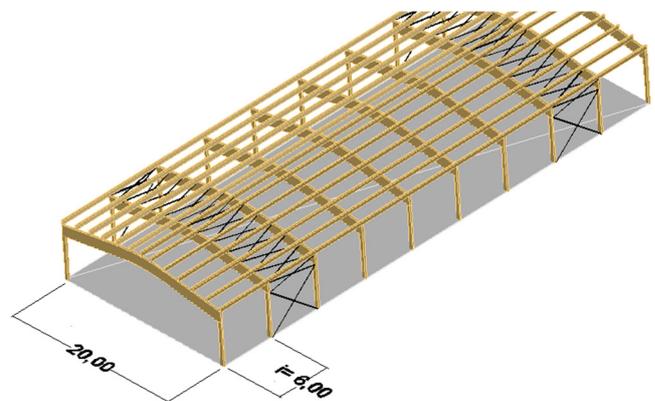
## 4.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier la poutre courbe ci-dessous



Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 4.4 par méthode de pré-dimensionnement.

Poutre en lamellé-collé : GL28  
Classe de service 1  
Altitude < 1000 m  
Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 4.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1}=1,00 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}= 0,60\text{kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2}.i.1,1=0,60.6.1,1=3,96\text{kN/m}$
Neige	$S_k=1,50\text{kN/m}^2$	$s_k=S_k.i.0,8.1,1=1,50.6.0,8.1,1=7,92\text{kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 4.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1:</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (1,00 + 3,96) = 6,69 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2:</b> (Charges de court terme, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,00 + 3,96) + 1,5 \cdot 7,92 = 18,58 \text{ kN/m}$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{6,69}{0,6} = 11,16 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{18,58}{0,9} = 20,64$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante

## 4.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé suivant les recommandations données au chapitre 7.3.2, Glulam Handbook Vol. II

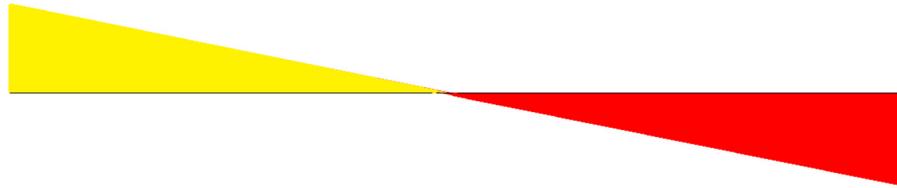
Poutre avec une section constant

$$b = \frac{L_{tot}}{120} = \frac{20 \cdot 10^3}{120} = 167 \text{ mm} \rightarrow b = 165 \text{ mm}$$

$$h_{apex} = \frac{L_{tot}}{13} = \frac{20 \cdot 10^3}{13} = 1538 \text{ mm} \rightarrow h_{apex} = 1575 \text{ mm}$$

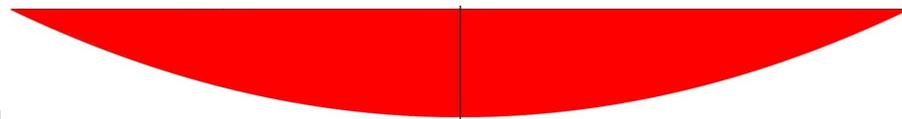
## 4.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

Effort tranchant



$V_{ed}=185,76\text{kN}$

Moment flechissant



$M_{ed}=928,8\text{kN.m}$

## 4.6 VERIFICATIONS AUX ELU

### a. Cisaillement

La contrainte de cisaillement  $\tau_d$  est déterminée en utilisant la valeur réduite de l'effort tranchant à l'appui  $V_{red}$ , voir Table IX.5, Glulam Handbook Vol. III

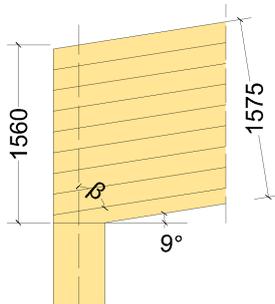
$$V_{red} = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{L_{tot}} \cdot \left( \frac{L_{tot}}{2} - \frac{b_{support}}{2} - h_0 \right) = \frac{2 \cdot 185,76}{6} \cdot \left( \frac{20}{2} - \frac{0,360}{2} - 0,800 \right) = 169,05 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{red}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 169,05 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 800} = 1,47 \text{ MPa}$$

Vérification du cisaillement (EN1995.1.1 Eq.6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,47}{2,52 \cdot 0,67} = 0,87 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Compression à l'angle $\beta$ par rapport au fil à l'appui



Dans cet exemple le poteau est considéré avec une largeur de 360mm

$$\beta = 90^\circ - \alpha_{int} = 90^\circ - 9^\circ = 81^\circ$$

La contrainte de compression à l'appui est:

$$\sigma_{c\beta d} = \frac{q_{d2} \cdot L_{tot}}{2 \cdot b \cdot (h_{pot} + 30 \cdot \cos(90 - \beta))} = \frac{18,58 \cdot 20 \cdot 10^3}{2 \cdot 165 \cdot (360 + 30 \cdot \cos(9^\circ))} = 2,89 \text{ Mpa}$$

La résistance en compression à l'angle  $\beta$  par rapport au fil

$$f_{c\beta d} = \frac{f_{c0d}}{\frac{f_{c0d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} \cdot (\sin(\beta))^2 + (\cos(\beta))^2} = \frac{20,16}{1,75 \cdot 1,8 \cdot (\sin(81^\circ))^2 + (\cos(81^\circ))^2} = 3,22 \text{ Mpa}$$

Vérification de la compression à l'angle  $\beta$  par rapport au fil (EN1995.1.1 Eq.6.16)

$$\frac{\sigma_{c\beta d}}{f_{c\beta d}} = \frac{2,89}{3,22} = 0,90 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Contrainte maximum de flexion

La contrainte de flexion à l'apex est augmentée par  $k_l$ , qui prend en compte l'effet le décalage de l'axe neutre par rapport à l'axe géométrique de la poutre (EN 1995.1.1 Eq. 6.43)

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan(\alpha_{apex}) + 5,4 \cdot (\tan(\alpha_{apex}))^2 = 1 + 1,4 \cdot \tan(0^\circ) + 5,4 \cdot (\tan(0^\circ))^2 = 1$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan(\alpha_{apex}) = 0,35 - 8 \cdot \tan(0^\circ) = 0,35$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(\alpha_{apex}) - 7,8 \cdot (\tan(\alpha_{apex}))^2 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan(0^\circ) - 7,8 \cdot (\tan(0^\circ))^2 = 0,6$$

$$k_4 = 6 \cdot (\tan(\alpha_{apex}))^2 = 6 \cdot (\tan(0^\circ))^2 = 0$$

$$R = R_{int} + 0,5 \cdot h_{apex} = 18 + 0,5 \cdot 1,575 = 18,788m$$

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right)^3 = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{1,58}{18,79}\right) + 0,6 \cdot \left(\frac{1,58}{18,79}\right)^2 + 0 \cdot \left(\frac{1,58}{18,79}\right)^3 = 1,03$$

$$\sigma_{m.d} = k_l \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 1,03 \frac{6}{165 \cdot 1575^2} \cdot 928,80 \cdot 10^6 = 14,03 MPa$$

La résistance en flexion doit être modifiée par le facteur  $k_r$  lié à la courbure et l'épaisseur des lamelles (EN. 1995.1.1 Eq. 6.49)

$$\frac{R_{int}}{45} = \frac{18 \cdot 10^3}{45} = 400 \geq 240 \rightarrow k_r = 1$$

Vérification de la contrainte de flexion (EN. 1995.1.1 Eq.6.41)

$$\frac{\sigma_{m.d}}{k_r \cdot f_{md}} = \frac{14,03}{1,20,16} = 0,70 < 1 \rightarrow OK$$

### d. Traction perpendiculaire au fil à l'apex

Facteur  $k_p$  (EN 1995.1.1 Eq. 6.56)

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan(\alpha_{apex}) = 0,2 \cdot \tan(0^\circ) = 0,00$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(\alpha_{apex}) + 2,6 \cdot (\tan(\alpha_{apex}))^2 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(0^\circ) + 2,6 \cdot (\tan(0^\circ))^2 = 0,25$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan(\alpha_{apex}) - 4 \cdot (\tan(\alpha_{apex}))^2 = 2,1 \cdot \tan(0^\circ) - 4 \cdot (\tan(0^\circ))^2 = 0,00$$

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{apex}}{R}\right)^2 = 0,00 + 0,25 \cdot \left(\frac{1,58}{18,79}\right) + 0,00 \cdot \left(\frac{1,58}{18,79}\right)^2 = 0,021$$

Contrainte de traction perpendiculaire au fil (EN. 1995.1.1 Eq. 6.54)

$$\sigma_{t90.d} = k_p \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 0,021 \frac{6}{165 \cdot 1575^2} \cdot 928,80 \cdot 10^6 = 0,29 MPa$$

La résistance en traction perpendiculaire au fil doit être modifiée par les facteurs  $k_{vol}$  et  $k_{dis}$  (EN 1995.1.1 Eq.s 6.51, 6.52)

$$Vol = b \cdot h_{apex} \cdot (2 \cdot R_{int} + h_{apex}) \cdot \frac{\pi \cdot \alpha}{180} = 0,165 \cdot 1,575 \cdot (2 \cdot 18 + 1,575) \cdot \frac{\pi \cdot 9^\circ}{180} = 1,534 m^3$$

$$k_{vol} = \left( \frac{V_o}{Vol} \right)^{0,2} = \left( \frac{0,01}{1,534} \right)^{0,2} = 0,365$$

$$k_{dis} = 1,4$$

Vérification de la contrainte perpendiculaire au fil (EN. 1995.1.1 Eq. 6.50)

$$\frac{\sigma_{t90d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t90d}} = \frac{0,29}{1,4 \cdot 0,365 \cdot 0,36} = 1,55 < 1 \rightarrow NC$$

La poutre a besoin d'être renforcée en traction perpendiculaire au niveau de l'apex.

## e. Vérification de la stabilité au déversement

La rigidité latérale des poutres est assurée par le système de contreventement. Les points de stabilité sont distant de 1,80 m

La section entre 2 pannes est considérée comme constante. La vérification est effectuée à l'endroit où la contrainte de flexion est maximum à savoir à  $x = X_{max}$

Longueur effective de déversement :	$L_{0z} = 1,80m$
Contrainte critique de déversement :	$\sigma_{cr.m} = \frac{\pi}{L_{0z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}$ $= \frac{\pi}{1,80 \cdot 10^3 \cdot \frac{1575^2 \cdot 165}{6}} \cdot \sqrt{10500 \cdot \frac{1575 \cdot 165^3}{12} \cdot 540 \cdot \frac{1575 \cdot 165^3}{3}}$ $= 71,84 Mpa$
Elancement relatif de déversement :	$\lambda_{rel.m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr.m}}} = \sqrt{\frac{28}{71,84}} = 0,62$
Facteur critique de déversement :	$k_{crit} = 1$

Le facteur critique de déversement est égal à 1. Par conséquent, la poutre n'est pas sujette au déversement

## 4.7 VERIFICATIONS AUX ELS

Deux combinaisons sont considérées :

<b>Combinaison ELS 1</b> (charges Permanentes)	$q_{els.1} = (g_{k1} + g_{k2}) = (1,00 + 3,96) = 4,96 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison ELS 2</b> (charges de neige)	$q_{els.2} = S_k = 7,92 \text{ kN/m}$

La déformation instantanée, voir §6.2.6, Glulam Handbook Vol. II

La déformation est calculée pour une charge uniformément répartie unitaire  $q_1 = 1$

$$w_1 = \left( \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^4}{E_{omean} \cdot \frac{b \cdot h_0^3}{12}} + \frac{1,2}{8} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^2}{G_{mean} \cdot b \cdot h_0} \right) \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{2,9^\circ}{2}\right)} = \left( \frac{5}{384} \cdot \frac{1,20000^4}{12600 \cdot \frac{165,1559^3}{12}} + \frac{1,2}{8} \cdot \frac{1,20000^2}{650,165,1559} \right) \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{2,9^\circ}{2}\right)} = 3,71 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$$

W avec

La déformation engendrée par les efforts tranchants:  $w_{cis} = \frac{1,2}{8} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^2}{G_{mean} \cdot b \cdot h_0} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{2,9^\circ}{2}\right)} = 0,38 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$

$$\frac{w_{cis}}{w_1} = 10,2\%$$

La déformation engendrée par les moments de flexion  $w_{flex} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 \cdot L_{tot}^4}{E_{omean} \cdot \frac{b \cdot h_0^3}{12}} \cdot \frac{1}{\cos\left(\frac{2,9^\circ}{2}\right)} = 3,33 \text{ mm} \cdot \text{m/kN}$

$$\frac{w_{flex}}{w_1} = 89,8\%$$

Déformation instantanée sous charges permanentes

$$w_{inst.g} = w_1 \cdot q_{els.1} = 3,71 \cdot 4,96 = 18,4 \text{ mm}$$

Déformation instantanée sous charges de neige

$$w_{inst.q} = w_1 \cdot q_{els.2} = 3,71 \cdot 7,92 = 29,4 \text{ mm}$$

**Vérification de la déformation instantanée des charges variables, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1**

$$w_{inst.q} = 29,4 \text{ mm} < \frac{L_{tot}}{300} = 66 \text{ mm} \rightarrow OK$$

### Déformation finale sous charges permanentes

$$w_{fin.g} = w_{inst.g} \cdot (1 + k_{def}) = 18,4 \cdot (1 + 0,6) = 29,5mm$$

### Déformation finale sous charges de neige

$$w_{fin.q} = w_{inst.q} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 29,4 \cdot (1 + 0,0,6) = 29,4mm$$

### Déformation totale finale

$$w_{fin} = w_{net.fin} = w_{fin,q} + w_{fin,g} = 29,5 + 29,4 = 58,9mm$$

### Vérification de la déformation nette finale, voir AN EC5.1.1 tableau 7.1

$$w_{net.fin} = 58,9mm > \frac{L_{tot}}{200} = 100mm \rightarrow OK$$

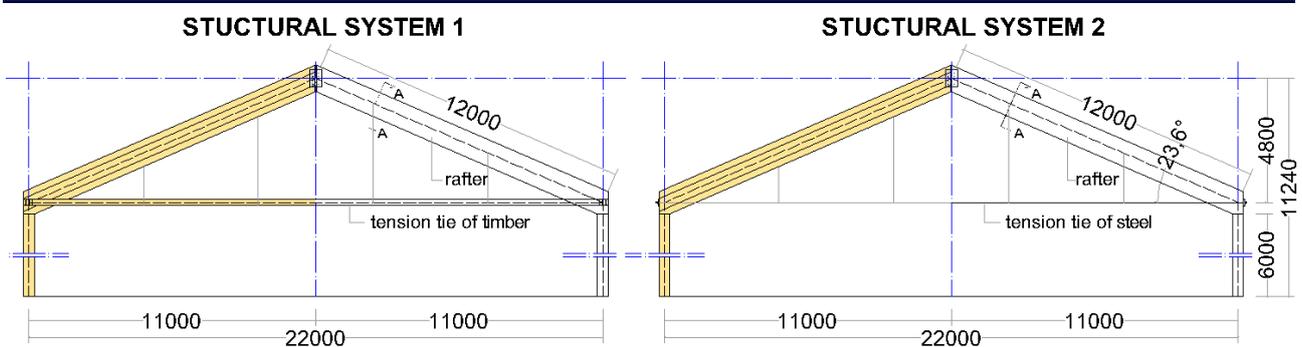
# EXEMPLE 5 : DIMENSIONNEMENT UNE FERME SOUS TENDUE

## 5.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

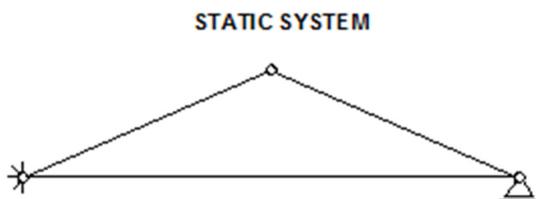
Dimensionner et vérifier la ferme ci-dessous

Deux systèmes structurels sont considérés :

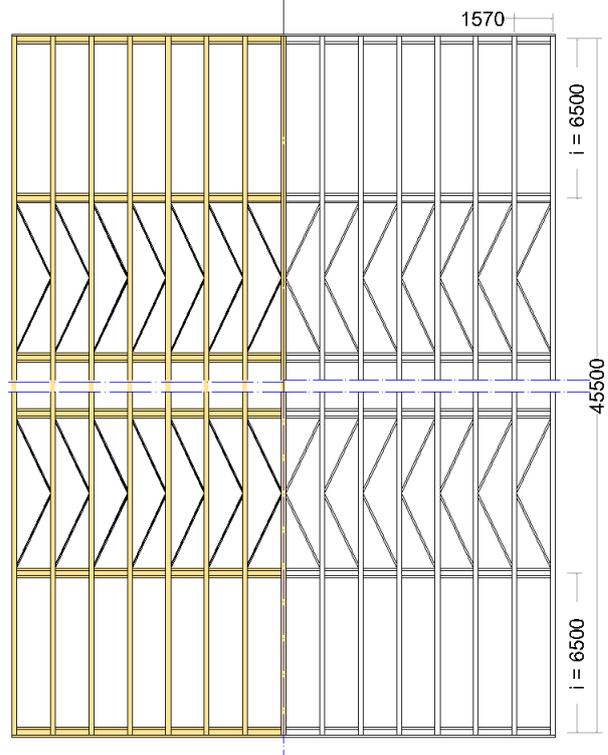
1. Entrait moisé en bois
2. Double tirant en acier



Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 5.4 par méthode de pré-dimensionnement



TOP VIEW



Arbalétrier :	GL28h
Entrait bois en traction(1) :	GL28h
Tirant en acier (2) :	classe 5.6
Poteau :	GL28h
Classe de service 1	
Altitude > 1000 m	
<b>Facteur partiel des charges permanentes :</b>	$\gamma_g=1,35$
<b>Facteur partiel des charges de neige :</b>	$\gamma_s=1,5$
<b>Facteur partiel matériau du lamellé-collé :</b>	$\gamma_M=1,25$
<b>Facteur partiel matériau de l'acier :</b>	$\gamma_{M0}=1,0$
	$\gamma_{M2}=1,25$

## 5.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel	$G_{k1} = 0,10 \text{ kN/m}^2$	$g_{k1} = G_{k1} \cdot i = 0,10 \cdot 6,5 = 0,65 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,245 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,345 \cdot 6,5 \cdot 1,1 = 2,47 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$s_k = S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 2,00 \cdot 6,5 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 11,44 \text{ kN/m}$

Les charges permanentes considérées dans les équations ci-dessus sont projetées sur le plan horizontal

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 5.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Trois combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

### Combinaison 1 :

(charges permanentes,  $k_{mod}=0,6$ )

$$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (0,65 + 2,47) = 4,21 \text{ kN/m}$$

### Combinaison 2a :

(Charges de moyen terme, chargement symétrique,  $k_{mod}=0,8$ )

$$q_{d2a} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,65 + 2,47) + 1,5 \cdot 11,44 = 21,37 \text{ kN/m}$$

### Combinaison 2b :

(Charges de moyen terme, chargement dissymétrique,  $k_{mod}=0,8$ )

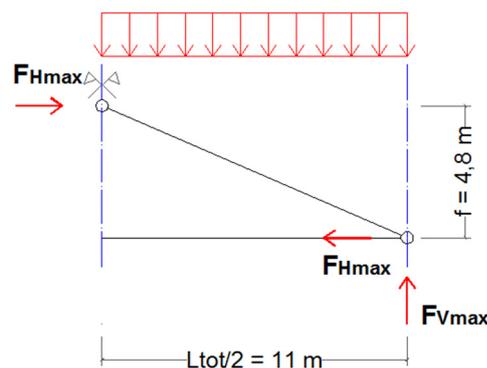
$$q_{d2b} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,65 + 2,47) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 11,44 = 12,79 \text{ kN/m}$$

## 5.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé suivant les recommandations données au chapitre 9.2, Glulam Handbook Vol. II

$$F_{V,max} = q_{d2a} \frac{L_{tot}}{2} = 235,04 \text{ kN}$$

$$F_{H,max} = q_{d2a} \frac{L_{tot}^2}{8 \cdot f} = 269,32 \text{ kN}$$



Arbalétrier

$$b = \frac{L_{tot}}{170} = \frac{22 \cdot 10^3}{170} = 129mm \rightarrow b = 140mm$$

$$h = \frac{k_1}{2} + 0,5 \cdot \sqrt{k_1^2 + 4 \cdot k_2} = \frac{154,2}{2} + 0,5 \cdot \sqrt{154,2^2 + 4 \cdot 721543,5} = 930mm \rightarrow h = 945mm$$

Où  $k_1$  et  $k_2$  sont définis comme:

$$k_1 = q_{d2a} \cdot \frac{L_{tot}}{54,4 \cdot b \cdot \sin(\alpha)} = 21,37 \cdot \frac{22 \cdot 10^3}{54,4 \cdot 140 \cdot \sin(23,6^\circ)} = 154,2mm$$

$$k_2 = q_{d2a} \cdot \frac{L_{tot}^2}{102,4 \cdot b} = 21,37 \cdot \frac{(22 \cdot 10^3)^2}{102,4 \cdot 140} = 721543,5mm^2$$

Entrait bois moisé

$b = 90mm$

$$A_{min} = \frac{F_{H,max}}{0,7 \cdot f_{td}} = \frac{269,32 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 14,33} = 26848mm^2$$

$$h_{min} = \frac{A_{min}}{2 \cdot b} = \frac{26848}{2 \cdot 90} = 149mm \rightarrow h = 315mm$$

L'épaisseur minimum recommandée pour les tirants en bois (entrait bois) lamellé-collé est 90 mm  
La hauteur des 2 éléments (moises) doit être choisie en prenant en compte :

- La réduction de section engendrée par les trous des fixations
- L'espace nécessaire pour placer les fixations

Pour cet exemple la hauteur minimum recommandée pour les entrants en traction est de 315mm.  
Un facteur de 0,7 est considéré pour prendre en compte la réduction de section engendrée par les trous des fixations

Tirants en acier réalisés par 2 rond

$$A_{s,min} = \frac{1}{2} \cdot \left( F_{H,max} \cdot \frac{1,4}{f_{uk}} \right) = \frac{1}{2} \cdot 269,32 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,4}{500} = 377,1mm^2 \rightarrow M27 \quad A_s = 459mm^2$$

Poteau bois

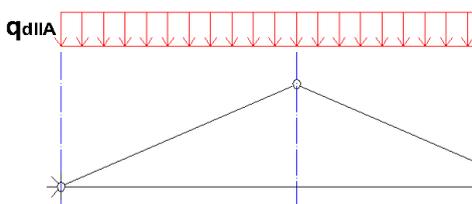
$b = 140mm$

$$h_{min} = \frac{F_{V,max}}{f_{c\beta d} \cdot b} = \frac{235,04 \cdot 10^3}{4,98 \cdot 140} = 337mm \rightarrow h = 360mm$$

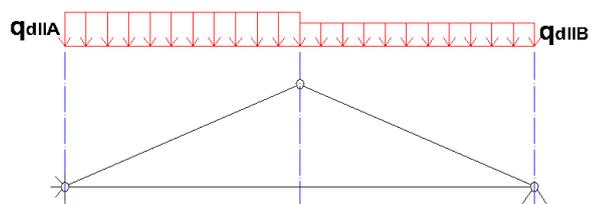
Pour la valeur de  $f_{c\beta d}$  voir le chapitre 5.6.c

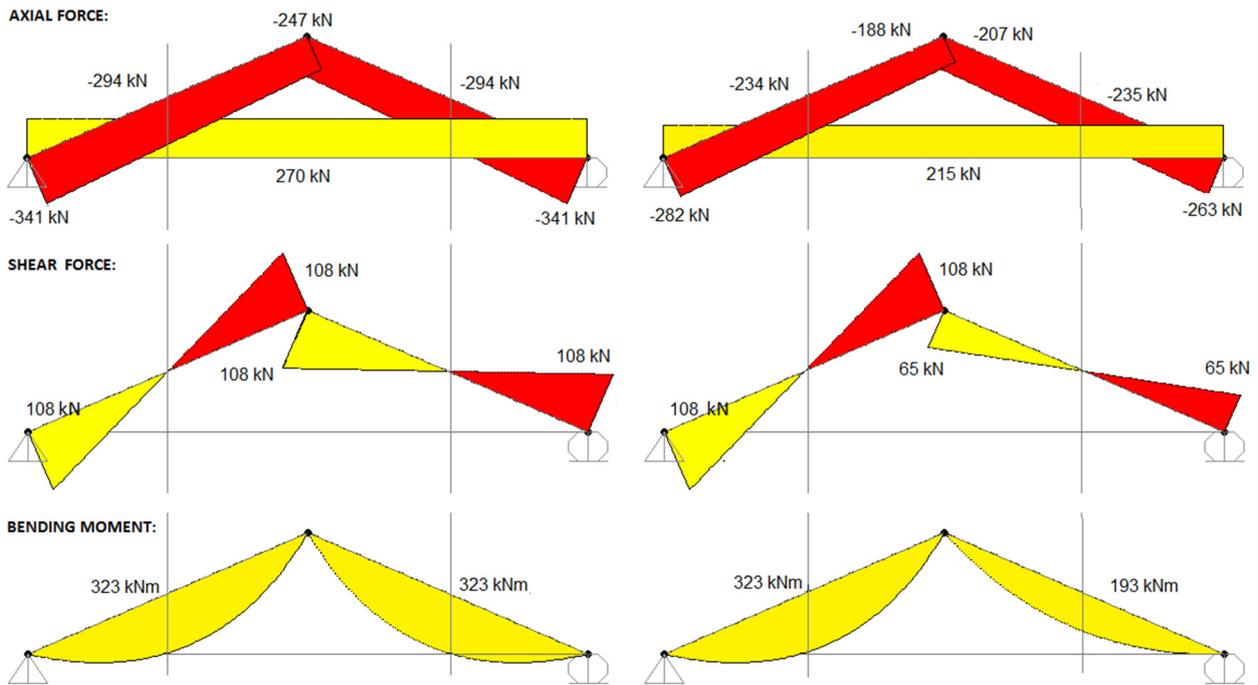
## 5.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

Configuration de charges 2a



Configuration de charges 2b





La configuration de charges 2a est dimensionnante

## 5.6 VERIFICATION DES ARBALETRIERS

### a. Cisaillement

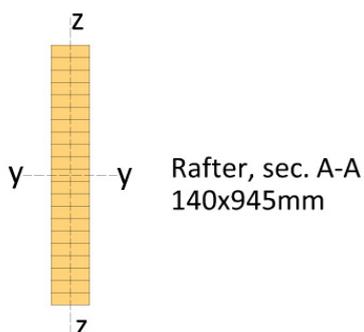
$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 108 \cdot 10^3}{2 \cdot 140 \cdot 945} = 1,22 \text{ MPa}$$

Vérification du cisaillement (EN 1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,22}{2,24 \cdot 0,67} = 0,81 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Vérification de la stabilité pour la flexion et la compression combinées

Les arbalétriers sont stabilisés latéralement au moyen d'un système de contreventement, les points contreventés sont à 1,57 m de distance.



$$\sigma_{md} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 323 \cdot 10^6}{140 \cdot 945^2} = 15,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{294 \cdot 10^3}{140 \cdot 945} = 2,2 \text{ MPa}$$

### Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = \frac{1,57}{\cos(\alpha)} = \frac{1,57}{\cos(23,6^\circ)} = 1,71m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr.z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{140^3 \cdot 945}{12}}{140 \cdot 945 \cdot 17100^2} = 57,66MPa$
Elancement relatif :	$\lambda_{rel.z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr.z}}} = \sqrt{\frac{28}{57,66}} = 0,70$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.z} - 0,3) + \lambda_{rel.z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,7 - 0,3) + 0,7^2] = 0,765$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel.z}^2}} = \frac{1}{0,765 + \sqrt{0,765^2 - 0,70^2}} = 0,93$

### Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Longueur de flambement :	$L_{0y} = \frac{\frac{L_{tot}}{2}}{\cos(\alpha)} = \frac{\frac{22}{2}}{\cos(23,6^\circ)} = 12m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr.y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{140 \cdot 945^3}{12}}{140 \cdot 945 \cdot 12004^2} = 53,52MPa$
Elancement relatif :	$\lambda_{rel.y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr.y}}} = \sqrt{\frac{28}{53,52}} = 0,72$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.y} - 0,3) + \lambda_{rel.y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,72 - 0,3) + 0,72^2] = 0,782$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} = \frac{1}{0,782 + \sqrt{0,782^2 - 0,72^2}} = 0,92$

## Déversements

Longueur effective de déversement :

$$L_{0z} = \frac{1,57}{\cos(\alpha)} = \frac{1,57}{\cos(23,6^\circ)} = 1,71m$$

Contrainte critique de déversement :

$$\sigma_{cr.m} = \frac{\pi}{L_{0z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}} = \frac{\pi}{1713 \cdot \frac{945^2 \cdot 140}{6}} \cdot \sqrt{10500 \cdot \frac{945 \cdot 140^3}{12} \cdot 540 \cdot \frac{945 \cdot 140^3}{3}}$$

$$= 90,57Mpa$$

Elancement relatif de déversement :

$$\lambda_{rel.m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr.m}}} = \sqrt{\frac{28}{90,57}} = 0,56$$

Facteur critique de déversement :

$$\lambda_{rel.m} < 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1$$

Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cy} \cdot f_{cod}} + \frac{\sigma_{m.d}}{f_{md}} = \frac{2,22}{0,92 \cdot 17,92} + \frac{15,5}{17,92} = 0,999 < 1 \rightarrow OK$$

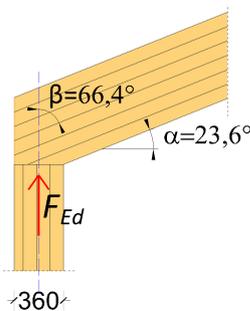
Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m.d}}{f_{md}} = \frac{2,22}{0,93 \cdot 17,92} + 0,7 \cdot \frac{15,5}{17,92} = 0,74 < 1 \rightarrow OK$$

Vérification du déversement et du flambement autour l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.35)

$$\left(\frac{\sigma_{m.d}}{k_{crit} \cdot f_{md}}\right)^2 + \frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} = \left(\frac{15,5}{17,92}\right)^2 + \frac{2,22}{0,93 \cdot 17,92} = 0,88 < 1 \rightarrow OK$$

## c. Compression à l'angle $\beta$ par rapport au fil à l'appui



$$\sigma_{c\beta d} = \frac{F_{Ed}}{b_{pot} \cdot (h_{pot} + 30 \cdot \cos(\alpha))} = \frac{235 \cdot 10^3}{140 \cdot (360 + 30 \cdot \cos(23,6^\circ))} = 4,33Mpa$$

$f_{c,90,d}$  peut être remplacé  $f_{c,90,k}$  si le rapport  $\frac{g_k}{s_k}$  est inférieur à 0,4, voir le tableau IX-11, IX-12 and IX-13, Glulam Handbook Vol. III

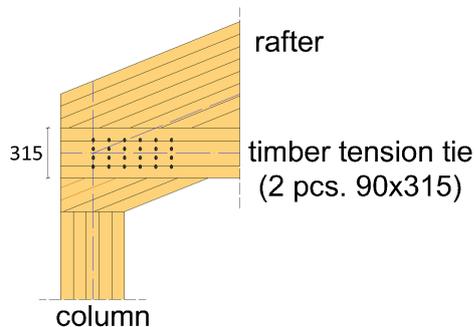
$$f_{c\beta d} = \frac{f_{c0d}}{\frac{f_{c0d}}{k_{c90} \cdot f_{c90k}} \cdot (\sin(\beta))^2 + (\cos(\beta))^2} = \frac{17,92}{1,75,2,5 \cdot (\sin(66,4^\circ))^2 + (\cos(66,4^\circ))^2} = 4,98 \text{ Mpa}$$

Vérification de la compression à l'angle  $\beta$  par rapport au fil (EN 1995.1.1 Eq.6.16)

$$\frac{\sigma_{c\beta d}}{f_{c\beta d}} = \frac{4,33}{4,98} = 0,87 < 1 \rightarrow OK$$

## 5.7 VERIFICATION DE L'ENTRAIT BOIS

La vérification est effectuée sur la section nette. Dans notre cas, 4 rangés de fixations ayant un perçage de 11 mm de diamètre.



$$\sigma_{tod} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot b \cdot (h - 4.11)} = \frac{270 \cdot 10^3}{2 \cdot 90 \cdot (315 - 4.11)} = 5,53 \text{ Mpa}$$

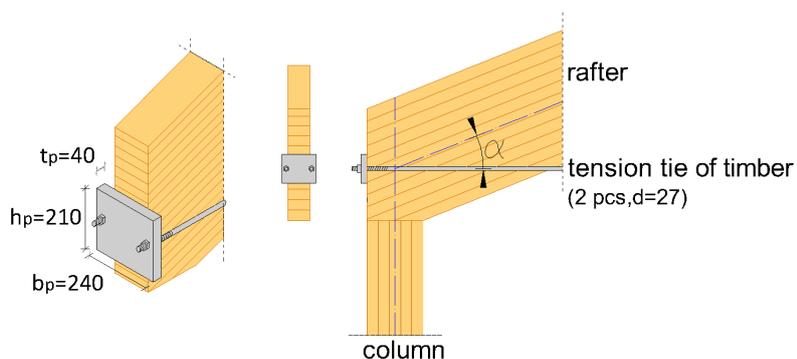
Le dimensionnement de l'assemblage est montré à l'exemple 17

Traction parallèle au fil (EN 1995.1.1 Eq. 6.1)

$$\frac{\sigma_{tod}}{f_{tod}} = \frac{5,53}{14,33} = 0,385 < 1 \rightarrow OK$$

## 5.8 VERIFICATION DU TIRANT EN ACIER

### a. Effort de traction



$$T_{Ed} = 270 \cdot 10^3$$

La résistance en traction est déterminé selon l'EN 1993.1.8 Tableau 3.4.

$$T_{Rd} = 2 \cdot \frac{A_s \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{459.500 \cdot 0,9}{1,25} \cdot 10^{-3} = 344,25 \text{ kN}$$

Vérification en traction (EN. 1993.1.1 Eq. 6.5)

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{270}{344,25} = 0,78 < 1 \rightarrow OK$$

## b. Compression à l'angle $\alpha$ par rapport au fil du bois

Les dimensions de la plaque d'appui en acier doivent être choisies afin d'éviter la rupture en compression localisée de l'arbalétrier.

Une plaque d'appui en acier S355 de dimension  $h_{plat} = 210 \text{ mm}$ ,  $t_{plat} = 40 \text{ mm}$  est adopté

$$T_{Ed} \leq f_{cad} \cdot A_{ef,plat}$$

$$A_{ef,plat} = \beta \cdot b_{arba} \cdot h_{plat} = 1.140 \cdot 210 = 29400 \text{ mm}^2$$

Avec  $\beta$  le facteur de réduction de surface

$$\beta = \min \left( 1, \frac{2 \cdot t_{plat}}{b_{arba}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{2 \cdot f_{cad}}} \right) = \min \left( 1, \frac{2 \cdot 40}{140} \cdot \sqrt{\frac{335}{2 \cdot 11,97}} \right) = 1$$

$f_{c,90,d}$  peut être remplacé  $f_{c,90,k}$  si le rapport  $\frac{g_k}{s_k}$  est inférieur à 0,4, voir le tableau IX-11, IX-12 and IX-13, Glulam Handbook Vol. III

$$f_{cad} = \frac{f_{cod}}{\frac{f_{cod}}{k_{c90} \cdot f_{c90k}} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = \frac{17,92}{1,75 \cdot 2,5 \cdot (\sin(23,6^\circ))^2 + (\cos(23,6^\circ))^2} = 11,97 \text{ Mpa}$$

Vérification de la compression à l'angle  $\alpha$  par rapport au fil (EN 1995.1.1 Eq. 6.16)

$$\frac{T_{Ed}}{A_{ef,plat} \cdot f_{cad}} = \frac{270 \cdot 10^3}{29400 \cdot 11,97} = 0,76 < 1 \rightarrow OK$$

## c. Sollicitation sur les poteaux

Les poteaux sont supposés encastés en pied.

La déformation des tirants en acier engendre un moment de flexion secondaire dans le poteau

$$\delta_{tirant} = \frac{T_{Ed}}{E_{acier} \cdot A} \cdot L_{tot} = \frac{270 \cdot 10^3}{210000 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 27^2}{4}} \cdot 22 \cdot 10^3 = 24,7 \text{ mm}$$

## L'effort tranchant secondaire dans le poteau

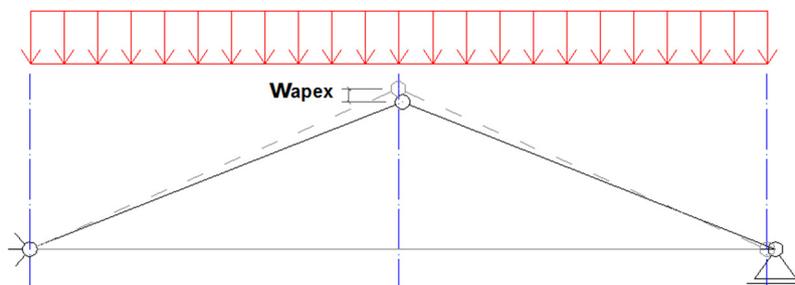
$$F_{poteau} = \frac{\delta_{tirant}}{2} \cdot \frac{3 \cdot E_{0,05} \cdot \frac{b_{poteau} \cdot h_{poteau}^3}{12}}{L_{poteau}^3} = \frac{24,7}{2} \cdot \frac{3 \cdot 10500 \cdot \frac{140 \cdot 360^3}{12}}{6000^3} \cdot 10^{-3} = 0,98 kN$$

## Le moment de flexion secondaire en pied de poteau

$$M_{poteau} = F_{poteau} \cdot L_{poteau} = 0,98 \cdot 6 = 5,88 kNm$$

# 5.9 VERIFICATIONS AUX ELS

## Déformation du faitage



Deux combinaisons sont considérées:

**Combinaison ELS 1**  
(charges Permanentes)

$$q_{els.1} = (g_{k1} + g_{k2}) = (0,65 + 2,47) = 3,12 \text{ kN/m}$$

**Combinaison ELS 2**  
(charges de neige)

$$q_{els.2} = S_k = 11,44 \text{ kN/m}$$

## a. Système structurel 1 (Entrait moisé en bois)

La déformation instantanée, voir §6.2, Glulam Handbook Vol. II

La déformation est calculée pour une charge uniformément répartie unitaire  $q_1 = 1$

$$w_1 = \frac{q_1 \cdot L_{tot}^2}{8 \cdot E_{0mean} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba} \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0mean} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba}}{E_{0mean} \cdot 2 \cdot b_{entrait} \cdot h_{entrait}} \right)$$

$$= \frac{1 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 12600 \cdot 140 \cdot 945 \cdot \tan(23,6^\circ)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(23,6^\circ)^3} + \frac{12600 \cdot 140 \cdot 945}{12600 \cdot 2 \cdot 90 \cdot 315} \right) = 0,69 \text{ mm/kN}$$

## Déformation instantanée sous charges permanentes

$$w_{inst.g} = w_1 \cdot q_{els.1} = 0,69 \cdot 3,12 = 2,2 \text{ mm}$$

## Déformation instantanée sous charges de neige

$$w_{inst.q} = w_1 \cdot q_{els.2} = 0,69 \cdot 11,44 = 7,9mm$$

## Déformation finale sous charges permanentes

$$w_{fin.g} = w_{inst.g} \cdot (1 + k_{def}) = 2,2 \cdot (1 + 0,6) = 3,4mm$$

## Déformation finale sous charges de neige

$$w_{fin.q} = w_{inst.q} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = 7,9 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,6) = 8,9mm$$

## Déformation totale finale

$$w_{fin} = w_{net,fin} = w_{fin,q} + w_{fin,g} = 3,4 + 8,9 = 12,3mm$$

## b. Système structurel 2 (double tirant en acier)

### Déformation instantanée sous charges permanentes

$$\begin{aligned} w_{inst.g} &= \frac{q_{els.1} \cdot L_{tot}^2}{8 \cdot E_{0mean} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba} \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0mean} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba}}{E_{acier} \cdot A_{tirant}} \right) \\ &= \frac{1 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 12600 \cdot 140 \cdot 945 \cdot \tan(23,6^\circ)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(23,6^\circ)^3} + \frac{12600 \cdot 140 \cdot 945}{210000 \cdot 1145,1} \right) = 4,9mm \end{aligned}$$

### Déformation finale sous charges permanentes

$$\begin{aligned} w_{fin.g} &= \frac{q_{els.1} \cdot L_{tot}^2}{8 \cdot E_{0mean,fin} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba} \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0mean,fin} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba}}{E_{acier} \cdot A_{tirant}} \right) \\ &= \frac{3,12 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 7875 \cdot 140 \cdot 945 \cdot \tan(23,6^\circ)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(23,6^\circ)^3} + \frac{7875 \cdot 140 \cdot 945}{210000 \cdot 1145,1} \right) = 5,3mm \end{aligned}$$

Où le module d'élasticité moyen final pour les charges permanentes est

$$E_{0mean,fin} = \frac{E_{0mean}}{1 + k_{def}} = \frac{12600}{1 + 0,6} = 7875MPa$$

### Déformation instantanée sous charges de neige

$$\begin{aligned} w_{inst.q} &= \frac{q_{els.2} \cdot L_{tot}^2}{8 \cdot E_{0mean} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba} \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0mean} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba}}{E_{acier} \cdot A_{tirant}} \right) \\ &= \frac{11,44 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 12600 \cdot 140 \cdot 945 \cdot \tan(23,6^\circ)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(23,6^\circ)^3} + \frac{12600 \cdot 140 \cdot 945}{210000 \cdot 1145,1} \right) = 17,9mm \end{aligned}$$

## Déformation finale sous charges de neige

$$w_{fin,q} = \frac{q_{els,2} \cdot L_{tot}^2}{8 \cdot E_{0mean,fin} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba} \cdot \tan(\alpha)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(\alpha)^3} + \frac{E_{0mean,fin} \cdot b_{arba} \cdot h_{arba}}{E_{acier} \cdot A_{tirant}} \right)$$
$$= \frac{11,44 \cdot (22 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 11250 \cdot 140 \cdot 945 \cdot \tan(23,6^\circ)^2} \cdot \left( \frac{1}{\cos(23,6^\circ)^3} + \frac{11250 \cdot 140 \cdot 945}{210000 \cdot 1145,1} \right) = 18,2mm$$

Où le module d'élasticité moyen final pour les charges de neige est

$$E_{0mean,fin} = \frac{E_{0mean}}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} = \frac{12600}{1 + 0,2 \cdot 0,6} = 11250MPa$$

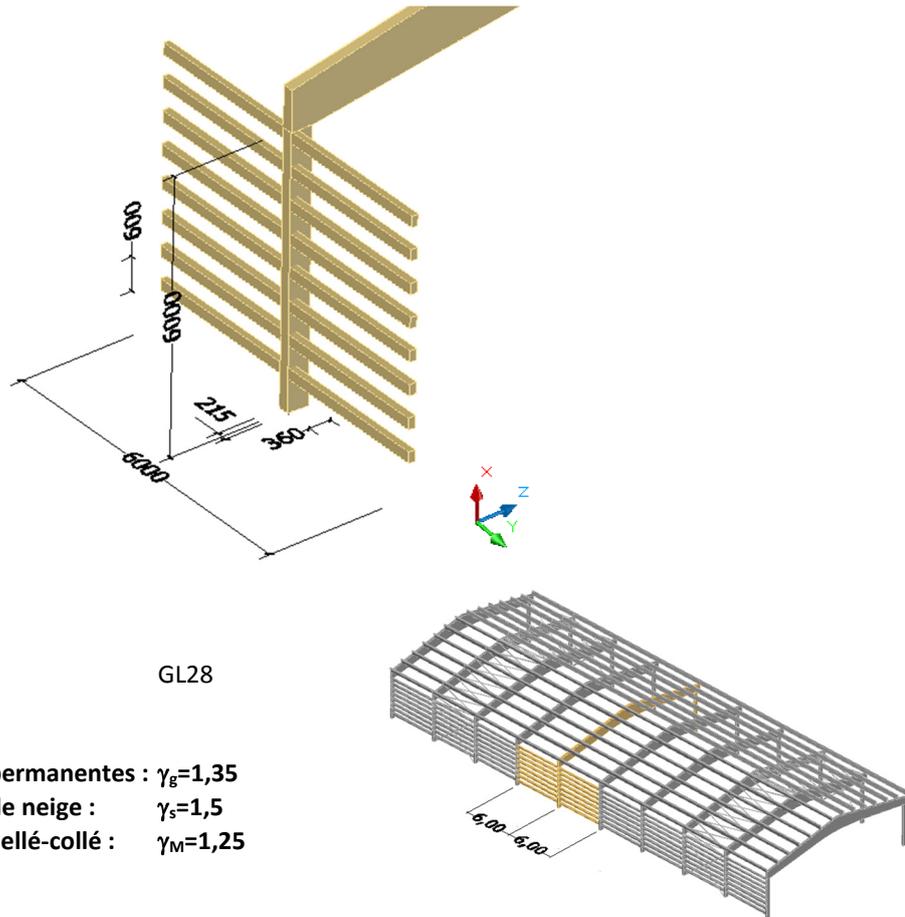
## Déformation totale finale

$$w_{fin} = w_{net,fin} = w_{fin,q} + w_{fin,g} = 5,3 + 18,2 = 23,5mm$$

# EXEMPLE 6 : DIMENSIONNEMENT D'UN POTEAU

## 6.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier le poteau ci-dessous. Le poteau est encastré en pied selon l'axe de rotation  $y$ . Il est libre en tête. Le poteau correspond à la structure décrit à l'exemple 3, support de la poutre courbe à inertie variable.



**Poutre en lamellé-collé :** GL28  
**Classe de service 1**  
**Altitude < 1000 m**  
**Facteur partiel des charges permanentes :**  $\gamma_g=1,35$   
**Facteur partiel des charges de neige :**  $\gamma_s=1,5$   
**Facteur partiel matériau lamellé-collé :**  $\gamma_M=1,25$

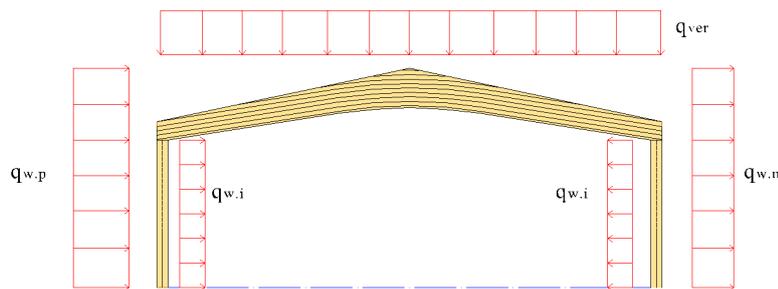
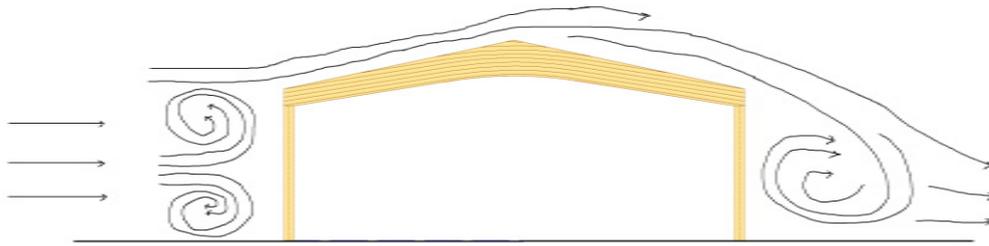
## 6.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k,poutre}=1,10 \text{ kN/m}$ $g_{k,poteau}=0,5 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2} \cdot i \cdot 1,1=0,60 \cdot 6.1,1=3,96 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=1,50 \text{ kN/m}^2$	$s_k=S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1=1,50 \cdot 6.0,8 \cdot 1,1=7,92 \text{ kN/m}$
Vent	$Q_{w,k}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{w,k,p}=Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,p}=0,60 \cdot 6.0,73=2,63 \text{ kN/m}$ $q_{w,k,n}=Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,n}=0,60 \cdot 6.0,35=1,26 \text{ kN/m}$ $q_{w,k,i}=Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,int}=0,60 \cdot 6.0,30=1,08 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes

L'effet des charges de vent peut être simplifié par les charges uniformément réparties suivantes :



## 6.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

**Combinaison 1 :**  
(Neige dominante,  
Vent en  
accompagnement,  
 $k_{mod}=1,1$ )

$$q_{ver.1} = \gamma_g \cdot (g_{k.poutre} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot s_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 7,92 = 18,71 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.p.1} = \gamma_q \cdot \psi_{0.w} \cdot q_{w.k.p} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 2,63 = 2,37 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.n.1} = \gamma_q \cdot \psi_{0.w} \cdot q_{w.k.n} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,26 = 1,13 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.i.1} = \gamma_q \cdot \psi_{0.w} \cdot q_{w.k.i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,08 = 0,97 \text{ kN/m}$$

**Combinaison 2 :**  
(Vent dominant ;  
Neige en  
accompagnement  
 $k_{mod}=1,1$ )

$$q_{ver.2} = \gamma_g \cdot (g_{k.poutre} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot \psi_{0.s} \cdot s_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 7,92$$

$$= 12,77 \text{ kN/m}$$

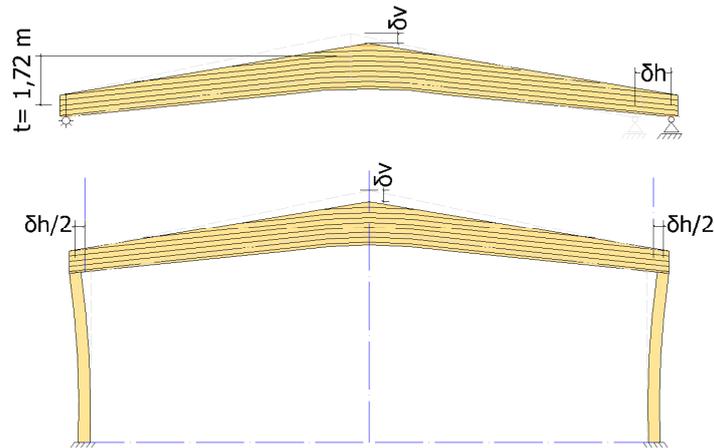
$$q_{w.p.2} = \gamma_q \cdot q_{w.k.p} = 1,5 \cdot 2,63 = 3,94 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.n.2} = \gamma_q \cdot q_{w.k.n} = 1,5 \cdot 1,26 = 1,89 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.i.2} = \gamma_q \cdot q_{w.k.i} = 1,5 \cdot 1,08 = 1,62 \text{ kN/m}$$

## 6.4 LE DEPLACEMENT HORIZONTAL DES APPUIS ENGENDRE PAR LA DEFORMATION VERTICALE DE LA POUTRE

La déformation de la poutre provoque un déplacement horizontal de l'appui. Dans une structure réelle ce déplacement se produit au niveau des 2 appuis et son amplitude est  $\delta h/2$ .



### a. Déformation verticale

Les déformations instantanées sous charges permanentes et de neige sont (voir Exemple 3)

$$\begin{aligned}\delta_{inst.g} &= w_1 \cdot (g_{k,poutre} + g_{k2}) = 3,98 \cdot (1,10 + 3,96) = 20,2mm \\ \delta_{inst.s} &= w_1 \cdot s_k = 3,98 \cdot 7,92 = 31,6mm\end{aligned}$$

Les Déformations finales sont

<b>Combinaison 1 :</b>	$\begin{aligned}\delta_{v.1} &= \gamma_g \cdot \delta_{inst.g} \cdot (1 + k_{def}) + \gamma_q \cdot \delta_{inst.s} \cdot (1 + \psi_{2.s} k_{def}) \\ &= 1,35 \cdot 20,2 \cdot (1 + 0,6) + 1,5 \cdot 31,6 \cdot (1 + 0,0,6) = 90,9mm\end{aligned}$
------------------------	--

<b>Combinaison 2 :</b>	$\delta_{v.2} = \gamma_g \cdot \delta_{inst.g} + \gamma_q \cdot \psi_{0.s} \cdot \delta_{inst.s} = 1,35 \cdot 20,2 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 31,6 = 50,9mm$
------------------------	---

### b. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal dépend de la déformation à mi-portée  $\delta_v$ . Il peut être évalué par l'équation suivante (voir article 6.2, Glulam Handbook Vol. II)

$$\delta_h = \left( 4 \cdot \frac{t}{L_{tot}} + 3,2 \cdot \frac{h_0}{L_{tot}} \right) \cdot \delta_v$$

Combinaison 1 :

$$\delta_{h.1} = \left(4 \cdot \frac{t}{L_{tot}} + 3,2 \cdot \frac{h_0}{L_{tot}}\right) \cdot \delta_{v.1} = \left(4 \cdot \frac{1724}{20 \cdot 10^3} + 3,2 \cdot \frac{800}{20 \cdot 10^3}\right) \cdot 90,9 = 43,0 \text{ mm}$$

Combinaison 2 :

$$\delta_{h.2} = \left(4 \cdot \frac{t}{L_{tot}} + 3,2 \cdot \frac{h_0}{L_{tot}}\right) \cdot \delta_{v.2} = \left(4 \cdot \frac{1724}{20 \cdot 10^3} + 3,2 \cdot \frac{800}{20 \cdot 10^3}\right) \cdot 50,9 = 24,1 \text{ mm}$$

### c. Les effets du déplacement horizontal

Le déplacement horizontal des appuis génère les actions suivantes sur les poteaux

$$V_{\delta h1} = \frac{\delta_{h1}}{2} \cdot \frac{3 \cdot E_{0,05} \cdot I_{poteau}}{L_{poteau}^3} = \frac{43,0}{2} \cdot \frac{3 \cdot 10500 \cdot \frac{215 \cdot 360^3}{12}}{6000^3} \cdot 10^{-3} = 2,62 \text{ kN}$$

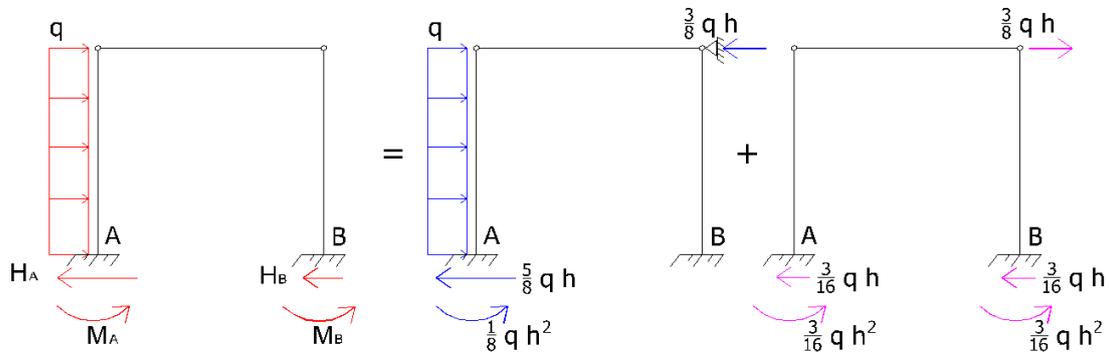
$$V_{\delta h2} = \frac{\delta_{h2}}{2} \cdot \frac{3 \cdot E_{0,05} \cdot I_{poteau}}{L_{poteau}^3} = \frac{24,1}{2} \cdot \frac{3 \cdot 10500 \cdot \frac{215 \cdot 360^3}{12}}{6000^3} \cdot 10^{-3} = 1,47 \text{ kN}$$

$$M_{\delta h1} = V_{\delta h1} \cdot L_{poteau} = 2,62 \cdot 6 = 15,72 \text{ kNm}$$

$$M_{\delta h2} = V_{\delta h2} \cdot L_{poteau} = 1,47 \cdot 6 = 8,80 \text{ kNm}$$

## 6.5 VERIFICATIONS AUX ELU

Formulaire des réactions d'appuis



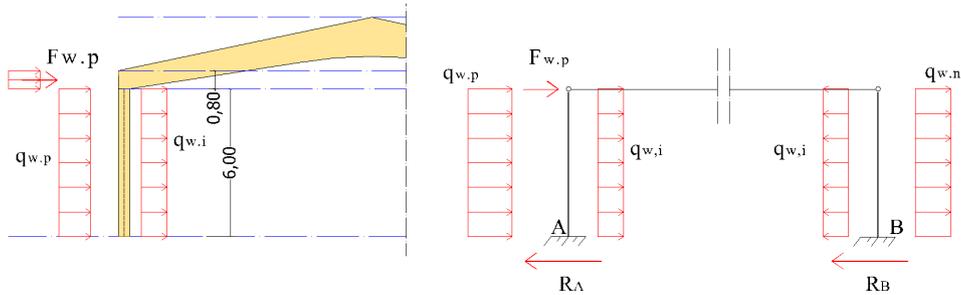
$$H_A = \frac{5}{8} \cdot q \cdot h + \frac{3}{16} \cdot q \cdot h \rightarrow \frac{13 \cdot h \cdot q}{16}$$

$$H_B = \frac{13 \cdot h \cdot q}{16}$$

$$M_A = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 + \frac{3}{16} \cdot q \cdot h^2 \rightarrow \frac{5 \cdot h^2 \cdot q}{16}$$

$$M_B = \frac{3}{16} \cdot q \cdot h^2 \rightarrow \frac{3 \cdot h^2 \cdot q}{16}$$

Les 2 charges extérieures et la charge intérieure de vent génèrent un effort tranchant et un moment d'encastrement en pied de poteaux



$$F_{w.p} = q_{w.p.2} \cdot 0,8 = 3,94 \cdot 0,8 = 3,15 \text{ kN}$$

$$R_A = \left( \frac{13}{16} \cdot q_{w.p.2} + \frac{3}{16} \cdot q_{w.n.2} \right) \cdot L_{col} + \frac{1}{2} \cdot F_{w.p} + \frac{5}{8} \cdot q_{w.i.2} \cdot L_{col} = \left( \frac{13}{16} \cdot 3,94 + \frac{3}{16} \cdot 1,89 \right) \cdot 6 + \frac{3,15}{2} + \frac{5}{8} \cdot 1,62 \cdot 6 = 29,00 \text{ kN}$$

$$R_B = \left( \frac{13}{16} \cdot q_{w.n.2} + \frac{3}{16} \cdot q_{w.p.2} \right) \cdot L_{col} + \frac{1}{2} \cdot F_{w.p} - \frac{5}{8} \cdot q_{w.i.2} \cdot L_{col} = \left( \frac{13}{16} \cdot 1,89 + \frac{3}{16} \cdot 3,94 \right) \cdot 6 + \frac{3,15}{2} - \frac{5}{8} \cdot 1,62 \cdot 6 = 9,15 \text{ kN}$$

## a. Cisaillement

La combinaison 2 est dimensionnante en cisaillement en pied de poteau.

$$V_{Ed.2} = 29,00 \text{ kN}$$

$$\tau_{d.2} = \frac{3 \cdot V_{Ed.2}}{2 \cdot b_{poteau} \cdot h_{poteau} \cdot k_r} = \frac{3 \cdot 29,00 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 360 \cdot 0,8} = 0,35 \text{ MPa}$$

$k_r$  est un facteur de réduction qui prend en compte la présence de fixations

Vérification du cisaillement (EN1995.1.1 Eq. 6.13)

$$f_{vd.2} = f_{vk} \cdot \frac{k_{mod.2}}{\gamma_M} = 3,5 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\frac{\tau_{d.2}}{f_{vd.2} \cdot k_{cr}} = \frac{0,35}{3,08 \cdot 0,67} = 0,17 < 1 \rightarrow OK$$

## b. Flexion et compression combinées en pied

La combinaison 2 est dimensionnante en cisaillement en pied de poteau.

$$M_{Ed.2} = \left( \frac{5}{16} \cdot q_{w.p.2} + \frac{3}{16} \cdot q_{w.n.2} \right) \cdot L_{col}^2 + \frac{1}{2} \cdot F_{w.p} \cdot L_{col} + \frac{q_{w.i.2}}{8} \cdot L_{col}^2$$

$$= \left( \frac{5}{16} \cdot 3,94 + \frac{3}{16} \cdot 1,89 \right) \cdot 6^2 + \frac{1}{2} \cdot 3,15 \cdot 6 + \frac{1,62}{8} \cdot 6^2 = 73,86 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed.2} = q_{ver.2} \cdot \frac{L_{col}}{2} + \gamma_g \cdot g_{k.poteau} \cdot L_{col} = 12,77 \cdot \frac{20}{2} + 1,35 \cdot 0,5 \cdot 6 = 131,76 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c.0.d.2} = \frac{N_{Ed.2}}{b_{poteau} \cdot h_{poteau} \cdot k_r} = \frac{131,76 \cdot 10^3}{215 \cdot 360 \cdot 0,8} = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m.d.2} = \frac{6 \cdot M_{Ed.2}}{b_{poteau} \cdot h_{poteau}^2} = \frac{6 \cdot 73,86 \cdot 10^6}{215 \cdot 360^2} = 15,90 \text{ MPa}$$

Le moment de flexion  $M_{2\delta h}$  généré par le déplacement horizontal de la poutre courbe à inertie variable n'a pas été pris en compte dans le dimensionnement du poteau car il agit dans la direction opposé par rapport au moment engendré par le vent.

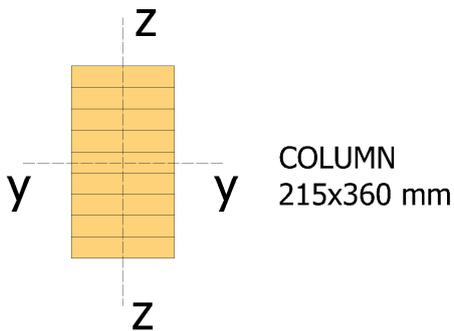
Vérification de la flexion et compression combinées (EN1995.1.1 Eq. 6.19)

$$f_{md.2} = f_{mk} \cdot \frac{k_{mod.2}}{\gamma_M} = 28 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 24,64 MPa$$

$$f_{cod.2} = f_{cok} \cdot \frac{k_{mod.2}}{\gamma_M} = 28 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 24,64 MPa$$

$$\frac{\sigma_{m.d.2}}{f_{md.2}} + \left( \frac{\sigma_{c.0.d.2}}{f_{cod.2}} \right)^2 = \frac{15,90}{24,64} + \left( \frac{2,13}{24,64} \right)^2 = 0,65 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Vérification de la stabilité pour la flexion et la compression



$$\sigma_{c.0.d.2} = \frac{N_{Ed.2}}{b_{poteau} \cdot h_{poteau} \cdot k_r} = \frac{131,76 \cdot 10^3}{215 \cdot 360 \cdot 0,8} = 2,13 MPa$$

$$\sigma_{m.d.2} = \frac{6 \cdot M_{Ed.2}}{b_{poteau} \cdot h_{poteau}^2} = \frac{6 \cdot 73,86 \cdot 10^6}{215 \cdot 360^2} = 15,90 MPa$$

Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Longueur de flambement :	$L_{0y} = 2,25 \cdot 6 = 13,50 m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr.y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{b_{poteau} \cdot h_{poteau} \cdot L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{215 \cdot 360^3}{12}}{215 \cdot 360 \cdot 13500^2} = 6,14 MPa$
Elancement relatif :	$\lambda_{rel.y} = \sqrt{\frac{f_{cok}}{\sigma_{cr.y}}} = \sqrt{\frac{28}{6,14}} = 2,13$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.y} - 0,3) + \lambda_{rel.y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (2,13 - 0,3) + 2,13^2] = 2,86$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} = \frac{1}{2,86 + \sqrt{2,86^2 - 2,13^2}} = 0,21$

Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cy} \cdot f_{0d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{f_{md}} = \frac{2,13}{0,21 \cdot 24,64} + \frac{15,9}{24,64} = 1,05 > 1 \rightarrow NC$$

La vérification n'est pas satisfaisante. La largeur du poteau est augmentée de 360 mm à 405 mm

Contrainte critique d'Euler :	$h_{\text{poteau}} = 405\text{mm} \quad b_{\text{poteau}} = 215\text{mm}$ $\sigma_{c.0.d.2} = \frac{N_{Ed.2}}{b_{\text{poteau}} \cdot h_{\text{poteau}} \cdot k_r} = \frac{131,76 \cdot 10^3}{215 \cdot 415 \cdot 0,8} = 1,89\text{MPa}$ $\sigma_{m.d.2} = \frac{6 \cdot M_{Ed.2}}{b_{\text{poteau}} \cdot h_{\text{poteau}}^2} = \frac{6 \cdot 73,86 \cdot 10^6}{215 \cdot 415^2} = 12,57\text{MPa}$ $\sigma_{cr.y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{b_{\text{poteau}} \cdot h_{\text{poteau}} \cdot L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{215 \cdot 405^3}{12}}{215 \cdot 405 \cdot 13500^2} = 7,72\text{MPa}$
Elancement relatif :	$\lambda_{rel.y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr.y}}} = \sqrt{\frac{28}{7,72}} = 1,90$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.y} - 0,3) + \lambda_{rel.y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,90 - 0,3) + 1,90^2] = 2,38$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} = \frac{1}{2,38 + \sqrt{2,38^2 - 1,90^2}} = 0,26$

Vérification du flambement sur l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

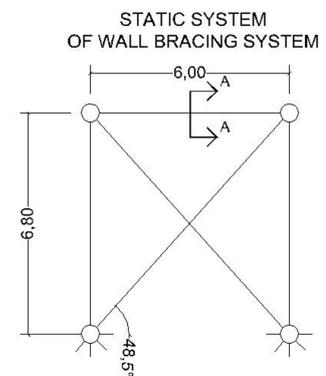
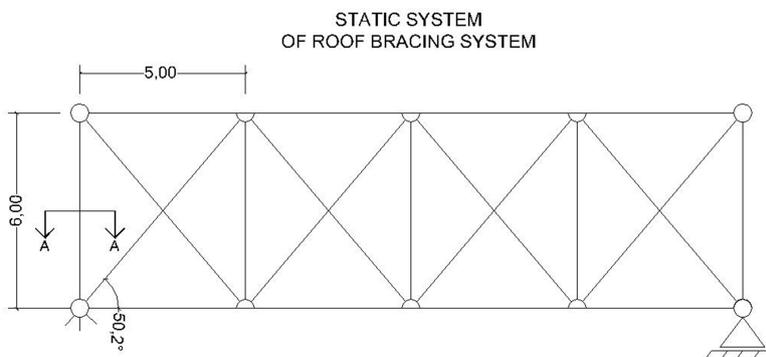
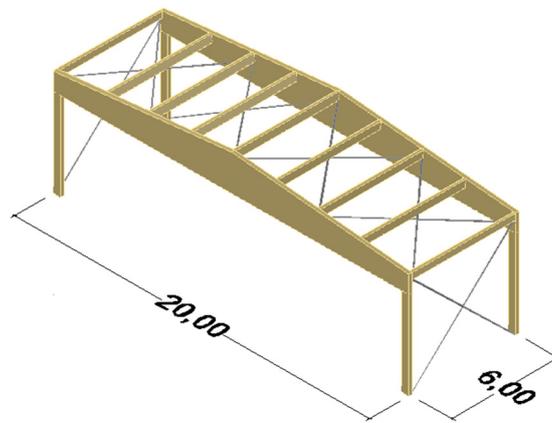
$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{0d}} + \frac{\sigma_{m.d}}{f_{m.d}} = \frac{1,89}{0,26 \cdot 24,64} + \frac{12,57}{24,64} = 0,80 < 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

# EXEMPLE 7 : DIMENSIONNEMENT D'UN SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT

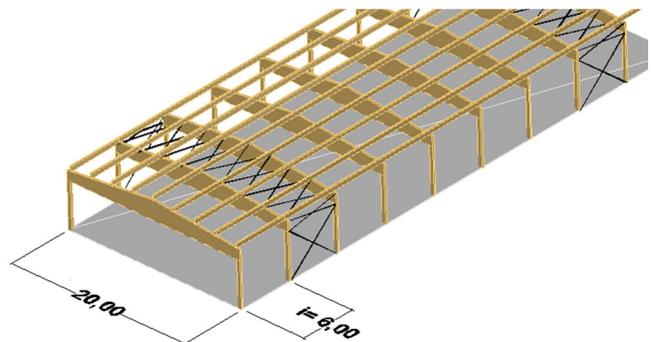
## 7.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier le système de contreventement suivant.

(Le système de contreventement fait références à la structure avec poutre à double décroissance de l'exemple 2)



- Poutre à double décroissance : GL28h
- Barre de compression : GL28h
- Tirant en acier : classe 5.6
- Classe de service 1
- Altitude < 1000 m
- Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$
- Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$
- Facteur partiel matériau du lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$
- Facteur partiel matériau de l'acier :  $\gamma_{M2}=1,25$



## 7.2 CHARGEMENTS

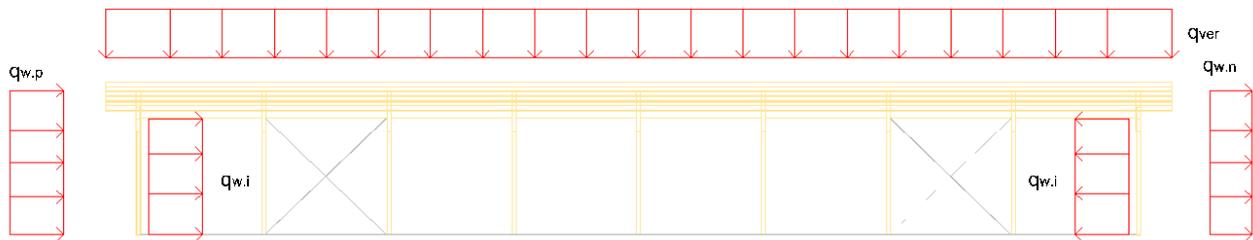
Les chargements considérés pour le dimensionnement sont :

Structurel		$g_{k1}=1,10 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2} \cdot i \cdot 1,1=0,60 \cdot 6 \cdot 1,1=3,96 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=1,50 \text{ kN/m}^2$	$s_k=S_k \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,1=1,50 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,1=7,92 \text{ kN/m}$
Vent	$Q_{w,k}=0,70 \text{ kN/m}^2$	$q_{w,k,p}=Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,p}=0,70 \cdot 0,73=0,51 \text{ kN/m}^2$ $q_{w,k,n}=Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,n}=0,70 \cdot 0,35=0,25 \text{ kN/m}^2$ $q_{w,k,i}=Q_{w,k} \cdot i \cdot C_{e,int}=0,70 \cdot 0,30=0,21 \text{ kN/m}^2$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 7.3 COMBINAISONS DE CHARGES

L'effet des charges de vent peut être simplifié par les charges uniformément réparties suivantes



Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

**Combinaison 1 :**  
(Neige dominante,  
Vent en  
accompagnement,  
 $k_{mod}=1,1$ )

$$q_{ver.1} = \gamma_g \cdot (g_{k.poutre} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot s_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 7,92 = 18,71 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.p.1} = \gamma_q \cdot \psi_{0,w} \cdot q_{w,k,p} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,51 = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w.n.1} = \gamma_q \cdot \psi_{0,w} \cdot q_{w,k,n} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,25 = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w.i.1} = \gamma_q \cdot \psi_{0,w} \cdot q_{w,k,i} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,21 = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

**Combinaison 2 :**  
(Vent dominant ;  
Neige en  
accompagnement  
 $k_{mod}=1,1$ )

$$q_{ver.2} = \gamma_g \cdot (g_{k.poutre} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 7,92 = 12,77 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.p.2} = \gamma_q \cdot q_{w,k,p} = 1,5 \cdot 0,51 = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w.n.2} = \gamma_q \cdot q_{w,k,n} = 1,5 \cdot 0,25 = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w.i.2} = \gamma_q \cdot q_{w,k,i} = 1,5 \cdot 0,21 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

## 7.4 CHARGES DE STABILITE

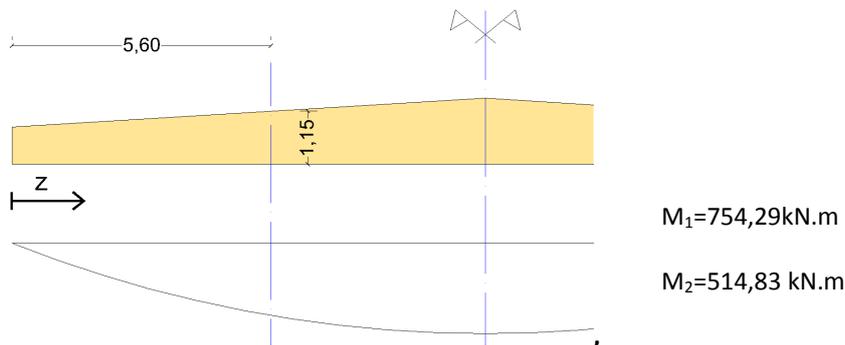
Les systèmes de contreventement sont chargés par le vent et les charges de stabilité (EN 1995.1.1 §9.2.5.3)

Le moment de flexion plan sur la section la plus sollicitée de la poutre à double décroissance est (voir Exemple 2)

A  $x = x_{max}$ :

$$M_1 = \frac{q_{ver.1} \cdot x_{max}}{2} (L_{tot} - x_{max}) = \frac{18,71 \cdot 10^3 \cdot 5,60}{2} \cdot (20 - 5,60) = 754,29 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_{ver.2} \cdot x_{max}}{2} (L_{tot} - x_{max}) = \frac{12,77 \cdot 10^3 \cdot 5,60}{2} \cdot (20 - 5,60) = 514,83 \text{ kN.m}$$



La structure est stabilisée par 2 contreventements. Chaque contreventement stabilise la moitié du nombre total de poutre à double décroissance.

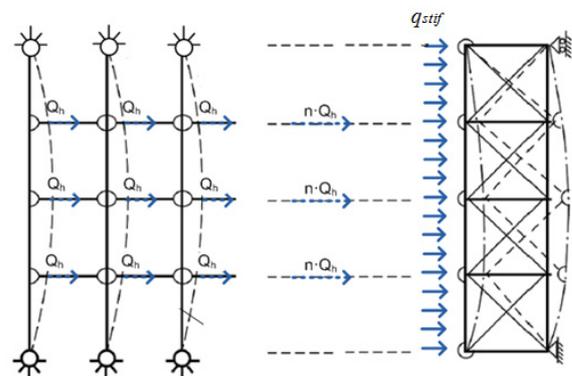
$$n=4$$

Nota, le nombre total de poutres à double décroissance est 9. Cependant, les poutres de rive reprennent uniquement la moitié des charges verticales.

Charges de stabilité (Voir chapitre 13, Glulam Handbook Vol. II)

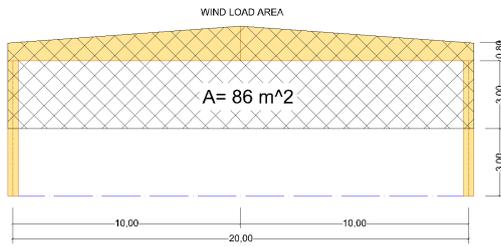
$$q_{st.1} = n \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{M_1}{L_{tot} \cdot h_{x.max}} = 4 \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{754,28}{20 \cdot 1,15} = 6,56 \text{ kN/m}$$

$$q_{st.2} = n \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{M_2}{L_{tot} \cdot h_{x.max}} = 4 \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{514,83}{20 \cdot 1,15} = 4,48 \text{ kN/m}$$



## 7.5 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT DE TOITURE

La surface de charge de vent est définie ci-dessous. Le facteur 1,1 prend en compte la présence des pannes au-dessus des poutres

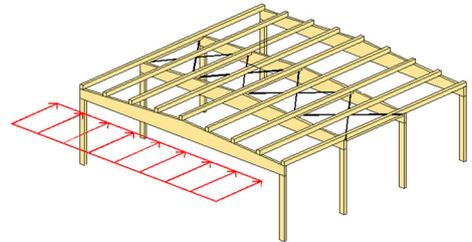


$$A_{vent} = 86 \cdot 1,1 = 94,6 \text{ m}^2$$

Le vent peut être considéré comme une charge uniformément répartie le long du pignon. Il est supposé que le contreventement le plus proche du pignon prend la totalité des charges de vent appliquées à ce pignon. Cette hypothèse est fondée sur le fait que les pannes ne sont suffisamment rigides pour permettre une répartition uniforme du vent sur les deux contreventements.

$$q_{w.1} = (q_{w.p.1} + q_{w.i.1}) \cdot \frac{A_{vent}}{L_{tot}} = (0,46 + 0,19) \cdot \frac{94,6}{20} = 3,07 \text{ kN/m}$$

$$q_{w.2} = (q_{w.p.2} + q_{w.i.2}) \cdot \frac{A_{vent}}{L_{tot}} = (0,77 + 0,32) \cdot \frac{94,6}{20} = 5,12 \text{ kN/m}$$



La charge totale sur le contreventement est

$$q_{tot.1} = q_{w.1} + q_{st.1} = 3,07 + 6,56 = 9,63 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot.2} = q_{w.2} + q_{st.2} = 5,12 + 4,48 = 9,59 \text{ kN/m}$$

Combinaison prépondérante

$$\frac{q_{tot.1}}{k_{mod.1}} = \frac{9,63}{1,1} = 8,75 > \frac{q_{tot.2}}{k_{mod.2}} = \frac{9,59}{1,1} = 8,72$$

Ainsi la combinaison 2 est prépondérante aux ELU

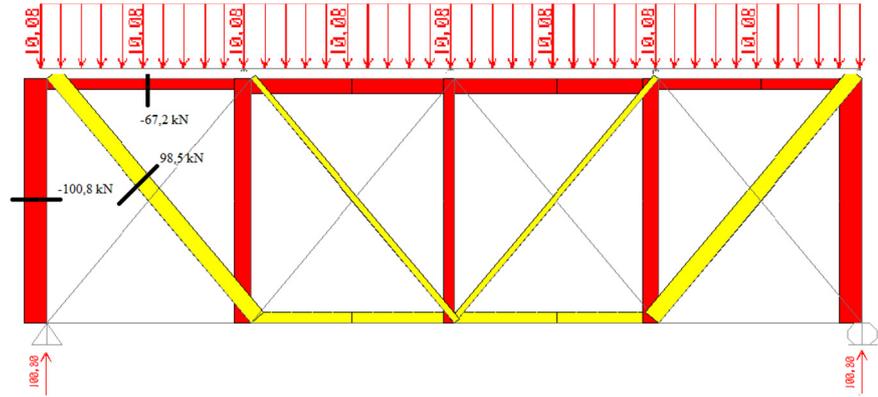
## a. Efforts intérieurs et réaction d'appui

$$q_{tot.1} = \frac{9,63kN}{m}$$

$$R_{toit} = 96,28kN$$

$$T_1 = 93,99kN$$

$$C_{poutre} = 60,17kN$$

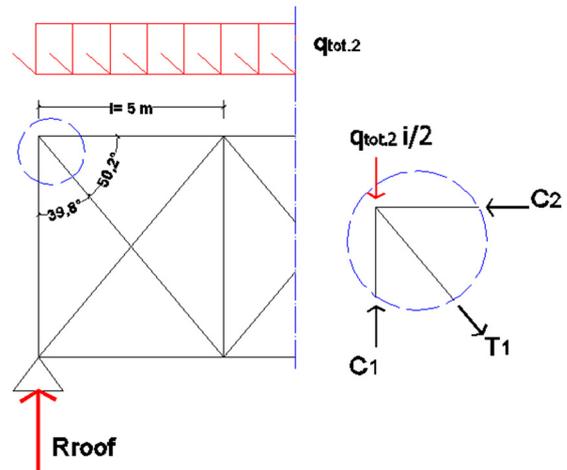


$$R_{toit} = q_{tot.1} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 9,63 \cdot \frac{20}{2} = 96,28kN$$

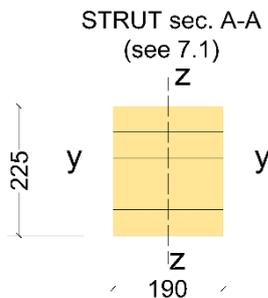
$$C_1 = R_{toit} = 96,28kN$$

$$T_1 = \frac{(C_1 - q_{tot.1} \cdot \frac{i}{2})}{\cos(39,8^\circ)} = \frac{(96,28 - 9,63 \cdot \frac{5}{2})}{\cos(39,8^\circ)} = 93,99kN$$

$$C_2 = T_1 \cdot \cos(50,2^\circ) = 60,17kN$$



## b. Vérification de l'entretoise



$$\sigma_{c.o.d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{96,28 \cdot 10^3}{190 \cdot 225} = 2,25MPa$$

### Stabilité autour de l'axe Z (déformation sur la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 6,00m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr.z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{b \cdot h \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{225 \cdot 190^3}{12}}{190 \cdot 225 \cdot 6000^2} = 8,66MPa$
Elancement relatif :	$\lambda_{rel.z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr.z}}} = \sqrt{\frac{28}{8,66}} = 1,80$

Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,80 - 0,3) + 1,80^2] = 2,19$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{2,19 + \sqrt{2,19^2 - 1,80^2}} = 0,29$

Vérification du flambement autour l'axe z (EN1995.1.1. Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{0d}} = \frac{2,25}{0,29 \cdot 24,64} = 0,31 < 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

### c. Vérification du tirant métallique

Tirants métalliques avec un diamètre  $d = 24$  mm ( $A_{net} = 353$  mm<sup>2</sup>) sont utilisés are pour le système de contreventement de toiture.

La vérification est effectuée suivant les règles de dimensionnement des boulons au niveau du filetage des extrémités des tirants

$$T_{Ed} = 93,99 \text{ kN}$$

Résistance en traction (EN 1993.1.8 table 3.4)

$$T_{Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{353 \cdot 500 \cdot 0,9}{1,25} = 127,08 \text{ kN}$$

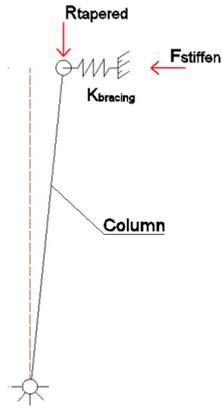
Vérification (EN 1993.1.1 Eq. 6.5)

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{93,99}{127,08} = 0,74 < 1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

## 7.6 STABILITE VERTICALE

Le système de la stabilité verticale est soumis à une force concentrée qui est la somme des réactions transmis par le contreventement de toiture et force de stabilité des poteaux.

La force de stabilité des poteaux est obtenue à partir du modèle statique suivant (voir aussi chapitre 13, Glulam Handbook Vol. II)



$$R_{poutre} = q_{ver.1} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 18,71 \cdot \frac{20}{2} = 187,11 \text{ kN}$$

$$F_{raideur} = \frac{n \cdot R_{poutre}}{100} = \frac{4 \cdot 187,11}{100} = 7,48 \text{ kN}$$

$$K_{min} = 2 \cdot n \cdot \frac{R_{poutre}}{h_{stabilite}} = 2 \cdot 4 \cdot \frac{187,11}{6,80} = 220 \text{ N/mm}$$

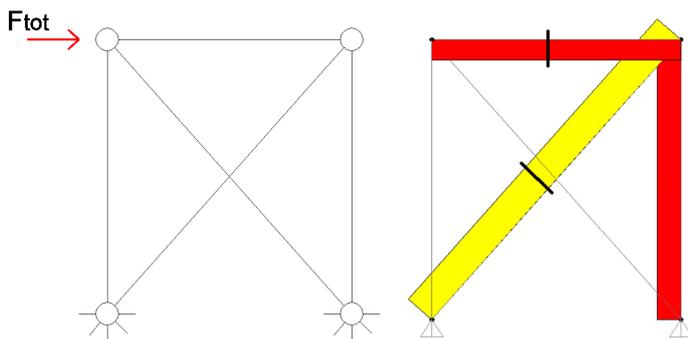
$$K_{stabilite} = \frac{E_{acier} \cdot A_{tirant} \cdot (\cos(48,5^\circ))^3}{h_{stabilite}} = \frac{210000 \cdot \frac{\pi \cdot 27^2}{4} \cdot (\cos(48,5^\circ))^3}{6,80 \cdot 10^3} = 5121 \text{ N/mm}$$

Raideur minimum requis de la stabilité

$$K_{stabilite} = 5121 \text{ N/mm} > K_{min} = 220 \text{ N/mm} \rightarrow OK$$

## a. Vérification de l'entretoise

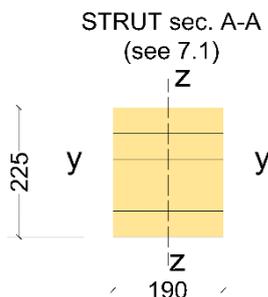
Effort normal



$$F_{tot} = R_{toit} + F_{raideur} = 96,28 + 7,48 = 103,77 \text{ kN}$$

$$T_{tirant} = \frac{103,77}{\cos(48,5^\circ)} = 156,84 \text{ kN}$$

Une nouvelle vérification est effectuée sur l'entretoise de 190x225mm, cette fois en considérant aussi l'effort de la stabilité des poteaux



$$\sigma_{c.o.d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{103,77 \cdot 10^3}{190 \cdot 225} = 2,42 \text{ MPa}$$

Vérification du flambement autour l'axe z (EN1995.1.1. Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{c.o.d}}{k_{cz} \cdot f_{0d}} = \frac{2,42}{0,29 \cdot 24,64} = 0,34 < 1 \rightarrow OK$$

---

## b. Vérification du tirant métallique

---

Des Tirants métalliques de diamètre  $d = 27 \text{ mm}$  ( $A_{\text{net}} = 459 \text{ mm}^2$ ) sont utilisé pour les stabilités verticales

---

$$T_{Ed} = 156,84 \text{ kN}$$

---

Résistance en traction (EN 1993.1.8 table 3.4)

---

$$T_{Rd} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{459 \cdot 500 \cdot 0,9}{1,25} = 165,24 \text{ kN}$$

---

Vérification (EN 1993.1.1 Eq. 6.5)

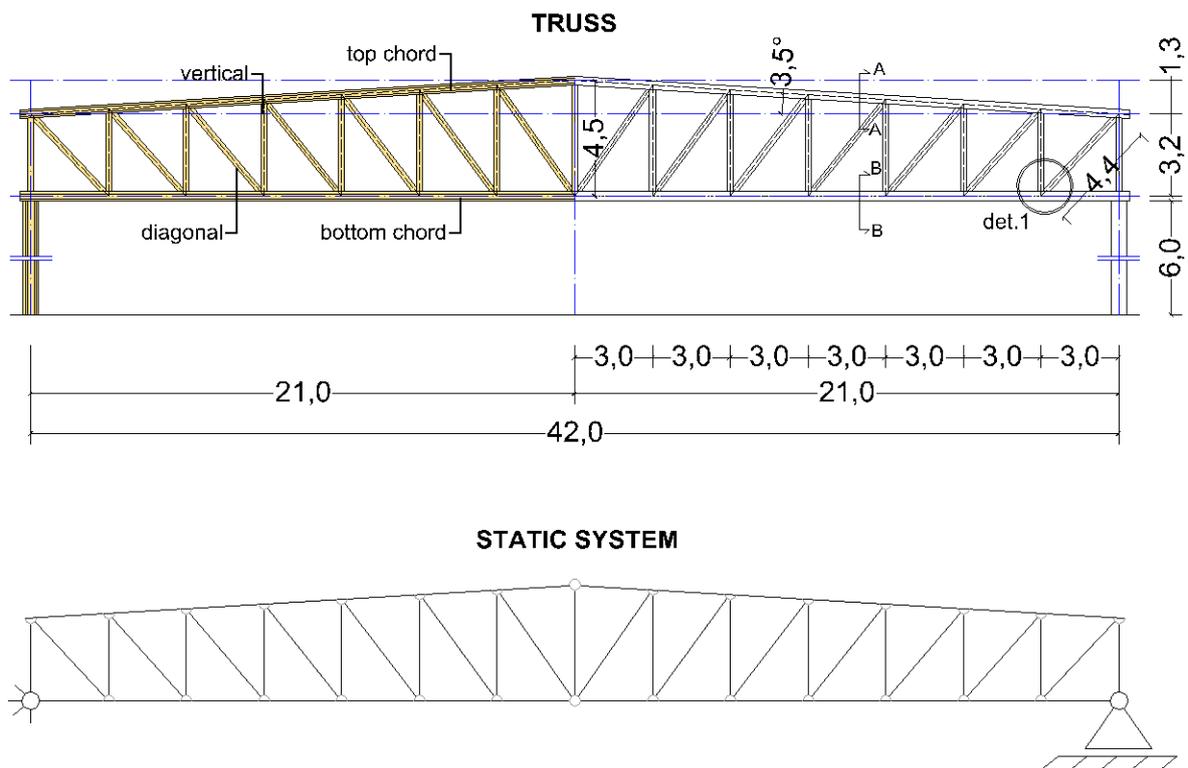
---

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{156,84}{165,24} = 0,95 < 1 \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 8 : DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE TREILLIS

## 8.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier la poutre treillis ci-dessous



Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 8.4 par méthode de pré-dimensionnement.

Poutre treillis en lamellé-collé : GL28h

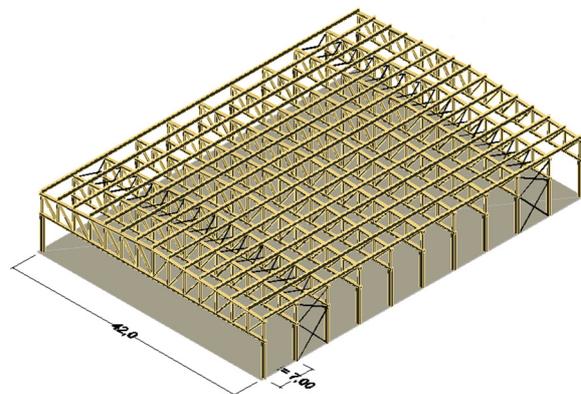
Classe de service 1

Altitude < 1000 m

Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$

Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$

Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 8.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1}=2,39 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}= 0,50\text{kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2}\cdot i\cdot 1,1=0,50\cdot 7\cdot 1,1=3,85\text{kN/m}$
Neige	$S_k=1,50\text{kN/m}^2$	$s_k=S_k\cdot i\cdot 0,8\cdot 1,1=1,50\cdot 7\cdot 0,8\cdot 1,1=9,24\text{kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 8.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{\text{mod}}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (2,39 + 3,85) = 8,42 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de court terme, $k_{\text{mod}}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,39 + 3,85) + 1,5 \cdot 9,24 = 22,28 \text{ kN/m}$

## 8.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé suivant les recommandations données au chapitre 8.2, Glulam Handbook Vol. II

Hauteur de la poutre treillis au faitage

$$h_{\text{apex}} = \frac{L_{\text{tot}}}{10} = \frac{42}{10} = 4,2\text{m} \rightarrow h_{\text{apex}} = 4,50\text{m}$$

Hauteur de la poutre treillis au bout

$$h_{\text{edge}} = h_{\text{apex}} - \frac{L_{\text{tot}}}{2} \cdot \tan(\alpha) = 4,5 - \frac{42}{2} \cdot \tan(3,5^\circ) = 3,22\text{m} \rightarrow h_{\text{edge}} = 3,20\text{m}$$

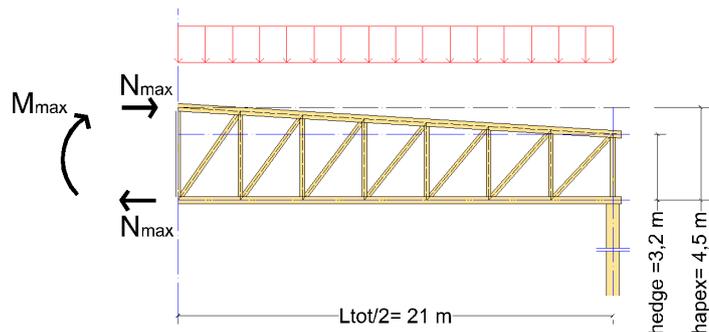
Les éléments de membrures les plus sollicités se situent à mi-portée

Moment de flexion maximum

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{d2} \cdot L_{\text{tot}}^2}{8} = \frac{22,28 \cdot 42^2}{8} = 4913,62 \text{ kNm}$$

Compression et traction maximum

$$N_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{h_{\text{apex}}} = \frac{4913,6}{4,5} = 1091,92 \text{ kN}$$

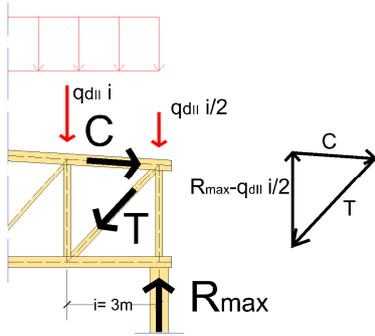


**Membrure**

$$A = \frac{N_{max}}{0,7 \cdot f_{tod}} = \frac{1091,92}{0,7 \cdot 16,13} = 96718 \text{mm}^2$$

$$d = \sqrt{A} = 311 \text{mm} \rightarrow h = 360 \text{mm} \text{ et } b = 355 \text{mm}$$

La section transversale doit être relativement importante pour permettre la mise en place de plusieurs plaques en âme. Un facteur de réduction de 0,7 est supposé prendre en compte la réduction de section engendrée par les rainures et les perçages.



L'effort de réaction

$$R_{max} = \frac{q_{d2} \cdot L_{tot}}{2} = 467,96 \text{kN}$$

$$R_{bv} = R_{max} - \frac{q_{d2} \cdot i}{2} = 434,54 \text{kN}$$

L'effort dans la barre verticale génère les efforts « internes » dans la membrure et la diagonale suivants

$$C = \frac{R_{bv}}{\sin(\alpha) + \cos(\alpha) \frac{h_{edge}}{i}} = 386,01 \text{kN}$$

$$T = C \cdot \cos(\alpha) \cdot \frac{(i^2 + h_{edge}^2)^{0,5}}{i} = 563,33 \text{kN}$$

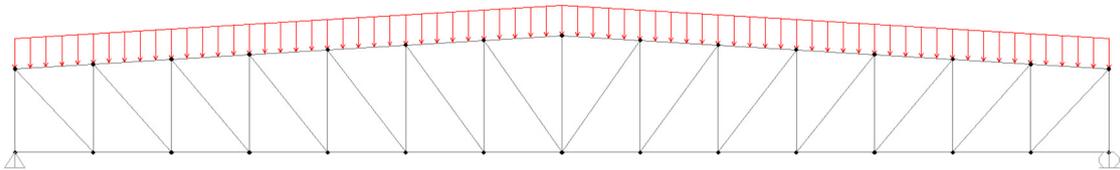
**Barres verticales et diagonales**

b=355mm

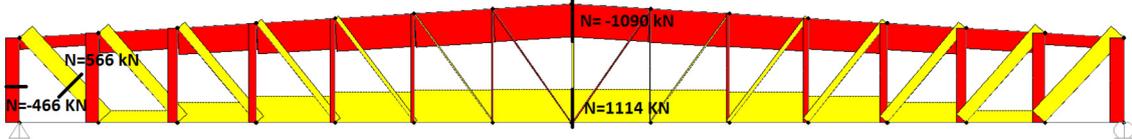
$$h_{min} = \frac{T}{0,7 \cdot f_{tod} \cdot b} = \frac{563,33 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 16,13 \cdot 355} = 141 \text{mm} \rightarrow h = 225 \text{mm}$$

## 8.5 MOMENTS ET EFFORTS INTERIEURS

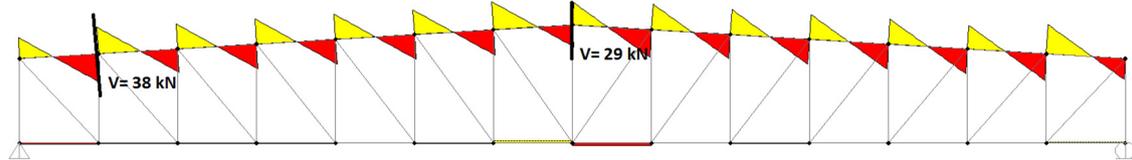
**Load combination 2**



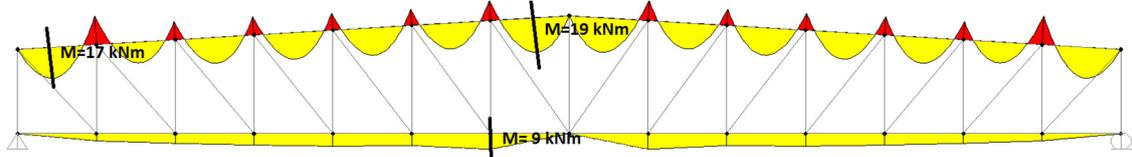
**Axial force**



**Shear**



**Bending moment**



## 8.6 VERIFICATION DE LA MEMBRURE HAUTE

### a. Compression parallèle au fil

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{rainure}) \cdot h} = \frac{1090 \cdot 10^3}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot 360} = 9,37 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression est calculée dans la section nette. Dans l'exemple avec 4 plaques d'acier avec 3 x 3 broches de diamètre  $d = 12$  mm (les broches ne sont pas déduites de la section nette pour les contraintes de compression).

Vérification de la compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

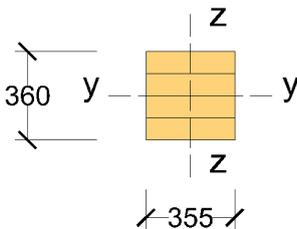
$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{9,37}{20,16} = 0,46 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Vérification de la stabilité pour la flexion et compression combinées

La poutre treillis est raidie latéralement au moyen d'un système de contreventement de toiture. Les points contreventés sont espacés de 3 m

Etant donné que la section transversale est presque carrée, la vérification est effectuée uniquement pour le flambement autour de l'axe y (les moments de flexion engendrés par les charges gravitaires ont également tendance à réduire la résistance au flambement autour de l'axe y)

Top chord, sec. A-A  
(see 8.1)



$$\sigma_{myd} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{19 \cdot 10^6}{355 \cdot \frac{360^2}{6}} = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1090 \cdot 10^3}{355 \cdot 360} = 8,53 \text{ MPa}$$

Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Longueur de flambement :

$$L_{0y} = 3 \text{ m}$$

Contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{355 \cdot 360^3}{12}}{355 \cdot 360 \cdot 3000^2} = 124,36 \text{ MPa}$$

Elongement relatif :

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{28}{124,36}} = 0,47$$

Facteur k :

$$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,47 - 0,3) + 0,47^2] = 0,98$$

Facteur de réduction de flambement :

$$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,98 + \sqrt{0,98^2 - 0,47^2}} = 0,98$$

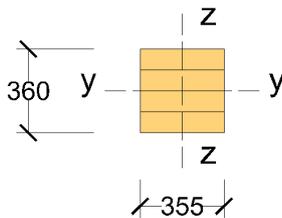
Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cy} \cdot f_{cod}} + \frac{\sigma_{my,d}}{f_{md}} = \frac{8,53}{0,98 \cdot 20,16} + \frac{2,48}{20,16} = 0,56 < 1 \rightarrow OK$$

## 8.7 VERIFICATION DE LA MEMBRURE BASSE

La traction parallèle au file doit être vérifiée avec la section transversale nette. L'assemblage est fait avec 4 plaques d'acier en âme fixées par 3 x 3 broches de diamètre d = 12 mm

Bottom chord, sec. B-B  
(see 8.1)



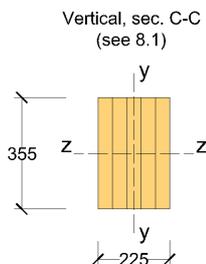
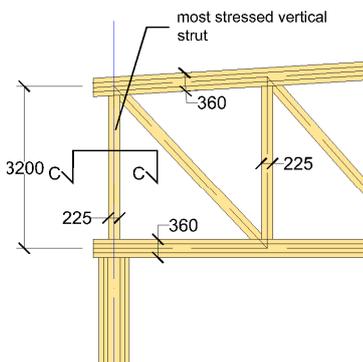
$$\sigma_{my,d} = \frac{M_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{rainure}) \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{9 \cdot 10^6}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot \frac{360^2}{6}} = 1,29 MPa$$

$$\sigma_{tod} = \frac{N_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{rainure}) \cdot (h - 3 \cdot d_{broche})} = \frac{1114 \cdot 10^3}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot (360 - 3 \cdot 12)} = 10,64 MPa$$

Vérification de la flexion et traction combinées (EN 1995.1.1 Eq. 6.17)

$$\frac{\sigma_{tod}}{f_{tod}} + \frac{\sigma_{my,d}}{f_{md}} = \frac{10,64}{16,13} + \frac{1,29}{20,16} = 0,72 < 1 \rightarrow OK$$

## 8.8 VERIFICATION DES BARRES VERTICALES



$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{466 \cdot 10^3}{355 \cdot 225} = 5,83 MPa$$

Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)



---

### c. Traction parallèle au file

$$\sigma_{tod} = \frac{N_{Ed}}{(b - 4 \cdot d_{rainure}) \cdot (h - 3 \cdot d_{broche})} = \frac{566 \cdot 10^3}{(355 - 4 \cdot 8) \cdot (225 - 3 \cdot 12)} = 9,27 \text{ MPa}$$

---

Vérification de la traction parallèle au fil (EN 1995.1.1 Eq.6.1)

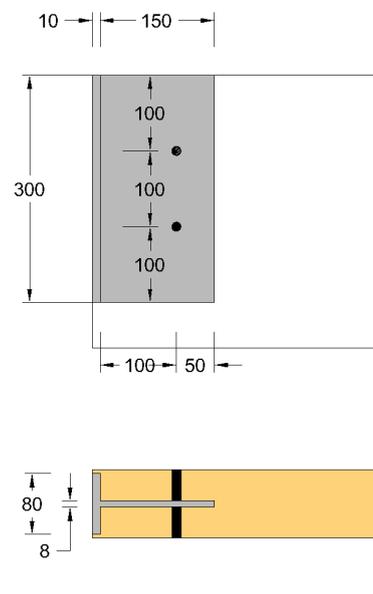
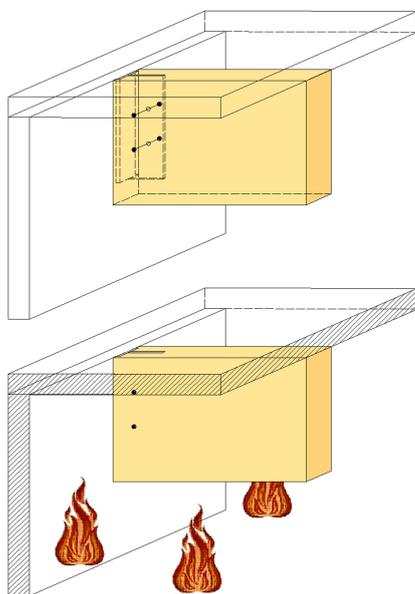
---

$$\frac{\sigma_{tod}}{f_{tod}} = \frac{9,27}{16,13} = 0,57 < 1 \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 9 : DIMENSIONNEMENT D'UNE SOLIVE DE PLANCHER ET L'ASSEMBLAGE AVEC RÉSISTANCE AU FEU

## 9.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dans cet exemple, la solive de l'exemple 1 est vérifiée en résistance au feu. On suppose que la solive est assemblée contre un mur en béton au moyen d'une ferrure en âme fixée par des broches sur la solive, suivant la figure ci-dessous



Poutre lamellé-collé

GI28h

Ferrure en acier

S355

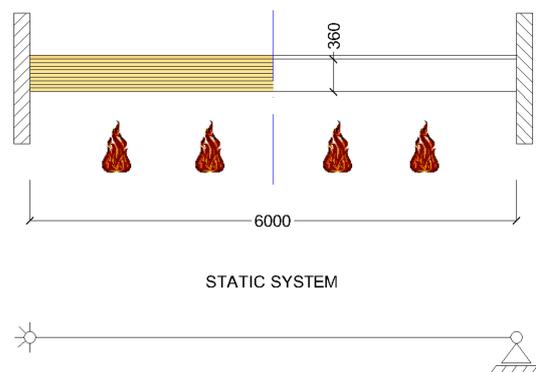
Broche métallique (d=12mm)

S355

Classe de service 1

La poutre et l'assemblage doit être stable au feu au moins 60 minutes

R60



The partial factors and the combination factors used in the design are

	ELU	FEU
Facteur partiel pour les charges permanentes	$\gamma_g=1,35$	$\gamma_{g,fi}=1,0$
Facteur partiel pour les charges variable	$\gamma_q=1,5$	$\gamma_{q,fi}=1,0$
Facteur partiel matériau lamellé-collé	$\gamma_M=1,25$	$\gamma_{M,fi}=1,0$
Facteur partiel assemblage bois	$\gamma_c=1,3$	$\gamma_{c,fi}=1,0$
Facteur partiel matériau acier	$\gamma_s=1,25$	$\gamma_{s,fi}=1,0$
Factor de combinaison pour les charges d'exploitation feu		$\psi_{q,fi}=\psi_1=0,5$

## 9.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1} = 0,20 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i = 0,50 \cdot 0,9 = 0,45 \text{ kN/m}$
Charge variable	$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$q_k = Q_k \cdot i = 2,00 \cdot 0,9 = 1,80 \text{ kN/m}$

## 9.3 COMBINAISONS DE CHARGES

combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (Charges de moyen terme, $k_{mod}=0,8$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,2 + 0,5) + 1,5 \cdot 1,8 = 3,58 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (feu ; $k_{mod,fi}=1,0$ , $k_{fi,gl}=1,15$ , )	$q_{d2} = \gamma_{g,fi} \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_{q,fi} \cdot \psi_{q,fi} \cdot q_k = 1 \cdot (0,2 + 0,5) + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1,8 = 1,55 \text{ kN/m}$

## 9.4 RESISTANCE DESIGN

Combinaison 1 (ELU sans feu)

$$f_{md} = \frac{f_{mk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{28,0,8}{1,25} = 17,92 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{3,5,0,8}{1,25} = 2,24 \text{ MPa}$$

## Combinaison 2 (feu)

$$f_{md,fi} = k_{fi} \cdot \frac{f_{mk} \cdot k_{mod,fi}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot \frac{28,1}{1} = 32,20 \text{ MPa}$$

$$f_{vd,fi} = k_{fi} \cdot \frac{f_{vk} \cdot k_{mod,fi}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot \frac{3,51}{1} = 4,02 \text{ MPa}$$

## 9.5 VERIFICATION ELU (SANS FEU)

### a. Cisaillement

$$V_{Ed} = q_{d1} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 3,58 \cdot \frac{6}{2} = 10,73 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 10,73 \cdot 10^3}{2 \cdot 90 \cdot 360} = 0,50 \text{ MPa}$$

Vérification (EN1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{0,50}{2,24 \cdot 0,67} = 0,33 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Moment de flexion

$$M_{Ed} = q_{d1} \cdot \frac{L_{tot}^2}{8} = 3,58 \cdot \frac{6^2}{8} = 16,10 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{md} = \frac{6}{b \cdot h^2} \cdot M_{Ed} = \frac{6}{90 \cdot 360^2} \cdot 16,10 \cdot 10^6 = 8,28 \text{ MPa}$$

Le déversement est repris par les dalles de plancher

Vérification (EN1995.1.1 Eq. 6.11)

$$k_h = \left( \frac{600}{360} \right)^{0,1} = 1,05$$
$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md} \cdot k_h} = \frac{8,28}{17,92 \cdot 1,05} = 0,44 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Vérification de l'assemblage

Epaisseur de la rainure pour la plaque en auge  $e = 10 \text{ mm}$

$$t_1 = \frac{b}{2} - \frac{e}{2} = \frac{90}{2} - \frac{10}{2} = 40 \text{ mm}$$

## Résistance en cisaillement d'une broche (EN1995.1.1 Eq. 8.11)

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d = 1,35 + 0,015 \cdot 12 = 1,53$$

$$f_{h,1,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{k_{90} \cdot \sin(90^\circ)^2 + \cos(90^\circ)^2} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 425}{1,53} = 20,04 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 490 \cdot 12^{2,6} = 94,03 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$F_{v,Rk} = 2 \cdot (f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d) \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 2 \cdot (20,04 \cdot 40 \cdot 12) \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 94,03 \cdot 10^3}{20,04 \cdot 12 \cdot 40^2}} - 1 \right) = 13,96 \cdot 10^3 \text{ N}$$

## Vérification, 2 broches d = 12 mm sont utilisées

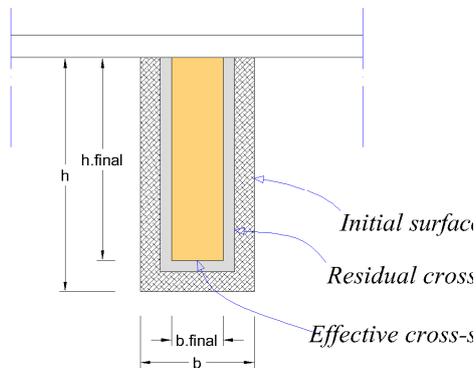
$$F_{v,Rd} = n \cdot k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_c} = 2 \cdot 0,8 \cdot \frac{13,96}{1,3} = 17,18 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{10,73}{17,18} = 0,62 < 1 \rightarrow OK$$

Pour la vérification aux ELS, voir l'exemple 1. Il convient de noter que le confort vibratoire est en principe prépondérant dans le dimensionnement d'une solive de plancher.

## 9.6 VERIFICATION AUX ELU EN RESISTANCE AU FEU

### a. Une section efficace après 60 minutes de feu, avec trois cotés exposés au feu



Vitesse de carbonisation fictive (EN1995.1.2 tableau 3.1)

$$\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$$

Profondeur effective de carbonisation (EN1995.1.2 Eq.4.1)

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 42 + 1,7 = 49 \text{ mm}$$

Où

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot R = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ mm}$$

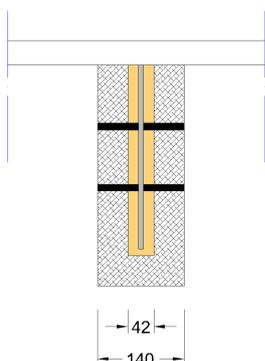
$$k_0 = 1,0 \text{ et } d_0 = 7 \text{ mm}$$

Dimension de la section efficace

$$h_{final} = h - d_{ef} = 360 - 49 = 311 > 300 \rightarrow OK$$

$$b_{final} = b - 2 \cdot d_{ef} = 90 - 2 \cdot 49 = -8 \text{ mm} \rightarrow NO$$

L'épaisseur de la solive doit être augmentée



La nouvelle épaisseur de solive est b=140mm

$$b_{final} = b - 2 \cdot d_{ef} = 140 - 2 \cdot 49 = 42 \text{ mm}$$

## b. Cisaillement

$$V_{Ed} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 1,55 \cdot \frac{6}{2} = 4,55 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot (b_{final} - e) \cdot h_{final}} = \frac{3 \cdot 4,55 \cdot 10^3}{2 \cdot (42 - 10) \cdot 311} = 0,70 \text{ MPa}$$

Vérification (EN1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd,fi} \cdot k_{cr}} = \frac{0,70}{4,02 \cdot 0,67} = 0,26 < 1 \rightarrow OK$$

## c. Moment de flexion

$$M_{Ed} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}^2}{8} = 1,55 \cdot \frac{6^2}{8} = 6,98 \text{ kNm}$$

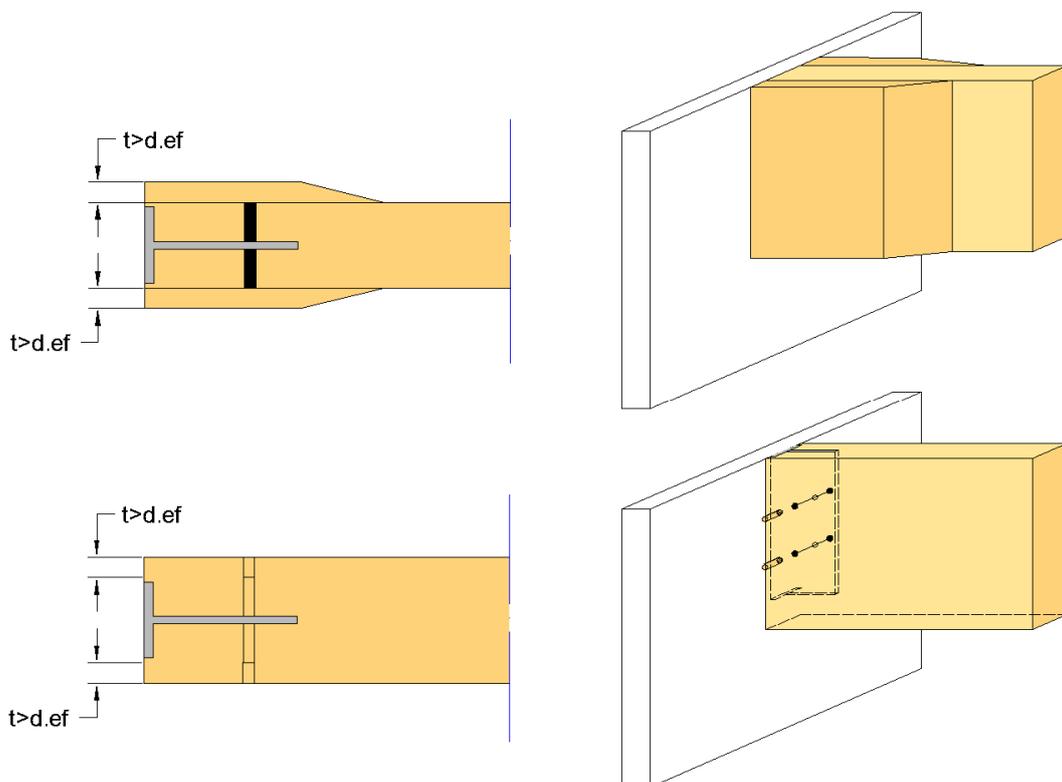
$$\sigma_{md} = \frac{6}{b_{final} \cdot h_{final}^2} \cdot M_{Ed} = \frac{6}{42 \cdot 311^2} \cdot 6,98 \cdot 10^6 = 10,30 \text{ MPa}$$

Vérification (EN1995.1.1 Eq. 6.11)

$$\frac{\sigma_{md}}{f_{md,fi} \cdot k_h} = \frac{10,30}{32,2} = 0,32 < 1 \rightarrow OK$$

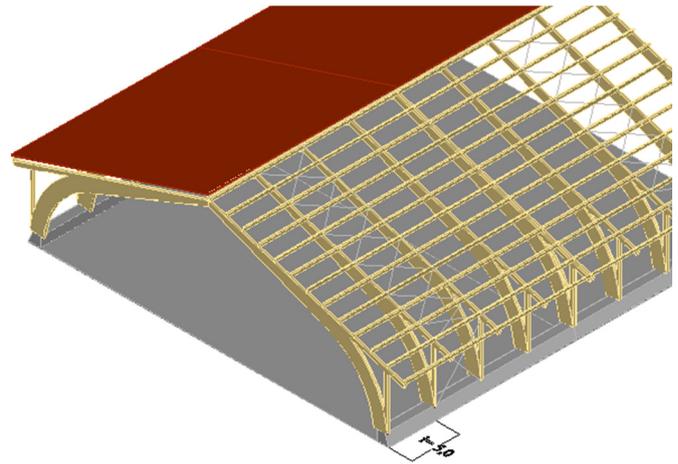
## d. Assemblage

Les broches ne doivent pas être exposées au feu. Elles doivent donc être protégées par des bouchons en bois ou des planche collées avec une épaisseur minimum  $d_{ef} = 49 \text{ mm}$





Arc en lamellé-collé : GL28h  
 Epaisseur de la lamellation  
 $t_{lam}=33\text{mm}$   
 Classe de service 1 ;  
**Altitude < 1000 m**  
**Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$**   
**Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$**   
**Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$**



## 10.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement du portique sont

Structurel		$g_{k1}=2,23 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,50\text{kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2}\cdot i\cdot 1,1=0,50\cdot 5\cdot 1,1=2,75\text{kN/m}$
Neige	$S_k=1,50\text{kN/m}^2$	$s_k=S_k\cdot i\cdot 0,8\cdot 1,1=1,50\cdot 5\cdot 0,8\cdot 1,1=6,60\text{kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 10.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Trois combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (2,23 + 2,75) = 6,72\text{kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de court terme, chargement symétrique, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (2,23 + 2,75) + 1,5 \cdot 6,60 = 16,62 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 3 :</b> (Charges de court terme, chargement dissymétrique, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d3} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (2,23 + 2,75) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,50 = 11,67 \text{ kN/m}$

## 10.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé sur les recommandations données au chapitre 10, Glulam Handbook Vol. II

$$h_{r.min} = \frac{H}{15} + \frac{L_{tot}}{30} = \frac{5,4}{15} + \frac{36,4}{30} = 1,57m$$

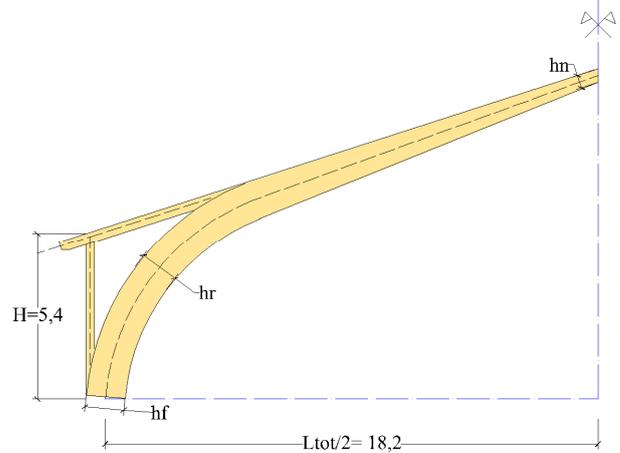
$$\rightarrow h_r = h_f = 1530mm$$

$$h_{n.min} = 0,3 \cdot h_{r.min} = 0,3 \cdot 1,57 = 0,47m$$

$$\rightarrow h_n = 495mm$$

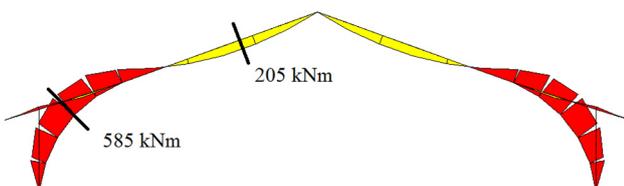
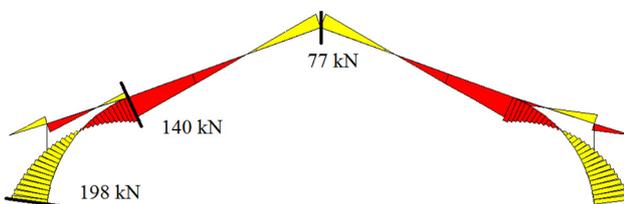
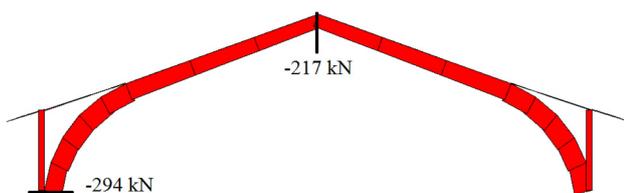
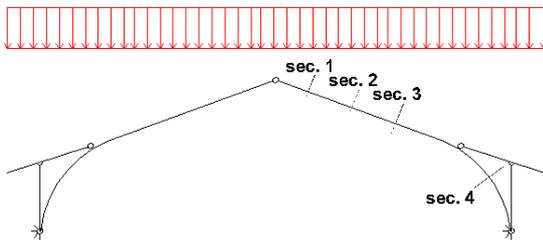
$$b_{min} = 0,15 \cdot h_{r.min} = 0,15 \cdot 1,57 = 0,24m$$

$$\rightarrow b = 215mm$$

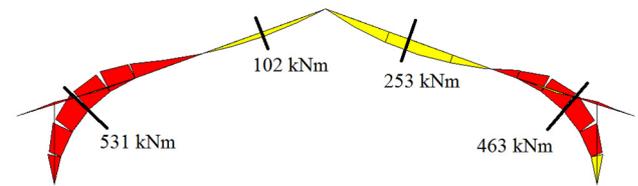
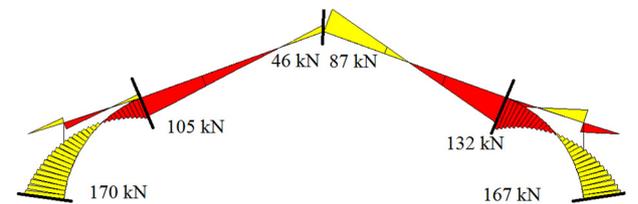
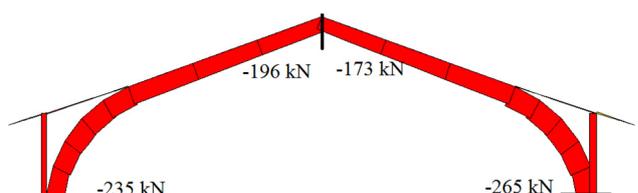
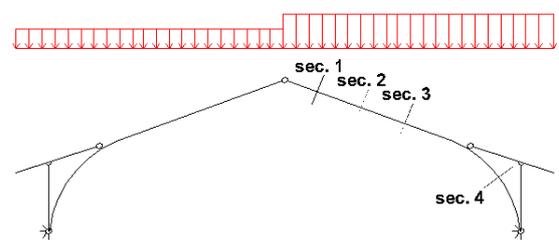


## 10.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

**Combinaison 2**  
Charges de Neige symétriques



**Combinaison 3**  
Charges de Neige dissymétriques



## 10.6 VERIFICATION AUX ELU

### a. Compression parallèle au fil à l'appui

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_f} = \frac{294 \cdot 10^3}{215 \cdot 1530} = 0,89 \text{ MPa}$$

Vérification de la compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{0,89}{20,16} = 0,04 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Compression parallèle au fil au faitage

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_n} = \frac{217 \cdot 10^3}{215 \cdot 495} = 2,04 \text{ MPa}$$

Vérification de la compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{2,04}{20,16} = 0,10 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Vérification du cisaillement à l'appui

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h_f} = \frac{3 \cdot 198 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 1530} = 0,90 \text{ MPa}$$

Vérification du cisaillement (EN 1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{0,90}{2,52 \cdot 0,67} = 0,53 < 1 \rightarrow OK$$

## d. Vérification du cisaillement au faitage

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 3

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h_n} = \frac{3 \cdot 87 \cdot 10^3}{2 \cdot 215 \cdot 495} = 1,23 \text{ MPa}$$

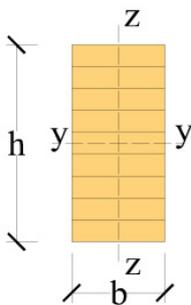
Vérification du cisaillement (EN 1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,23}{2,52 \cdot 0,67} = 0,73 < 1 \rightarrow OK$$

## e. Vérification de la stabilité pour la flexion et la compression combinées pour les zones droites

Le portique est stabilisé latéralement au moyen d'un système de contreventement, les points contreventés sont à 1,80 m de distance

Les sections 1, 2 and 3 sont vérifiées pour la Combinaison 3. Les valeurs correspondantes des efforts normaux et des moments de flexions sont indiqués dans le tableau ci-dessous



Section	Dimension de la section [mm]	Efforts Normaux Nd [kN]	Moment de flexion Md [kNm]
Sec. 1	215 x 670	-191	178
Sec. 2	215 x 925	-214	253
Sec. 3	215 x 1175	-230	137

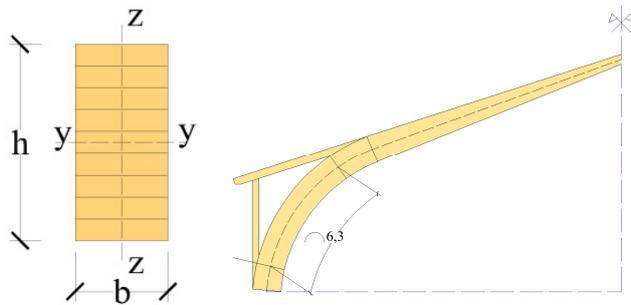
Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

Section	Longueur de flambement, $L_{0,z}$ [m]	Contrainte critique d'Euler, $\sigma_{cr,z}$ [MPa]	Elongement relatif de flambement $\lambda_{rel}$	Facteur de réduction de flambement, $k_{c,z}$	Taux de travail $\frac{N_d}{A \cdot k_{c,z} \cdot f_{cd}} + k_m \cdot \frac{M_{yd}}{W \cdot f_{myd}}$
Sec. 1	$L_{0z,1} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,1} = 123,21$	$\lambda_{rel,z,1} = 0,48$	$k_{c,z,1} = 0,98$	$R_1 = 0,45$
Sec. 2	$L_{0z,2} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,2} = 123,21$	$\lambda_{rel,z,2} = 0,48$	$k_{c,z,2} = 0,98$	$R_2 = 0,37$
Sec. 3	$L_{0z,3} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,3} = 123,21$	$\lambda_{rel,z,3} = 0,48$	$k_{c,z,3} = 0,98$	$R_3 = 0,16$

Vérification du déversement et du flambement autour l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.35)

Section	Longueur de flambement, $L_{0,z}$ [m]	Contrainte critique de déversement $\sigma_{cr,m}$ [MPa]	Elancement relatif de déversement, $\lambda_{rel,m}$	Facteur critique de déversement, $k_{crit}$	Taux de travail $\left(\frac{M_{yd}}{W \cdot k_{crit} \cdot f_{md}}\right)^2 + \frac{N_d}{A \cdot k_{cz} \cdot f_{cd}}$
Sec. 1	$L_{0z,1} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,1} = 286,73$	$\lambda_{rel,m,1} = 0,31$	$k_{crit,1} = 1$	$R_1 = 0,37$
Sec. 2	$L_{0z,2} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,2} = 207,68$	$\lambda_{rel,m,2} = 0,37$	$k_{crit,2} = 1$	$R_2 = 0,22$
Sec. 3	$L_{0z,3} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,3} = 163,50$	$\lambda_{rel,m,3} = 0,41$	$k_{crit,3} = 1$	$R_3 = 0,07$

**f. Vérification de la stabilité pour la flexion et la compression combinées de la zone courbe, sec. 4**



$$\sigma_{md} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 585 \cdot 10^6}{215 \cdot 1530^2} = 6,97 MPa$$

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{294 \cdot 10^3}{215 \cdot 1530} = 0,89 MPa$$

Flambement autour de l'axe z, déformation dans la direction y (§10.4.1, Glulam Handbook Vol.II)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 9,60m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{215^3 \cdot 1530}{12}}{215 \cdot 1530 \cdot 9600^2} = 4,33 MPa$
Elancement relatif :	$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28}{4,33}} = 2,54$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (2,54 - 0,3) + 2,54^2] = 3,84$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{3,84 + \sqrt{3,84^2 - 2,54^2}} = 0,15$

## Déversements

Longueur effective de déversement :

$$L_{0z} = 9,60m$$

Contrainte critique de déversement :

$$\sigma_{cr.m} = \frac{\frac{\pi}{L_{0z}} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}} + \frac{E_{0,05} \cdot I_z + G_{0,05} \cdot I_{tor}}{2 \cdot R}}{W_y}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{9600} \cdot \sqrt{10500 \cdot 1,267 \cdot 10^9 \cdot 540,4620 \cdot 10^9} + \frac{10500 \cdot 1,267 \cdot 10^9 + 540,4620 \cdot 10^9}{2 \cdot \left(8000 + \frac{1530}{2}\right)}}{\frac{1530^2 \cdot 215}{6}}$$

$$= 33,22MPa$$

$$\text{Ou } I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{215^3 \cdot 1530}{12} = 1,267 \cdot 10^9 mm^4$$

$$\text{et } I_{tor} = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}\right) = \frac{1530 \cdot 215^3}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{215}{1530}\right) = 4,620 \cdot 10^9 mm^4$$

Elongement relatif de déversement :

$$\lambda_{rel.m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr.m}}} = \sqrt{\frac{28}{33,22}} = 0,92$$

Facteur critique de déversement :

$$\text{Pour } 0,75 < \lambda_{rel.m} < 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel.m} = 0,87$$

La résistance en flexion doit être modifiée par le facteur  $k_r$  lié à la courbure et l'épaisseur des lamelles (EN. 1995.1.1 Eq. 6.49)

$$\frac{R_{int}}{t_{lam}} = \frac{8 \cdot 10^3}{33} = 242 \geq 240 \rightarrow k_r = 1$$

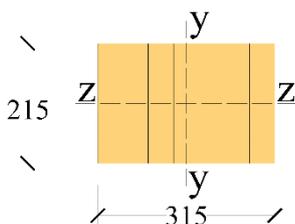
Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m.d}}{k_r \cdot f_{md}} = \frac{0,89}{0,15 \cdot 20,16} + 0,7 \cdot \frac{6,87}{1 \cdot 20,16} = 0,64 < 1 \rightarrow OK$$

Vérification du déversement et du flambement autour l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.35)

$$\left(\frac{\sigma_{m.d}}{k_{crit} \cdot k_r \cdot f_{md}}\right)^2 + \frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} = \left(\frac{6,87}{0,87 \cdot 1 \cdot 20,16}\right)^2 + \frac{0,89}{0,15 \cdot 20,16} = 0,46 < 1 \rightarrow OK$$

## g. Vérification du poteau de redressement



$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{96 \cdot 10^3}{215 \cdot 315} = 1,42MPa$$

### Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 5,40m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{215^3 \cdot 315}{12}}{215 \cdot 315 \cdot 5400^2} = 13,69MPa$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28}{13,69}} = 1,43$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,43 - 0,3) + 1,43^2] = 1,58$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,58 + \sqrt{1,58^2 - 1,43^2}} = 0,44$

### Vérification du flambement autour de l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cz} \cdot f_{c0d}} = \frac{1,42}{0,44 \cdot 20,16} = 0,16 < 1 \rightarrow OK$$

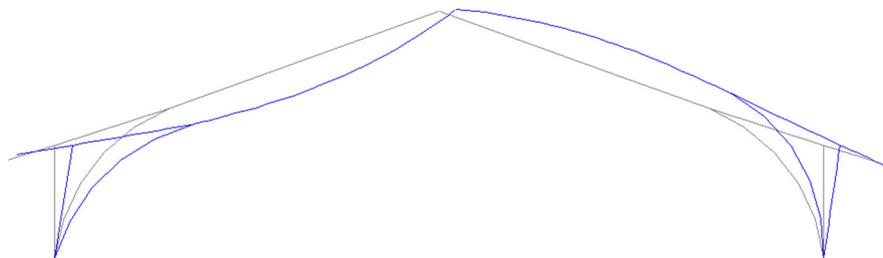
## h. Vérification de la stabilité dans le plan verticale pour flexion et la compression combinées

La section la plus sollicitée est la Sec. 4

$$\sigma_{md} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 585 \cdot 10^6}{215 \cdot 1530^2} = 6,97MPa$$

$$\sigma_{c0d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{294 \cdot 10^3}{215 \cdot 1530} = 0,89MPa$$

Le mode de flambement correspondant est illustré ci-dessous



### Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

L'effort critique de flambement est déterminé au moyen d'une analyse par éléments finis (EF)

Effort critique de flambement :	$N_{cr} = 4304,4kN$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\frac{N_{cr}}{A}}} = \sqrt{\frac{28}{\frac{4304,4 \cdot 10^3}{215.1530}}} = 1,46$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,46 - 0,3) + 1,46^2] = 1,63$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,63 + \sqrt{1,63^2 - 1,46^2}} = 0,43$

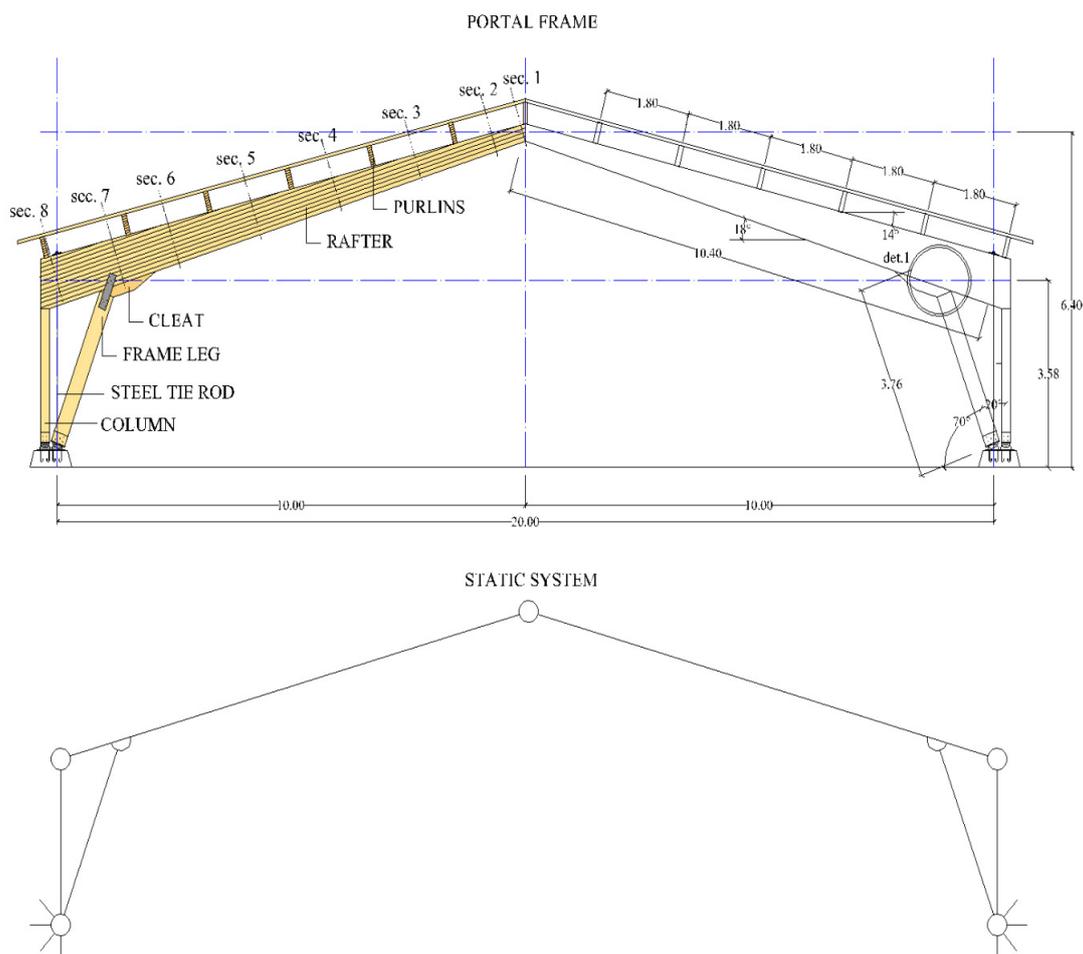
Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{cod}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} = \frac{0,89}{0,43 \cdot 20,16} + \frac{6,97}{20,16} = 0,45 < 1 \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 11 : DIMENSIONNEMENT D'UN PORTIQUE À CONTRE-FICHES

## 11.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier le portique à contre-fiches ci-dessous

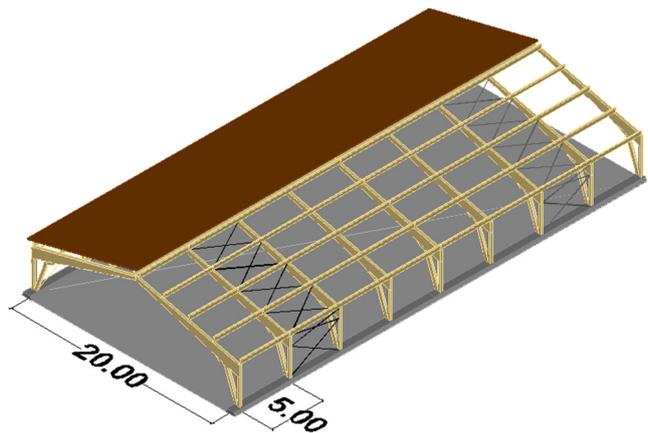


Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 11.4 par méthode de pré-dimensionnement.

Portique en lamellé-collé : GL28h  
 Tirant en acier : S355

Classe de service 2 ;  
 Altitude > 1000 m

Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
 Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
 Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$   
 Facteur partiel matériau de l'acier :  $\gamma_{M0}=1,0$   
 $\gamma_{M2}=1,25$



## 11.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement du portique sont

Structurel		$g_{k1}=0,80 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2} \cdot i \cdot 1,1=0,50 \cdot 5,1,1=3,30 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=2,00 \text{ kN/m}^2$	$s_k=S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1=2,00 \cdot 5,0,8 \cdot 1,1=8,80 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 11.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Trois combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (0,80 + 3,30) = 5,53 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de moyen terme, chargement symétrique, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,80 + 3,30) + 1,5 \cdot 8,80 = 18,73 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 3 :</b> (Charges de moyen terme, chargement dissymétrique, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d3} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,80 + 3,30) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 8,80 = 12,13 \text{ kN/m}$

## 11.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

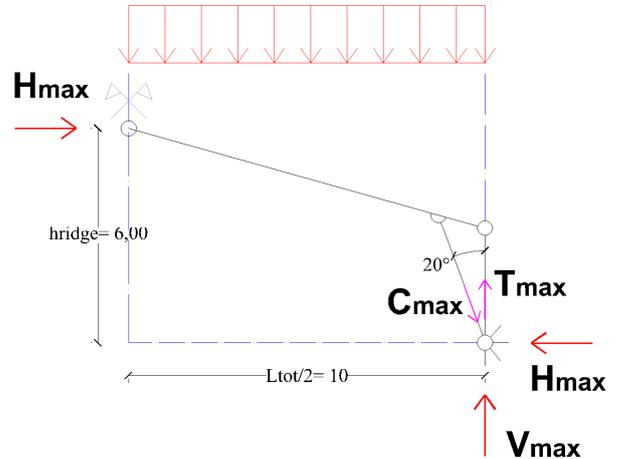
Le pré-dimensionnement est basé sur les recommandations données au chapitre 10, Glulam Handbook Vol. II

$$V_{max} = \frac{q_{d2} \cdot L_{tot}}{2} = \frac{18,73 \cdot 20}{2} = 187,35 kN$$

$$H_{max} = \frac{q_{d2} \cdot L_{tot}^2}{8 \cdot h_{faitage}} = \frac{18,73 \cdot 20^2}{8 \cdot 8,6} = 156,13 kN$$

$$C_{max} = \frac{H_{max}}{\cos(70^\circ)} = \frac{156,13}{\cos(70^\circ)} = 456,48 kN$$

$$T_{max} = C_{max} \cdot \cos(20^\circ) - V_{max} = 456,48 \cdot \cos(20^\circ) - 187,35 = 241,60 kN$$



Section de l'arbalétrier

$$h_{rive} = \frac{S_1 + S_2}{15} = \frac{(10,4 + 3,58) \cdot 10^3}{15} = 932 mm \rightarrow h_{rive} = 950 mm$$

$$h_{faitage} = 0,3 \cdot h_{rive} = 0,3 \cdot 950 = 285 mm \rightarrow h_{faitage} = 318 mm$$

$$b = \frac{h_{rive}}{5} = \frac{950}{5} = 190 mm \rightarrow b = 240 mm$$

Section de la contre-fiche

$$h = \frac{C_{max}}{k_r \cdot b \cdot f_{cod}} = \frac{456,48 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 240 \cdot 17,92} = 152 mm \rightarrow h = 315 mm$$

b=240mm

Le facteur  $k_r$  prend en compte la réduction de la résistance due à la possibilité de flambement

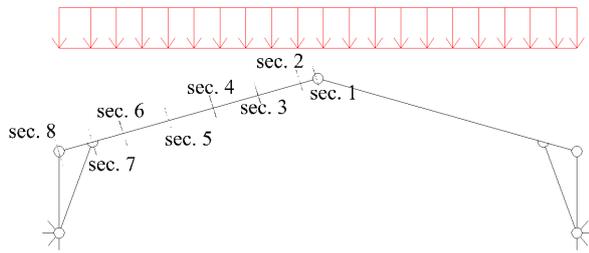
Section des tirants métalliques

(Il y a un tirant de chaque côté de l'arbalétrier)

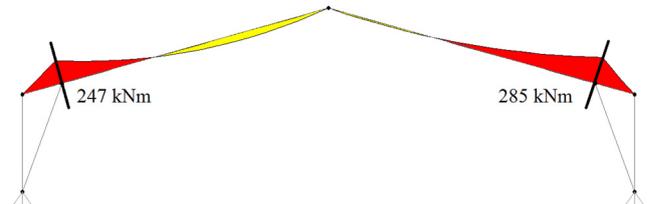
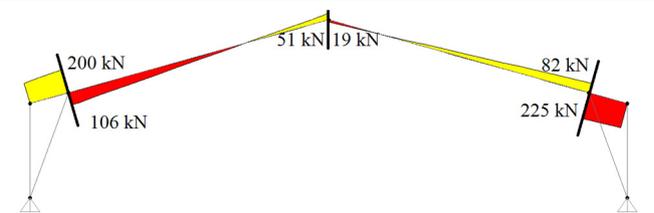
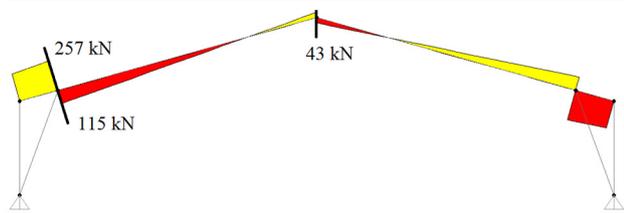
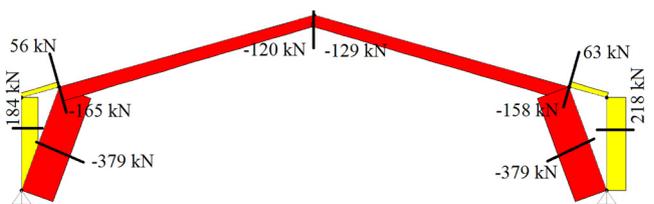
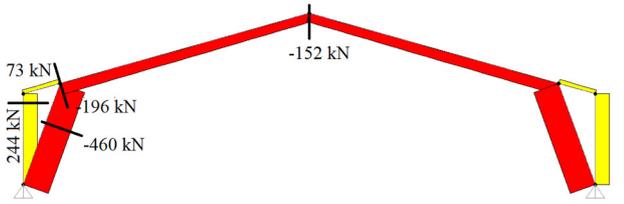
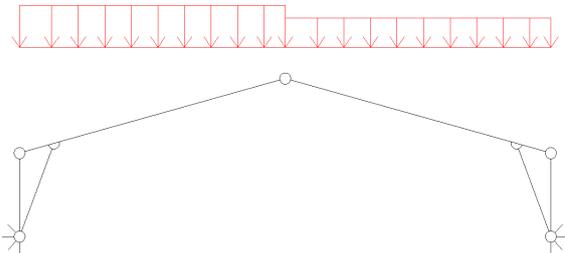
$$A_{net.min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{T_{max}}{0,9 \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{M2}}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{241,60 \cdot 10^3}{0,9 \cdot \frac{490}{1,25}} = 342,40 mm^2 \rightarrow \text{Ronds M24 } A = 452 mm^2 \text{ } A_{net} = 353 mm^2$$

# 11.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

**Combinaison 2**  
Charges de Neige symétriques



**Combinaison 3**  
Charges de Neige dissymétriques



# 11.6 VERIFICATION DE L'ARBALETRIER

## a. Compression parallèle au fil

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2 et la section la plus sollicitée est au faitage, (Sec. 1 : 240 x 318 mm)

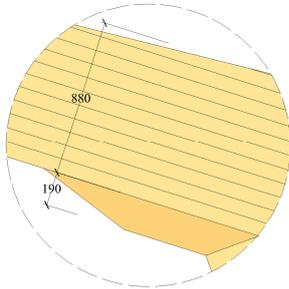
$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_f} = \frac{152 \cdot 10^3}{240 \cdot 318} = 1,99 MPa$$

Vérification de la compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{1,99}{17,92} = 0,11 < 1 \rightarrow OK$$

## b. Cisaillement

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2 et la section la plus sollicitée est la Sec. 7 : 240 x (880 + 190) mm



$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot 257 \cdot 10^3}{2 \cdot 240 \cdot (880 + 0)} = 1,83 \text{ MPa}$$

Vérification cisaillement (EN 1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,83}{2,24 \cdot 0,67} = 1,22 > 1 \rightarrow \text{NC}$$

L'arbalétrier en lamellé-collé doit être localement « renforcé » pour prévenir l'apparition de fentes longitudinales permettant d'augmenter le coefficient  $k_{cr}$  (frettage par panneaux lamibois collé sur les faces extérieures, ou PAQ de fabrication pour adapter l'humidité des bois en fabrication à l'humidité d'équilibre du bâtiment ; ou augmentation de l'épaisseur,...)

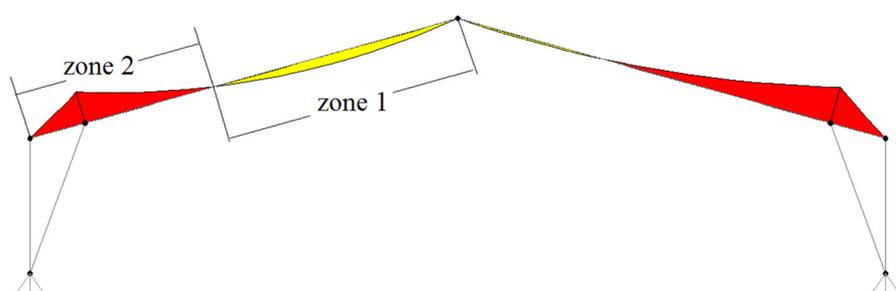
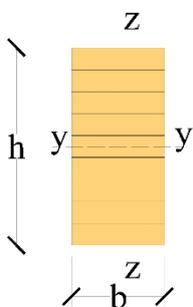
Sinon, il est possible, et de manière transitoire, d'utiliser les règles de calculs du  $k_{cr}$  de l'Annexe Nationale Française de l'EC5 (NF EN1995-1-1/NA §6.1.7 de mai 2010) associés aux valeurs de résistance en cisaillement du lamellé-collé en vigueur en mai 2010 (NF EN 1194-juillet 1999) et ceci en attendant la publication de nouvelles règles françaises de calculs du  $k_{cr}$  associés aux nouvelles règles de calculs de la résistances en cisaillement utilisés dans NF EN 14080 d'août 2013.

Dans cet exemple nous vérifions le cisaillement avec la NF EN1195-1-1/NA associés au  $f_{vk}$  de la NF EN 1194-juillet 1999 (GL28h  $f_{vk}=3\text{MPa}$ )

$$\frac{q_{k1} + q_{k2}}{q_{k1} + q_{k2} + s_k} = \frac{0,80 + 3,30}{0,80 + 3,30 + 8,80} = 0,32 < 0,7 \rightarrow k_{cr} = 1$$

$$\frac{\tau}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{1,83}{2,24 \cdot 0,67} = 0,95 = 1 \rightarrow \text{OK}$$

## c. Vérification de la stabilité pour la flexion et la compression



L'arbalétrier est stabilisé latéralement au moyen d'un système de contreventement, les points contreventés sont à 1,80 m de distance. 2 zones distinctes avec des longueurs de flambement différentes peuvent être identifiées

- Zone 1 où la rive supérieure de l'arbalétrier est en compression
- Zone 2 où la rive inférieure de l'arbalétrier est en compression

La hauteur de la section est considérée constante entre 2 points contreventés.

Les sections 2, 3, 4 and 7 sont vérifiées. Les valeurs correspondantes des efforts normaux et des moments de flexions sont indiqués dans le tableau ci-dessous

Section	Cross section dimensions [mm]	Design axial force Nd [kN]	Design bending moment Md [kNm]
Sec. 2	240 x 357	-155	25
Sec. 3	240 x 460	-163	52
Sec. 4	240 x 571	-172	25
Sec. 7	240 x 880	-196	328

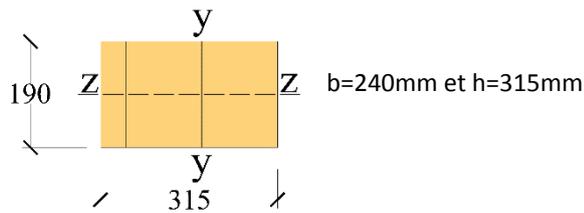
Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

Section	Longueur de flambement, $L_{0,z}$ [m]	Contrainte critique d'Euler, $\sigma_{cr,z}$ [MPa]	Elancement relatif de flambement $\lambda_{rel}$	Facteur de réduction de flambement, $k_{cz}$	Taux de travail $\frac{N_d}{A \cdot k_{cz} \cdot f_{cd}} + k_m \cdot \frac{M_{yd}}{W \cdot f_{myd}}$
Sec. 2	$L_{0,z,2} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,2} = 153,53$	$\lambda_{rel,z,2} = 0,43$	$k_{cz,2} = 0,98$	$R_1 = 0,29$
Sec. 3	$L_{0,z,3} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,3} = 153,53$	$\lambda_{rel,z,3} = 0,43$	$k_{cz,3} = 0,98$	$R_2 = 0,32$
Sec. 4	$L_{0,z,4} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,4} = 153,53$	$\lambda_{rel,z,4} = 0,43$	$k_{cz,4} = 0,98$	$R_3 = 0,15$
Sec. 7	$L_{0,z,7} = 1,80m$	$\sigma_{cr,z,7} = 153,53$	$\lambda_{rel,z,7} = 0,43$	$k_{cz,7} = 0,98$	$R_7 = 0,47$

Vérification du déversement et du flambement autour l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.35)

Section	Longueur de flambement, $L_{0,z}$ [m]	Contrainte critique de déversement $\sigma_{cr,m}$ [MPa]	Elancement relatif de déversement, $\lambda_{rel,m}$	Facteur critique de déversement, $k_{crit}$	Taux de travail $(\frac{M_{yd}}{W \cdot k_{crit} \cdot f_{md}})^2 + \frac{N_d}{A \cdot k_{cz} \cdot f_{cd}}$
Sec. 2	$L_{0,z,2} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,2} = 670,54$	$\lambda_{rel,m,2} = 0,20$	$k_{crit,2} = 1$	$R_2 = 0,18$
Sec. 3	$L_{0,z,3} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,3} = 520,40$	$\lambda_{rel,m,3} = 0,23$	$k_{crit,3} = 1$	$R_3 = 0,20$
Sec. 4	$L_{0,z,4} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,4} = 419,23$	$\lambda_{rel,m,4} = 0,26$	$k_{crit,4} = 1$	$R_4 = 0,08$
Sec. 7	$L_{0,z,7} = 1,80m$	$\sigma_{cr,m,7} = 272,02$	$\lambda_{rel,m,7} = 0,32$	$k_{crit,7} = 1$	$R_7 = 0,40$

## 11.7 VERIFICATION DE LA CONTRE-FICHE



$$\sigma_{c0d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{460 \cdot 10^3}{240 \cdot 315} = 6,08 \text{ MPa}$$

### Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 3,76 \text{ m}$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{240^3 \cdot 315}{12}}{240 \cdot 315 \cdot 3760^2} = 35,18 \text{ MPa}$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28}{35,18}} = 0,89$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,89 - 0,3) + 0,89^2] = 0,93$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,93 + \sqrt{0,93^2 - 0,89^2}} = 0,85$

### Vérification du flambement autour de l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cz} \cdot f_{c0d}} = \frac{6,08}{0,85 \cdot 17,92} = 0,40 < 1 \rightarrow OK$$

## 11.8 VERIFICATION DU TIRANT EN ACIER

Un tirant de diamètre  $d = 24 \text{ mm}$  ( $A_{net} = 353 \text{ mm}^2$ ) est utilisé.

La vérification est effectuée suivant les règles de dimensionnement des boulons au niveau du filetage des extrémités des tirants

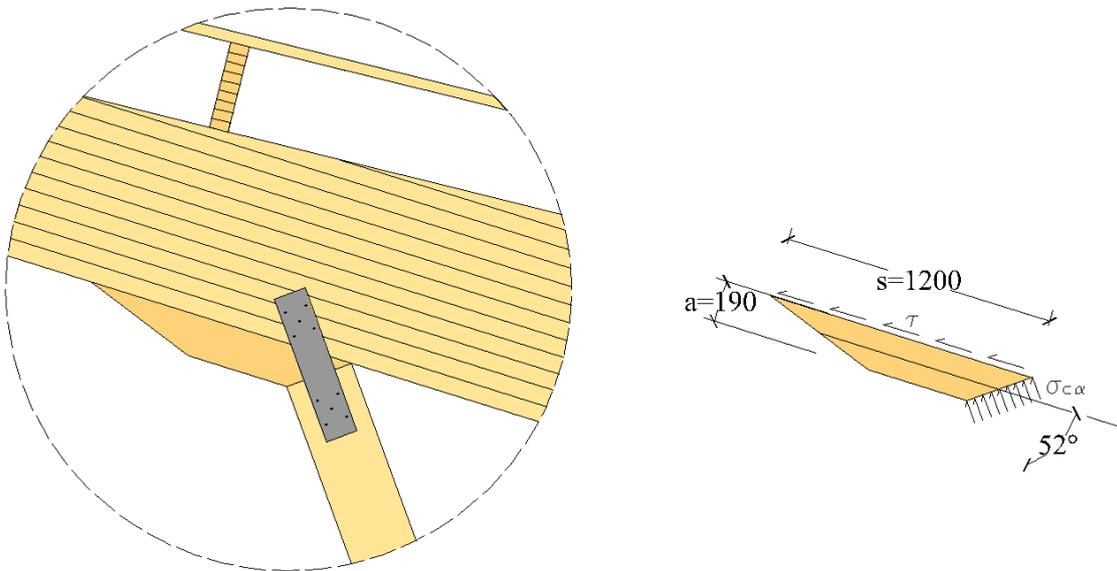
$$T_{Ed} = 244,00 \text{ kN}$$

### Résistance en traction (EN 1993.1.8 table 3.4)

$$T_{Rd} = 2 \cdot \frac{A_{net} \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{353 \cdot 490 \cdot 0,9}{1,25} = 249,08 \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{244,00}{249,08} = 0,98 < 1 \rightarrow OK$$

## 11.9 VERIFICATION DU TALON



### a. Compression à l'angle $\alpha$ par rapport au fil du bois

$$\sigma_{cad} = \frac{N_{ed}}{b \cdot a} \cdot \cos(\alpha) = \frac{460 \cdot 10^3}{240 \cdot 315} \cdot \cos(52) = 3,75 \text{ Mpa}$$

La résistance en compression à l'angle  $\alpha$  par rapport au fil

$$f_{cad} = \frac{f_{cod}}{\frac{k_{c90}}{k_{c90k}} \cdot (\sin(\alpha))^2 + (\cos(\alpha))^2} = \frac{17,92}{1,75 \cdot 2,5 \cdot (\sin(52^\circ))^2 + (\cos(52^\circ))^2} = 6,13 \text{ Mpa}$$

$f_{c,90,a}$  peut être remplacé  $f_{c,90,k}$  si le rapport  $\frac{g_k}{s_k}$  est inférieur à 0,4, voir le tableau IX-11, IX-12 and IX-13, Glulam Handbook Vol. III

Vérification de la compression à l'angle  $\alpha$  par rapport au fil (EN 1995.1.1 Eq. 6.16)

$$\frac{\sigma_{cad}}{f_{cad}} = \frac{3,75}{6,13} = 0,61 < 1 \rightarrow OK$$

---

## b. Cisaillement

$$\tau = \frac{N_{ed} \cdot \cos(\alpha)}{b \cdot s} = \frac{460 \cdot 10^3}{240 \cdot 1200} = 0,98 \text{ MPa}$$

---

Vérification du cisaillement (§10.6.3, Glulam Handbook Vol. II)

---

$$\frac{\tau}{0,5 \cdot f_{vd}} = \frac{0,98}{0,5 \cdot 2,24} = 0,88 < 1 \rightarrow OK$$

---

## c. Vérification géométrique

---

Voir §10.6.3, Glulam Handbook Vol. II

---

---

Longueur du talon

---

$$\left. \begin{array}{l} s = 1200 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \\ s = 1200 \text{ mm} < 8 \cdot a = 8 \cdot 190 = 1520 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow OK$$

---

Rapport entre la longueur et la hauteur

---

$$\frac{s}{a} = \frac{1200}{190} = 6,32 > 6 \rightarrow OK$$

---

# 11.10 VERIFICATION DE LA STABILITE DANS LE PLAN VERTICALE POUR FLEXION ET LA COMPRESSION COMBINEES

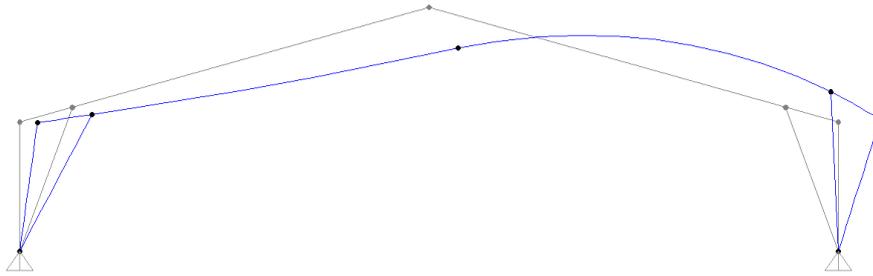
---

La combinaison de l'effort critique de flambement pour le portique est le numéro 2. La section la plus sollicitée est la Sec. 7 : 240 x 880 mm

---

$$\sigma_{md} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 328 \cdot 10^6}{240 \cdot 880^2} = 10,59 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{196 \cdot 10^3}{240 \cdot 880} = 0,93 \text{ MPa}$$

Le mode de flambement correspondant est illustré ci-dessous



Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

L'effort critique de flambement est déterminé au moyen d'une analyse par éléments finis (EF)

Effort critique de flambement :	$N_{cr} = 3268,04kN$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\frac{N_{cr}}{A}}} = \sqrt{\frac{28}{\frac{3268,04 \cdot 10^3}{240.880}}} = 1,35$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,35 - 0,3) + 1,35^2] = 1,46$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,46 + \sqrt{1,46^2 - 1,35^2}} = 0,50$

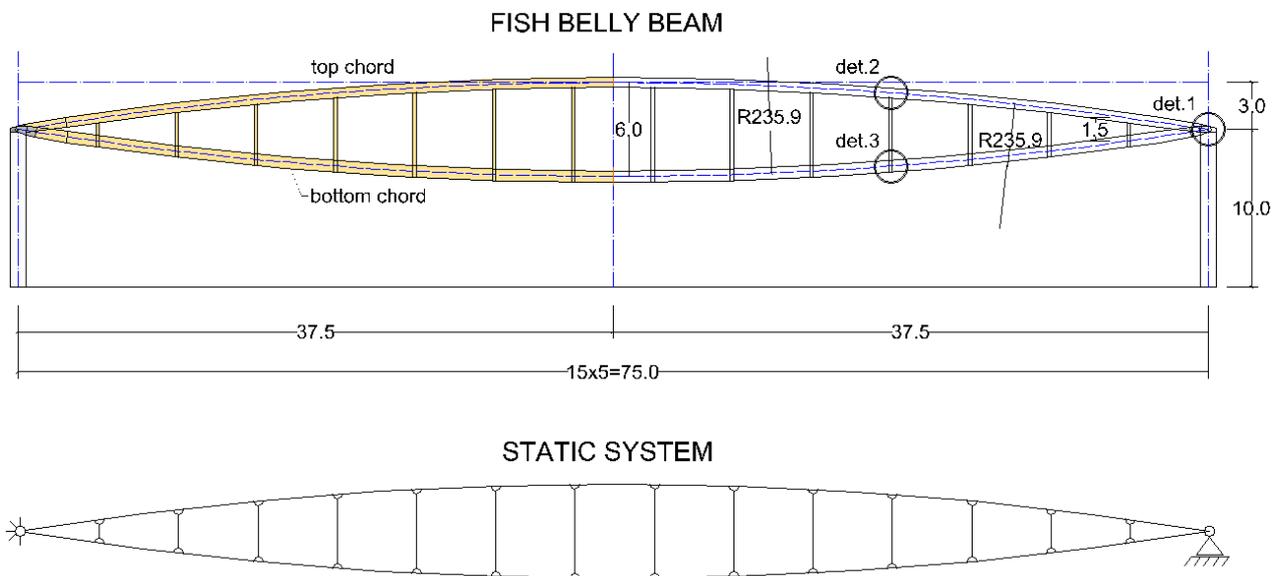
Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cy} \cdot f_{cod}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} = \frac{0,93}{0,50 \cdot 17,92} + \frac{10,59}{17,92} = 0,70 < 1 \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 12 : DIMENSIONNEMENT D'UNE POUTRE LENTICULAIRE

## 12.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

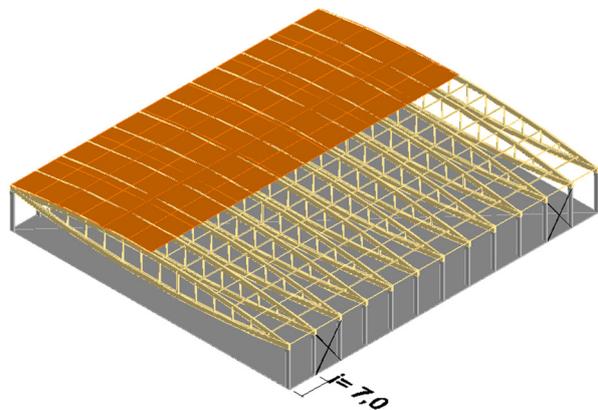
Dimensionner et vérifier la poutre lenticulaire ci-dessous



Trois joints de montage, sur la membrure supérieure et sur la membrure inférieure, sont nécessaires pour le transport de la poutre. Les joints sont conçus comme des joints de continuité de section (complètement rigide)

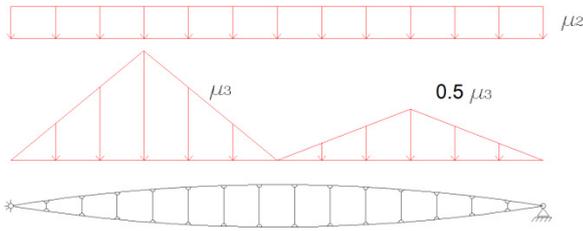
Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 12.4 par méthode de pré-dimensionnement

Poutre en lamellé-collé : GL28h  
Classe de service 1 ;  
Altitude < 1000 m  
Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 12.2 CHARGEMENTS

Selon la EN 1991.1.3 §6.3.8, les coefficients de forme pour neige suivant doivent être considérés



$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{f}{L_{tot}} = 0,2 + 10 \cdot \frac{3}{75} = 0,6$$

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1} = 2,66 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 7 \cdot 1,1 = 4,62 \text{ kN/m}$
Neige symétrique	$S_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$s_{k,s} = S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 1,50 \cdot 7 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 9,24 \text{ kN/m}$
Neige dissymétrique	$S_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$s_{k,d} = S_k \cdot i \cdot 0,6 \cdot 1,1 = 1,50 \cdot 7 \cdot 0,6 \cdot 1,1 = 6,93 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

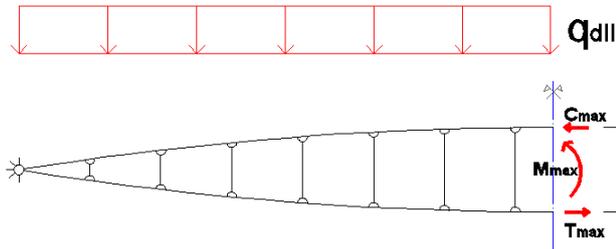
## 12.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Trois combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 clause 6.4.3.)

<p><b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, <math>k_{mod}=0,6</math>)</p>	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (2,66 + 4,62) = 9,83 \text{ kN/m}$
<p><b>Combinaison 2 :</b> (Charges de court terme, chargement symétrique, <math>k_{mod}=0,9</math>)</p>	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (2,66 + 4,62) + 1,5 \cdot 9,24 = 23,69 \text{ kN/m}$
<p><b>Combinaison 3 :</b> (Charges de court terme, chargement dissymétrique, <math>k_{mod}=0,9</math>)</p>	$q_{d3a} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (2,66 + 4,62) + 1,5 \cdot 6,93 = 20,22 \text{ kN/m}$ $q_{d3b} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (2,66 + 4,62) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,93 = 15,02 \text{ kN/m}$

## 12.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé sur les recommandations données au chapitre 8.2, Glulam Handbook Vol. II



$$\Delta = \frac{L_{tot}}{12} = \frac{75}{12} = 6,25m \rightarrow \Delta = 6,00m$$

$$M_{max} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}^2}{8} = 23,69 \cdot \frac{75^2}{12} = 16655,63kN \cdot m$$

$$C = \frac{M_{max}}{\Delta} = \frac{16655,63}{6} = 2775,93kN$$

Membrane supérieure

$$b_{min} = \frac{L_{tot}}{200} = \frac{75}{200} = 0,375m \rightarrow b = 430mm$$

$$h = \frac{C}{b \cdot f_{cod} \cdot k_r} = \frac{2775,93 \cdot 10^3}{430 \cdot 20,16 \cdot 0,8} = 515mm \rightarrow h = 630mm$$

La largeur de la membrane supérieure est choisi à  $b = 430\text{ mm}$  ( $> 380\text{ mm}$ ), pour les raison suivantes :

- Placer plusieurs plaques métalliques en âme
- Augmenter la résistance au flambement latéral

Le facteur  $k_r$  prend en compte de la réduction de résistance due au flambement

Membrane inférieure

La membrane inférieure est composée de 2 éléments moisés. Chaque élément a une largeur de 190mm

$$b = 190 \cdot 2 = 380mm$$

$$h = \frac{C}{b \cdot f_{cod} \cdot k_{netr}} = \frac{2775,93 \cdot 10^3}{380 \cdot 16,12 \cdot 0,8} = 567mm \rightarrow h = 810mm$$

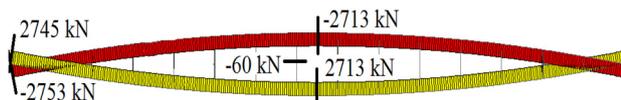
Le facteur  $k_{net}$  prend en compte la réduction de la section transversal due à la présence des fixations (plaques et broches)

## 12.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

Combinaison 2

Charges de Neige symétriques

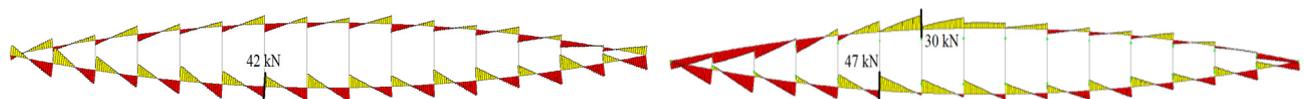
Axial force



Combinaison 3

Charges de Neige dissymétriques

Shear



Bending moment

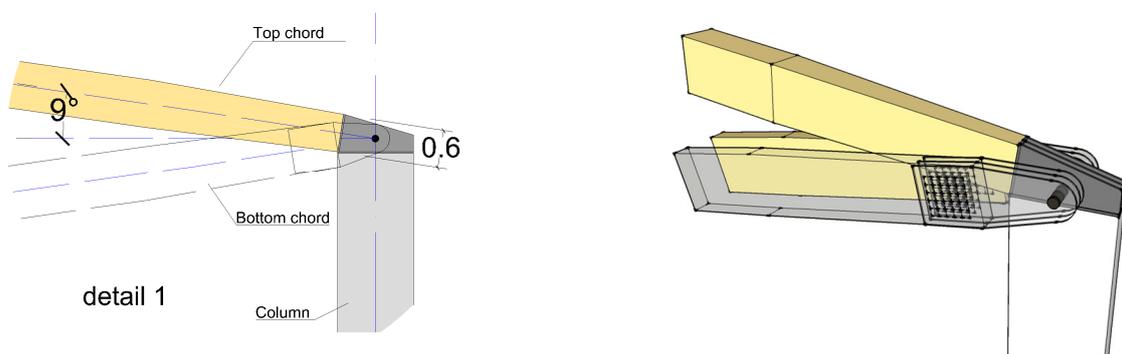


## 12.6 VERIFICATION DE LA MEMBRURE SUPERIEURE

### a. Compression parallèle au fil à l'appui

Notez qu'au niveau de l'appui, la membrure supérieure est dégraissée en largeur et en hauteur, afin de réduire la quantité d'acier à l'appui

Un assemblage possible est indiqué ci-dessous



La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_f} = \frac{2753 \cdot 10^3}{300 \cdot 600} = 15,29 \text{ MPa}$$

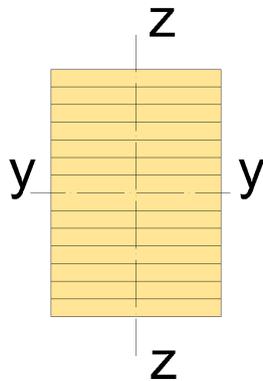
Vérification de la compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{15,29}{20,16} = 0,76 < 1 \rightarrow OK$$

## b. Vérification de la stabilité pour la flexion et compression combinées

La membrure est raidie latéralement au moyen d'un système de contreventement de toiture. Les points contreventés sont espacés de 5 m.

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2



Top Chord  
430x630  
mm

$$\sigma_{c0d} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{2713 \cdot 10^3}{430 \cdot 630} = 10,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{myd} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{64 \cdot 10^6}{430 \cdot \frac{630^2}{6}} = 2,25 \text{ MPa}$$

### Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 5,00 \text{ m}$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{430^3 \cdot 630}{12}}{430 \cdot 630 \cdot 5000^2} = 63,87 \text{ MPa}$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28}{63,87}} = 0,66$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,66 - 0,3) + 0,66^2] = 0,74$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,66^2}} = 0,94$

### Déversements

Longueur effective de déversement :	$L_{0z} = 5,00 \text{ m}$
Contrainte critique de déversement :	$\sigma_{cr,m} = \frac{\pi}{L_{0z} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}} = \frac{\pi}{5000 \cdot \frac{630^2 \cdot 430}{6}} \cdot \sqrt{10500 \cdot \frac{630 \cdot 430^3}{12} \cdot 540 \cdot \frac{630 \cdot 430^3}{3}}$ $= 439,10 \text{ MPa}$
Elancement relatif de déversement :	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr,m}}} = \sqrt{\frac{28}{439,10}} = 0,25$
Facteur critique de déversement :	$\lambda_{rel,m} < 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1$

Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y  
(EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

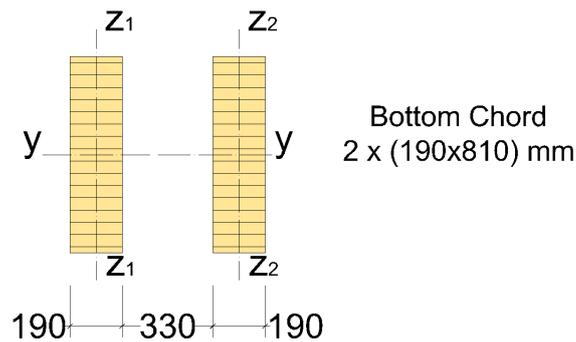
$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cz} \cdot f_{c0d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{md}} = \frac{10,01}{0,94 \cdot 20,16} + 0,7 \cdot \frac{2,25}{20,16} = 0,63 < 1 \rightarrow OK$$

Vérification du déversement et du flambement autour l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.35)

$$\left( \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{md}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c0d}}{k_{cz} \cdot f_{c0d}} = \left( \frac{2,25}{1,20 \cdot 16} \right)^2 + \frac{10,01}{0,94 \cdot 20,16} = 0,54 < 1 \rightarrow OK$$

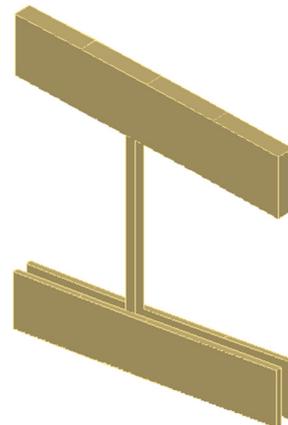
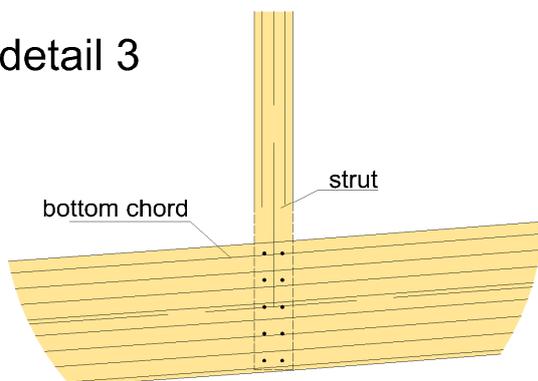
## 12.7 VERIFICATION DE LA MEMBRURE INFERIEURE

La membrure inférieure est constituée de 2 éléments moisés



Pour assembler les entretoises à la membrure inférieure, des boulons d = 12 mm cl 5.6 sont utilisés (perçage d = 13 mm)

detail 3



### c. Traction et flexion combinées

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

$$\sigma_{myd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{2}}{b \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{\frac{145 \cdot 10^6}{2}}{190 \cdot \frac{810^2}{6}} = 3,49 MPa$$

$$\sigma_{tod} = \frac{\frac{N_{Ed}}{2}}{b \cdot (h - 5 \cdot d_{perçage})} = \frac{\frac{2713 \cdot 10^3}{2}}{190 \cdot (810 - 5 \cdot 13)} = 9,58 MPa$$

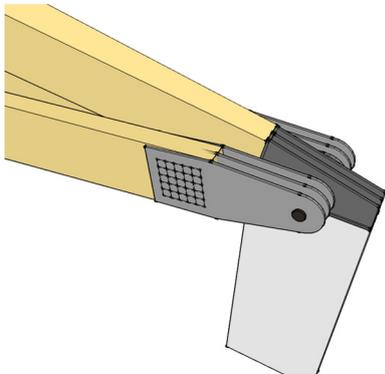
Vérification de la flexion et traction combinées (EN 1995.1.1 Eq. 6.17)

$$\frac{\sigma_{tod}}{f_{tod}} + \frac{\sigma_{my.d}}{f_{md}} = \frac{9,58}{16,13} + \frac{3,49}{20,16} = 0,77 < 1 \rightarrow OK$$

### d. Traction à l'appui

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

Notez qu'au niveau de l'appui, la membrure inférieure est diminuée en hauteur, la section transversal est alors de 2 x 190 x 750 mm  
6x6 boulons de diamètre d = 20 mm (perçage en diamètre 21 mm) sont utilisés pour un assemblage avec 3 plats métalliques d'épaisseur t<sub>s</sub> = 10 mm dont un plat en auge (rainure de largeur t<sub>r</sub> = 12 mm)



$$\sigma_{tod} = \frac{\frac{N_{Ed}}{2}}{(b - t_r) \cdot (h - 6 \cdot d_{perçage})} = \frac{\frac{2745 \cdot 10^3}{2}}{(190 - 12) \cdot (750 - 6 \cdot 22)} = 12,48 MPa$$

Vérification en traction (EN 1995.1.1 Eq. 6.1)

$$\frac{\sigma_{tod}}{f_{tod}} = \frac{12,48}{16,13} = 0,77 < 1 \rightarrow OK$$

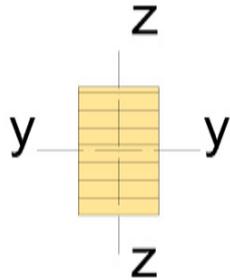
La rupture de cisaillement de bloc et la résistance de l'assemblage doivent être vérifiées dans le dimensionnement final de la structure. Ces vérifications ne sont pas représentées dans cet exemple.

## 12.8 VERIFICATION DES ENTRETOISES

### e. Flambement axial

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

Les longueurs de flambement sont les même pour les 2 axes. Le cas le plus critique est donc le flambement autour de l'axe z



Strut  
215x330 mm

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{60 \cdot 10^3}{215 \cdot 330} = 0,85 MPa$$

Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

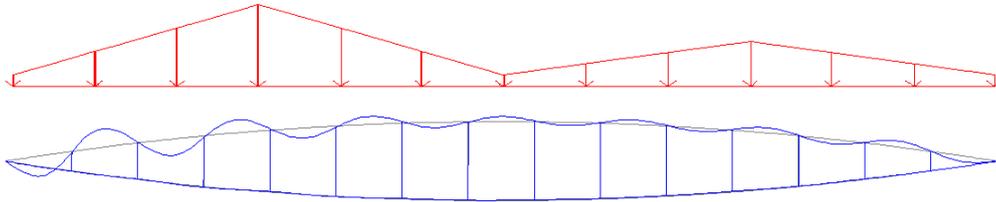
Longueur de flambement :	$L_{0z} = 6,00m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{215^3 \cdot 330}{12}}{215 \cdot 330 \cdot 6000^2} = 11,09 MPa$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28}{11,09}} = 1,59$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,59 - 0,3) + 1,59^2] = 1,83$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,83 + \sqrt{1,83^2 - 1,59^2}} = 0,37$

Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} = \frac{0,85}{0,37 \cdot 20,16} = 0,11 < 1 \rightarrow OK$$

## 12.9 FLAMBEMENT DANS LE PLAN DE LA STRUCTURE

La combinaison de l'effort critique de flambement pour le portique est le numéro 2. Le mode de flambement correspondant est illustré ci-dessous



Ainsi, seul le flambement entre les noeuds de la structure est susceptible de se produire. Le flambement généralisé ne se produira que dans les modes de flambement plus élevés. Il n'est donc pas pertinent pour cet exemple. Les contraintes de flexion et compression sont calculées au noeud sur la membrure supérieure où le moment est maximum

$$\sigma_{md} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 171 \cdot 10^6}{430 \cdot 630^2} = 6,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1629 \cdot 10^3}{430 \cdot 630} = 6,01 \text{ MPa}$$

L'effort critique de flambement est déterminé au moyen d'une analyse par éléments finis (EF)

Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Effort critique de flambement :	$N_{cr} = 36143 \text{ kN}$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\frac{N_{cr}}{A}}} = \sqrt{\frac{28}{\frac{36143 \cdot 10^3}{430 \cdot 630}}} = 0,46$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,46 - 0,3) + 0,46^2] = 0,61$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,46^2}} = 0,98$

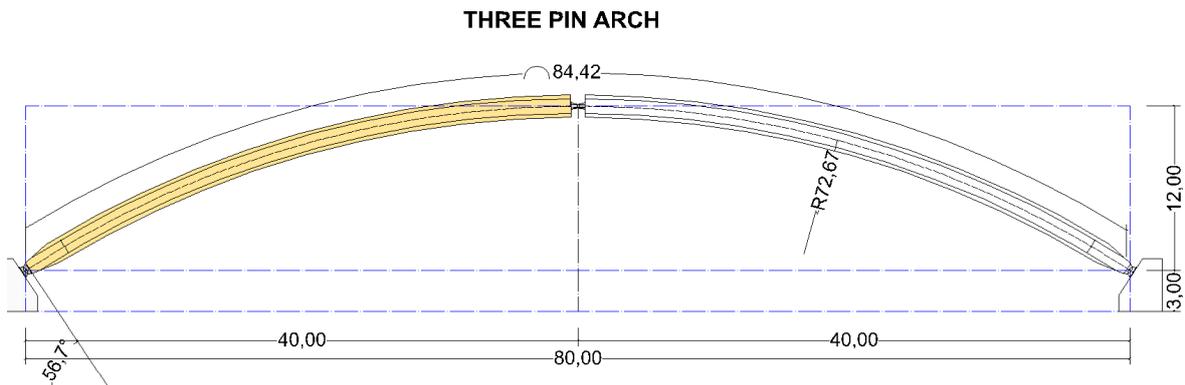
Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cy} \cdot f_{cod}} + \frac{\sigma_{md}}{f_{md}} = \frac{6,01}{0,98 \cdot 20,16} + \frac{6,01}{20,16} = 0,60 < 1 \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 13 : DIMENSIONNEMENT D'UN ARC À 3 ARTICULATIONS

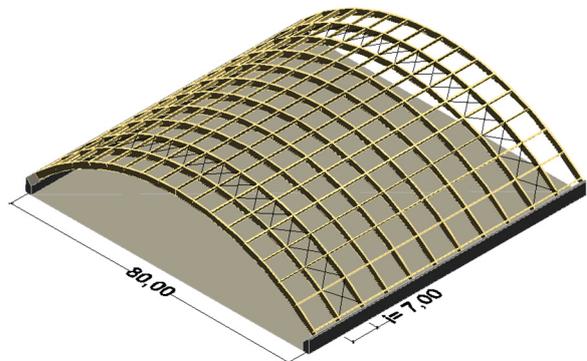
## 13.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier l'arc à 3 articulations ci-dessous



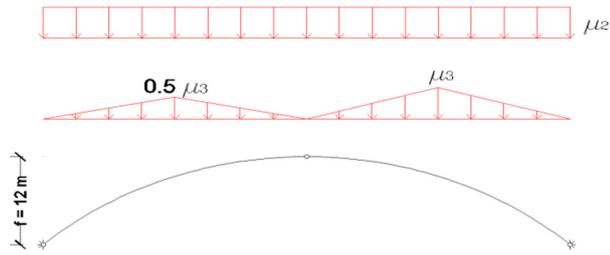
Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 12.4 par méthode de pré-dimensionnement

Arcs en lamellé-collé : GL28h  
Classe de service 1 ;  
Altitude > 1000 m  
Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 13.2 CHARGEMENTS

Coefficients de forme pour neige (EN 1991.1.3 §6.3.8)



$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{f}{L_{tot}} = 0,2 + 10 \cdot \frac{12}{80} = 1,7$$

Les chargements considérés pour le dimensionnement de l'arc sont

Structurel		$g_{k1} = 3,18 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 7,1 \cdot 1,1 = 4,62 \text{ kN/m}$
Neige symétrique	$S_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$s_{k,s} = S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 2,00 \cdot 7,0 \cdot 8,1 \cdot 1,1 = 12,32 \text{ kN/m}$
Neige dissymétrique	$S_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$s_{k,d} = S_k \cdot i \cdot 1,1 \cdot 7,1 \cdot 1,1 = 2,00 \cdot 7,1 \cdot 7,1 \cdot 1,1 = 26,18 \text{ kN/m}$

Le poids propre considéré dans les équations ci-dessus est la projection de la charge sur le plan horizontal.

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 13.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Trois combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 clause 6.4.3.)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (3,18 + 4,62) = 9,83 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de moyen terme, chargement symétrique, $k_{mod}=0,8$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (3,18 + 4,62) + 1,5 \cdot 12,32 = 29,01 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 3 :</b> (Charges de moyen terme, chargement dissymétrique, $k_{mod}=0,8$ )	$q_{d3a} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (3,18 + 4,62) + 1,5 \cdot 26,18 = 49,80 \text{ kN/m}$ $q_{d3b} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (3,18 + 4,62) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 26,18 = 30,17 \text{ kN/m}$

## 13.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé sur les recommandations données au chapitre 11.2, Glulam Handbook Vol. II

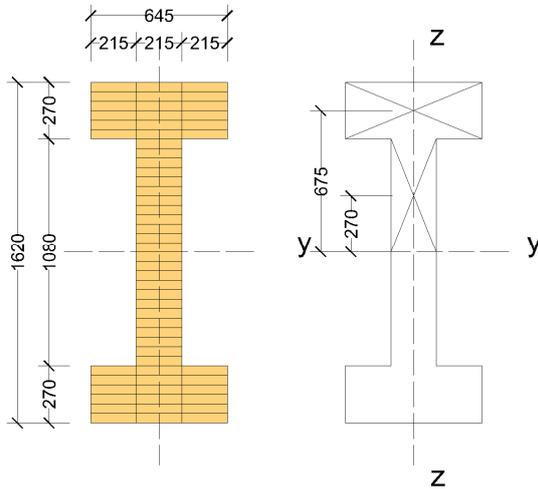
$$f = 0,15 \cdot L_{tot} = 0,15 \cdot 80 = 12m \rightarrow f = 12m$$

$$h_{min} = \frac{L_{tot}}{50} = \frac{80 \cdot 10^3}{50} = 1600mm \rightarrow h = 1620mm$$

La largeur de la section transversale est choisie suffisamment grande pour augmenter la résistance au flambement latéral, en particulier au moment du levage

$$b_{min} = \frac{h_{min}}{3} = \frac{1600}{3} = 533mm \rightarrow b = 645mm$$

Une section transversale en I est adoptée dans le but de réduire la quantité de bois lamellé-collé et d'optimiser les propriétés mécaniques



Section :

$$A = 215 \cdot 1620 + 4 \cdot 215 \cdot 270 = 580500mm^2$$

Moment statique autour de l'axe y

$$S_y = (645 \cdot 270) \cdot 675 + \left(215 \cdot \frac{1080}{2}\right) \cdot 270 = 1,49 \cdot 10^8 mm^3$$

Moment d'inertie autour de l'axe y

$$I_y = \frac{645 \cdot 1620^3}{12} - \frac{2 \cdot 215 \cdot 1080^3}{12} = 183,38 \cdot 10^9 mm^4$$

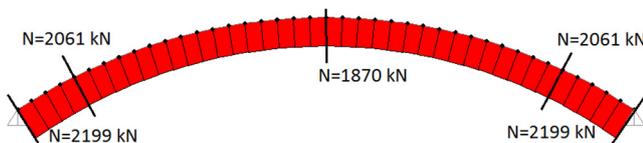
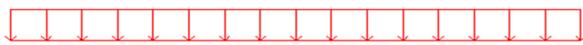
Moment d'inertie autour de l'axe z

$$I_z = \frac{1620 \cdot 645^3}{12} - 2 \cdot \left(\frac{1080 \cdot 215^3}{12} + 1080 \cdot 215 \cdot 215^2\right) = 12,97 \cdot 10^9 mm^4$$

## 13.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

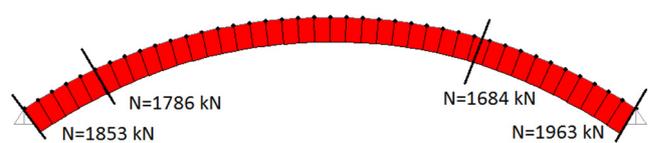
### Combinaison 2

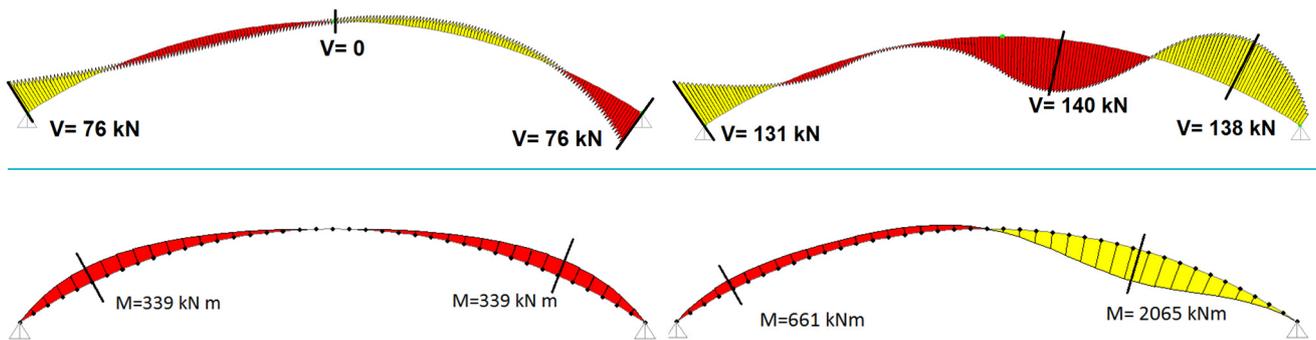
Charges de Neige symétriques



### Combinaison 3

Charges de Neige dissymétriques





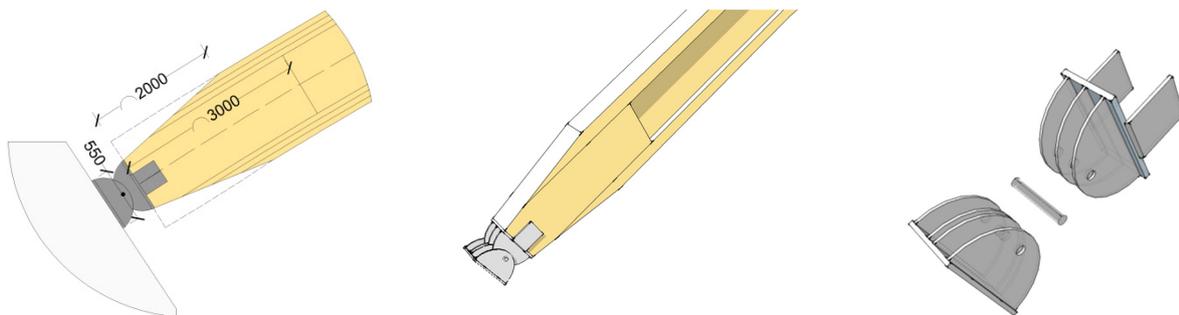
## 13.6 VERIFICATION DE L'ARC

### a. Compression parallèle au fil

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2 sur la section transversale au niveau de l'appui

Notez que la section transversale de l'arc au niveau de l'appui est rectangulaire plutôt que en forme de I. de plus, Afin de réduire la quantité d'acier de l'assemblage, la hauteur de l'arc est dégraissée,

Un assemblage possible au niveau de l'appui est indiqué ci-dessous



Compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_f} = \frac{2199 \cdot 10^3}{645 \cdot 550} = 6,20 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{6,20}{17,92} = 0,35 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Cisaillement

La combinaison 3 (charges de neige dissymétriques) génère la plus grande contrainte de cisaillement

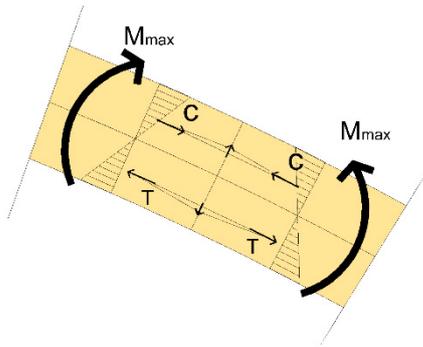
$$\tau_d = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{b_f \cdot I_y} = 140 \cdot 10^3 \cdot \frac{1,49 \cdot 10^8}{215 \cdot 183,38 \cdot 10^9} = 0,53$$

Vérification du cisaillement (EN 1995.1.1 Eq. 6.13)

$$\frac{\tau_d}{f_{vd} \cdot k_{cr}} = \frac{0,53}{2,24 \cdot 0,67} = 0,35 < 1 \rightarrow OK$$

### c. Traction perpendiculaire au fil

La courbure de l'arc engendre des contraintes perpendiculaires au fil. De telles contraintes sont maximales lorsque le moment de flexion est maximum



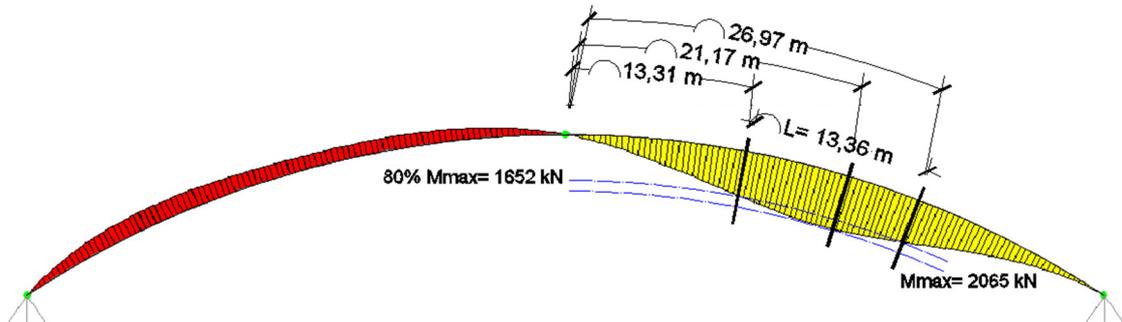
$$\begin{aligned} \sigma_{t,90,d} &= \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} \cdot \left( \frac{h}{4 \cdot r_{courbure}} \right) \\ &= \frac{2065 \cdot 10^6}{183,38 \cdot 10^9} \cdot \frac{1620}{2} \cdot \frac{1620}{4,72,67 \cdot 10^3} \\ &= 0,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Volume de référence  $V_0 = 0,01 \text{ m}^3$

Volume contraint

$$V_{arc} = L_{Courbure} \cdot A = 13,36 \cdot 0,58 = 7,76 \text{ m}^3$$

Conformément au code de calculs des bâtiments Australien (AS 1720.1—1997), seule le volume de bois contraint par plus de 80 % du moment de flexion maximum est pris en compte pour déterminer le facteur  $k_{vol}$ . (voir chapitre 13 of Glulam Handbook II)



Vérification de la traction perpendiculaire au fil (EN1995.1.1 clause 6.1.3)

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot \left( \frac{V_0}{V_{arc}} \right)^{0,2}} = \frac{0,05}{1,4 \cdot \left( \frac{0,01}{7,76} \right)^{0,2} \cdot 0,32} = 0,43 < 1 \rightarrow OK$$

### d. Vérification de la stabilité pour la flexion et compression combinées hors plan

L'arc est raidi latéralement au moyen d'un système de contreventement de toiture. Les points contreventés sont espacés de 6 m

La combinaison 3 (charges de neige dissymétriques) génère la plus grande contrainte

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1684 \cdot 10^3}{580500} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{myd} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = \frac{2065 \cdot 10^6}{183,38 \cdot 10^9} \cdot \frac{1620}{2} = 9,12 \text{ MPa}$$

### Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 6,00m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr.z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot 12,97 \cdot 10^9}{580500 \cdot 6000^2} = 64,31MPa$
Elancement relative :	$\lambda_{rel.z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr.z}}} = \sqrt{\frac{28}{64,31}} = 0,66$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.z} - 0,3) + \lambda_{rel.z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,66 - 0,3) + 0,66^2] = 0,74$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel.z}^2}} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,66^2}} = 0,94$

### Déversements

Longueur effective de déversement :	$L_{0z} = 6,00m$
Contrainte critique de déversement :	$\sigma_{cr.m} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}}{L_{0z} \cdot I_y \cdot \frac{2}{h}} = \frac{\pi \cdot \sqrt{10500 \cdot 12,97 \cdot 10^9 \cdot 540 \cdot 12,00 \cdot 10^9}}{6000 \cdot 183,38 \cdot 10^9 \cdot \frac{2}{1620}} = 68,70Mpa$
Elancement relatif de déversement :	$\lambda_{rel.m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{cr.m}}} = \sqrt{\frac{28}{68,70}} = 0,64$
Facteur critique de déversement :	$\lambda_{rel.m} < 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1$

La contrainte de flexion doit être augmentée avec le facteur  $k_l$  dans le but de tenir compte de l'effet de la courbure de la poutre (EN 1995.1.1 Eq. 6.43).

Nota : ce facteur s'applique uniquement sur les contraintes du coté concave

$$k_l = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{h}{r_{courbure}}\right) + 0,6 \cdot \left(\frac{h}{r_{courbure}}\right)^2 = 1 + 0,35 \cdot \left(\frac{1,620}{72,67}\right) + 0,6 \cdot \left(\frac{1,620}{72,67}\right)^2 = 1,01$$

### Vérification du déversement et du flambement autour l'axe z (EN 1995.1.1 Eq. 6.35)

$$\left(\frac{\sigma_{m.y.d}}{k_{crit} \cdot f_{md}}\right)^2 + \frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} = \left(\frac{9,12}{1,17 \cdot 92}\right)^2 + \frac{2,90}{0,94 \cdot 17,92} = 0,43 < 1 \rightarrow OK$$

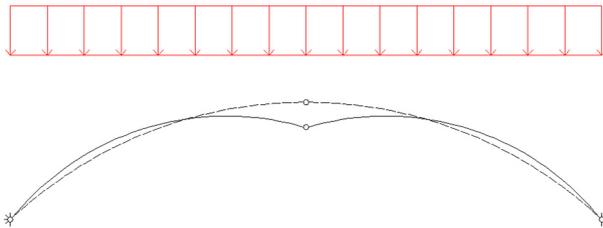
Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y  
(EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cz} \cdot f_{c0d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{md}} = \frac{2,90}{0,94 \cdot 17,92} + 0,7 \cdot \frac{2,90}{17,92} = 0,68 < 1 \rightarrow OK$$

## e. Vérification de la stabilité pour la flexion et compression combinées

Deux vérifications sont effectuées pour les combinaisons 2 et 3.

### Combinaison 2 Charges de Neige symétriques



$$\sigma_{c0d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{2061 \cdot 10^3}{580500} = 3,55 MPa$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = \frac{339 \cdot 10^6}{183,38 \cdot 10^9} \cdot \frac{1620}{2} = 1,50 MPa$$

### Vérification par méthode de calculs manuelle

Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Longueur de flambement : (Eq. 11-23, Glulam Handbook Vol II)	$L_{0y} = 1,25 \cdot \frac{L_{arc}}{2} = 1,25 \cdot \frac{84,42}{2} = 52,76m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot 183,38 \cdot 10^9}{580500 \cdot (52,76 \cdot 10^3)^2} = 11,76 MPa$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{28}{11,76}} = 1,54$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,54 - 0,3) + 1,54^2] = 1,75$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,75 + \sqrt{1,75^2 - 1,54^2}} = 0,39$

Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y  
(EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} = \frac{3,55}{0,39 \cdot 17,92} + \frac{1,50}{17,92} = 0,60 < 1 \rightarrow OK$$

### Vérification avec les résultats d'une analyse par éléments finis

Une analyse numérique est effectuée afin de vérifier la validité de la vérification ci-dessus par calcul manuel

Effort critique de flambement :

$$N_{cr} = 8743kN$$

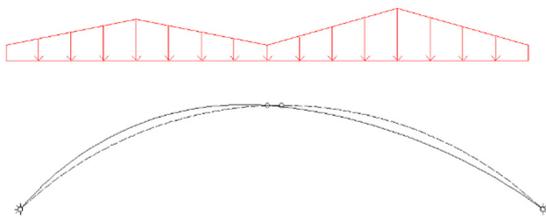
Longueur approximative de flambement :

$$L_{cr,y} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot 183,38 \cdot 10^9}{8743 \cdot 10^3}} = 46622mm$$

La longueur de flambement obtenue au moyen d'analyse par éléments finis est inférieure à celle obtenue par la méthode de calculs manuelle. Par conséquent, le contrôle de la stabilité est effectué uniquement sur la base de la méthode de calculs manuelle qui est plus sécuritaire.

### Combinaison 3

#### Charges de Neige dissymétriques



$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{1684 \cdot 10^3}{580500} = 2,90MPa$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{h}{2} = \frac{2065 \cdot 10^6}{183,38 \cdot 10^9} \cdot \frac{1620}{2} = 9,12MPa$$

## Vérification par méthode de calculs manuelle

Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Longueur de flambement :  
(Eq. 11-23, Glulam Handbook Vol II)

$$L_{0y} = 1,25 \cdot \frac{L_{arc}}{2} = 1,25 \cdot \frac{84,42}{2} = 52,76m$$

Contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot 183,38 \cdot 10^9}{580500 \cdot (52,76 \cdot 10^3)^2} = 11,76MPa$$

Elancement relative :

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{28}{11,76}} = 1,54$$

Facteur k :

$$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,54 - 0,3) + 1,54^2] = 1,75$$

Facteur de réduction de flambement :

$$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,75 + \sqrt{1,75^2 - 1,54^2}} = 0,39$$

Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{f_{md}} = \frac{2,90}{0,39 \cdot 17,92} + \frac{9,12}{17,92} = 0,93 < 1 \rightarrow OK$$

## Vérification avec les résultats d'une analyse par éléments finis

Une analyse numérique est effectuée afin de vérifier la validité de la vérification ci-dessus par calcul manuel

Effort critique de flambement :

$$N_{cr} = 8433kN$$

Longueur approximative de flambement :

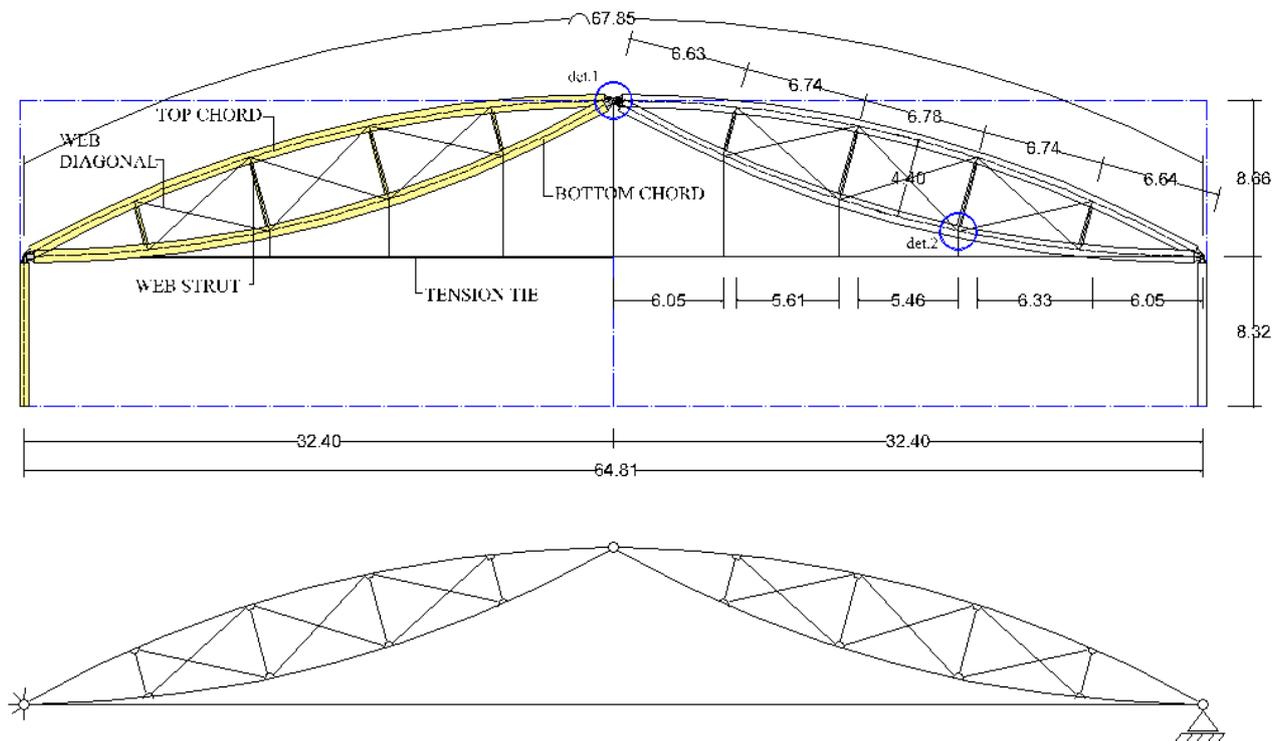
$$L_{cr,y} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 10500.183,38.10^9}{8433.10^3}} = 47471mm$$

La longueur de flambement obtenue au moyen d'analyse par éléments finis est inférieure à celle obtenue par la méthode de calculs manuelle. Par conséquent, le contrôle de la stabilité est effectué uniquement sur la base de la méthode de calculs manuelle qui est plus sécuritaire

# EXEMPLE 14 : DIMENSIONNEMENT D'UN ARC TREILLIS

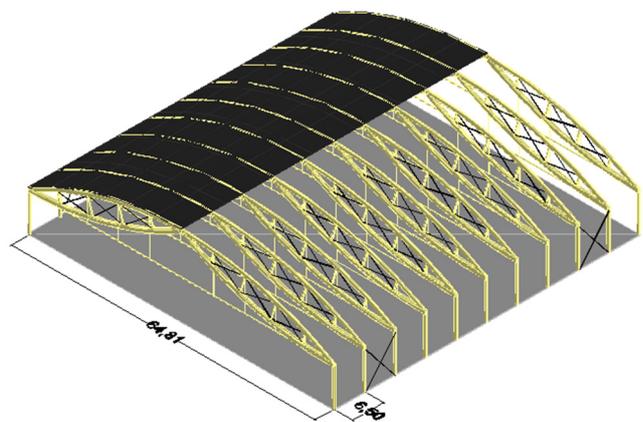
## 14.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier l'arc treillis ci-dessous



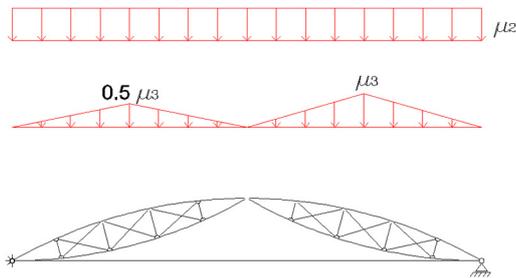
Les dimensions préliminaires des sections sont déterminées au chapitre 14.4 par méthode de pré-dimensionnement

Treillis en lamellé-collé :	GL28h
Tirant en acier	S355
Classe de service 1	
Altitude > 1000 m	
<b>Facteur partiel des charges permanentes :</b>	$\gamma_g=1,35$
<b>Facteur partiel des charges de neige :</b>	$\gamma_s=1,5$
<b>Facteur partiel matériau du lamellé-collé :</b>	$\gamma_M=1,25$
<b>Facteur partiel matériau de l'acier :</b>	$\gamma_{M0}=1,0$
	$\gamma_{M2}=1,25$



## 14.2 CHARGEMENTS

Coefficients de forme pour neige (EN 1991.1.3 §6.3.8)



$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{h_{\text{faitage}}}{L_{\text{tot}}} = 0,2 + 10 \cdot \frac{8,66}{64,81} = 1,54$$

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1} = 1,80 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i \cdot 1,1 = 0,60 \cdot 6,50 \cdot 1,1 = 4,29 \text{ kN/m}$
Neige symétrique	$S_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$s_{k,s} = S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 2,00 \cdot 6,5 \cdot 0,8 \cdot 1,1 = 11,44 \text{ kN/m}$
Neige dissymétrique	$S_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$	$s_{k,d} = S_k \cdot i \cdot 1,54 \cdot 1,1 = 2,00 \cdot 6,5 \cdot 1,54 \cdot 1,1 = 21,97 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 14.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Trois combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 clause 6.4.3.)

**Combinaison 1 :**  
(charges permanentes,  
 $k_{\text{mod}}=0,6$ )

$$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (1,80 + 4,29) = 8,22 \text{ kN/m}$$

**Combinaison 2 :**  
(Charges de moyen terme, chargement symétrique,  
 $k_{\text{mod}}=0,8$ )

$$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,80 + 4,29) + 1,5 \cdot 11,44 = 25,38 \text{ kN/m}$$

**Combinaison 3 :**  
(Charges de moyen terme, chargement dissymétrique,  
 $k_{\text{mod}}=0,8$ )

$$q_{d3a} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,80 + 4,29) + 1,5 \cdot 21,97 = 41,17 \text{ kN/m}$$

$$q_{d3b} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,80 + 4,29) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 21,97 = 24,70 \text{ kN/m}$$

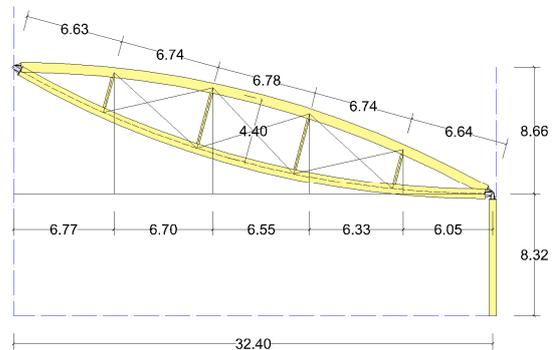
## 14.4 PRE-DIMENSIONNEMENT

Le pré-dimensionnement est basé sur les recommandations données au chapitre Section 8.2, Glulam Handbook Vol. II

Membrure supérieure

$$h = \frac{\Delta}{7} = \frac{4400}{7} = 628\text{mm} \rightarrow h = 630\text{mm}$$

$$b = \frac{h}{3} = \frac{630}{3} = 210\text{mm} \rightarrow b = 215\text{mm}$$



Tirant en acier (il se compose de 8 barres d'acier)

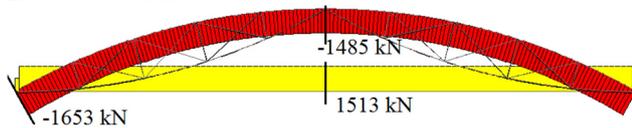
$$N_{max} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}^2}{8 \cdot h_{faitage}} = \frac{25,38 \cdot 64 \cdot 81^2}{8 \cdot 8,66} = 1539,84 \text{ kN}$$

$$A_{min} = \frac{1}{n} \cdot \frac{N_{max} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot f_{uk}} = \frac{1}{8} \cdot \frac{1539,84 \cdot 10^3 \cdot 1,25}{0,9 \cdot 490} = 545\text{mm}^2 \rightarrow \text{barre en acier M30 } A_s = 561\text{mm}^2$$

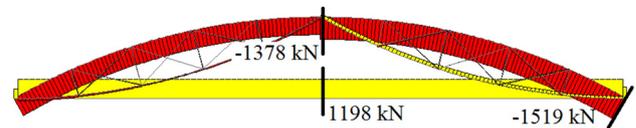
## 14.5 FORCES ET MOMENTS INTERNES

**Combinaison 2**  
Charges de Neige symétriques

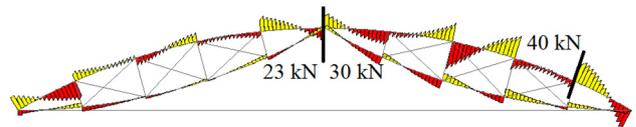
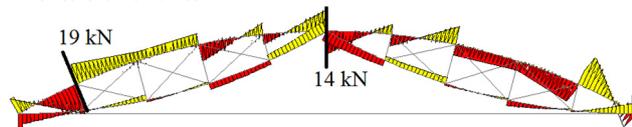
Efforts normaux



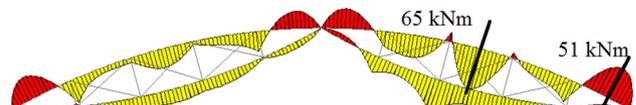
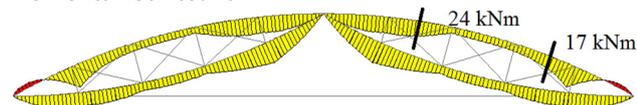
**Combinaison 3**  
Charges de Neige dissymétriques



Efforts tranchants



Moments fléchissant



## 14.6 VERIFICATION DE LA MEMBRURE SUPERIEURE

### a. Compression parallèle au fil à l'appui

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 2

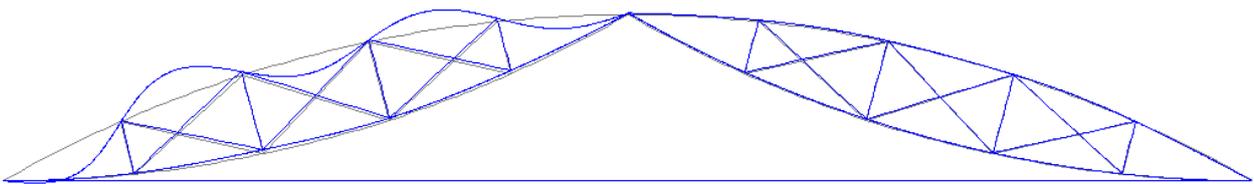
$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1653 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 12,20 \text{ MPa}$$

Vérification de la compression parallèle au fil (EN1995.1.1 Eq. 6.2)

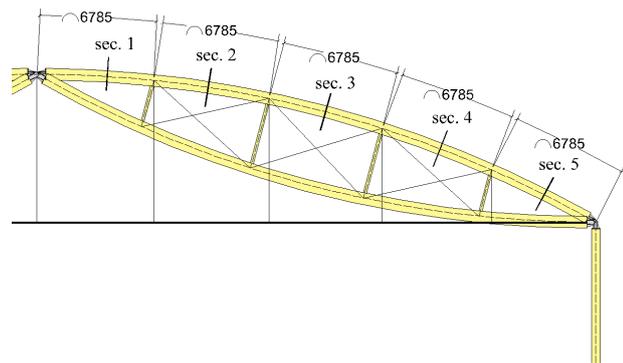
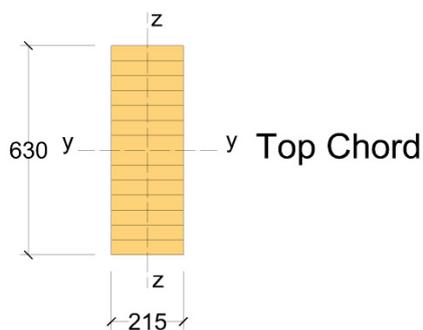
$$\frac{\sigma_{cod}}{f_{cod}} = \frac{12,20}{17,92} = 0,68 < 1 \rightarrow OK$$

### b. Vérification de la stabilité pour la flexion et compression combinées

Les combinaisons 2 et 3 donnent la même charge critique de flambement. Le premier mode de flambement est illustré ci-dessous.



La membrure supérieure est supposée être complètement anti-flambée au moyen d'un platelage en panneau OSB formant diaphragme. Par conséquent, le flambement latéral, n'est pas possible. Sec. 1, sec. 2 et sec. 4 sont vérifiées



Section 1 :

$$\sigma_{cod,1} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1487 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 10,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{myd,1} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 22 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 1,55 \text{ MPa}$$

Section 2 :

$$\sigma_{cod,2} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1490 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 11,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{myd,2} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 24 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 1,69 \text{ MPa}$$

Section 4 :

$$\sigma_{cod,4} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1546 \cdot 10^3}{215 \cdot 630} = 11,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{myd,3} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 17 \cdot 10^6}{215 \cdot 630^2} = 1,20 \text{ MPa}$$

### Flambement autour de l'axe y (déformation dans la direction z)

Longueur de flambement :	$L_{0,y} = 6,78m$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_y}{A \cdot L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{215.630^3}{12}}{215.630 \cdot 6780^2} = 74,56MPa$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{28}{74,56}} = 0,61$
Facteur k :	$k_y = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (0,61 - 0,3) + 0,61^2] = 0,70$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,70 + \sqrt{0,70^2 - 0,61^2}} = 0,95$

### Vérification du flambement autour de l'axe y et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

<u>Section 1 :</u>	$\frac{\sigma_{c0d,1}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd,1}}{f_{md}} = \frac{10,98}{0,95 \cdot 17,92} + \frac{1,55}{17,92} = 0,73 < 1 \rightarrow OK$
<u>Section 2 :</u>	$\frac{\sigma_{c0d,2}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd,2}}{f_{md}} = \frac{11,00}{0,95 \cdot 17,92} + \frac{1,69}{17,92} = 0,74 < 1 \rightarrow OK$
<u>Section 4 :</u>	$\frac{\sigma_{c0d,4}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd,4}}{f_{md}} = \frac{11,41}{0,95 \cdot 17,92} + \frac{1,20}{17,92} = 0,73 < 1 \rightarrow OK$

### c. Vérification de la stabilité pour la flexion et compression combinées

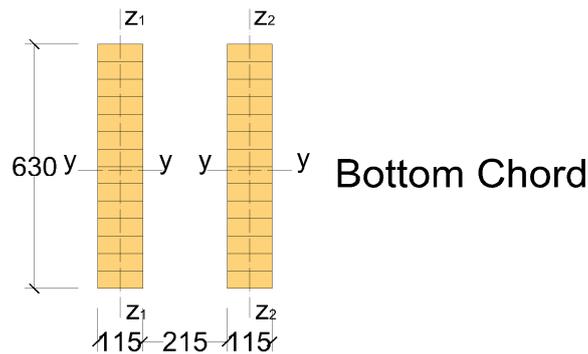
Sec. 3 et sec. 5 sont vérifiées

<u>Section 3 :</u>	$\sigma_{c0d,3} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1477 \cdot 10^3}{215.630} = 10,90MPa$	$\sigma_{myd,3} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 6,65 \cdot 10^6}{215.630^2} = 4,57MPa$
<u>Section 5 :</u>	$\sigma_{c0d,5} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{1506 \cdot 10^3}{215.630} = 11,12MPa$	$\sigma_{myd,5} = \frac{6 \cdot M_{Ed}}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 6,51 \cdot 10^6}{215.630^2} = 3,59MPa$

### Check for axial buckling about y-axis and bending about y-axis (EN 1995.1.1 Eq. 6.23)

<u>Section 3 :</u>	$\frac{\sigma_{c0d,3}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd,3}}{f_{md}} = \frac{10,90}{0,95 \cdot 17,92} + \frac{4,57}{17,92} = 0,89 < 1 \rightarrow OK$
<u>Section 5 :</u>	$\frac{\sigma_{c0d,5}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd,5}}{f_{md}} = \frac{11,12}{0,95 \cdot 17,92} + \frac{3,59}{17,92} = 0,85 < 1 \rightarrow OK$

## 14.7 VERIFICATION DE LA MEMBRURE INFERIEURE



### a. Traction et flexion combinées

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 3

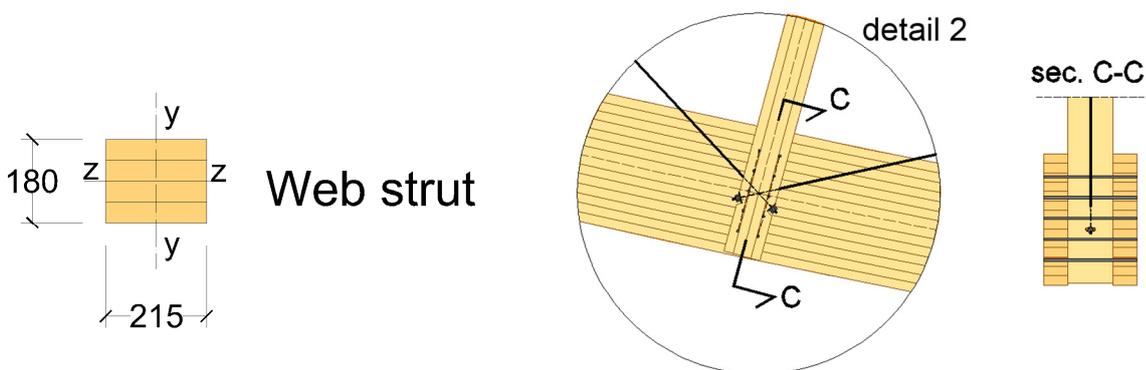
$$\sigma_{myd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{2}}{b \cdot \frac{h^2}{6}} = \frac{\frac{50 \cdot 10^6}{2}}{215 \cdot \frac{630^2}{6}} = 3,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tod} = \frac{\frac{N_{Ed}}{2}}{b \cdot (h - 5 \cdot d_{perçage})} = \frac{\frac{255 \cdot 10^3}{2}}{215 \cdot (630 - 5 \cdot 13)} = 1,96 \text{ MPa}$$

Vérification de la flexion et traction combinées (EN 1995.1.1 Eq. 6.17)

$$\frac{\sigma_{tod}}{f_{tod}} + \frac{\sigma_{my.d}}{f_{md}} = \frac{1,96}{14,34} + \frac{3,29}{17,92} = 0,32 < 1 \rightarrow OK$$

## 14.8 VERIFICATION DES ENTRETOISES



## a. Flambement axial

La sollicitation maximum se produit pour la combinaison 3

$$\sigma_{cod} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{28 \cdot 10^3}{215 \cdot 180} = 0,72 \text{ MPa}$$

Flambement autour de l'axe z (déformation dans la direction y)

Longueur de flambement :	$L_{0z} = 4,40 \text{ m}$
Contrainte critique d'Euler :	$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05} \cdot I_z}{A \cdot L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 10500 \cdot \frac{180^3 \cdot 215}{12}}{215 \cdot 180 \cdot 4400^2} = 14,45 \text{ MPa}$
Elancement relative :	$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c0k}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{28}{14,45}} = 1,39$
Facteur k :	$k_z = \frac{1}{2} [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,1 \cdot (1,39 - 0,3) + 1,39^2] = 1,52$
Facteur de réduction de flambement :	$k_{cz} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,52 + \sqrt{1,52^2 - 1,39^2}} = 0,47$

Vérification du flambement autour de l'axe z et de la flexion autour de l'axe y (EN 1995.1.1 Eq. 6.24)

$$\frac{\sigma_{cod}}{k_{cz} \cdot f_{cod}} = \frac{0,72}{0,47 \cdot 17,92} = 0,09 < 1 \rightarrow OK$$

## 14.9 VERIFICATION DU TIRANT EN ACIER

La combinaison 2 génère la plus grande sollicitation  
Résistance en traction (EN.1993.1.8 Tableau 3.4)

$$T_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{561 \cdot 490 \cdot 0,9}{1,25} \cdot 10^{-3} = 197,92 \text{ kN}$$

Vérification en traction (EN.1993.1.1 Eq. 6.5)

$$\frac{T_{Ed}}{n \cdot T_{Rd}} = \frac{1513}{8 \cdot 197,92} = 0,96 < 1 \rightarrow OK$$

Les vérifications des assemblages ne sont pas effectuées dans cet exemple.

## 14.10 VERIFICATION DES DIAGONALES

Les diagonales sont réalisées avec des ronds en acier M16 de classe S355.  
La combinaison 3 génère la plus grande sollicitation

Résistance en traction (EN.1993.1.8 Tableau 3.4)

$$T_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{uk} \cdot 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{157.490.0,9}{1,25} \cdot 10^{-3} = 55,39kN$$

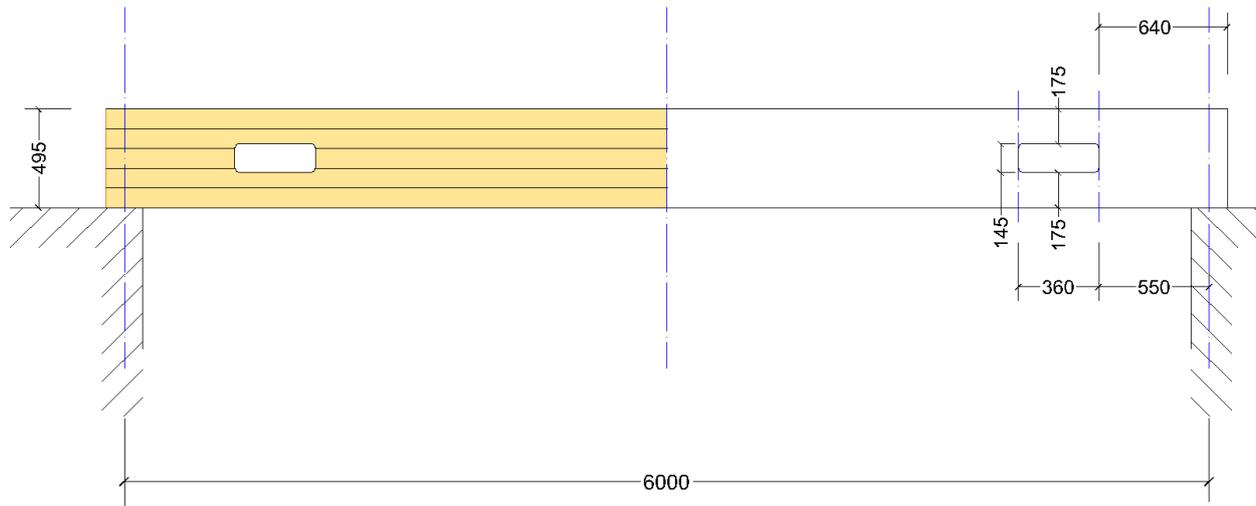
Vérification en traction (EN.1993.1.1 Eq. 6.5)

$$\frac{T_{Ed}}{n \cdot T_{Rd}} = \frac{40}{55,39} = 0,72 < 1 \rightarrow OK$$

# EXEMPLE 15 : POUTRE AVEC RÉSERVATION

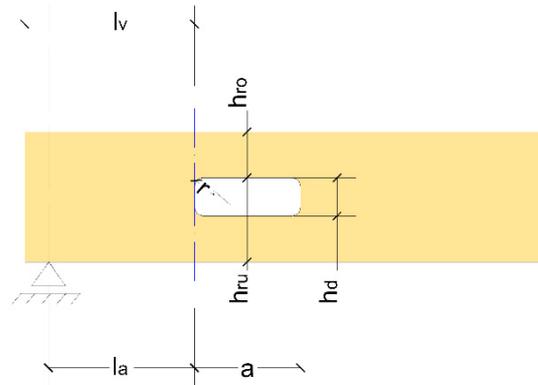
## 15.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Vérifier la poutre suivante



Travée 2,00m

Poutre en lamellé-collé : GL28  
 Classe de service 1  
 Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
 Facteur partiel des charges d'exploitation :  $\gamma_s=1,5$   
 Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$



## 15.2 CHARGEMENT

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1} = 0,30 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i = 1,00 \cdot 2,0 = 2,00 \text{ kN/m}$
Charge variable	$Q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$	$q_k = Q_k \cdot i = 2,50 \cdot 2,0 = 5,00 \text{ kN/m}$

## 15.3 COMBINAISONS DE CHARGES

deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (0,30 + 2,00) = 3,11 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de moyen terme, $k_{mod}=0,8$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,30 + 2,00) + 1,5 \cdot 5,00 = 10,61 \text{ kN/m}$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{3,11}{0,6} = 5,18 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{10,61}{0,8} = 13,26$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante.

## 15.4 REGLES GEOMETRIQUES

Voir Table XII-3, Glulam Handbook Vol. II & CEN/TC250/SC5 N300 §6.6 & §8.11.4

	Sans renfort	Avec renforts
$l_v = 640mm$	$> h = 495mm \rightarrow OK$	$> h = 495mm \rightarrow OK$
$l_a = 550mm$	$> 0,5 \cdot h = 248mm \rightarrow OK$	$> 0,5 \cdot h = 248mm \rightarrow OK$
$h_{ro} = 175mm$	$> 0,35 \cdot h = 173mm \rightarrow OK$	$> 0,25 \cdot h = 124mm \rightarrow OK$
$h_{ru} = 175mm$	$> 0,35 \cdot h = 173mm \rightarrow OK$	$> 0,25 \cdot h = 124mm \rightarrow OK$
$h_d = 145mm$	$> 0,15 \cdot h = 64mm \rightarrow NC$	$< 0,3 \cdot h = 148mm \rightarrow OK$
$r = 30mm$	$> r_{min} = 25mm \rightarrow OK$	$> r_{min} = 25mm \rightarrow OK$
$a = 360mm$	$> \min \begin{cases} 2,5 \cdot h_d = 362mm \\ 0,4 \cdot h = 198mm \end{cases} \rightarrow NC$	$< \min \begin{cases} 2,5 \cdot h_d = 362mm \\ h = 495mm \end{cases} \rightarrow OK$

## 15.5 EFFORTS INTERNES AU BORD DE LA RESERVATION COTE APPUI

Cisaillement

$$V_{hole} = q_{d2} \cdot \left( \frac{L_{tot}}{2} - l_a \right) = 10,61 \cdot \left( \frac{6}{2} - 0,55 \right) = 25,98kN$$

Moment fléchissant

$$M_{hole} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}}{2} \cdot l_a - q_{d2} \cdot \frac{l_a^2}{2} = 10,61 \cdot \frac{6}{2} \cdot 0,55 - 10,61 \cdot \frac{0,55^2}{2} = 15,89kNm$$

## 15.6 VERIFICATIONS ELU

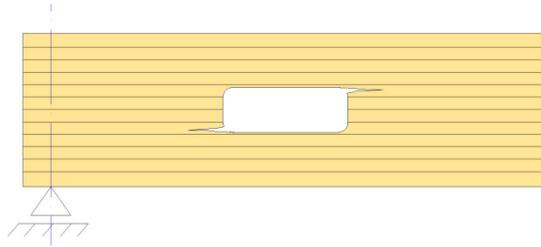
### a. Traction perpendiculaire au bord de la réservation

$$h_r = \min(h_{ro}, h_{ru}) = 175\text{mm}$$
$$F_{t.v.d} = V_{hole} \cdot \frac{h_d}{4 \cdot h} \cdot \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2}\right) = 25,98 \cdot \frac{145}{4 \cdot 495} \cdot \left(3 - \frac{145^2}{495^2}\right) = 5,54\text{kN}$$

$$F_{t.m.d} = 0,008 \frac{M_{hole}}{h_r} = 0,008 \cdot \frac{15,89}{0,175} = 0,73\text{kN}$$

$$F_{t.90.d} = F_{t.v.d} + F_{t.m.d} = 6,27\text{kN}$$

#### Positions possibles des fissures



#### Vérification de la traction perpendiculaire au fil (Tableau XII-2, Glulam Handbook Vol. II) & CEN/TC250/SC5 N300 §6.6

$$l_{t90} = 0,5 \cdot (h_d + h) = 0,5 \cdot (145 + 495) = 320\text{mm}$$
$$k_{t90} = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{450}{h}}}, \frac{1}{\sqrt{\frac{450}{h}}} \right\} = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{450}{495}}}, \frac{1}{\sqrt{\frac{450}{495}}} \right\} = 0,95$$
$$F_{t.90.R} = 0,5 \cdot l_{t90} \cdot b \cdot k_{t90} \cdot f_{t.90.d} = 0,5 \cdot 320 \cdot 90 \cdot 0,95 \cdot 0,32 = 4380\text{N}$$

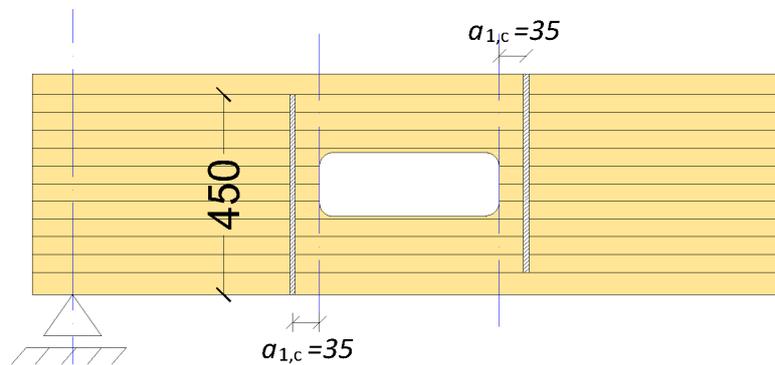
$$\frac{F_{t.90.d}}{F_{t.90.R}} = \frac{6,27}{4,38} = 1,43 > 1 \rightarrow \text{NC}$$

La vérification n'est pas satisfaite, le renforcement est nécessaire

Deux méthodes de renforcement sont proposées :

- Tiges filetées collées
- Vis auto-taraudeuses totalement filetées

## 15.7 RENFORCEMENT AVEC TIGES FILETEES COLLEES



Tiges filetées M10 classe 4.6 sont utilisées

$$\begin{aligned} d &= 10\text{mm} \\ f_{uk} &= 400\text{MPa} \\ A_s &= 58\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Résistance à l'extraction d'une tige d'acier collée (Tableau XVI-24, Glulam Handbook Vol. III)

$$\begin{aligned} \kappa_1 &= 1 & k_1 &= 0,84 \\ l_i &= h_{ru} = 175\text{mm} \\ f_{ax,k} &= 5,5\text{Mpa} \\ R_{t,k,bois} &= \pi \cdot (d + 1) \cdot l_i \cdot f_{ax,k} \cdot \kappa_1 \cdot k_1 = \pi \cdot (10 + 1) \cdot 175 \cdot 5,5 \cdot 1 \cdot 0,84 = 27940\text{N} \end{aligned}$$

Résistance en traction d'une tige d'acier (Tableau XVI-23, Glulam Handbook Vol. III)

$$R_{t,k,tige} = 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A_s = 0,6 \cdot 400 \cdot 58 = 13920\text{N}$$

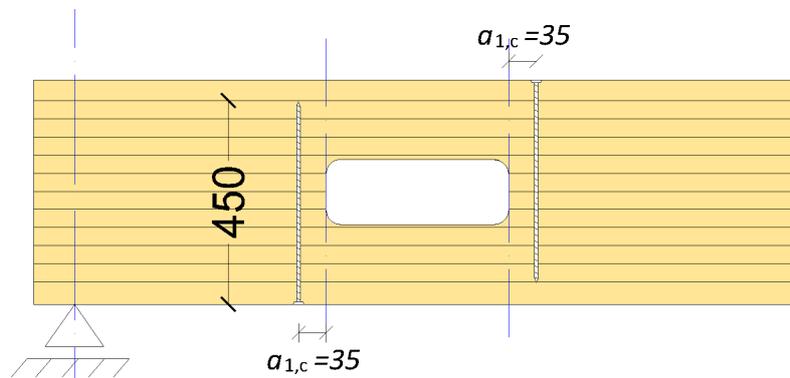
Résistance design axiale d'une tige d'acier collée

$$R_{t,d} = \min\left(\frac{R_{t,k,tige}}{\gamma_{M2}}; \frac{R_{t,k,bois} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{13920}{1,25}; \frac{27940 \cdot 0,8}{1,3}\right) = 11,14\text{kN}$$

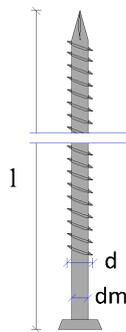
Vérification du renforcement de la traction perpendiculaire au fil

$$\frac{F_{t,90,d}}{R_{t,d}} = \frac{6,27}{11,14} = 0,56 < 1 \rightarrow OK$$

## 15.8 RENFORCEMENT AVEC DES VIS AUTO-TARAUDEUSES TOTALEMENT FILETEES



Vis 9 x 480 entièrement filetées sont utilisées



$$\begin{aligned} f_u &= 1000 \text{ Mpa} \\ d &= 9 \text{ mm} \\ d_m &= 5,9 \text{ mm} \\ l_{ef} = h_{ru} &= 175 \text{ mm} \end{aligned}$$

Résistance à l'extraction d'une vis à 90 degrés par rapport au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq.8.38)

$$\begin{aligned} f_{ax,k} &= 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 175^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 13,1 \text{ MPa} \\ k_d &= \min\left(1; \frac{d}{8}\right) = 1 \\ F_{ax,Rk} &= \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{13,1 \cdot 9 \cdot 175 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 20633 \text{ N} \end{aligned}$$

Résistance en traction d'une vis (See Table VII-10, Glulam Handbook Vol. III)

$$F_{t,vis,k} = 0,9 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot \pi \cdot \frac{5,9^2}{4} = 24605 \text{ N}$$

Résistance design axiale d'une vis

$$R_{t,d} = \min\left(\frac{F_{t,vis,k}}{\gamma_{M2}}; \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{24,60}{1,25}; \frac{20,63 \cdot 0,8}{1,3}\right) = 12,70 \text{ kN}$$

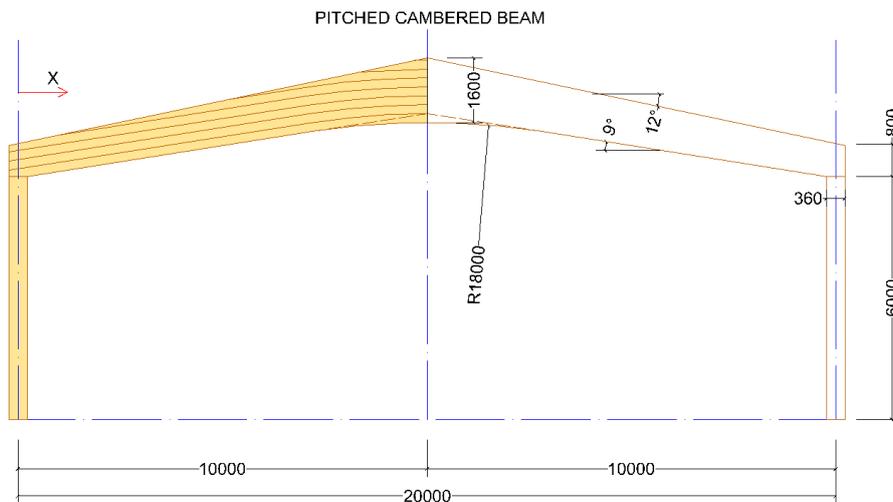
Vérification du renforcement de la traction perpendiculaire au fil

$$\frac{F_{t,90,d}}{R_{t,d}} = \frac{6,27}{12,70} = 0,49 < 1 \rightarrow OK$$

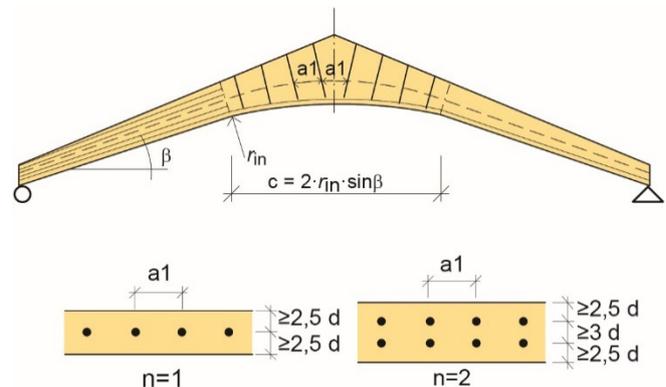
# EXEMPLE 16 : RENFORCEMENT EN TRACTION PERPENDICULAIRE AU FIL D'UNE ZONE D'APEX

## 16.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier le renforcement de la zone d'apex de la poutre courbe à inertie variable analysée à Exemple 3



Poutre en lamellé-collé : GL28  
 Classe de service 1  
 Altitude < 1000 m  
 Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
 Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$   
 Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$   
 Facteur partiel assemblage bois :  $\gamma_{MC}=1,30$   
 Facteur partiel de l'acier en traction :  $\gamma_{M2}=1,25$



## 16.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont:

Structurel		$g_{k1}=1,10 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,60 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2} \cdot i \cdot 1,1=0,60 \cdot 6 \cdot 1,1=3,96 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=1,50 \text{ kN/m}^2$	$s_k=S_k \cdot i \cdot 0,8 \cdot 1,1=1,50 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 1,1=7,92 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes

## 16.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

<b>Combinaison 1 :</b> (charges permanentes, $k_{mod}=0,6$ )	$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) = 6,83 \text{ kN/m}$
<b>Combinaison 2 :</b> (Charges de court terme, $k_{mod}=0,9$ )	$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,10 + 3,96) + 1,5 \cdot 7,92 = 18,71 \text{ kN/m}$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{6,83}{0,6} = 11,38 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{18,71}{0,9} = 20,79$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante

## 16.4 VERIFICATION ELU

Voir l'article 3.6 de l'Exemple 3 Glulam Handbook Vol. III

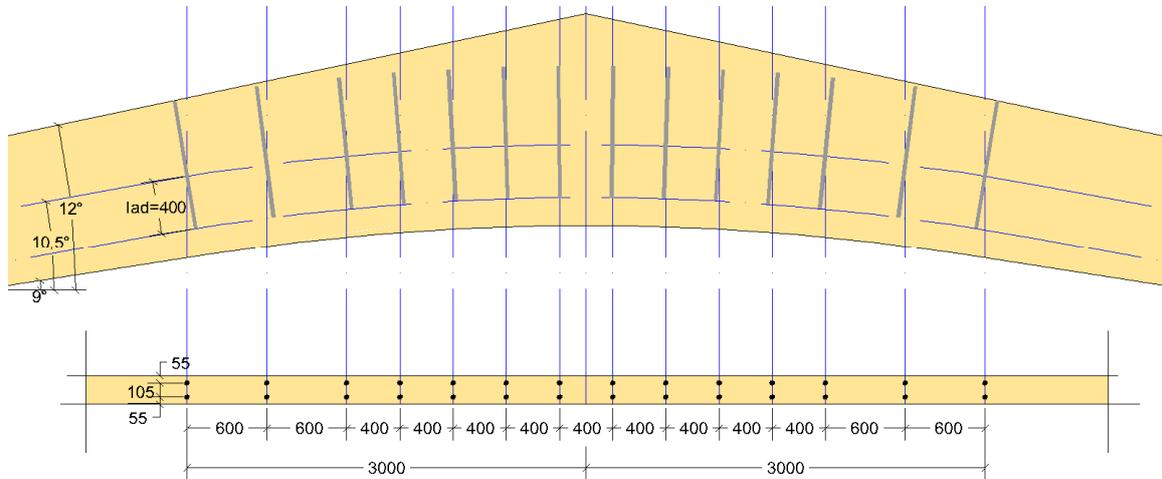
$$\sigma_{t90,d} = k_p \frac{6}{b \cdot h_{apex}^2} \cdot M_{max} = 0,05 \frac{6}{215 \cdot 1600^2} \cdot 936,07 \cdot 10^6 = 0,51 \text{ Mpa}$$

Vérification (EN. 1995.1.1 Eq. 6.50)

$$\frac{\sigma_{t90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t90,d}} = \frac{0,51}{1,7 \cdot 0,357 \cdot 0,36} = 2,33 < 1 \rightarrow NC$$

La vérification n'est pas satisfaite, un renforcement est nécessaire.

## 16.5 RENFORCEMENT AVEC DES TIGES FILETEES COLLEES



Tiges filetées M12, classe 6.8 sont utilisées

$$\begin{aligned} d &= 12\text{mm} \\ f_{uk} &= 600\text{MPa} \\ A_s &= 84\text{mm}^2 \\ l_{ad} &= 400\text{mm} \end{aligned}$$

Longueur de la zone de renforcement

$$c = 6,00\text{m} > c_{min} = 2 \cdot r_{in} \cdot \sin(\beta) = 2 \cdot 1,80 \cdot \sin(9^\circ) = 5,63\text{m} \rightarrow \text{OK}$$

L'espacement entre les lignes de tiges, voir la figure ci-dessus

$$a_{1min} = 250\text{mm} < \begin{matrix} a_{1,apex} = 400\text{mm} \\ a_{1,ext} = 600\text{mm} \end{matrix} < a_{1max} = 0,75 \cdot h_{apex} = 0,75 \cdot 1600 = 1200\text{mm}$$

Résistance à l'extraction d'une tige d'acier collée (Tableau XVI-24, Glulam Handbook Vol. III)

$$\begin{aligned} \kappa_1 &= 1 & k_1 &= 0,52 \\ f_{ax,k} &= 5,5\text{Mpa} \\ R_{t,k,bois} &= \pi \cdot (d + 1) \cdot l_{ad} \cdot f_{ax,k} \cdot \kappa_1 \cdot k_1 = \pi \cdot (12 + 1) \cdot 400 \cdot 5,5 \cdot 1 \cdot 0,52 = 46722\text{N} \end{aligned}$$

Résistance en traction d'une tige d'acier (Tableau XVI-23, Glulam Handbook Vol. III)

$$R_{t,k,tige} = 0,9 \cdot f_{uk} \cdot A_s = 0,9 \cdot 600 \cdot 84 = 30240\text{N}$$

---

## Résistance design axiale d'une tige d'acier collée

---

$$R_{t,d} = \min\left(\frac{R_{t,k,tige}}{\gamma_{M2}}; \frac{R_{t,k,bois} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{30,24}{1,25}; \frac{46,72 \cdot 0,9}{1,3}\right) = 24,19kN$$

---

## Sollicitation design en traction perpendiculaire au fil dans la zone centrale

---

$$F_{t90,apex,d} = \sigma_{t90d} \cdot \frac{b \cdot a_{1,apex}}{n} = 0,51 \cdot \frac{215 \cdot 400}{2} = 21939N$$

---

## Sollicitation design en traction perpendiculaire au fil dans les quarts extérieurs de la zone d'apex

---

$$F_{t90,ext,d} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{t90d} \cdot \frac{b \cdot a_{1,ext}}{n} = \frac{2}{3} \cdot 0,51 \cdot \frac{215 \cdot 600}{2} = 21939N$$

---

## Vérification du renforcement de la traction perpendiculaire au fil

---

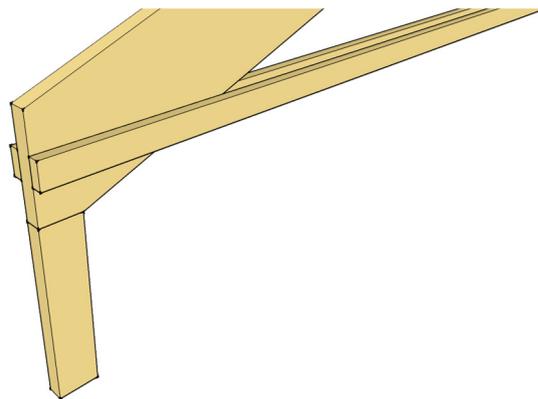
$$\frac{F_{t90,apex,d}}{R_{t,d}} = \frac{21,94}{24,19} = 0,91 < 1 \rightarrow OK$$

$$\frac{F_{t90,ext,d}}{R_{t,d}} = \frac{21,94}{24,19} = 0,91 < 1 \rightarrow OK$$

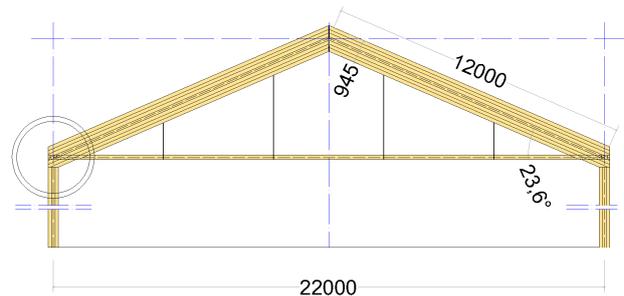
# EXEMPLE 17 : DIMENSIONNEMENT ASSEMBLAGE D'UN ENTRAIT

## 17.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier l'assemblage de l'entrait de l'Exemple 5

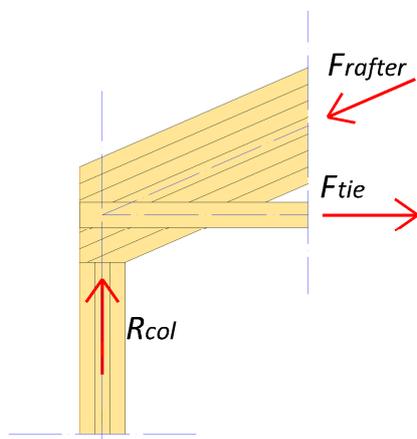


Arbalétrier : GL28h  
Entrait bois en traction : GL28h  
Classe de service 1  
Altitude > 1000 m  
**Facteur partiel matériau du lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$**   
Facteur partiel pour les assemblages bois :  $\gamma_{MC}=1,30$



## 17.2 EFFORTS

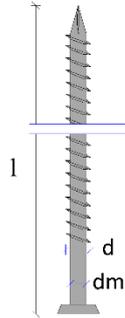
Les efforts qui agissent sur l'assemblage (voir Exemple 5, Glulam Handbook Vol. III)



$$\begin{aligned}R_{poteau,d} &= 235 \text{ kN} \\F_{entrait,d} &= 270 \text{ kN} \\F_{arba,d} &= 341 \text{ kN}\end{aligned}$$

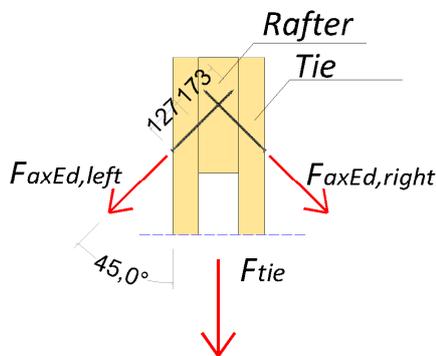
## 17.3 DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE

Des vis totalement filetées sont adoptées



$$\begin{aligned} l &= 300\text{mm} \\ f_u &= 1000\text{ Mpa} \\ d &= 11\text{mm} \\ d_m &= 7,5\text{mm} \end{aligned}$$

Effort axial  $F_{axEd}$  agissant sur les vis



$$F_{ax,Ed} = F_{entrait,d} \cdot \cos(45^\circ) = 270 \cdot \cos(45^\circ) = 190,92\text{ kN}$$

$$F_{ax,Ed,gauche} = F_{ax,Ed,droit} = F_{ax,Ed}$$

Résistance à l'extraction d'une vis à 45 degrés par rapport au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq.8.38)

$$l_{ad} = 127\text{mm}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 127^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 12,23\text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1; \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{12,23 \cdot 11 \cdot 127 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(45)) ^2 + (\sin(45)) ^2} = 15540\text{N}$$

Résistance en traction d'une vis (Voir Tableau VII-10, Glulam Handbook Vol. III)

$$F_{t,vis,k} = 0,9 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot \pi \cdot \frac{7,5^2}{4} = 39761\text{N}$$

Résistance design axiale d'une vis

$$R_{t,d} = \min\left(\frac{F_{t,vis,k}}{\gamma_{M2}}; \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{39,76}{1,25}; \frac{15,54 \cdot 0,9}{1,3}\right) = 10,76\text{ kN}$$

Le nombre de lignes horizontales de vis qui peuvent tenir sur la largeur de l'entrait est  $n_{ligne} = 4$ . Ainsi, le nombre requis de colonne verticale est

$$n_{col,min} = \frac{F_{ax,Ed}}{n_{ligne} \cdot R_{t,d}} = \frac{190,92}{4 \cdot 10,76} = 4,44$$

Prenant en considération le fait que le nombre effectif d'éléments de fixation est inférieur au nombre réel, le nombre choisi de vis dans le sens du fil pour cet exemple est

$$n_{ef} = n^{0,9} = 6^{0,9} = 5,02 > n_{col,min} = 4,44 \rightarrow OK$$

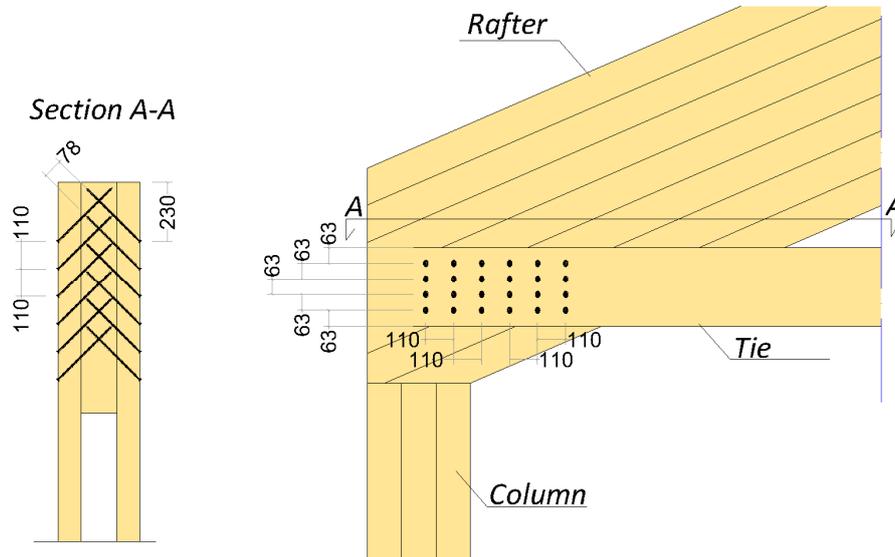
### Espacement des vis (EN 1995.1.1 Clause 8.7.2)

$$a_{1,min} = 7 \cdot d = 7 \cdot 11 = 77\text{mm} < 110 \cdot \sin(45^\circ) = 77,8\text{mm} \rightarrow OK$$

$$a_{2,min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 11 = 55\text{mm} < 63\text{mm} \rightarrow OK$$

$$a_{1cg,min} = 10 \cdot d = 10 \cdot 11 = 110\text{mm} < 230 - 90 - \frac{173}{2} \cdot \sin(45^\circ) = 78,8\text{mm} \rightarrow OK$$

$$a_{2cg,min} = 4 \cdot d = 44\text{mm} < 63\text{mm}$$



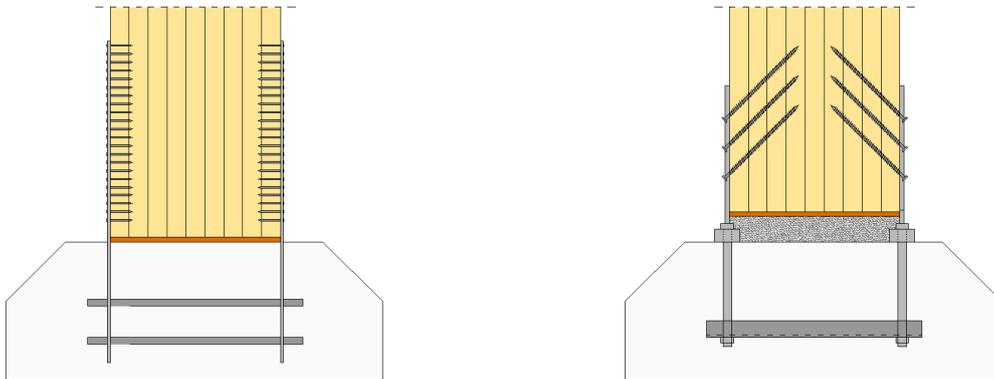
### Vérification

$$\frac{F_{entrait,d} \cdot \cos(45^\circ)}{n_{ligne} \cdot n_{ef} \cdot R_{td}} = \frac{270 \cdot \cos(45^\circ)}{4 \cdot 5,02 \cdot 10,76} = 0,88 < 1 \rightarrow OK$$

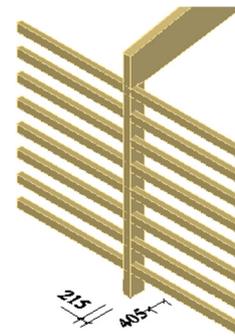
# EXEMPLE 18 : ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU

## 18.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier l'assemblage de pied du poteau conçu à Exemple 6



Poutre en lamellé-collé :	GL28
Classe de service 1	
Altitude < 1000 m	
Facteur partiel matériau lamellé-collé :	$\gamma_M=1,25$
Facteur partiel matériau acier :	$\gamma_{M0}=1,0$
	$\gamma_{M2}=1,25$
Facteur partiel assemblage bois :	$\gamma_{Mc}=1,30$



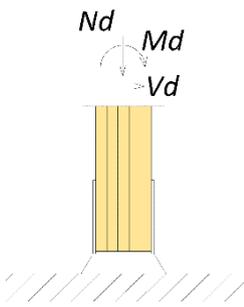
## 18.2 EFFORT NORMAL, TRANCHANT ET MOMENT

L'assemblage est conçu sur la base des efforts internes évalués à l'Exemple 6

**Combinaison 2 :**  
(Vent dominant ;  
Neige en  
accompagnement  
 $k_{mod}=1,1$ )

$$\begin{aligned}q_{ver.2} &= \gamma_g \cdot (g_{k,poutre} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k = 1 \cdot (1,10 + 3,96) + 0,0 \cdot 5,7,92 = 5,06 \text{ kN/m} \\q_{w.p.2} &= \gamma_q \cdot q_{w.k.p} = 1,5 \cdot 2,63 = 3,94 \text{ kN/m} \\q_{w.n.2} &= \gamma_q \cdot q_{w.k.n} = 1,5 \cdot 1,26 = 1,89 \text{ kN/m} \\q_{w.i.2} &= \gamma_q \cdot q_{w.k.i} = 1,5 \cdot 1,08 = 1,62 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

L'effort de traction maximale dans l'assemblage se produit lorsque la charge verticale est minimale



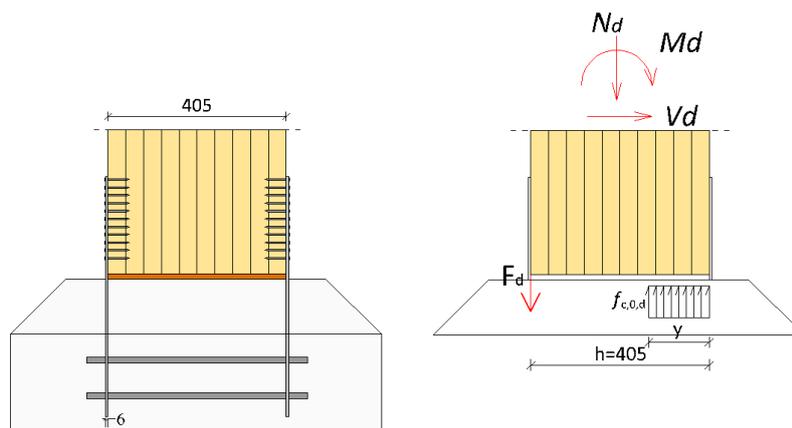
$$\begin{aligned} V_d &= 29,00 \text{ kN} \\ M_d &= 73,86 \text{ kNm} \\ N_d &= 53,60 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 18.3 DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE

Deux possibilités de fixer le pied de poteau

### a. Fixer le pied avec des pointes

Pointes 60 x 4 mm<sup>2</sup>,  $f_u = 800$  MPa ;  
Plat métallique épaisseur  $t = 6$  mm



Longueur de la zone de compression  $y$  et effort de traction  $F_d$

$$y = h \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d + N_d \cdot h}{b \cdot h^2 \cdot f_{c0d}}} \right) = 405 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 73,86 \cdot 10^6 + 53,60 \cdot 10^6 \cdot 405}{215 \cdot 405^2 \cdot 24,64}} \right) = 41,6 \text{ mm}$$

$$F_d = b \cdot y \cdot f_{c0d} - N_d = 215 \cdot 41,6 \cdot 24,64 - 53,60 \cdot 10^3 = 166890 \text{ N}$$

Résistance en cisaillement d'une pointe (voir tableau XVI-19 Glulam Handbook Vol. III)

$$\begin{aligned} t_{pen,min} &= 41 \text{ mm} < t_{pen} = 52 \text{ mm} \\ R_k &= 1,72 \text{ kN} \\ R_d &= R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{Mc}} = 1,72 \cdot \frac{1,1}{1,3} = 1,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

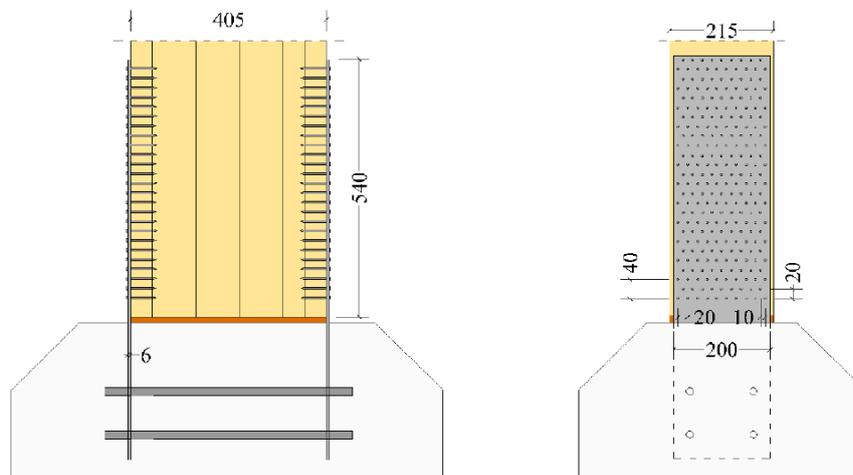
Le nombre de colonne verticale de pointes qui peuvent tenir dans le plat est  $n_{col} = 19$  (les pontes sont placées en quinconce, voir la figure ci-dessous). Ainsi le nombre de ligne horizontale est

$$n_{ef,min} = \frac{F_d}{n_{col} \cdot R_d} = \frac{166,89}{19 \cdot 1,45} = 6,03$$

Prenant en considération le fait que le nombre effectif d'éléments de fixation est inférieur au nombre réel, le nombre choisi de pointes dans la direction du fil est dans cet exemple  $n = 13$

$$\begin{aligned} n &= 13 \\ a_1 &= 40\text{mm} \rightarrow a_1 = \frac{40}{4} \cdot d = 10 \cdot d \rightarrow k_{ef} = 0,85 \\ n_{ef} &= n^{k_{ef}} = 13^{0,85} = 8,84 \end{aligned}$$

Plat métallique avec perçages en quinconces sont adoptés



Vérification de l'assemblage cloué

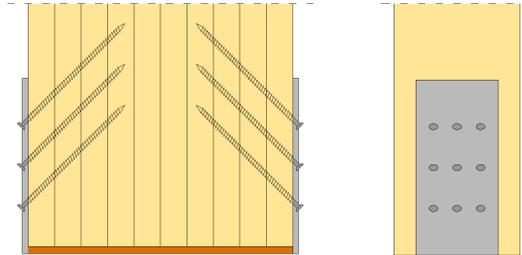
$$\begin{aligned} F_{v,rd} &= n_{col} \cdot n_{ef} \cdot R_d = 19 \cdot 8,84 \cdot 1,45 = 243,54\text{kN} \\ \frac{F_d}{F_{v,rd}} &= \frac{166,89}{243,54} = 0,69 < 1 \rightarrow OK \end{aligned}$$

Vérification du plat métallique en S275

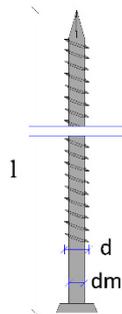
$$\begin{aligned} A_{net} &= t_s \cdot (b_1 - n_{col} \cdot d_{perc}) = 6 \cdot (200 - 19,5) = 630\text{mm}^2 \\ N_{plat,Rd} &= 0,9 \cdot \frac{f_{uk} \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot \frac{430 \cdot 630}{1,25} = 163296\text{N} \\ \frac{F_d}{N_{plat,Rd}} &= \frac{166,89}{195,05} = 0,86 < 1 \rightarrow OK \end{aligned}$$

## b. Fixer le pied avec des vis

Vis 300 x 11 mm<sup>2</sup>,  $f_u = 1000$  MPa ;  
Plat métallique épaisseur  $t = 6$  mm



Vis totalement filetées sont utilisés



$l = 300$  mm  
 $d = 11$  mm  
 $d_m = 7,5$  mm  
 $f_u = 1000$  MPa

Résistance à l'extraction d'une vis à 45 degrés par rapport au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq. 8.38)

$$l_{ad} = 300 - t_s \cdot \sqrt{2} = 300 - 6 \cdot \sqrt{2} = 291,5 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 291,5^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 11,26 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1, \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{11,26 \cdot 11 \cdot 291,5 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(45)) ^2 + (\sin(45)) ^2} = 32826 \text{ N}$$

Résistance en traction d'une vis (Voir Tableau VII-10, Glulam Handbook Vol. III)

$$F_{t,vis,k} = 0,9 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot \pi \cdot \frac{7,5^2}{4} = 39761 \text{ N}$$

Résistance design en cisaillement d'une vis

$$R_{t,d} = \min\left(\frac{F_{t,vis,k}}{\gamma_{M2}}; \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) \cdot \cos(45^\circ) = \min\left(\frac{39,76}{1,25}; \frac{32,83 \cdot 1,1}{1,3}\right) \cdot \cos(45^\circ) = 19,64 \text{ kN}$$

Le nombre de colonnes de vis verticales qui peuvent tenir dans le plat métalliques est  $n_{col} = 3$ .  
Ainsi, le nombre de lignes horizontales est

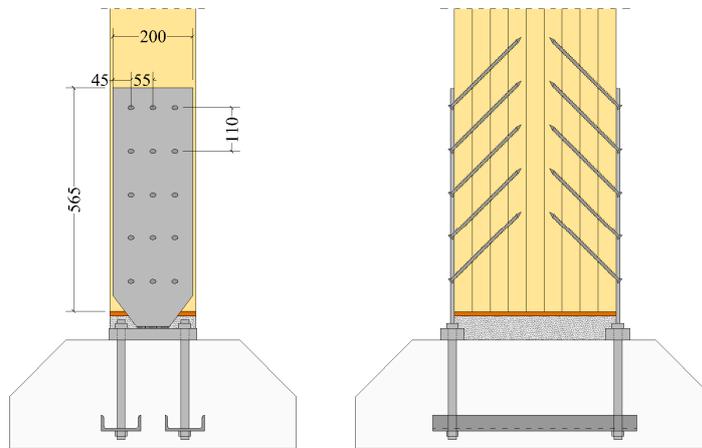
$$n_{ligne,min} = \frac{F_d}{n_{col} \cdot R_{t,d}} = \frac{166,89}{3 \cdot 19,64} = 2,83$$

Tenant compte du fait que le nombre effectif d'éléments de fixation est inférieur au nombre réel, le nombre choisi de vis dans la direction du fil est dans cet exemple  $n = 5$

$$n_{ef} = n^{0,9} = 5^{0,9} = 4,25 > n_{ligne,min} = 2,83 \rightarrow OK$$

Espacement des vis (EN 1995.1.1-A.1 Clause 8.7.2)

$$\begin{aligned} a_{1,min} &= 7 \cdot d = 7 \cdot 11 = 77\text{mm} < 110 \cdot \sin(45^\circ) = 77,8\text{mm} \rightarrow OK \\ a_{2,min} &= 5 \cdot d = 5 \cdot 11 = 55\text{mm} \leq 55\text{mm} \rightarrow OK \\ a_{1cg,min} &= 10 \cdot d = 10 \cdot 11 = 110\text{mm} < 110 + \frac{300}{2} \cdot \sin(45^\circ) = 216\text{mm} \rightarrow OK \\ a_{2cg,min} &= 4 \cdot d = 4 \cdot 11 = 44\text{mm} < 45\text{mm} \end{aligned}$$



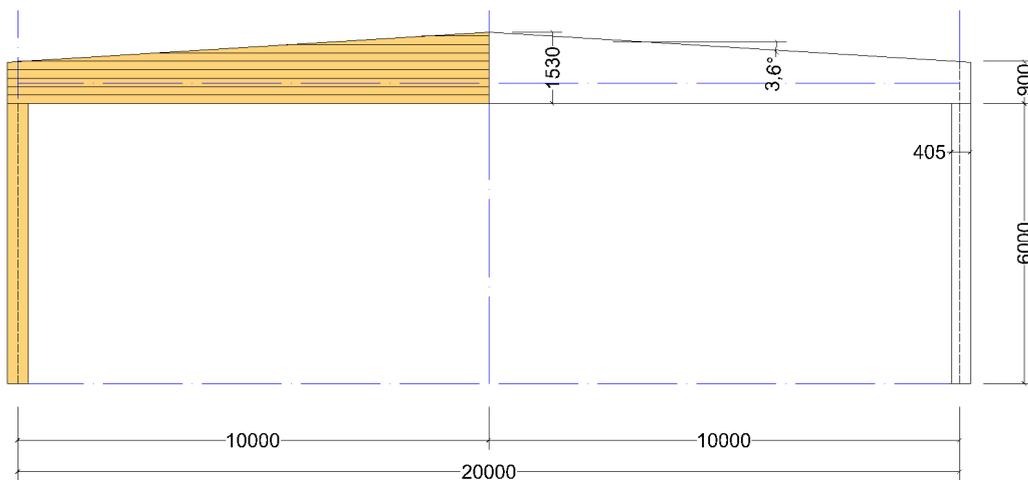
Vérification

$$\frac{F_d}{n_{col} \cdot n_{ef} \cdot R_{td}} = \frac{166,89}{3 \cdot 4,25 \cdot 19,64} = 0,67 < 1 \rightarrow OK$$

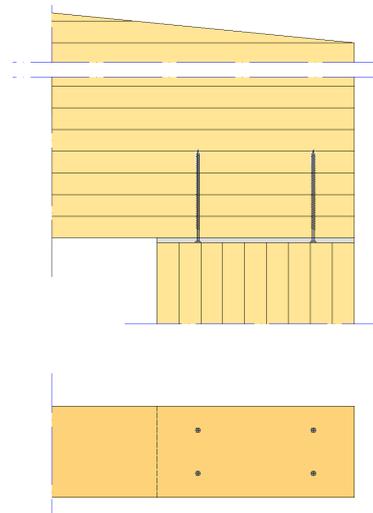
# EXEMPLE 19 : DIMENSIONNEMENT D'UN RENFORT D'APPUI

## 19.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner le renforcement d'appui de la poutre à décroissance ci-dessous



- Poutre en lamellé-collé : GL28
- Classe de service 1
- Altitude > 1000 m
- Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$
- Facteur partiel des charges de neige :  $\gamma_s=1,5$
- Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$  Partial
- Facteur partiel assemblage bois :  $\gamma_{MC}=1,30$
- Facteur partiel acier en flexion  $\gamma_{M0}=1$
- Facteur partiel acier en flambement  $\gamma_{M1}=1$



## 19.2 CHARGEMENTS

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont :

Structurel		$g_{k1}=1,10 \text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2}=0,85 \text{ kN/m}^2$	$g_{k2}=G_{k2}.i.1,1=0,85.5.1,1=4,68 \text{ kN/m}$
Neige	$S_k=2,80 \text{ kN/m}^2$	$s_k=S_k.i.0,8.1,1=2,80.5.0,8.1,1=12,32 \text{ kN/m}$

Le facteur 1.1 utilisé dans les équations permet de tenir compte de l'effet de la continuité des pannes.

## 19.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3 et EN 1991.1.3 §5.3.3)

**Combinaison 1 :**  
(charges permanentes,  
 $k_{mod}=0,6$ )

$$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (1,10 + 4,68) = 7,80 \text{ kN/m}$$

**Combinaison 2 :**  
(Charges de moyen terme,  
 $k_{mod}=0,8$ )

$$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (1,10 + 4,68) + 1,5 \cdot 12,32 = 26,28 \text{ kN/m}$$

## 19.4 ELU

### a. Compression perpendiculaire au fil à l'appui

La méthode de vérification décrite au Tableau IX-12, Glulam Handbook Vol. III est utilisé

$$N_{ed} = q_{d2} \cdot \frac{L_{tot}}{2} = 26,28 \cdot \frac{20}{2} = 262,76 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c90d} = \frac{N_{ed}}{b \cdot (h_{ef} + 30)} = \frac{262,76 \cdot 10^3}{190 \cdot (405 + 30)} = 3,18 \text{ MPa}$$

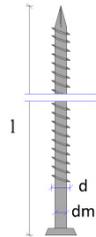
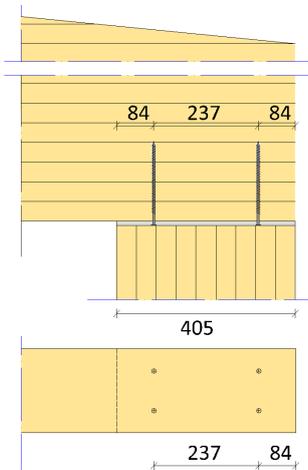
Vérification compression perpendiculaire au fil (EN1995.1.1 Eq.6.3)

$$\frac{\sigma_{c90d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = \frac{3,18}{1,75 \cdot 1,60} = 1,14 > 1 \rightarrow \text{NC}$$

La vérification n'est pas satisfaite. Ainsi, la poutre doit être renforcée à l'appui

# 19.5 RENFORCEMENT A L'APPUI

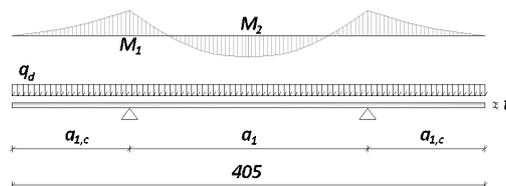
Le renforcement est réalisé au moyen de 4 vis auto-taraudeuses entièrement filetées et une plaque d'acier



$$\begin{aligned}
 d &= 11\text{mm} \\
 d_m &= 7,5\text{mm} \\
 f_{uk} &= 1000\text{MPa} \\
 f_{yk} &= 900\text{MPa} \\
 l &= 450\text{mm} \\
 l_{ef} &= l - d = 450 - 11 = 439\text{mm}
 \end{aligned}$$

Nota : les têtes de vis appuyés sur le plat métallique

L'espacement et la distance entre les vis sont choisis de façon à minimiser l'épaisseur  $t$  de la plaque d'acier. Le système statique est représenté ci-dessous.



Entraxe parallèle au fil	$a_{1min} = 7 \cdot d = 77\text{mm} > a_1 = 237\text{mm} \rightarrow OK$
Entraxe perpendiculaire au fil (entre les lignes de vis)	$a_{2min} = 5 \cdot d = 55\text{mm} > a_2 = 90\text{mm} \rightarrow OK$
Distance entre les vis et le bout de la poutre	$a_{1cmin} = 7 \cdot d = 77\text{mm} > a_{1c} = 74\text{mm} \rightarrow OK$
Distance entre les vis et le bord de la poutre	$a_{2cmin} = 4 \cdot d = 44\text{mm} > a_{2c} = 50\text{mm} \rightarrow OK$

L'entraxe des vis dans le sens du fil  $a_1$  est choisi de manière à produire des valeurs égales de résistance (i.e.  $M_1 = M_2$ )

$$\begin{cases}
 M_1 = q_d \cdot \frac{a_{1,c}^2}{2} \\
 M_2 = q_d \cdot \frac{a_1^2}{8} - M_1 \\
 h_{col} = 2 \cdot a_{1,c} + a_1
 \end{cases} \rightarrow \begin{cases}
 a_{1,c} = \frac{a_1}{2 \cdot \sqrt{2}} \\
 a_1 = h_{col} \cdot \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2} + 1}
 \end{cases}$$

$$a_{1c} = \frac{a_1}{2 \cdot \sqrt{2}} = \frac{237}{2 \cdot \sqrt{2}} = 84\text{mm}$$

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_{yd} = \frac{b_{col} \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow M_1 = M_{el} \rightarrow t_{min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_1}{b_{col} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}}}$$

$$M_1 = q_d \cdot \frac{a_{1c}^2}{2} = 681 \cdot \frac{84^2}{2} = 2403940 \text{ Nmm}$$

Plat métallique en S235  $\rightarrow f_{yk} = 235 \text{ Mpa}$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_1}{b_{col} \cdot f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2403940}{190 \cdot \frac{235}{1}}} = 17,93 \text{ mm} \rightarrow t = 18 \text{ mm}$$

## a. Résistance des vis en compression

Résistance à l'enfoncement des vis perpendiculaire au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq. 8.38)

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 439^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 10,81 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1; \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{10,81 \cdot 11 \cdot 439 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 52195 \text{ N}$$

Résistance des vis en flambement (Table IX-15 Chapter IX Glulam Handbook Vol. III)

Raideur horizontale de portance du bois sur la vis	$C_h = (0,19 + 0,012 \cdot d) \cdot \rho_k = (0,19 + 0,012 \cdot 11) \cdot 425 = 137 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie de la vis	$I_s = \frac{d_m^4 \cdot \pi}{64} = \frac{7,5^4 \cdot \pi}{64} = 155,3 \text{ mm}^4$
Effort critique de flambement de la vis	$N_{cr} = \sqrt{c_h \cdot E_s \cdot I_s} = \sqrt{137 \cdot 21000 \cdot 155,3} = 66810 \text{ N}$
Résistance élastique de la vis	$N_{elk} = \frac{\pi \cdot d_m^2 \cdot f_{yk}}{4} = \frac{\pi \cdot 7,5^2 \cdot 900}{4} = 39760 \text{ N}$
Elancement relatif de flambement	$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{elk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{39760}{66810}} = 0,77$
Facteur k	$k = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (\lambda_{rel} - 0,2) + \lambda_{rel}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,77 - 0,2) + 0,77^2] = 0,94$
Facteur réducteur de flambement	$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0,68$
Résistance en flambement de la vis	$R_{b,k} = k_c \cdot \left(\pi \cdot \frac{d_m^2}{4}\right) \cdot f_{yk} = 0,68 \cdot \pi \cdot \frac{7,5^2}{4} \cdot 900 = 27041 \text{ N}$

La résistance design des vis en compression correspond au minimum de la résistance design à l'enfoncement et en flambement

$$R_d = \min\left(F_{ax,Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{Mc}}; \frac{R_{b,k}}{\gamma_{M1}}\right) = \min\left(52,20 \cdot \frac{0,8}{1,3}; \frac{27,04}{1}\right) = 27,04kN$$

## b. Résistance en compression perpendiculaire au fil de l'appui renforcé

Selon le Tableau IX-14, Glulam Handbook Vol. III

$$l_{ef1} = h_{ef} + 30 = 405 + 30 = 435mm$$

$$l_{ef2} = h_{vis} + 0,25 \cdot l_{ef} \cdot e^{3,3 \cdot \frac{l_{ef}}{h_0}} = (84 + 237) + 0,25 \cdot 439 \cdot e^{3,3 \cdot \frac{439}{900}} = 870mm$$

$$R_{90d} = \min(k_{c90} \cdot b \cdot l_{ef1} \cdot f_{c90d} + n \cdot R_d; b \cdot l_{ef2} \cdot f_{c90d}) = \min(1,75 \cdot 190 \cdot 435 \cdot 1,6 + 4 \cdot 27,04 \cdot 10^3; 190 \cdot 785 \cdot 1,6) \\ = \min(339580; 264442) = 264442 N$$

Vérification de la compression perpendiculaire au fil de l'appui renforcé

$$\frac{N_{ed}}{R_{90d}} = \frac{262,76}{264,44} = 0,99 < 1 \rightarrow OK$$

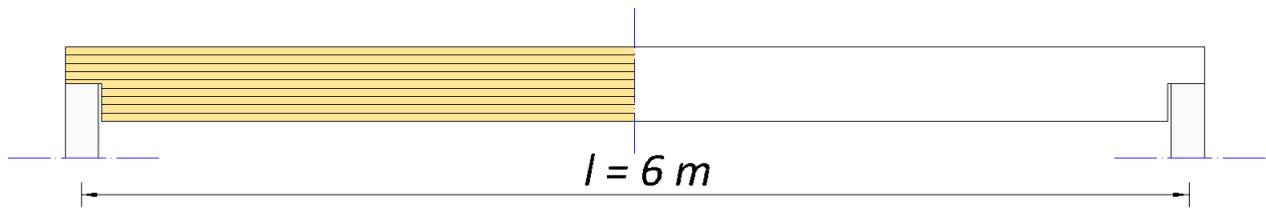
$$\begin{cases} M_1 = q_d \cdot \frac{a_{1,c}^2}{2} \\ M_2 = q_d \cdot \frac{a_1^2}{8} - M_1 \\ h_{col} = 2 \cdot a_{1,c} + a_1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} a_{1,c} = \frac{a_1}{2 \cdot \sqrt{2}} \\ a_1 = h_{col} \cdot \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2} + 1} \end{cases}$$

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_{y,d} = \frac{h_{col} \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_m} \rightarrow M_1 = M_{el} \rightarrow t_{min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_1}{L \cdot f_{y,d}}}$$

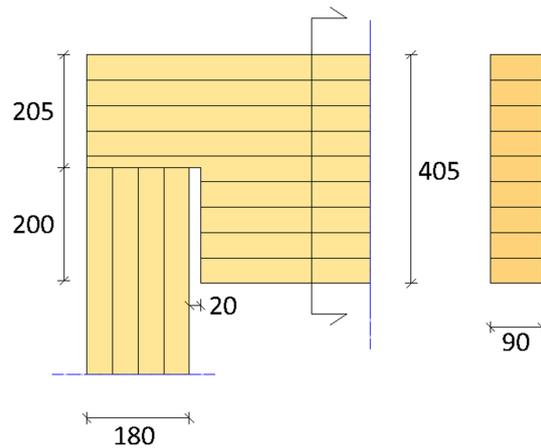
# EXEMPLE 20 : POUTRE AVEC ENTAILLES AUX APPUIS

## 20.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Vérifier la poutre avec entaille suivante



Poutre en lamellé-collé : GL28  
 Classe de service 1  
 Facteur partiel des charges permanentes :  $\gamma_g=1,35$   
 Facteur partiel des charges d'exploitation :  $\gamma_s=1,5$   
 Facteur partiel matériau lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$   
 Facteur partiel assemblage bois  $\gamma_{MC}=1,30$   
 Facteur partiel acier :  $\gamma_{M2}=1,25$



## 20.2 CHARGEMENT

Les chargements considérés pour le dimensionnement sont

Structurel		$g_{k1} = 0,20\text{ kN/m}$
Non structurel	$G_{k2} = 0,50\text{ kN/m}^2$	$g_{k2} = G_{k2} \cdot i = 0,50 \cdot 2,0 = 1,00\text{ kN/m}$
Charge variable	$Q_k = 1,50\text{ kN/m}^2$	$q_k = Q_k \cdot i = 1,50 \cdot 2,0 = 3,00\text{ kN/m}$

## 20.3 COMBINAISONS DE CHARGES

Deux combinaisons sont considérées (EN 1990.1.1 §6.4.3)

**Combinaison 1 :**  
(charges permanentes,  
 $k_{mod}=0,6$ )

$$q_{d1} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) = 1,35 \cdot (0,20 + 1,00) = 1,62 \text{ kN/m}$$

**Combinaison 2 :**  
(Charges de moyen terme,  
 $k_{mod}=0,8$ )

$$q_{d2} = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 1,35 \cdot (0,20 + 1,00) + 1,5 \cdot 3,00 = 6,12 \text{ kN/m}$$

Détermination de la combinaison dimensionnante aux ELU

$$\frac{q_{d1}}{k_{mod1}} = \frac{1,62}{0,6} = 2,70 < \frac{q_{d2}}{k_{mod2}} = \frac{6,12}{0,8} = 7,65$$

Ainsi la combinaison 2 est dimensionnante

## 20.4 VERIFICATIONS AUX ELU

Effort tranchant à l'appui

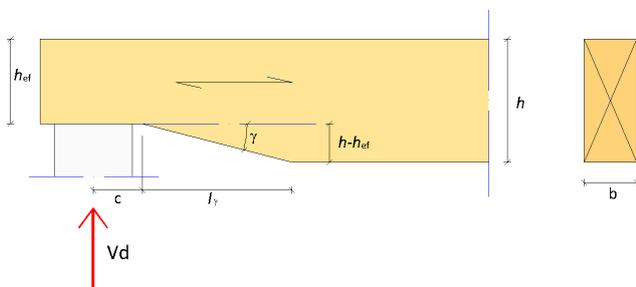
$$V_{Ed} = q_{d2} \cdot \frac{L}{2} = 6,12 \cdot \frac{6}{2} = 18,36 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{Ed}}{b \cdot h_{ef}} = 1,5 \cdot \frac{18,36 \cdot 10^3}{90 \cdot 205} = 1,49 \text{ Mpa}$$

Vérification du cisaillement (EN1995.1.1 Eq.6.60)

$$\frac{\tau_d}{k_{cr} \cdot f_{vd}} = \frac{1,49}{0,67 \cdot 2,24} = 0,99 \rightarrow OK$$

Vérification de l'entaille à l'appui (Tableau XI-1, Glulam Handbook Vol. III)



$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h} = \frac{205}{405} = 0,51$$

$$c = 110 \text{ mm}$$

$$l_r = 0 \quad i = \frac{l_r}{h - h_{ef}} = 0 \quad \gamma = 90^\circ$$

$$k_v = \min \left[ 1; \frac{6,5 \cdot \left( 1 + 1,1 \cdot \frac{i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \cdot \left[ \sqrt{\alpha \cdot (1 - \alpha)} + 0,8 \cdot \frac{c}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right]} \right]$$

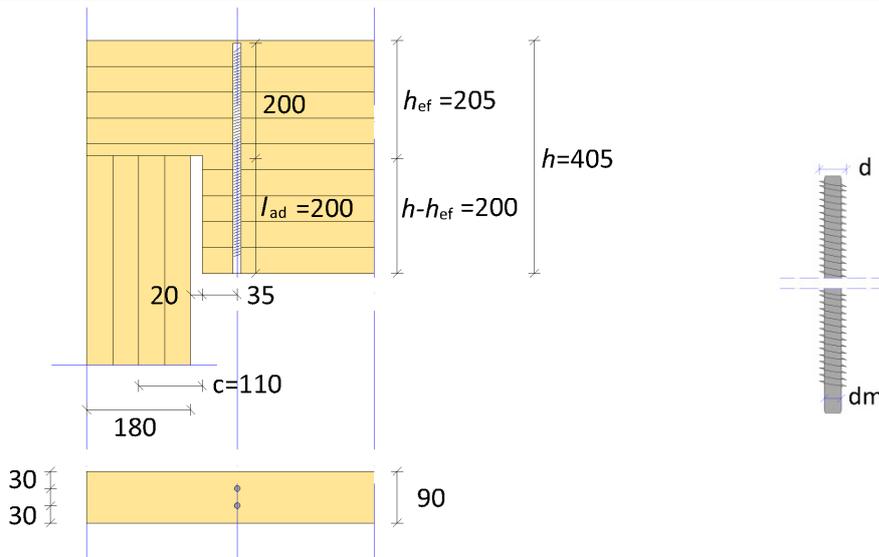
$$= 0,41$$

$$\frac{\tau_d}{k_v \cdot k_{cr} \cdot f_{vd}} = \frac{1,49}{0,41 \cdot 0,67 \cdot 2,24} = 2,41 \rightarrow NC$$

La vérification n'est pas satisfaite, Le renforcement est nécessaire  
 Deux méthodes de renforcement sont proposées :

- Tiges filetées collées
- Vis auto-taraudeuses totalement filetées

## 20.5 RENFORCEMENT AVEC TIGES FILETEES COLLEES



Tiges filetées M10 classe 4.6 sont utilisées

$$\begin{aligned} d &= 10\text{mm} \\ f_{uk} &= 400\text{MPa} \\ A_s &= 58\text{mm}^2 \\ l_{ad} &= 200\text{mm} \end{aligned}$$

Résistance à l'extraction d'une tige d'acier collée (Tableau XVI-24, Glulam Handbook Vol. III)

$$\begin{aligned} \kappa_1 &= 1 \quad k_1 = 0,78 \\ f_{ax,k} &= 5,5\text{Mpa} \\ R_{t,k,bois} &= \pi \cdot (d + 1) \cdot l_{ad} \cdot f_{ax,k} \cdot \kappa_1 \cdot k_1 = \pi \cdot (10 + 1) \cdot 200 \cdot 5,5 \cdot 1 \cdot 0,78 = 29650\text{N} \end{aligned}$$

Résistance en traction d'une tige d'acier (Tableau XVI-23, Glulam Handbook Vol. III)

$$R_{t,k,tige} = 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A_s = 0,6 \cdot 400 \cdot 58 = 13920\text{N}$$

Résistance design axiale d'une tige d'acier collée

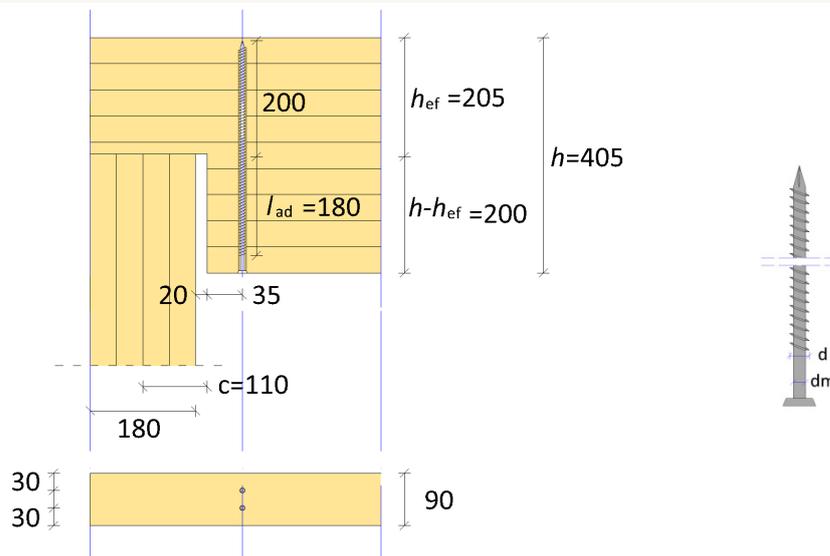
$$R_{t,d} = \min\left(\frac{R_{t,k,tige}}{\gamma_{M2}}; \frac{R_{t,k,bois} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{13,920}{1,25}; \frac{29,65 \cdot 0,8}{1,3}\right) = 11,36\text{kN}$$

$$F_{t90d} = 1,3 \cdot V_{ed} \cdot [3 \cdot (1 - \alpha)^2 - 2 \cdot (1 - \alpha)^3] = 1,3 \cdot 18,36 \cdot [3 \cdot (1 - 0,51)^2 - 2 \cdot (1 - 0,51)^3] = 11,71 \text{ kN}$$

Vérification de la traction perpendiculaire au fil

$$\frac{F_{t,90,d}}{n \cdot R_{t,d}} = \frac{11,71}{2 \cdot 11,36} = 0,53 < 1 \rightarrow OK$$

## 20.6 RENFORCEMENT AVEC DES VIS TOTALEMENT FILETEES



Vis 9 x 480 entièrement filetées sont utilisées

$$\begin{aligned} f_u &= 1000 \text{ Mpa} \\ d &= 9 \text{ mm} \\ d_m &= 5,9 \text{ mm} \\ l_{ad} &= 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

Résistance à l'extraction d'une vis à 90 degrés par rapport au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq. 8.38)

$$\begin{aligned} f_{ax,k} &= 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 180^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 13,1 \text{ MPa} \\ k_d &= \min\left(1; \frac{d}{8}\right) = 1 \\ F_{ax,Rk} &= \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{13,1 \cdot 9 \cdot 180 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(90))^2 + (\sin(90))^2} = 21163 \text{ N} \end{aligned}$$

---

Résistance en traction d'une vis (See Table VII-10, Glulam Handbook Vol. III)

---

$$F_{t,vis,k} = 0,9 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot \pi \cdot \frac{5,9^2}{4} = 24605N$$

---

Résistance design axiale d'une vis

---

$$R_{t,d} = \min\left(\frac{F_{t,vis,k}}{\gamma_{M2}}; \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{24,60}{1,25}; \frac{21,16 \cdot 0,8}{1,3}\right) = 13,02kN$$

---

Vérification du renforcement de la traction perpendiculaire au fil

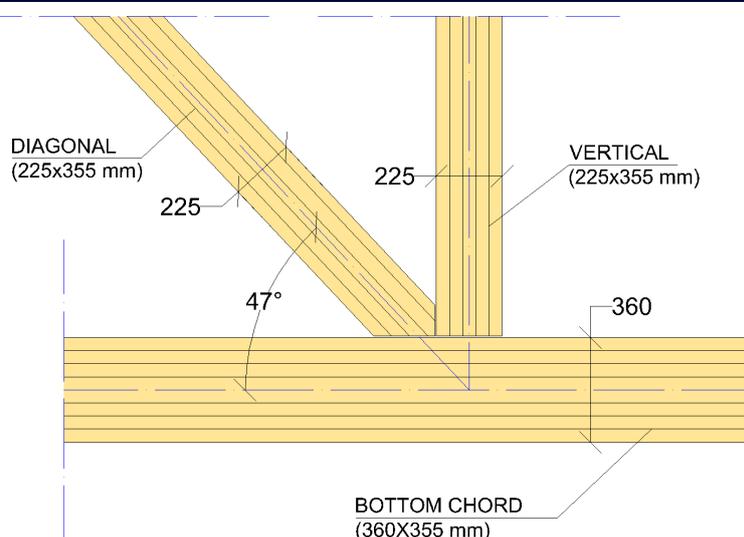
---

$$\frac{F_{t,90,d}}{n \cdot R_{t,d}} = \frac{11,71}{2 \cdot 13,02} = 0,45 < 1 \rightarrow OK$$

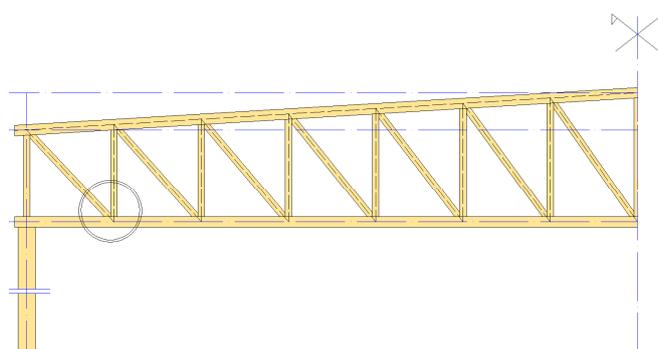
# EXEMPLE 21 : DIMENSIONNEMENT D'UN NŒUD DE POUTRE TREILLIS AVEC ASSEMBLAGE BROCHÉ PAR PLAT MULTIPLE

## 21.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier l'assemblage de la poutre treillis ci-dessous utilisant des broches. L'assemblage est pris sur Exemple 8

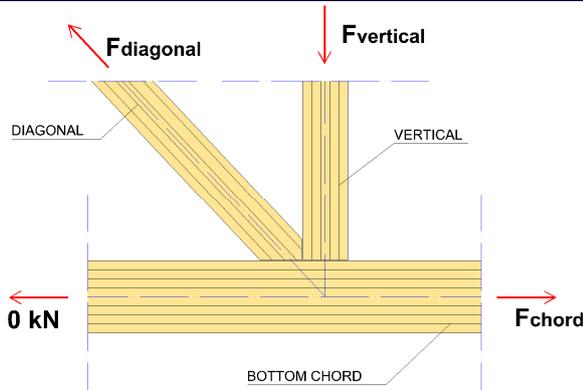


Poutre treillis en lamellé-collé :	GL28h
Broche de classe :	S355
Service class 1 ;	
<b>Facteur partiel matériau lamellé-collé :</b>	<b><math>\gamma_M=1,25</math></b>
Facteur partiel acier :	$\gamma_{M2}=1,20$
Facteur partiel assemblage bois :	$\gamma_{MC}=1,30$



## 21.2 INTERNAL FORCES

Les efforts dans l'assemblage sont (voir Exemple 8, Glulam Handbook Vol. III)



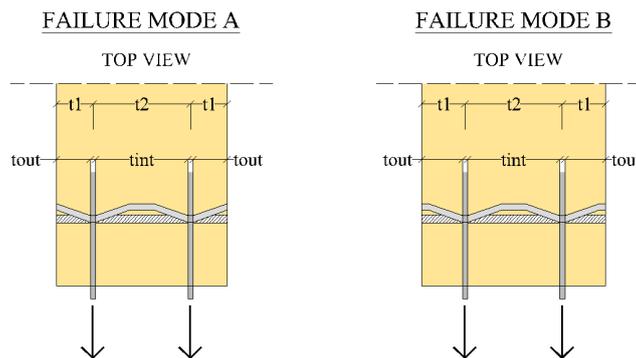
$$F_{vertical} = 415,00kN$$

$$F_{diagonal} = 566,40kN$$

$$F_{membrane} = 386,40kN$$

## 21.3 DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE

L'espacement entre les plaques rainurées dans doit être choisie de façon à empêcher une rupture fragile. En d'autres termes, l'un des modes de défaillance indiqués sur la figure ci-dessous devrait être dimensionnant



Plats métalliques en ame et broches, sont en acier S355

Plaques

$$\begin{aligned} t &= 8mm \\ f_y &= 355 MPa \\ f_{uk} &= 490MPa \end{aligned}$$

Broches

$$\begin{aligned} d &= 12mm \\ f_y &= 355 MPa \\ f_{uk} &= 490MPa \end{aligned}$$

Portance locale (EN 1995.1.1 Eq.8.32)

$$f_{h0k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 12) \cdot 425 = 30,68 MPa$$

Moment plastique des broches (EN 1995.1.1 Eq.8.30)

$$M_{yRk} = 0,3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 490 \cdot 12^{2,6} = 94013Nmm$$

Epaisseur minimale de l'élément bois intérieur (Table XVI-10 Glulam Handbook Vol. III)

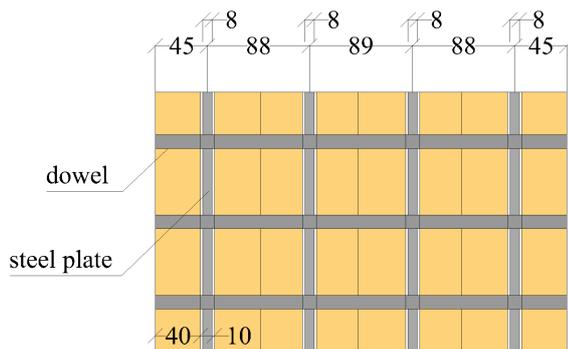
$$t_{int} = 1,15.4. \sqrt{\frac{M_{yRk}}{f_{h0k} \cdot d}} = 1,15.4. \sqrt{\frac{94013}{30,68.12}} = 73,5mm$$

Epaisseur minimale des éléments bois extérieur (Table XVI-10 Glulam Handbook Vol. III)

$$t_{ext,mode A} = \sqrt{2. \frac{M_{yRk}}{f_{h0k} \cdot d}} = \sqrt{2. \frac{94013}{30,68.12}} = 22,5mm$$

$$t_{ext,mode B} = 1,15.4. \sqrt{\frac{M_{yRk}}{f_{h0k} \cdot d}} = 1,15.4. \sqrt{\frac{94013}{30,68.12}} = 73,5mm$$

Un nombre de 4 plats en âme est choisie (Figure XVI-3 Glulam Handbook Vol. III). La géométrie de l'assemblage est indiquée ci-dessous



$$t_2 = 88mm$$

$$t_1 = 45mm$$

$$n_{max} = 1 + \frac{b - 2 \cdot t_1}{t_2} = 1 + \frac{355 - 2 \cdot 45}{88} = 4,01 \rightarrow n = 4$$

$$2 \cdot t_1 + 3 \cdot t_2 = 354mm < 355mm \rightarrow OK$$

avec  $24 \text{ mm} < t_1 = 45 \text{ mm} < 78 \text{ mm}$  Le mode de ruine A sera obtenu (voir Tableau XVI-10 Glulam Handbook Vol. III)

Résistance d'une broche (Voir Tableau XVI-10 Glulam Handbook Vol. III)

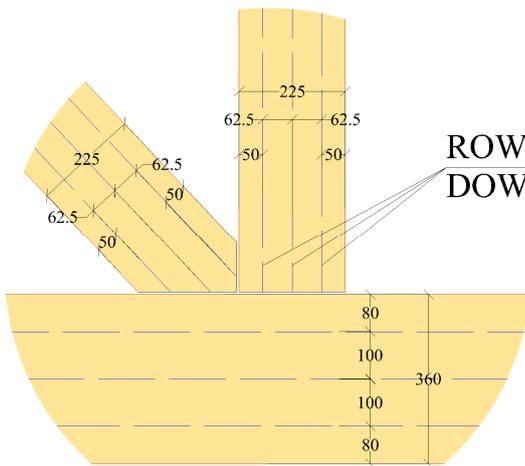
$$R_{k,ext} = f_{h0k} \cdot d \cdot t_1 \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{M_{yRk}}{f_{h0k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 30,67.12.45 \cdot \left( \sqrt{2 + \frac{94013}{30,67.12.45^2}} - 1 \right) = 7587N$$

$$R_{k,int} = 2 \cdot \left( 1,15.2. \sqrt{M_{yRk} \cdot f_{h0k} \cdot d} \right) = 2.1,15. \sqrt{94013.30,67.12} = 27057N$$

$$R_k = 2 \cdot R_{k,ext} + (n - 1) \cdot R_{k,int} = 2.7,59 + (4 - 1) \cdot 27,06 = 96,34kN$$

$$R_d = R_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{Mc}} = 96,34 \cdot \frac{0,9}{1,3} = 66,70kN$$

Ligne de broches dans chaque élément



**ROWS OF DOWELS**

Distances minimum :

$$a_{1,min} = 5 \cdot d = 60\text{mm}$$

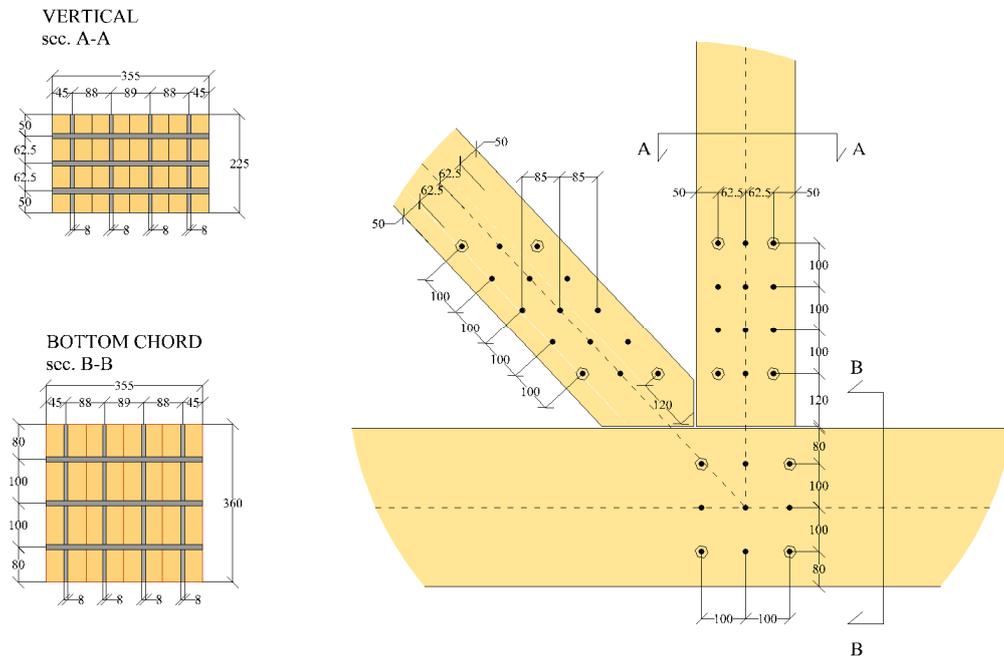
$$a_{2,min} = 3 \cdot d = 36\text{mm}$$

$$a_{3t,min} = 7 \cdot d = 84\text{mm}$$

$$a_{4c,min} = 3 \cdot d = 36\text{mm}$$

Chaque élément comporte 3 lignes de broches

## Géométrie finale du nœud



## a. Vérification de l'assemblage broché

### Nombre de broches dans chaque ligne

Diagonal

$$n_{diagonal} = 5$$

$$n_{ef,diagonal} = n_{diagonal}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 5^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 3,81$$

Vertical

$$n_{vertical} = 4$$

$$n_{ef,vertical} = n_{vertical}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 4^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 3,12$$

Membrure inférieur

$$n_{membrane} = 3$$

$$n_{ef,membrane} = n_{membrane}^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{100}{13 \cdot 12}} = 2,41$$

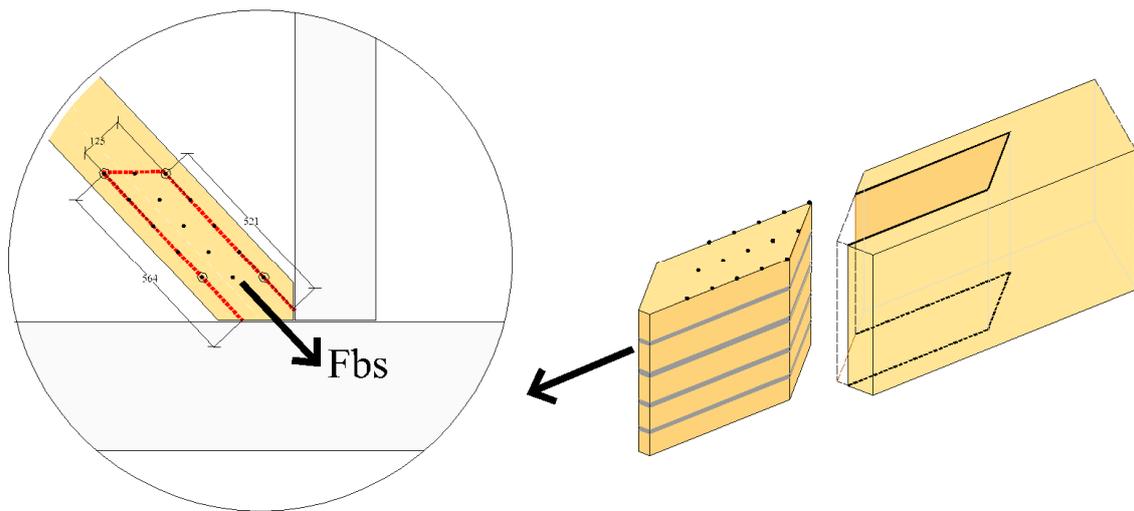
## Vérification de l'assemblage broché

$$\frac{F_{vertical}}{n_l \cdot n_{ef,vertical} \cdot R_d} = \frac{415,00}{3,3 \cdot 12,66,70} = 0,66 < 1 \rightarrow OK$$

$$\frac{F_{diagonal}}{n_l \cdot n_{ef,diagonal} \cdot R_d} = \frac{566,40}{3,3 \cdot 81,66,70} = 0,74 < 1 \rightarrow OK$$

$$\frac{F_{membrure}}{n_l \cdot n_{ef,membrure} \cdot R_d} = \frac{386,40}{3,2 \cdot 41,66,70} = 0,80 < 1 \rightarrow OK$$

## b. Vérification de la rupture de bloc



### Résistance de la rupture le long de la zone de fixation

$$F_{bs,Rd} = \max(1,5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t0d} ; 0,7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{vd}) = \max(1,5 \cdot 31815 \cdot 16,13 ; 0,7 \cdot 307755 \cdot 2,52) = 769668N$$

où

$$L_{net,t} = 125 - 2 \cdot \frac{d}{2} - d = 101mm$$

$$L_{net,v} = 564 - 4,5 \cdot d + 521 - 4,5 \cdot d = 977mm$$

$$\sum t = 355 - 4 \cdot (t + 2) = 355 - 4 \cdot (8 + 2) = 315mm$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot \sum t = 101 \cdot 315 = 31815mm^2$$

$$A_{net,v} = L_{net,v} \cdot \sum t = 965 \cdot 315 = 307755mm^2$$

### Vérification de la rupture de bloc (EN 1995.1.1 annexe A)

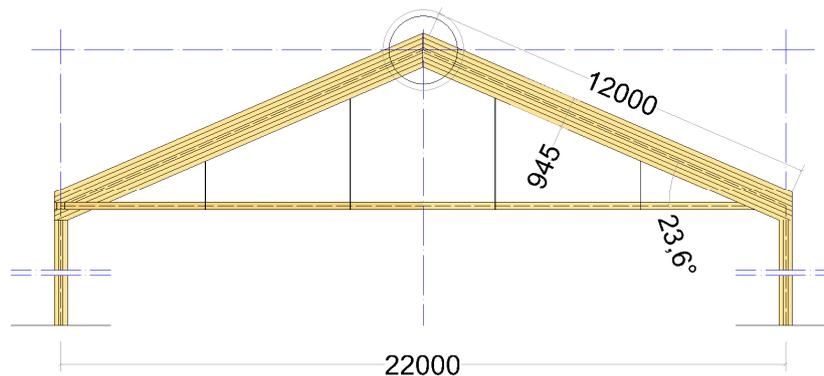
$$\frac{F_{diagonal}}{F_{bs,Rd}} = \frac{566,40}{769,67} = 0,73 > 1 \rightarrow OK$$

L'assemblage proposé à une résistance suffisante. Toutefois, il est recommandé d'augmenter le nombre de broche de 10 à 15% dans chaque élément afin de tenir compte des éventuels moments de flexion dans l'assemblage et/ou des excentricités (voir chapitre 8 Glulam Handbook Vol. II)

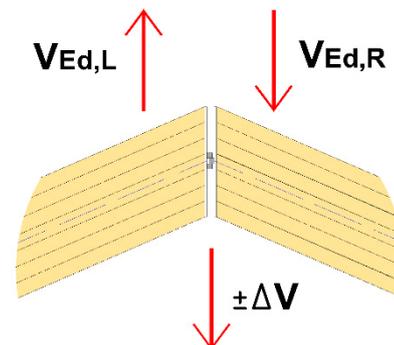
# EXEMPLE 22 : DIMENSIONNEMENT D'UN ASSEMBLAGE DE FAITAGE ARTICULÉ

## 22.1 SYSTEME, DIMENSIONS ET PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner et vérifier l'assemblage de faitage articulée de Exemple 5



Arbalétrier : GL28h  
Classe de service 1  
Altitude > 1000 m  
Facteur partiel matériau du lamellé-collé :  $\gamma_M=1,25$   
Facteur partiel pour les assemblages bois :  $\gamma_{Mc}=1,30$   
Facteur partiel pour l'acier :  $\gamma_{M0}=1,00$   
 $\gamma_{M2}=1,25$



## 22.2 TRANCHANT AU FAITAGE

L'effort tranchant  $\Delta V$  agissant dans l'assemblage est (Voir Exemple 5)

Efforts avec charge de neige symétrique

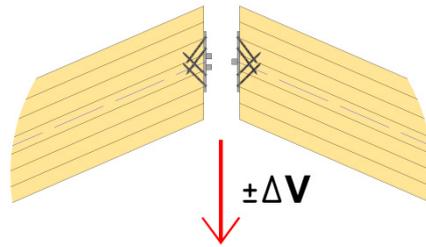
$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 108,00 \text{ kN} \\ N_{Ed} &= 247,00 \text{ kN} \\ \Delta_V &= V_{Ed} \cdot \cos(23,6^\circ) - N_{Ed} \cdot \sin(23,6^\circ) = 0,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Efforts avec charge de neige dissymétrique

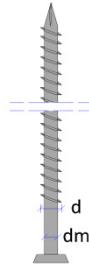
$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 108,00 \text{ kN} \\ N_{Ed} &= 188,00 \text{ kN} \\ \Delta_V &= V_{Ed} \cdot \cos(23,6^\circ) - N_{Ed} \cdot \sin(23,6^\circ) = 23,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

La combinaison avec la charge de neige symétrique ne génère pas d'effort tranchant dans l'assemblage de faitage

## 22.3 DIMENSIONNEMENT DE L'ASSEMBLAGE

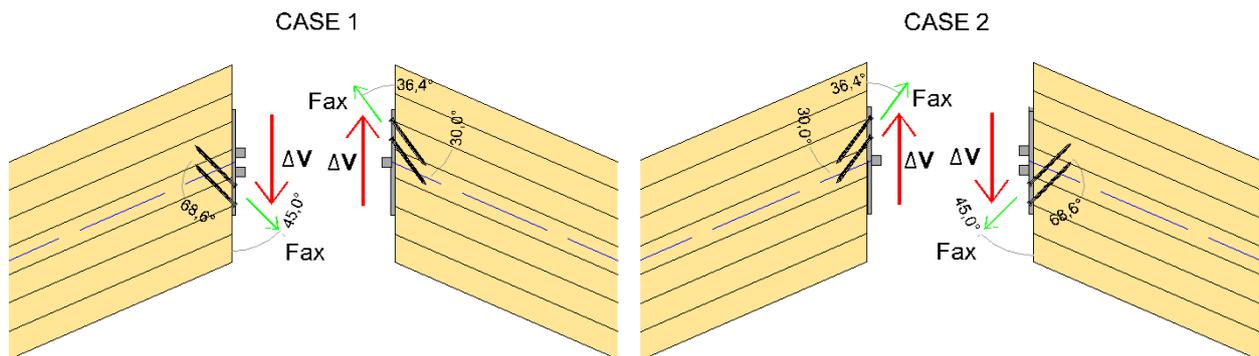


Des vis totalement filetées sont utilisées



$$\begin{aligned} l &= 300\text{mm} \\ d &= 9\text{mm} \\ d_m &= 5,9\text{mm} \\ f_u &= 1000\text{MPa} \end{aligned}$$

L'effort tranchant agissant dans une partie donnée de l'assemblage peut être dirigé vers le haut ou vers le bas (c-à-d gauche ou droite). Par conséquent, deux cas différents sont considérés



Les vis sont chargées uniquement axialement

$$\begin{aligned} F_{Ed,45^\circ} &= \frac{\Delta_V}{\cos(45^\circ)} = \frac{23,70}{\cos(45^\circ)} = 33,52 \text{ kN} \\ F_{Ed,36,4^\circ} &= \frac{\Delta_V}{\cos(36,4^\circ)} = \frac{23,70}{\cos(36,4^\circ)} = 29,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Résistance à l'extraction d'une vis à 68,6 degrés par rapport au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq. 8.38)

$$l_{ad} = 270\text{mm}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 270^{-0,1} \cdot 4,25^{0,8} = 12,54 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min\left(1; \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{12,54 \cdot 9 \cdot 270 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(68,6^\circ))^2 + (\sin(68,6^\circ))^2} = 29693\text{N}$$

Résistance à l'extraction d'une vis à 30° degrés par rapport au fil du bois (EN 1995.1.1 Eq. 8.38)

$$l_{ad} = 270mm$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 9^{-0,5} \cdot 270^{-0,1} \cdot 425^{0,8} = 12,54 MPa$$

$$k_d = \min\left(1; \frac{d}{8}\right) = 1$$

$$F_{ax,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos \alpha)^2 + (\sin \alpha)^2} = \frac{12,54 \cdot 9 \cdot 270 \cdot 1}{1,2 \cdot (\cos(30^\circ))^2 + (\sin(30^\circ))^2} = 26507N$$

Résistance en traction d'une vis (voir Tableau VII-10, Glulam Handbook Vol. III)

$$F_{t,vis,k} = 0,9 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_m^2}{4} = 0,9 \cdot 1000 \cdot \pi \cdot \frac{5,9^2}{4} = 24606N$$

Résistance design axiale d'une vis avec un angle de 68.6° par rapport au fil

$$R_{t,68,6^\circ d} = \min\left(\frac{F_{t,vis,k}}{\gamma_{M2}}; \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{24,61}{1,25}; \frac{29,69 \cdot 0,9}{1,3}\right) = 19,68kN$$

Résistance design axiale d'une vis avec un angle de 30° par rapport au fil

$$R_{t,30^\circ d} = \min\left(\frac{F_{t,vis,k}}{\gamma_{M2}}; \frac{F_{ax,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}\right) = \min\left(\frac{24,61}{1,25}; \frac{26,51 \cdot 0,9}{1,3}\right) = 18,35kN$$

Espacement des vis (EN 1995.1.1 Clause 8.7.2)

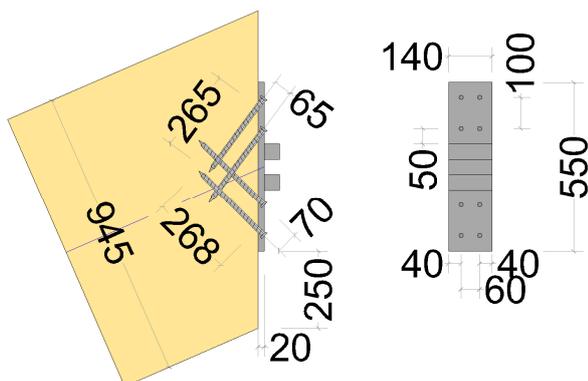
$$a_{1,min} = 7 \cdot d = 7 \cdot 9 = 63mm < 65mm \rightarrow OK$$

$$a_{2,min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 9 = 45mm < 60mm \rightarrow OK$$

$$a_{1cg,min} = 10 \cdot d = 10 \cdot 9 = 90mm$$

$$a_{2cg,min} = 4 \cdot d = 4 \cdot 9 = 36mm < 40mm$$

Le nombre de lignes de vis verticales qui peuvent tenir dans la plaque est  $n_l = 2$ . Ainsi, le nombre requis de lignes horizontales est



$$n_l = 2$$

$$n_{68,6} = 2 \quad n_{ef,68,6} = n_{68,6}^{0,9} = 1,87$$

$$n_{30} = 2 \quad n_{ef,30} = n_{30}^{0,9} = 1,87$$

## Vérification des efforts tranchants

$$\frac{F_{Ed,45^\circ}}{n_l \cdot n_{ef,68,6} \cdot R_{t,68,6,d}} = \frac{33,52}{2.1,87.19,68} = 0,46 < 1 \rightarrow OK$$

$$\frac{F_{Ed,36,4^\circ}}{n_l \cdot n_{ef,30} \cdot R_{t,30,d}} = \frac{29,45}{2.1,87.18,35} = 0,43 < 1 \rightarrow OK$$

Deux plaques d'acier de chaque côté de la poutre sont utilisées pour fixer les deux arbalétriers pour prendre la traction qui peut résulter du soulèvement sous efforts de vent

