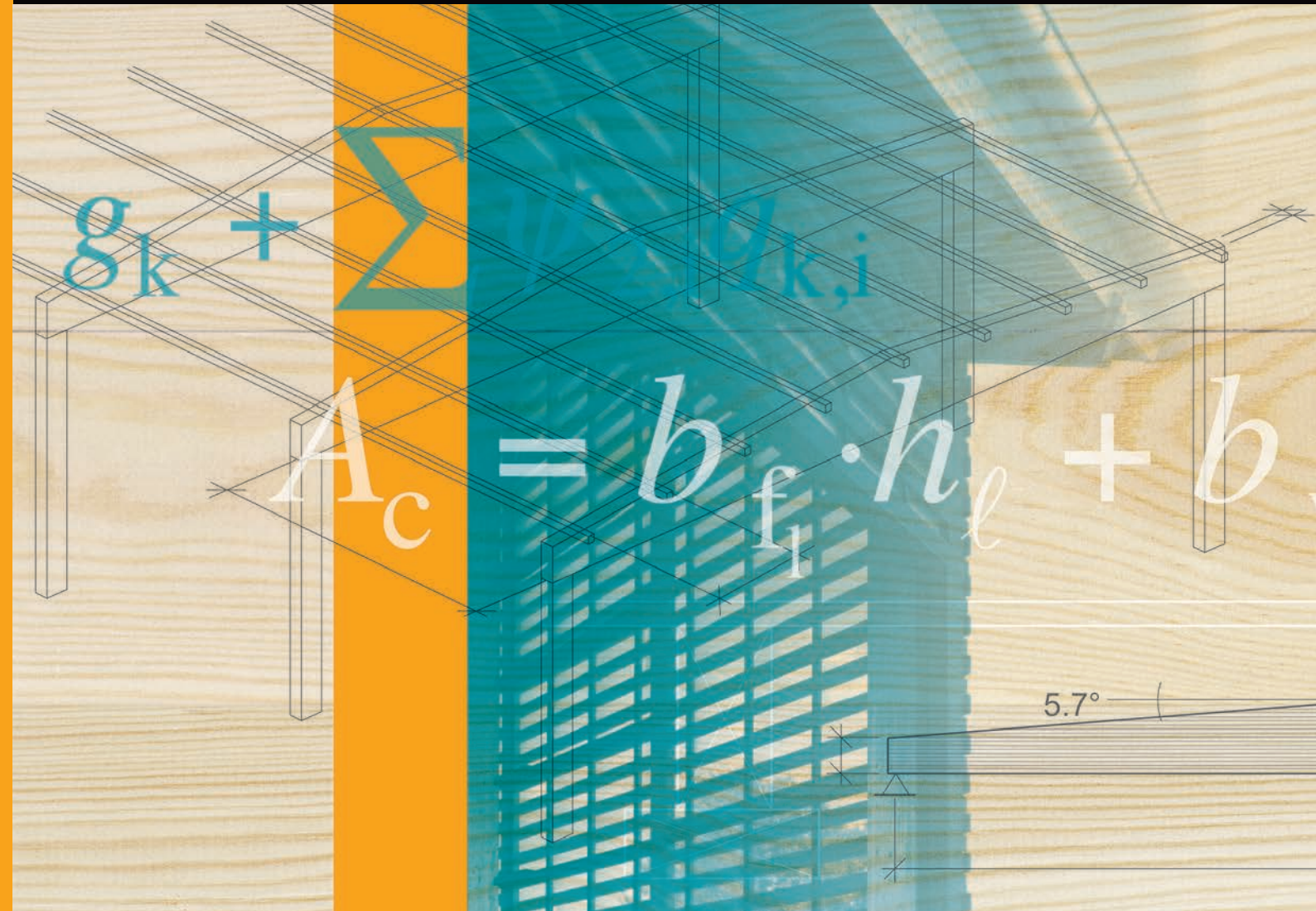


# Dimensionering av träkonstruktioner

Dimensioneringsexempel

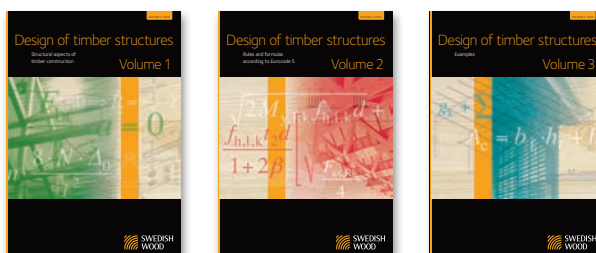
## Del 3





Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3 är anpassade till Eurokod 5 och till de svenska tillämpningsreglerna EKS 11 (BFS 2019:1).

- Del 1: Projektering av träkonstruktioner
- Del 2: Regler och formler enligt Eurokod 5
- Del 3: Dimensioneringsexempel



**Design of timber structures**  
 Volume 1: Structural aspects of timber construction  
 Volume 2: Rules and formulas according to Eurocode 5  
 Volume 3: Examples

## Förord

Det här är den tredje omarbetade utgåvan sedan den första *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3, Dimensioneringsexempel* gavs ut 2015. Regler och standarder förändras i takt med samhällsutvecklingen, varför en publikation av det här slaget regelbundet måste ses över.

Bokserien *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* har tagits fram främst för att underlätta för konstruktörer att beräkna träkonstruktioner och är anpassad till Eurokoder samt till svenska byggregler enligt EKS 11 (BFS 2019:1). Den används även vid den högre utbildningen på universitet och högskolor.

I bokserien *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* ingår också *Del 1, Projektering av träkonstruktioner* samt *Del 2, Regler och formler enligt Eurokod 5*. Samtliga tre böcker finns på svenska och engelska. I och med att böckerna finns på båda språken är vår målsättning att de ska fylla en funktion hos många användare med olika kunskapsnivåer.

Sammanställningen av lösta exempel i *Del 3* har gjorts av författarna till respektive kapitel i *Del 1* som nämns ovan; Roberto Crocetti, Helena Lidelöw, Annika Mårtensson och Bert Norlin.Handledning och redigering har utförts av Sven Thelandersson vid Lunds Tekniska Högskola. Lösningarna till exemplen baseras på reglerna i SS-EN 1995-1-1, men bör inte betraktas som en officiell tolkning av regelverket. Professionell tillämpning måste baseras på originaldokumenten utgivna av CEN med motsvarande nationella tillämpningsregler för Sverige.

För ytterligare kunskap, information och praktiska anvisningar om trä, limträ och träbyggande finns TräGuiden, [www.traguiden.se](http://www.traguiden.se), som uppdateras kontinuerligt med ny kunskap och praktiska erfarenheter. TräGuiden är mycket omfattande med tabeller, ritningar och illustrationer.

Välkommen in på [www.traguiden.se](http://www.traguiden.se)!

Övrig information om trä, limträ och träbyggande finns på [www.svenskttra.se](http://www.svenskttra.se).

Stockholm, december 2019

Johan Fröbel  
**Svenskt Trä**

# Innehållsförteckning

## Dimensionering i brottgränstillstånd (ULS) 5

Exempel 3.1: Dimensionering av en rak träbjälke 5

Exempel 3.2: Bärförmåga för upplaget för en träbjälke 7

Exempel 3.3: Bärförmågan för en träbalk med urtag 8

Exempel 3.4: Kontroll av vippning för en limträbalk 11

Exempel 3.5: Dimensionering av en sadelbalk (ULS och SLS) 14

## Dimensionering av träförband 20

Exempel 4.1: Dimensionering av ett dragstagsförband 20

Exempel 4.2: Dimensionering av spikat förband i ett Gerbersystem 23

Exempel 4.3: Dimensionering av skruvförband i dragning 26

Exempel 4.4: Dimensionering av momentstyvt pelarfot 29

## Sammanstatta tråelement 34

Exempel 5.1: Dimensionering av en I-balk med liv av OSB (ULS och SLS) 34

## Horisontalstabilisering 41

Exempel 6.1: Dimensionering av ett stabiliserande system för vind mot gavel på en industribyggnad 41

## Dimensionering i bruksgränstillstånd (SLS) 46

Exempel 7.1: Dimensionering av en rak träbjälke med hänsyn till nedböjning 46

Exempel 7.2: Bruksgränskontroll av bjälklag med träbjälkar – vibration 48

Exempel 7.3: Bruksgränskontroll av bjälklag med limträelement – vibration 51

Symboler 54

Friskrivningar 57

Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä 59

Exemplen i denna skrift är numrerade enligt motsvarande kapitel i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1*. (Kapitel 1, 2, 8 och 9 innehåller inte dimensioneringsavsnitt.)

# Dimensionering av konstruktionselement i brottgränstillstånd (ULS)

## Exempel 3.1: Dimensionering av en rak träbjälke

En fritt upplagd rektangulär bjälke utsätts för karakteristisk permanent belastning  $g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$  och karakteristisk variabel last  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  med medellång varaktighet. Den fria spännvidden  $l$  är 4,5 m och bjälkarna är placerade med 0,6 m centrumavstånd.

Bjälken är del av ett inomhusbjälklag. Klimatklass 1 och säkerhetsklass 2.

Dimensionera bjälken i konstruktionsvirke, hållfasthetsklass C24, för böjande moment och tvärkraft.

### Lösning

Det karakteristiska värdet på böjhållfasthet är  $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ .

Säkerhetsklass 2:  $\gamma_d = 0,91$ .

Modifieringsfaktor för lastvaraktighet och klimatklass kan hämtas från *Del 2, avsnitt 3.2*, med lastvaraktighetsklass M och klimatklass 1 är faktorn  $k_{mod} = 0,8$ .

Materialfaktor för konstruktionsvirke,  $\gamma_M = 1,3$ .

Storleksfaktor för tvärsnittshöjd större än 150 mm,  $k_h = 1,0$ , se *Del 2, avsnitt 3.3*.

Det kan ofta vara rimligt att låta faktorn  $k_h$  anta värdet 1,0 även för mindre storlekar av bjälken.

Dimensioneringsvärde för böjhållfastheten:

$$f_{m,d} = k_h \frac{k_{mod} f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,0 \frac{0,8 \cdot 24}{1,3} = 14,8 \text{ MPa}$$

Dimensioneringsvärde för lasten:

$$\begin{aligned} q_{dim} &= \gamma_d \cdot \xi \cdot \gamma_g \cdot g_k + \gamma_d \cdot \gamma_q \cdot q_k = \\ &= 0,91 \cdot 0,89 \cdot 1,35 \cdot 0,5 + 0,91 \cdot 1,5 \cdot 2,0 = 3,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_d = 0,6 \cdot 3,3 = 2,0 \text{ kN/m}$$



Dimensionerande värde för böjmomentet:

$$M_{Ed} = q_d \ell^2 / 8 = 2,0 \cdot 4,5^2 / 8 = 5,1 \text{ kNm}$$

Det erforderade böjmotståndet för bjälken erhålls genom:

$$W_{\text{erf}} = M_{Ed} / f_{m,d}$$

$$W_{\text{erf}} = \frac{M_{Ed}}{f_{m,d}} = \frac{5,1 \cdot 10^{-3}}{14,8} = 345 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

En i Sverige vanligt förekommande bredd för en träbjälke är 45 mm. I fall detta värde väljs som bredden  $b$  är den erforderade höjden  $h = 214 \text{ mm}$  ( $\sqrt{(6 \cdot W_{\text{erf}}) / b}$ ). Ett standardtvärsnitt väljs  $45 \times 220 \text{ mm}$ . Detta förutsätter att bjälken är stagad mot vippning av exempelvis en golvspånskiva.

#### Kontrollera tvärkraftskapaciteten för bjälken.

Det dimensionerande värdet för tvärkraften:

$$V_{Ed} = q_d \cdot \ell / 2 = 2,0 \cdot 4,5 / 2 = 4,5 \text{ kN}$$

Karakteristiskt värde för skjuvhållfastheten:

$$f_{v,k} = 4,0 \text{ MPa}$$

Därmed erhålls det dimensionerande värdet för skjuvhållfastheten av:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 4,0}{1,3} = 2,46 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för tvärkraftskapaciteten erhålls av:

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} A \cdot f_{v,d} \quad \text{kN}$$

Enligt det nationella tillägget i Sverige, för närvarande EKS 11 (BFS 2019:1), bör värdet av  $A$  bestämmas grundat på  $b_{\text{ef}}$  för ett konstruktions-element utsatt för böjmoment. Den effektiva bredden  $b_{\text{ef}}$  erhålls ur:

$$b_{\text{ef}} = k_{\text{cr}} b$$

där  $k_{\text{cr}} = 3,0 / f_{v,k} = 0,75$  för konstruktionsvirke C24, ej exponerat för nederbörd och solstrålning. Detta ger följande för det dimensionerande värdet för tvärkraftskapaciteten:

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot k_{\text{cr}} A \cdot f_{v,d} = \frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot 0,045 \cdot 0,220 \cdot 2,46 \cdot 10^3 = 12,2 \text{ kN}$$

- Detta visar att  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , det vill säga att bjälken har tillräcklig tvärkraftskapacitet.

Anmärkning: Viss möjlighet till ytterligare reduktion av  $V_{Ed}$  finns, se Del 2, kapitel 6.

## Exempel 3.2: Bärförmåga för upplaget för en träbjälke

För bjälken i *exempel 3.1* ska bärförmågan vid ändupplagen kontrolleras. Upplagslängden har begränsats till 66 mm vid varje ände.

Kontrollen av bärförmågan utförs genom:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Värdet för kontakttrycket erhålls ur:

$$A_{ef} = b \cdot (\ell_b + 0,03) = 0,045 \cdot (0,066 + 0,03) = 0,00432 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{P}{A_{ef}}$$

där  $b$  är bjälkens bredd,  $\ell_b$  är verklig upplagslängd och  $P = F_{c,90,d}$  är kraften vid upplaget.

$$b = 45 \text{ mm}$$

$$\ell_b = 66 \text{ mm}$$

$$P = \frac{q_d \ell}{2} = 4,5 \text{ kN} \quad (\text{enligt } \textit{exempel 3.1, sidan 5})$$

Kontakttrycket är således:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{4,5 \cdot 10^3}{0,00432 \cdot 10^6} = 1,04 \text{ MPa}$$

Det karakteristiska värdet för tryckhållfastheten är  $f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$ .

Eftersom  $g_k / q_k < 0,4$  kan vi enligt *Del 1, avsnitt 3.1.3* sätta  $k_{mod}$  och  $\gamma_M = 1,0$ .

Det dimensionerande värdet för tryckhållfastheten är:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} f_{c,90,k}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 2,5}{1,0} = 2,5 \text{ MPa}$$

Faktorn  $k_{c,90}$  ges av *Del 2, avsnitt 5.2*:

$$k_{c,90} = 1,5$$

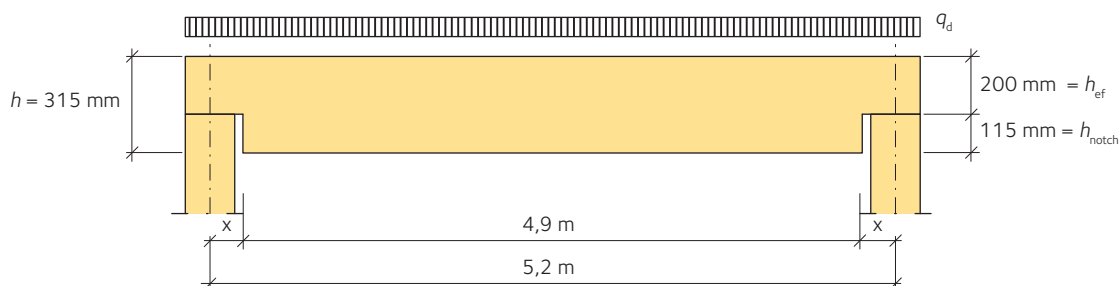
Kontrollen genomförs därefter genom:

$$\sigma_{c,90,d} = 1,04 \text{ MPa} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,5 \cdot 2,5 = 3,8 \text{ MPa}$$

► **Detta visar att bärförmågan vid ändupplagen är tillräcklig.**

Exemplet visar även att det faktum att när endast en mindre del av bjälken utsätts för tryck, kan man tillåta relativt höga spänningar jämfört med då en större yta utsätts för tryck. Om bjälken är upplagd på ett hammarband av trä, måste naturligtvis bärförmågan även för det kontrolleras.

## Exempel 3.3: Bärförmågan för en träbalk med urtag



Figur 3.1

**Kontrollera kapaciteten för balken i figur 3.1 med hänsyn till brottgränstillståndet.**

Balken är tillverkad av limträ GL30c och tvärsnittet är 90 × 315 mm. Klimatklass 1, säkerhetsklass 3 och lastvaraktighetsklass M.

Den dimensionerande lasten har bestämts till  $q_d = 5,1$  kN/m.

Dimensionerande böjmoment är:

$$M_{Ed} = \frac{q_d \ell^2}{8} = \frac{5,1 \cdot 5,2^2}{8} = 17,2 \text{ kNm}$$

Dimensionerande tvärkraft är:

$$V_{Ed} = \frac{q_d \ell}{2} = \frac{5,1 \cdot 5,2}{2} = 13,3 \text{ kN}$$

Det karakteristiska värdet för böjhållfastheten är  $f_{m,k} = 30$  MPa.

Modifieringsfaktor för lastvaraktighet och klimatklasser kan hämtas från Del 2, avsnitt 3.2, med lastvaraktighetsklass M och klimatklass 1 erhålls faktorn  $k_{mod} = 0,8$ .

Materialfaktor för limträ,  $\gamma_M = 1,25$ .

Storleksfaktor för tvärsnittshöjder  $231 \text{ mm} \leq h < 600 \text{ mm}$ ,  
 $k_h = (600/315)^{0,1} = 1,07$ , se Del 2, avsnitt 3.3.

Dimensioneringsvärde för böjhållfastheten:

$$f_{m,d} = k_h \frac{k_{mod} f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,07 \frac{0,8 \cdot 30}{1,25} = 20,5 \text{ MPa}$$

det vill säga böjmomentet begränsas av:

$$M_{Rd} = f_{m,d} W = 20,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,09 \cdot 0,315^2}{6} = 30,5 \text{ kNm}$$

det vill säga den momentupptagande förmågan är tillräcklig, förutsatt att balken inte kan vippa.



Karakteristiskt värde för skjuvhållfastheten  $f_{v,k} = 3,5$  MPa.

Därmed erhålls det dimensionerande värdet för skjuvhållfastheten ur:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,80 \cdot 3,5}{1,25} = 2,24 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande värdet för tvärkraftskapaciteten erhålls ur:

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} A \cdot f_{v,d} \text{ kN}$$

Enligt det nationella tillägget i Sverige, för närvarande EKS 11 (BFS 2019:1), bör värdet på  $A$  bestämmas grundat på  $b_{ef}$  för ett konstruktions-element utsatt för böjmoment. Den effektiva bredden  $b_{ef}$  erhålls ur:

$$b_{ef} = k_{cr} b$$

där  $k_{cr} = 3,0/f_{v,k} = 0,86$  för limträ, ej exponerat för nederbörd och solstrålning. Detta ger följande för det dimensionerande värdet för tvärkraftskapaciteten:

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} k_{cr} A \cdot f_{v,d} = \frac{2}{3} \cdot 0,86 \cdot 0,09 \cdot 0,315 \cdot 2,24 \cdot 10^3 = 36,3 \text{ kN}$$

- Detta visar att  $V_{Ed} < V_{Rd}$ , det vill säga att balken har tillräcklig tvärkraftskapacitet.

Härefter måste områdena med urtag kontrolleras. I Eurokod 5, avsnitt 6.5.2, fastställs det att det följande bör verifieras, se även Del 2, avsnitt 8.3:

$$\tau_d = \frac{1,5 V_{Ed}}{b_{ef} h_{ef}} \leq k_v f_{v,d}$$

där  $h_{ef}$  är den reducerade tvärsnittshöjden för balken vid urtaget och  $k_v$  är en reduktionsfaktor definierad som följer för balkar med urtag på samma sida som upplaget.

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

där:

- $i$  är lutningen på urtaget.
- $h$  är balkhöjden uttryckt i mm.
- $x$  är avståndet från upplagsreaktionens verkningslinje till urtagets hörn, i mm.

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

$k_n = 6,5$  för limträ.

Balkbredd	$b = 90 \text{ mm}$
Balkhöjd	$h = 315 \text{ mm}$
Urtagets höjd i båda ändarna av balken	$h_{\text{notch}} = 115 \text{ mm}$
Urtagets lutning	$i = 0$
Effektiv balkhöjd i båda ändar	$h_{\text{ef}} = 200 \text{ mm}$
Förhållande $h_{\text{ef}}/h$	$\alpha = h_{\text{ef}}/h = 0,63$
Längden av urtaget, från ändupplagets centrumlinje	$x = 150 \text{ mm}$

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{6,5 \cdot \left( 1 + \frac{1,1 \cdot 0^{1,5}}{\sqrt{315}} \right)}{\sqrt{315} \left( \sqrt{0,63(1-0,63)} + 0,8 \cdot \frac{150}{315} \sqrt{\frac{1}{0,63} - 0,63^2} \right)} = 0,41 \end{array} \right.$$

Skjuvspänningen är:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 13,3 \cdot 10^{-3}}{0,86 \cdot 0,09 \cdot 0,2} = 1,29 \text{ MPa}$$

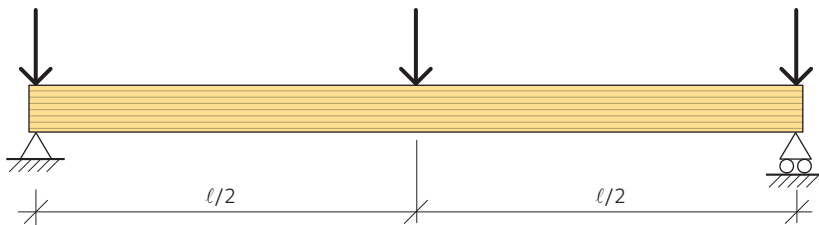
medan den reducerade skjuvhållfastheten ges av:

$$k_v f_{v,d} = 0,41 \cdot 2,24 = 0,92 \text{ MPa}$$

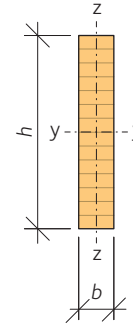
- **Detta innebär att den urtagna balken inte har tillräcklig bärförmåga.**

Vidare beräkningar ger att det skulle kunna vara möjligt med ett urtag motsvarande 16 procent av den totala tvärsnittshöjden, för att fortfarande ha tillräcklig tvärkraftskapacitet. Alternativt skulle urtagen kunna förstärkas till exempel med träskruv.

## Exempel 3.4: Kontroll av vippning för en limträbalk



Figur 3.2



En fritt upplagd balk är belastad med punktlaster (orsakade av pelare stående på balken). Punktlasterna är av storleken  $G_k = 5,25$  kN karakteristisk last (permanent varaktighet) och  $Q_k = 14,45$  kN variabel last (medellång varaktighet). Balklängden är  $\ell = 10$  m. Balken har dimensionerna  $h = 630$  mm och  $b = 115$  mm och är tillverkad av limträ GL30c.

**Kontrollera om balkdimensionen är tillräcklig i klimatklass 1 och säkerhetsklass 3.** (Inkludera effekten av vippning i sidled)

### 3.4.1 Geometriska egenskaper för balken

Balkbredd	$b = 115$ mm
Balkhöjd	$h = 630$ mm
Fri spannvidd för balken	$\ell = 10\,000$ mm
Böjmotstånd för balken kring axeln $y-y$	$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6}$
	$W_y = 7,61 \cdot 10^6$ mm <sup>3</sup>

### 3.4.2 Limträegenskaper

#### Limträ GL30c:

Karakteristisk böjhållfasthet	$f_{m,k} = 30$ MPa
Karakteristisk skjuvhållfasthet	$f_{v,k} = 3,5$ MPa
Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerna	$f_{c,90,k} = 2,5$ MPa
5-percentilens elasticitetsmodul parallellt med fibrerna	$E_{0,05} = 10,8$ GPa
5-percentilens skjuvmodul parallellt med fibrerna	$G_{05} = 0,54$ GPa
Elasticitetsmodulens medelvärde parallellt med fibrerna	$E_{0,mean} = 13,0$ GPa
Skjuvmodul medelvärde	$G_{mean} = 0,65$ GPa
Balkens medeldensitet	$\rho_m = 430$ kg/m <sup>3</sup>

### 3.4.3 Partialkoefficienter

EKS 11: Tabell B-3 för brottgränstillstånd (ULS):

Permanent last	$\gamma_G = 1,35$
Variabel last	$\gamma_Q = 1,5$
Materialfaktor för limträ, se Del 2, tabell 3.1	$\gamma_M = 1,25$
Säkerhetsklass 3	$\gamma_d = 1,0$

### 3.4.4 Laster

Egentyngd för balken (ofta brukar antas  $5 \text{ kN/m}^3$  som egentyngd för trä generellt vid dimensionering)

$$g_{k,\text{selfwt}} = b \cdot h \cdot g \cdot \rho_m$$

$$g_{k,\text{selfwt}} = 0,31 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande verkan av balkens egentyngd

$$g_{d,\text{selfwt}} = \gamma_d \cdot \zeta \cdot \gamma_G \cdot g_{k,\text{selfwt}}$$

$$g_{d,\text{selfwt}} = 0,37 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk permanent verkan av punktlasten

$$G_{k,p} = 5,25 \text{ kN}$$

Karakteristisk variabel verkan av punktlasten

$$Q_{k,p} = 14,45 \text{ kN}$$

Dimensionerande verkan av punktlasten för det kritiska lastfallet i brottgränstillståndet, (se Eurokod 0, ekvation 6:10 och EKS 11: Tabell B-3, där vi använder den ogynnsamma variabla verkan)

$$F_{d,p} = \gamma_d \cdot \zeta \cdot \gamma_G \cdot G_{k,p} + \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot Q_{k,p}$$

$$F_{d,p} = 1,0 \cdot 0,89 \cdot 1,35 \cdot 5,25 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 14,45 = 27,98 \text{ kN}$$

### 3.4.5 Modifieringsfaktorer

Faktor för belastning med medellång varaktighet M och klimatklass 1, se Del 2, tabell 3.2

$$k_{\text{mod}} = 0,8$$

Storleksfaktor för tvärsnittshöjd större än 600 mm, se Del 2, avsnitt 3.3

$$k_h = 1,0$$

Sidostabilitet för balken, se Del 2, kapitel 4

$$k_{\text{crit}}$$

Effektiv längd för balken – anpassa fallet till det mest kritiska förhållandet – punktlasten (koncentrerad last) mitt på spannet, se Del 2, tabell 4.1

$$\ell_{\text{ef}} = 0,8\ell$$

$$\ell_{\text{ef}} = 8 \text{ m}$$

Kritisk böjspänning, se Del 2, kapitel 4 eller Eurokod 5, ekvation 6.32

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \ell_{\text{ef}}} E_{0,05}$$

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \frac{0,78 \cdot 115^2}{630 \cdot (0,8 \cdot 10000 + 2 \cdot 630)} \cdot 10800 = 19,1 \text{ MPa}$$

Relativ slankhet vid böjning, se Del 2, kapitel 4 eller Eurokod 5, ekvation 6.30

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,\text{crit}}}}$$

$$\lambda_{\text{rel},m} = 1,25$$

Sidostabilitetsfaktor, se Del 2, kapitel 4 eller Eurokod 5, ekvation 6.34

$$k_{\text{crit}} = \begin{cases} 1 & \text{för } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{\text{rel},m} & \text{för } 0,75 < \lambda_{\text{rel},m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{\text{rel},m}^2} & \text{för } \lambda_{\text{rel},m} > 1,4 \end{cases}$$

$$k_{\text{crit}} = 0,62$$

### 3.4.6 Momentkapacitet

Det dimensionerande lastfallet i brottgränstillståndet kommer att bero av balkens egentyngd samt kombinationen av permanent och variabel punktlast mitt på spannet:

Dimensionerande böjmoment	$M_{Ed} = 74,6 \text{ kNm}$
Dimensionerande böjhållfasthet	$f_{m,y,d} = 19,20 \text{ MPa}$
Dimensionerande böjhållfasthet med hänsyn till vippning i sidled, se Del 2, kapitel 4	$M_{Rd} = f_{m,y,d} \cdot W_y \cdot k_{crit}$ $M_{Rd} = 89,6 \text{ kNm}$

- **Momentkapaciteten är tillfredsställande med limträ, 115 × 630 GL30c.**

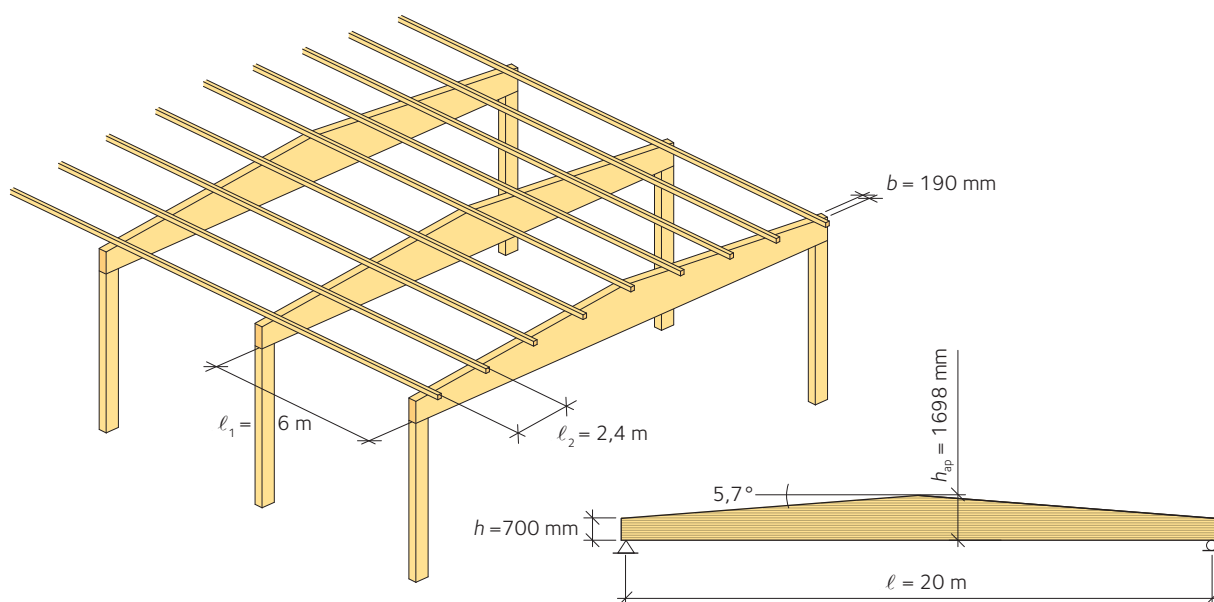
### 3.4.7 Tvärkraftskapacitet

Det dimensionerande lastfallet kommer att bero av balkens egentyngd samt kombinationen av permanent och variabel punktlast mitt på spannet:

Dimensionerande värde för tvärkraft i änden	$V_d = 15,8 \text{ kN}$
Modifieringsfaktor för skjuvning (sprickfaktor)	$k_{cr} = 3,0/3,5 = 0,86$
Effektiv bredd för skjuvning	$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$ $b_{ef} = 99 \text{ mm}$
Dimensionerande skjuvspänning, se Del 2, kapitel 6	$\tau_d = 0,38 \text{ MPa}$
Dimensionerande skjuvhållfasthet, se Del 2, avsnitt 3.1	$f_{v,d} = 2,24 \text{ MPa}$

- **Balkdimensionen är tillräcklig.**

## Exempel 3.5: Dimensionering av en sadelbalk (ULS och SLS)



Figur 3.3 Balkens geometri.

Tabell 3.1

Lasttyp	Jämnt fördelad last [kN/m <sup>2</sup> ]	Jämnt fördelad last [kN/m]
Balkens egentyngd		$g_{1k} = 1,10$
Takets egentyngd	0,6	$g_{2k} = 3,96$
Snö	1,5	$s = 8,77$

### Laster som verkar på balken

Lasterna som beaktas för dimensioneringen av sadelbalken är följande: balkens egentyngd, takets egentyngd och snölast. Vindlasten kan bortses från. Centrumavstånden mellan primärbalkarna är  $\ell_1 = 6$  m. Influensarean för balken betraktas som 10 procent större än  $\ell \times \ell_1$ , för att ta hänsyn till effekten av åsarnas kontinuitet över primärbalkarna. Snölasten reduceras för att ta hänsyn till formfaktorn  $\mu$  för taket;  $\mu = 0,8 + 5,7 / 20 \cdot 0,3 = 0,8855$ . Vi räknar här som en approximation på säkra sidan med läsidans snölast enligt EKS 11 jämnt utbredd över hela balkens längd.

### Lastkombinationer

En möjlig kollaps av sadelbalken är av en sådan natur att den kan medföra stor risk för personskada. Därför antas säkerhetsfaktorn vara hög (säkerhetsklass 3), så att  $\gamma_d = 1$ . Balkarna antas vara inomhus i en uppvärmd miljö. Därför karakteriseras de av en miljö där den relativa fuktigheten mycket sällan, om alls, överstiger 65 %. Således antas klimatklass 1.

Tabell 3.2

Säkerhetsklass	Klimatklass	Lastkombinationer [kN/m]	Lastvaraktighet	$k_{mod}$	$k_{def}$
<b>Bruksgränstillstånd (SLS)</b>					
–	1	$g_k = (g_{1k} + g_{2k}) = 5,1$		–	0,6
–	1	$s = 8,77$		–	0,6
<b>Brottgränstillstånd (ULS)</b>					
3 $\rightarrow \gamma_d = 1$	1	$g_d = 1 \cdot 1,2 \cdot (g_{1k} + g_{2k}) = 6,1$	permanent	0,6	–
3 $\rightarrow \gamma_d = 1$	1	$q_d = 1 \cdot [1,2 \cdot (g_{1k} + g_{2k}) + 1,5 \cdot s] = 19,23$	medellång	0,8	–



**Material**

Materialet som används för denna stomme är limträ GL30c ( $\gamma_M = 1,25$ ,  $k_{mod} = 0,8$ ).

### 3.5.1 Böjning vid ett kritiskt tvärsnitt ( $x = x_0$ ) och vid mitten av spannet ( $x = \ell/2$ )

#### a. Bestämning av spänningar

För en symmetrisk sadelbalk med konstant jämnt fördelad last  $q_d$  kan läget för det kritiska tvärsnittet – det vill säga abskissan där de största böjspänningarna uppstår – beräknas som följer, se Del 1, ekvation 3.46:

$$x_0 = \frac{\ell \cdot h}{2 \cdot h_{ap}} = \frac{20000 \cdot 700}{2 \cdot 1698} = 4122 \text{ mm}$$

Motsvarande tvärsnittshöjd för balken är:

$$h_0 = h + x_0 \cdot \tan 5,7^\circ = 700 + 4122 \cdot \tan 5,7^\circ = 1111 \text{ mm}$$

Böjmomentet i det kritiska tvärsnittet är:

$$M_0 = \frac{q_d \cdot x_0}{2} \cdot (\ell - x_0) = \frac{19,23 \cdot 4,12}{2} \cdot (20 - 4,12) = 629,3 \text{ kNm}$$

Den motsvarande böjspänningen i det kritiska tvärsnittet är:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6 \cdot M_0}{b \cdot h_0^2} = \frac{6 \cdot 629,3 \cdot 10^6}{190 \cdot 1111^2} = 16,1 \text{ MPa}$$

Böjmomentet vid spannets mitt är:

$$M_{ap,d} = \frac{q_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{19,23 \cdot 20^2}{8} = 961,5 \text{ kNm}$$

Motsvarande böjspänning vid spannets mitt är:

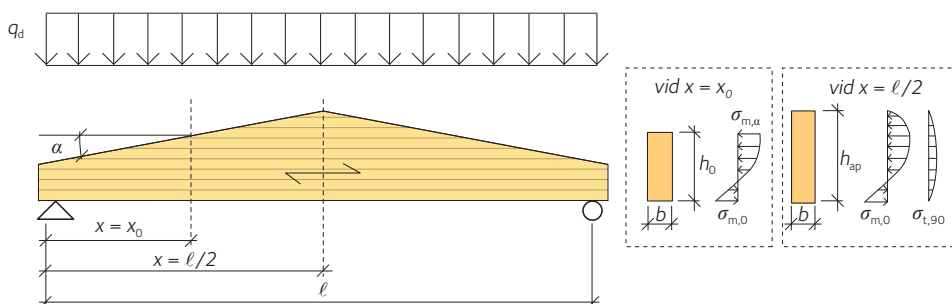
$$\sigma_{m,d} = \frac{6 \cdot M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} = \frac{6 \cdot 961,5 \cdot 10^6}{190 \cdot 1698^2} = 10,5 \text{ MPa}$$

Vid spannets mitt (hjässan) ska dragspänningarna vid böjning ökas med en faktor  $k_\ell$  för att ta hänsyn till det faktum att balkens tvärsnittshöjd inte är konstant, utan varierar linjärt och har en singularitet vid hjässan. Ökningsfaktorn  $k_\ell$  ökar med ökande taklutning och den kan hämtas ur Del 2, avsnitt 8.2 eller Eurokod 5, ekvation 6.43. För en lutning  $\alpha = 5,7^\circ \rightarrow k_\ell = 1,2$ .

$$\sigma_{m,d} = k_\ell \cdot \sigma_{m,d} = 1,2 \cdot 10,5 = 12,6 \text{ MPa}$$

**Tabell 3.3**

Egenskap	Dimensioneringsvärden
Böjning	$f_{m,d} = 19,2 \text{ MPa}$
Skjuvning	$f_{v,d} = 2,2 \text{ MPa}$
Tryck parallellt med fibrerna	$f_{c,0,d} = 15,7 \text{ MPa}$
Tryck vinkelrätt mot fibrerna	$f_{c,90,d} = 1,6 \text{ MPa}$
Drag parallellt med fibrerna	$f_{t,0,d} = 12,5 \text{ MPa}$
Drag vinkelrätt mot fibrerna	$f_{t,90,d} = 0,32 \text{ MPa}$
Elasticitetsmodul	$E_{0,mean} = 13\,000 \text{ MPa}$
Skjuvmodul	$G_{mean} = 650 \text{ MPa}$


**Figur 3.4**

Tabell 3.4

Läge	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	$k_{m,\alpha}$	$f_{m,u,d}$ [MPa]	Utnyttjandegrad
$x = x_0$	16,1	19,2	0,86	$19,2 \cdot 0,86 = 16,5$	$16,1 / 16,5 = 0,97$
$x = \ell / 2$	12,6	19,2	–	–	$12,6 / 19,2 = 0,65$

$\sigma_{m,d}$  = dimensionerande böjspänning;  $f_{m,d}$  = dimensionerande böjhållfasthet;  $f_{m,u,d}$  = reducerad dimensionerande böjhållfasthet (snedsågad kant).

### b. Verifieringar

Vid den snedsågade kanten på balken måste böjhållfastheten reduceras med en faktor  $k_{m,\alpha}$  för att ta hänsyn till effekten av samtidig verkan av tryck parallellt med fibrerna, drag vinkelrätt mot fibrerna och skjuvning. Reduktionsfaktorn  $k_{m,\alpha}$  ökar med ökande taklutning och den kan erhållas från Del 1, figur 3.35. För en lutning  $\alpha = 5,7^\circ \rightarrow k_{m,\alpha} = 0,86$ .

### Vippning i sidled

Vippning i sidled för sadelbalken (primärbalkar) kan endast uppstå mellan två intilliggande åsar, under villkoret att 1) taket är stagat i tvärriktningen och 2) åsarna är fullgott infästa i primärbalkarna. I sådana fall, kan knäcklängden antas som centrumavståndet mellan åsarna, det vill säga  $\ell_2 = 2\ 400$  mm. Inom detta avstånd kan tvärsnittshöjden anses vara konstant. Den kritiska böjspänningen kan beräknas enligt Del 1, ekvation 3.34:

$$\sigma_{m,crit} \approx \frac{0,78 \cdot b^2}{h_0 \cdot \ell_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,78 \cdot 190^2}{1111 \cdot 2400} \cdot 10800 = 114 \text{ MPa}$$

Det relativa slankhetstalet för böjning definieras i Del 1, ekvation 3.30 och den motsvarande reduktionsfaktorn  $k_{crit}$  definieras i Del 1, tabell 3.3:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{30}{114}} = 0,51 < 0,75 \rightarrow k_{crit} = 1$$

- Då  $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$  kan full böjhållfasthet uppnås utan risk för vippning i sidled.

Tvärkraftskapaciteten är viktig att kontrollera för snedsågade balkar, på grund av den ofta låga balkhöjden vid upplagen. Dock utelämnas denna kontroll i detta exempel.

### 3.5.2 Dragning vinkelrätt mot fibrerna

#### a. Bestämning av spänningar

Dragspänningarna vinkelrätt mot fibrerna kan utvärderas genom att multiplicera böjspänningen vid spannets mitt med faktorn  $k_p$ , vilken kan tas från Del 1, figur 3.38:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \sigma_{m,d} = 0,02 \cdot 10,5 = 0,21 \text{ MPa}$$

Tabell 3.5

Läge	$\sigma_{t,90,d}$ [MPa]	$f_{t,90,d}$ [MPa]	$k_{vol}$	$f_{t,90,d,red}$ [MPa]	Utnyttjandegrad
$x = \ell/2$	0,21	0,32	0,63	$0,63 \cdot 0,32 = 0,20$	$0,21 / 0,20 \approx 1,045$

Här ligger man alltså på gränsen till att behöva förstärka. En beräkning med oliksidig snölast enligt EKS 11 ger en reduktion av momentet till 97 % av det som använts i ovanstående beräkning. Utnyttjandegraden blir då  $0,97 \cdot 1,045 = 1,01$ , vilket kan vara acceptabelt.

#### b. Verifieringar

Draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna ska reduceras för att ta hänsyn till volymeffekten. Volymen trä som dragbelastas kan uppskattas som i det följande, se Del 1, tabell 3.4:

$$V = b \cdot h_{ap}^2 = 190 \cdot 1698^2 \cdot 10^{-9} = 0,55 \text{ m}^3$$

Reduktionsfaktorn för volymeffekt kan beräknas enligt Del 1, ekvation 3.53:

$$k_{vol} = k_{dis} \cdot \left( \frac{0,01}{V} \right)^{0,2} = 1,4 \cdot \left( \frac{0,01}{0,55} \right)^{0,2} = 0,63$$

där  $k_{dis}$  är en faktor som tar hänsyn till att dragspänningen vinkelrätt mot fibrerna inte är jämnt utbredd i den belastade trävolymen  $V$ .

Dessutom måste kontroll av skjuvning vid upplag utföras. Detta är speciellt viktigt vid sadelbalkar som ju har reducerad tvärsnittshöjd vid upplag. Vid taklutningar 1/10 eller mer är ofta skjuvspänning vid upplag dimensionerande.

### 3.5.3 Skjuvning vid upplag

#### Upplagsreaktion

$$R = 19,229 \cdot 20 / 2 = 192,293 \text{ kN}$$

Med fördel bestäms tvärkraften med hjälp av reduktion enligt Eurokod 5, avsnitt 6.1.7 (3). Med åsar c 2400 går en last på en sträcka av 1 200 mm direkt ner i upplaget och bidrar alltså inte till skjuvspänningen.

$$V = R - 1,2 \cdot 19,229 = 169,218 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,5 \cdot 169,218 \cdot 1000 / (0,19 \cdot 0,7) = 1,908 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 3,0 / 3,5 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,8 / 1,25 = 1,920 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegraden är då  $1,908 / 1,920 = 0,99$ , vilket är godtagbart.

### 3.5.4 Tryck vinkelrätt mot fibrerna vid upplagen

#### a. Bestämning av spänningar

Vi antar att pelaren som bär sadelbalken har ett tvärsnitt  $190 \times 360$  mm. Upplagsytan mellan balk och pelare är därför  $b \times \ell_b = 190 \times 360$  mm<sup>2</sup>.

Tryckspänningen vinkelrätt mot fibrerna kan utvärderas enligt *Del 2, avsnitt 5.2* eller *Eurokod 5, avsnitt 6.1.5*:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,90,d} &= \frac{0,5 \cdot q_d \cdot \ell}{A_{ef}} = \frac{q_d \cdot \ell}{2} \cdot \frac{1}{b \cdot (\ell_b + 30 \text{ mm})} = \\ &= \frac{19,23 \cdot 20000}{2} \cdot \frac{1}{190 \cdot (360 + 30)} = 2,60 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tabell 3.6

Läge	$\sigma_{c,90,d}$ [MPa]	$f_{c,90,d}$ [MPa]	$k_{c,90}$	$f'_{c,90,d}$ [MPa]	Utnyttjandegrad
$x = 0$	2,6	1,6	1,75	$1,75 \cdot 1,6 = 2,8$	$2,6 / 2,8 = 0,93$

#### b. Verifieringar

Tryckhållfastheten vinkelrätt mot fibrerna kan ökas med faktorn  $k_{c,90} = 1,75$ . Eftersom  $g_k / q_k > 0,4$  bör man inte välja att sätta  $k_{mod}$  och  $\gamma_M$  till 1,0.

### 3.5.5 Nedböjning

För en sadelbalk som vilar på upplag och som är utsatt för en jämnt fördelad last  $q$  bör nedböjningen  $w$  utvärderas genom följande ekvation, Piazza med flera (2005), se *Del 1, avsnitt 3.6*:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot \ell^4}{E_{0,mean} \cdot I_y} \cdot k_m + \chi \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot \ell^2}{G_{mean} \cdot A} \cdot k_v$$

där  $\chi = 1,2$ ,  $I_y$  och  $A$  är tröghetsmomentet respektive tvärsnittsarean vid upplaget, medan  $k_m$  och  $k_v$  definieras som:

$$\begin{aligned}k_m &= \left(\frac{h}{H}\right)^3 \cdot \frac{1}{0,15 + 0,85 \cdot h/H} = \\ &= \left(\frac{700}{1698}\right)^3 \cdot \frac{1}{0,15 + 0,85 \cdot 700/1698} = 0,14\end{aligned}$$

$$k_v = \frac{2}{1 + (H/h)^{2/3}} = \frac{2}{1 + (1698/700)^{2/3}} = 0,71$$

De momentana nedböjningarna är:

- $w_{g,inst}$  – på grund av egentyngd
- $w_{qs1,inst}$  – på grund av den variabla lasten  $q_{s1}$  (snölast)

$$w_{g,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot \ell^4}{E_{0,mean} \cdot I_y} \cdot k_m + \chi \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{g_k \cdot \ell^2}{G_{mean} \cdot A} \cdot k_v =$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{5,1 \cdot 20000^4 \cdot 12}{13000 \cdot 190 \cdot 700^3} \cdot 0,14 + 1,2 \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{5,1 \cdot 20000^2}{650 \cdot 190 \cdot 700} \cdot 0,71 = 23 \text{ mm}$$

$$w_{qs1,inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{s \cdot \ell^4}{E_{0,mean} \cdot I_y} \cdot k_m + \chi \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{s \cdot \ell^2}{G_{mean} \cdot A} \cdot k_v =$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{8,77 \cdot 20000^4 \cdot 12}{13000 \cdot 190 \cdot 700^3} \cdot 0,14 + 1,2 \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{8,77 \cdot 20000^2}{650 \cdot 190 \cdot 700} \cdot 0,71 = 41 \text{ mm}$$

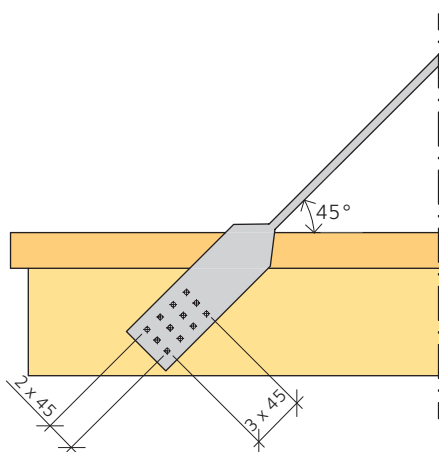
Med  $\Psi_{2,1} = 0,1$  (snölast i snözon 1,5) och  $k_{def} = 0,6$  (klimatklass 1), är den slutliga nedböjningen:

$$w_{fin} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,inst} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{def}) =$$

$$= 23 \cdot (1 + 0,6) + 41 \cdot (1 + 0,1 \cdot 0,6) = 37 + 43 = 80 \text{ mm}$$

- **Denna nedböjning motsvarar  $\ell/249$  vilket är fullt acceptabelt för en industrilokal.** För skolor, butiker och liknande lokaler med högre krav kan man emellertid överväga att tillverka balken med en överhöjning av exempelvis 70 mm.

# Dimensionering av träförband



Figur 4.1

## Exempel 4.1: Dimensionering av ett dragstagsförband

Tips: Brottmod  $d$ ) i Del 2, figur 10.2 styr förbandets beteende och det är inte nödvändigt att ta hänsyn till linverkan.

En balkong i trä bärs i framkant upp av ett dragstag i stål. Stålstaget är infäst i balken i balkongbjälklaget med 12 träskruvar. Den bärande balken har dimensionerna  $115 \times 270$  mm. Träskruvarna har längden 60 mm, diametern 8 mm och en brotthållfasthet av 410 MPa.

För enkelhets skull antas effektiv diameter  $d_{\text{ef}}$  här vara lika med yttre gängdiameter  $d$ . Dessa uppgifter återfinns i regel i skruvtillverkarnas deklarerationer. Stålplåtens tjocklek är 8 mm. Balkens bärförmåga vid dragning vinkelrätt mot fibrerna antas vara tillräcklig för att motstå kraften från dragstaget.

**Beräkna den maximala lasten i dragstaget med hänsyn till bärförmågan hos förbandet stål mot trä.**

Centrumavstånd och kantavstånd för skruvarna antas vara tillräckliga.

### Geometri

Ståltjocklek	$t = 8$ mm
Skruvdiameter	$d_{\text{ef}} = d = 8$ mm
Skruvlängd	$\ell_s = 60$ mm
Skruvlängd i träet	$t_1 = \ell_s - t = 52$ mm
Vinkel mellan kraft och fiberriktning	$\alpha = 45^\circ$
Antal träskruvar	$n = 12$



## Förbandets bärförmåga

Karakteristisk densitet, limträ GL30c	$\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3$
Träskruvshållfasthet	$f_u = 410 \text{ MPa}$
Partialkoefficient för förbandet	$\gamma_M = 1,3$
Materialfaktor för förbandet i brottgränstillstånd, medellång lastvaraktighet M, klimatklass 3	$k_{\text{mod}} = 0,65$
Flytmoment för träskruven	$M_{y,Rk} = 0,3 f_u d^{2,6}$ $M_{y,Rk} = 2,74 \cdot 104 \text{ Nmm}$
Hållkanthållfasthet parallellt med fibrerna	$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d_{ef}) \rho_k$ $f_{h,0,k} = 29,42 \text{ MPa}$
Barrträ, korrektionsfaktor	$k_{90} = 1,35 + 0,015d_{ef} = 1,47$
Hållkanthållfasthet i kraftens riktning	$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$ $f_{h,\alpha,k} = 23,82 \text{ MPa}$

Förbandet är ett enkelsidigt förband med en tjock stålplåt, det vill säga brottmod c, d eller e, se Del 2, figur 10.2 och Del 1, tabell 4.3:

Brottnod c	$F_{v,Rk,c} = \dots = 9,91 \text{ kN}$
Brottnod d	$F_{v,Rk,d} = \dots = 4,83 \text{ kN}$
Brottnod e	$F_{v,Rk,e} = \dots = 5,26 \text{ kN}$
Karakteristisk bärförmåga	$F_{v,Rk} = \min(F_{v,Rk,c}, F_{v,Rk,d}, F_{v,Rk,e})$ $= 4,83 \text{ kN}$
Dimensionerande bärförmåga	$F_{v,Rd} = \dots = 2,42 \text{ kN}$

Enligt Eurokod 5, avsnitt 8.5.1.1, gäller:

”(4) For one row of  $n$  bolts parallel to the grain direction, the load-carrying capacity parallel to grain, see 8.1.2(4), should be calculated using the effective number of bolts  $n_{ef}$  where:

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right. \quad (8.34)$$

where:

- $a_1$  is the spacing between bolts in the grain direction;
- $d$  is the bolt diameter
- $n$  is the number of bolts in the row.

For loads perpendicular to grain, the effective number of fasteners should be taken as:

$$n_{ef} = n \quad (8.35)$$

For angles  $0^\circ < \alpha < 90^\circ$  between load and grain direction,  $n_{ef}$  may be determined by linear interpolation between expressions (8.34) and (8.35).”

(Ur Eurokod 5)

Vi måste korrigera effektiva antalet skruvar enligt:

$$n_{ef0} = 409 \cdot (45/13/8)^{1/4} = 2,824 \text{ kolumner}$$

$$n_{ef90} = 4 \text{ kolumner}$$

$$n_{ef45} = 2,824 \cdot (90 - 45)/90 + 4 \cdot 45/90 = 3,412 \text{ kolumner}$$

$$n_{eftot} = 3 \cdot 3,412 = 10,236 \text{ st.}$$

Total bärförmåga för förbandet

$$F_v = n_{eftot} \cdot F_{v,Rd} = 24,7 \text{ kN}$$

► Förbandet kan stå emot en kraft av 24,7 kN.

## Exempel 4.2: Dimensionering av spikat förband i ett Gerbersystem

Detta förband kan med fördel dimensioneras så att kraften överförs via anliggning mot de horisontella delarna i beslaget, vilket också är det vanliga förfarandet i praktiken. I exemplet har detta dock ignoreras och fokus ligger på att visa hur spikdimensionering går till.

### 4.2.1 Problembeskrivning

Gerberförbandet i *figur 4.3* placeras i det yttre facket för en balk med en spännvidd i facket av 23 m. Balken belastas med en jämnt utbredd last.

- $q_d = 34,3 \text{ kN/m}$
- Lastvaraktighetsklass M
- Spikmaterial,  $f_u = 600 \text{ MPa}$
- Material GL30c,  $b \times h = 215 \times 1\,305 \text{ mm}$

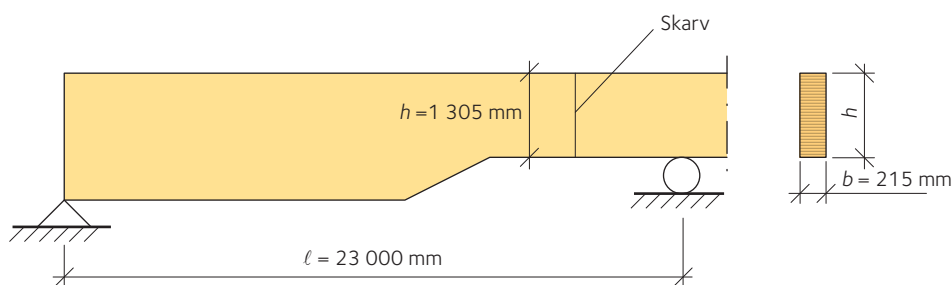
Tvärkraften som ska överföras i förbandet beräknas som:

$$V = 0,44q_d\ell = 0,44 \cdot 34,3 \cdot 23 = 347 \text{ kN}$$

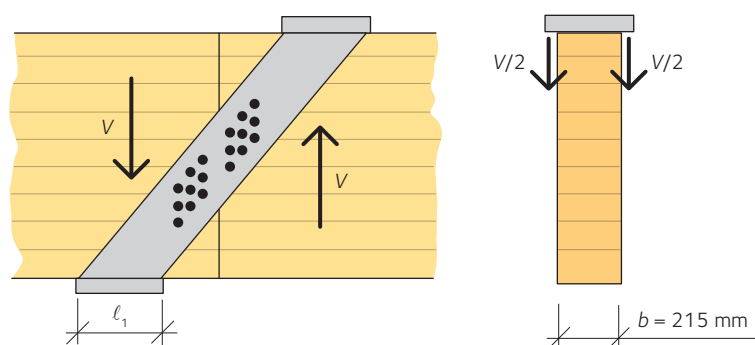
### 4.2.2 Tillvägagångssätt

Gerberförbandet placeras alltid där momentet är (teoretiskt) noll, vilket innebär att tvärkraften är relativt stor. Förbandet ska således dimensioneras så att inget moment överförs. En principskiss visas i *figur 4.3*.

I mindre Gerberförband är det möjligt att använda en enkel rektangulär spikningsplåt centralt placerad på balken. För det stora förbandet i *figur 4.3* måste dock även stålet dimensioneras. Se Eurokod 3 för fler detaljer om dimensionering av stål.



Figur 4.2 Geometri



Figur 4.3 Principlösning för Gerberförband.

### 4.2.3 Bärförmåga för spikar

Kamförsedda spikar med dimensionen 40 – 4,0 mm antas. De har en huvuddiameter av 6 mm. Förbandet kommer att fungera som ett enskärigt förband stål mot trä. Tjockleken för stålplåten sätts till 5 mm, vilket innebär att  $t_{\text{steel}} > d$  ( $5 > 4$ ) och spiken är fast inspänd i stålplåten. Del 1, tabell 4.3 innehåller de tre brottmoderna som behöver beräknas. Det lägsta av dessa tre värden kommer att vara den karakteristiska bärförmågan för en spik. Hållkanthållfastheten fastställs genom att använda  $\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3$  i Del 1, ekvation 4.1:

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} = 0,082 \cdot 390 \cdot 4^{-0,3} = 21,1 \text{ MPa}$$

Spikens flytmoment  $M_{y,Rk}$  med  $d = 4 \text{ mm}$ :

$$M_{y,Rk} = 600 / 600 \cdot 270 \cdot 4^{2,6} = 9925 \text{ Nmm}$$

Något förenklat har här formeln för släta, räfflade spikar tillämpats. Detta värde hämtas i praktiken oftast från respektive spik tillverkare.

#### 4.2.3.1 Tvärkraftskapaciteten

Tjockleken  $t_1$  är längden av spiken minus tjockleken av stålplåten;

$$t_1 = 40 - 5 = 35 \text{ mm:}$$

$$F_{v,Rk} \text{ (mod I)} = f_{h,k} t_1 d = 21,1 \cdot 35 \cdot 4 = 2954 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} \text{ (mod II)} = 21,1 \cdot 35 \cdot 4 \cdot \left( \sqrt{\left( 2 + 4 \cdot 9925 / (21,1 \cdot 4 \cdot 35^2) \right)} - 1 \right) = 1607 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} \text{ (mod III)} = 2,3 \cdot \sqrt{9925 \cdot 21,1 \cdot 4} = 2105 \text{ N}$$

Den lägsta bärförmågan av de tre brottmoderna uppträder för brottmod II, det vill säga  $F_{v,Rk} = 1,607 \text{ kN/spik}$ . Det dimensionerande värdet bestäms med hjälp av Eurokod 5 med  $k_{\text{mod}} = 0,8$  och  $\gamma_M = 1,3$ , se även Del 2, avsnitt 3.1 och 3.2:

$$F_{v,Rd} = 0,8 \cdot 1,607 / 1,3 = 0,989 \text{ kN/spik}$$

#### 4.2.3.2 Axiell bärförmåga

Den axiella bärförmågan bestäms med hjälp av Del 1, ekvationerna 4.14 – 4.16 samt  $t_{\text{pen}} = t_1 = 35 \text{ mm}$ :

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot 390^2 = 3,04 \text{ MPa} \Rightarrow F_{ax,Rk} = 3,04 \cdot 4 \cdot 35 = 426 \text{ N}$$

$$f_{\text{head},k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 390^2 = 10,6 \text{ MPa} \Rightarrow F_{ax,Rk} = 10,6 \cdot 6^2 = 383 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rk} = \min(426; 383) = 383 \text{ N} = 0,383 \text{ kN/spik}$$

Även dessa värden hämtas i praktiken oftast från respektive spik tillverkare.

#### 4.2.3.3 Bärförmåga för förbindare

Bärförmågan för förbindare erhålls genom addition av bärförmågan i skjuvning och axiell bärförmåga enligt (där den andra termen i högra ledet är linverkan):

$$F_{Rk} = 1,607 + 0,383 / 4 = 1,70 \text{ kN/spik}$$

Bidraget från linverkan i förhållande till bärförmågan i skjuvning är endast 6 procent och kan därför helt tillgodoräknas, då gränsvärdet är 50 procent för kamförsedd spik, se *Del 1, tabell 4.8*.

Den dimensionerande bärförmågan bestäms med hjälp av  $k_{mod} = 0,8$  och  $\gamma_M = 1,3$ :

$$F_{Rd} = \frac{1,70 \cdot 0,8}{1,3} = 1,05 \text{ kN/spik}$$

#### 4.2.4 Dimensionering av förbandet

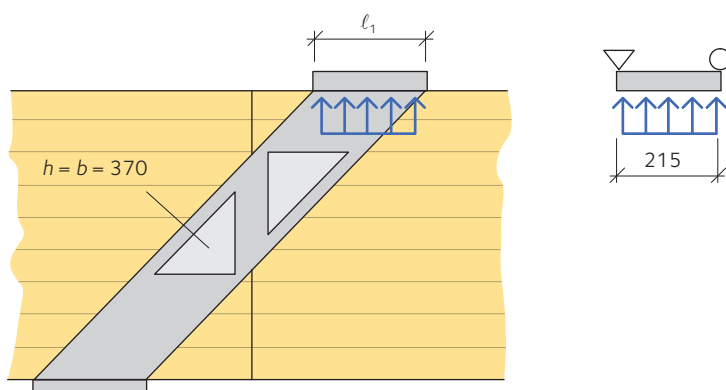
Antalet spikar som behövs på var sida av förbandet är:

$$n = \frac{347 / 2}{1,05} = 166 \text{ spikar}$$

Spikarna bör placeras så nära balkarnas neutralaxel som möjligt för att undvika excentricitetsmoment. Regelverken för avstånd parallellt med och vinkelrätt mot fibrerna behöver följas, se *Del 2, avsnitt 10.4.2*. För spikade förband föreskrivs ett avstånd av  $5d$  vinkelrätt mot fibrerna och  $10d$  parallellt med fibrerna. Ett förslag till placering av förbindarna är enligt *figur 4.4*.

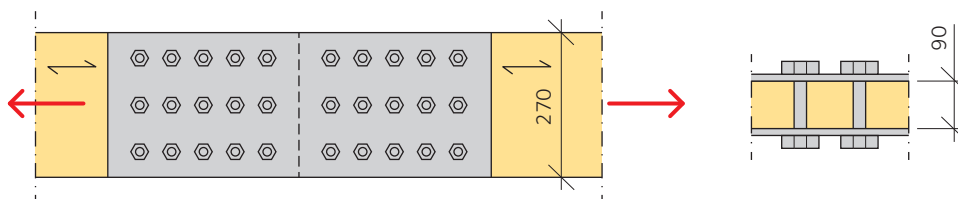
Storleken av triangeln där förbindarna placeras härleds genom antagandet att 166 spikar får plats inom triangeln utan att bryta mot rekommendationerna gällande avstånd mellan förbindare. För att fullborda dimensioneringen av förbandet, behöver stålplåtarna dimensioneras, se Eurokod 3 för dimensionering av stål. Därutöver måste trycket tvärs fibrerna kontrolleras, så som indikeras i *figur 4.4*, se *Del 2, avsnitt 5.2*.

Dessutom ska man dimensionera balken för urtag enligt *Del 2, avsnitt 8.3*. Om man tar all last i spikförbandet kan det bli knepigt att klara spjälkningen, se *Eurokod 5, avsnitt 8.1.4*. Det är alltså bäst att lösa problemet genom att lägga upp balken på de horisontella anliggen så som angetts i inledningen till exemplet. Spikförbanden behöver då bara dimensioneras för excentriciteterna och horisontella krafter.



Figur 4.4

## Exempel 4.3: Dimensionering av skruvförband i dragning



Figur 4.5

### 4.3.1 Problembeskrivning

Ett skruvat förband utsatt för ren dragning ska dimensioneras. Förbandet kan vara underramen i ett fackverk eller en ås utsatt för dragning. Antalet skruvar är okänt i början av dimensioneringen.

- dimensionerande dragkraft  $N_{td} = 250$  kN
- stålplåtens tjocklek  $t = 8$  mm
- lastvaraktighetsklass M, klimatklass 2
- skruvdiameter  $d = 16$  mm
- draghållfasthet för skruv  $f_u = 360$  MPa
- limträ GL30c,  $\rho_k = 390$  kg/m<sup>3</sup>.

$$t_{\text{steel}} \leq 0,5d$$

Del 1, tabell 4.7, anger att med tunna plåtar som ytterdelar gäller:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5f_{h,2,k}t_2d & \text{(j)} \\ 1,15\sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(k)} \end{cases}$$

### 4.3.2 Hållfasthetsparametrar

Flytmomentet för skruvarna bestäms enligt Del 1, ekvation 4.6:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_u d^{2,6} = 0,3 \cdot 360 \cdot 16^{2,6} = 146 \text{ Nm}$$

Hållkanthållfastheten för trä bestäms enligt Del 1, ekvation 4.2:

$$f_{h,2,k} = 0,082(1 - 0,01 \cdot 16)390 = 26,9 \text{ MPa}$$

### 4.3.3 Bärförmåga för en enskild skruv

Bärförmågan för en enskild skruv är det minsta av bärförmågorna enligt Del 1, tabell 4.7.

#### 4.3.3.1 Första termen enligt Del 1, tabell 4.7

(j) ovan ger:

$$F_{v,Rk1} = 0,5f_{h,2,k}t_2d = 0,5 \cdot 26,9 \cdot 10^6 \cdot 0,090 \cdot 0,016 = 19,3 \text{ kN}$$



#### 4.3.3.2 Bidrag från linverkan i andra termen enligt Del 1, tabell 4.7

Då ingen bricka används anges den fiktiva brickdiametern till ett minimum som  $D = \min(12 \cdot 8; 4 \cdot 16) = 64 \text{ mm}$ :

$$A_{\text{washer}} = \pi(64^2 - 16^2) / 4 = 3016 \text{ mm}^2$$

Linverkan i (k) ovan beräknas sedan enligt nedan:

$$F_{\text{ax,Rk}} = 3f_{\text{c},90,\text{k}} A_{\text{washer}} = 3 \cdot 2,5 \cdot 3016 = 22,6 \text{ kN/sida}$$

$$\frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} = \frac{22,6}{4} = 5,7 \text{ kN}$$

Enligt EN 1995-1-1:2004(2), får bidraget från linverkan högst vara 25 procent av första termen i (k) ovan (Johansens termen) vid skruvförband som ej är träskruv. Denna andel blir:

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot 1,15 \sqrt{2M_{\text{y,Rk}} f_{\text{h},2,\text{k}} d} &= \\ = 0,25 \cdot 1,15 \sqrt{2 \cdot 146 \cdot 26,9 \cdot 10^6 \cdot 0,016} &= 3,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Då en kontinuerlig plåt används tillgodoräknas dock hela linverkan. Därmed ska

$$\frac{F_{\text{ax,Rk}}}{4} = 5,7 \text{ kN}$$

användas i (k).

$$\begin{aligned} F_{\text{v,Rk2}} &= 1,15 \sqrt{2M_{\text{y,Rk}} f_{\text{h},2,\text{k}} d} + 5,7 \text{ kN} = \\ &= 1,15 \sqrt{2 \cdot 146 \cdot 26,9 \cdot 10^6 \cdot 0,016} + 5,7 \text{ kN} = 18,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.3.3.3 Tvärkraftskapacitet för en skär

Det minsta av termerna enligt (j) och (k) blir:

$$F_{\text{Rk,1skär}} = \min(F_{\text{v,Rk1}}, F_{\text{v,Rk2}}) = 18,5 \text{ kN}$$

#### 4.3.3.4 Bärförmåga för skruven

För två skär är bärförmågan:

$$F_{\text{Rk}} = 2 \cdot F_{\text{Rk,1skär}} = 37,1 \text{ kN}$$

Den dimensionerande bärförmågan blir:

$$\text{med } \gamma_{\text{mod}} = 0,8 \text{ och } \gamma_{\text{M}} = 1,3$$

$$F_{\text{Rd}} = 0,8 \frac{37,1}{1,3} = 22,8 \text{ kN}$$

#### 4.3.4 Utformning av förbandet

Antalet skruvar kommer att bero på gruppeffekten och antalet rader i förbandet. Gruppeffekten beror i sin tur av antalet  $n$  förbindare i en rad och därför är det av intresse att bestämma antalet rader som kan rymmas inom balkhöjden 270 mm. Minsta avståndet mellan förbindare

i en rad är  $4d$  enligt *Del 2, tabell 10.4*. Kantavståndet till en obelastad kant är  $3d$ . Således är maximalt antalet rader som ryms tvärs fiberriktningen:

$$n_{\text{rader}} = \left( \frac{270 - 2 \cdot 3d}{4d} \right) + 1 = 3 \text{ rader}$$

### 4.3.5 Grupp-effekt

Enligt *Del 1, ekvation 4.23*, påverkas skruvade förband av grupp-effekt. Centrumavståndet för skruvar placerade parallellt med fibrerna sätts till  $7d$ , som är mer än vad normen kräver. Med vetskap om att grän-sen för  $n$  att resultera i  $n_{\text{ef}}$  är ett centrumavstånd av  $13d$ , kan bestä-mingen av antalet förbindare i en rad ställas upp som:

$$3n_{\text{ef}} \cdot 22,8 = 250$$

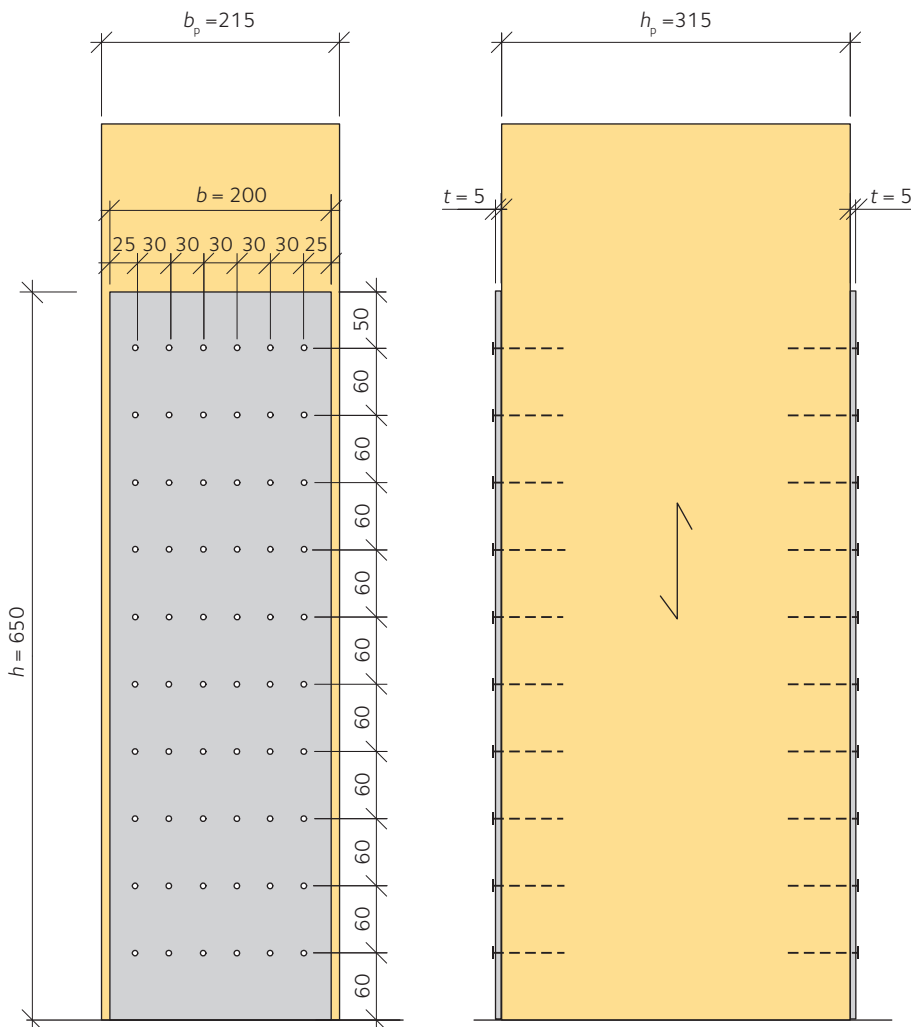
$$n^{0,9} \sqrt[4]{13d} = \frac{250}{3 \cdot 22,8}$$

$$n \geq 5,01 \approx 5 \text{ skruvar/rad}$$

Utan grupp-effekten kunde förbandet ha klarats ut med hjälp av  $250/22,8 = 11$  skruvar, men nu blir istället resultatet 15 skruvar. Om fler rader fick plats inom balkhöjden skulle det möjliggöra ett lägre antal skruvar totalt. Ökad balkhöjd kan därför vara en bra lösning om inte andra parametrar påverkar valet av tvärsnittshöjd.

Ett förband av denna typ hade i praktiken även behövts kontrolleras för blockskjuvbrott, se *Del 1, avsnitt 4.9.3*.

## Exempel 4.4: Dimensionering av momentstyvt pelarfot



Figur 4.6

En pelarfot i en lagerbyggnad ska dimensioneras som momentstyvt infästning. Träpelaren är fixerad med spikar genom stålplåtar som gjutits in i betongen. Pelaren är tillverkad av limträ GL30c med dimensionerna  $h_p = 315$  mm och  $b_p = 215$  mm. Stålplåtarna är tillverkade av stål S235 med dimensionerna  $h = 650$  mm,  $b = 200$  mm och tjockleken  $t = 5$  mm. Antalet kamförsedda spikar av dimensionen 60–4,0 är 60 stycken per plåt och draghållfastheten för spikarna är 600 MPa.

**Kontrollera om förbandet har tillräcklig bärförmåga** för att motstå en horisontalkraft  $H = 25$  kN, ett moment  $M = 25$  kNm och en vertikalkraft  $V = 25$  kN.

### 1. Geometri

Pelare, tvärsnittsbredd	$b_p = 215 \text{ mm}$
Pelare, tvärsnittshöjd	$h_p = 315 \text{ mm}$
Stålblåt, längd	$h = 650 \text{ mm}$
Stålblåt, bredd	$b = 200 \text{ mm}$
Stålblåt, tjocklek	$t = 5 \text{ mm}$
Spik, diameter	$d = 4 \text{ mm}$
Spikhuvud, diameter	$d_h = 8 \text{ mm}$
Diameter, förborrat hål i stålblåten	$d_{\text{hole}} = d + 1 \text{ mm} = 5 \text{ mm}$
Spik, längd	$\ell_s = 60 \text{ mm}$
Antal spikar $\perp$ fibrerna	$n_h = 6$
Antal spikar $\parallel$ fibrerna	$n_v = 10$
Spik, inträngningsdjup	$t_1 t_{\text{pen}} = \ell_s - t = 55 \text{ mm}$

### 2. Materialegenskaper

Skjuvhållfasthet, GL30c	$f_{v,k} = 3,5 \text{ MPa}$
Draghållfasthet, GL30c parallellt med fibrerna	$f_{t,0,k} = 19,5 \text{ MPa}$
Tryckhållfasthet, GL30c vinkelrätt mot fibrerna	$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$
Densitet, GL30c	$\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3$
Draghållfasthet, spik	$f_u = 600 \text{ MPa}$
Sträckhållfasthet, S235	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Brotthållfasthet, S235	$f_{uk} = 340 \text{ MPa}$

### 3. Modifieringsfaktorer

Materialfaktor för limträ i brottgränstillstånd, GL30c	$\gamma_M = 1,25$
Materialfaktor för limträ i brottgränstillstånd, förband	$\gamma_{M,\text{connection}} = 1,3$
Materialfaktor för stål i brottgränstillstånd	$\gamma_{M2} = 1,2$
Faktor för medellång lastvaraktighet M och klimatklass 2	$k_{\text{mod}} = 0,8$

### 4. Dimensionerande snittkrafter

Horisontalkraft	$H = 25 \text{ kN}$
Vertikalkraft	$V = 25 \text{ kN}$
Moment	$M = 25 \text{ kNm}$

Horisontalkraften tas som kontakttryck mellan pelaren och stålblåten.  
Vertikalkraften tas som kontakttryck mellan pelarfoten och grunden.  
Momentet tas som ett kraftpar i stålblåtarna.

Resultterande kraft på grund av momentet:

$$F_x = \frac{M}{h_p} = 79 \text{ kN}$$

Detta förutsätter att kraften är så liten att inte plåten knäcker ut, vilket måste kontrolleras. I detta fall får vi enligt *Eurokod 3, avsnitt 6.3*:

$$\lambda = 60 / 5 \cdot \sqrt{12} / 93,9 = 0,443$$

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,657$$

$$X = 1 / \left( \Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda^2)} \right) = 0,875$$

Plåtens bärförmåga med avseende på buckling är då

$N_{b,Rd} = 0,875 \cdot 0,005 \cdot 0,2 \cdot 235 \cdot 103 / 1,1 = 187 \text{ kN}$ . Detta betyder att det i detta fall inte är risk för buckling, men det beror bara på att momentet i exemplet är måttligt och nedersta spikraden placerad så nära nederänden som det bara går, med avseende på ändavstånd (15d). Om plåten knäcker kommer istället limträpelarens nederände att genom anliggning överföra kraften till betongen och vi får en betydligt kortare hävarm för att ta upp momentet och därmed ökad kraft i den dragna laskan. Hur man räknar då kan man se i *Limträhandbok Del 2*.

Kraft i form av kontakt mellan  
stålplåt och pelare

$$F_y = H = 25 \text{ kN}$$

## 5. Hållkanthållfasthet

Hållkanthållfasthet, GL30c,  
se *Del 1, ekvation 4.1*

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3}$$

$$f_{h,k} = 21,1 \text{ MPa}$$

## 6. Flytmoment, spik

Flytmoment, spik,  
se *Del 1, ekvation 4.5*

$$M_{y,Rk} = 0,45 f_u d^{2,6}$$

$$M_{y,Rk} = 9\,925 \text{ Nmm}$$

Något förenklat har här formeln för släta, räfflade spikar tillämpats. Detta värde hämtas i praktiken oftast från respektive spiktillverkare.

## 7. Utdragsbärförmåga

Axiell utdragshållfasthet,  
se *Del 1, ekvation 4.14*

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2$$

$$f_{ax,k} = 3 \text{ MPa}$$

Genomdragshållfasthet

Plåten hindrar genomdragning av spikens huvud, därför beräknas ej genomdragshållfastheten.

Utdragsbärförmåga,  
se *Del 1, ekvation 4.16*

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} = 669 \text{ N}$$

Utdragsbärförmåga /4

$$F_{ax,Rk} / 4 = 167 \text{ N}$$

## 8. Bärförmåga i skjuvning för spikarna

Tjock stålplåt,

se Del 2, avsnitt 10.3 och Del 1, tabell 4.3

$$t/d = 1,25$$

villkoret  $\geq 1$  är uppfyllt

Brottnod c,

se Del 2, avsnitt 10.3 och Del 1, tabell 4.3

$$F_{v,Rk,c} = f_{h,k} t_1 d = 21,1 \cdot 55 \cdot 4 = 4,64 \text{ kN}$$

Brottnod d,

se Del 2, avsnitt 10.3 och Del 1, tabell 4.3

$$F_{v,Rk,d} = f_{h,k} t_1 d \left( \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right)$$

$$F_{v,Rk,d} = 21,1 \cdot 55 \cdot 4 \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 9925}{21,1 \cdot 4 \cdot 55^2}} - 1 \right) = 2,17 \text{ kN}$$

Brottnod e,

se Del 2, avsnitt 10.3 och Del 1, tabell 4.3

$$F_{v,Rk,e} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d}$$

$$F_{v,Rk,e} = 2,3 \sqrt{9925 \cdot 21,1 \cdot 4} = 2,11 \text{ kN}$$

Bärförmåga för en spik

$$F_{v,Rk} = \min(F_{v,Rk,c}, F_{v,Rk,d}, F_{v,Rk,e})$$

Avgörande brottnod

Brottnod e

Bidrag från linverkan

(kan här tillgodoräknas helt)

$$F_{ax,Rk} / 4 = 0,167 \text{ kN}$$

Total dimensionerande bärförmåga  
per spik och skjuvplan

$$F_{Rd} = \frac{(F_{v,Rk} + F_{ax,Rk} / 4) \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{(2,11 + 0,167) \cdot 0,8}{1,3} = 1,40 \text{ kN}$$

Minsta centrumavstånd // fibrerna  
för spikar utan krav på reduktion,  
se Del 2, tabell 10.1

$$14d = 56 \text{ mm}$$

Verkligt centrumavstånd för spikar

$$a_1 = 60 \text{ mm}$$

Total bärförmåga för förbandet

$$F_{Rd,tot} = n_v \cdot n_h \cdot F_{Rd} = 10 \cdot 6 \cdot 1,40 = 84 \text{ kN}$$

Kontroll av bärförmågan

$$\frac{F_x}{F_{Rd,tot}} = \frac{79}{84} = 0,94$$

**Spikarnas bärförmåga är tillräcklig.**

## 9. Spikavstånd

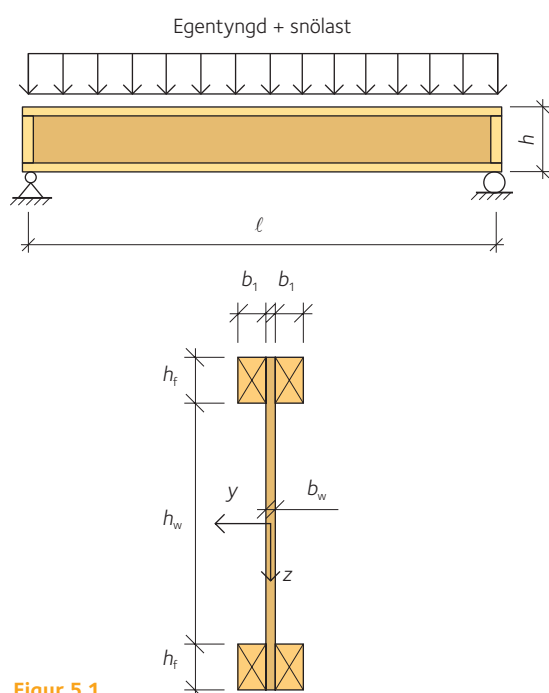
Valt avstånd, parallellt med fibrerna	$a_1 = 60 \text{ mm}$
Valt avstånd, vinkelrätt mot fibrerna	$a_2 = 30 \text{ mm}$
Valt avstånd, till belastad ände	$a_3 = 60 \text{ mm}$
Vinkel mellan kraftriktning och fiberriktning	$\alpha = 0$
Erforderligt avstånd parallellt med fibrerna	$a_1 = (5 + 5 \cdot  \cos(0) ) \cdot d \cdot 0,7 = 28 \text{ mm}$
Erforderligt avstånd vinkelrätt mot fibrerna	$a_2 = 5d \cdot 0,7 = 14 \text{ mm}$
Erforderligt avstånd till belastad ände	$a_{3,t} = (10 + 5 \cdot \cos(0)) \cdot d = 60 \text{ mm}$

► **Spikarnas bärförmåga är tillräcklig för att motstå krafterna.**

För en fullständig verifiering av förbandet är det även nödvändigt att kontrollera klossbrott, hållfastheten för stålplåtarna och om stålplåten kan motstå horisontalkraften liksom kontrollera stålplåtarnas förankring i grundkonstruktionen.

# Sammanfattat träelement

## Exempel 5.1: Dimensionering av en I-balk med liv av OSB (ULS och SLS)



Figur 5.1

En sammansatt balk med flänsar i hållfasthetsklass C24 och en livskiva av OSB (OSB/3) dimensioneras enligt nedan. Kontrollera alla viktiga kapaciteter i brottgränstillståndet (ULS), förutom sammantryckning vinkelrätt mot fibrerna på grund av upplagsreaktionerna. Kontrollera även den största momentana och slutliga nedböjningen i bruksgränstillståndet (SLS). För den totala lasten är kraven gällande den karakteristiska lastkombinationen  $w_{inst} \leq \ell/300$  och  $w_{fin} \leq \ell/200$ .

**Observera** att balken är stagad i sidled på så sätt att vippning ej kan uppkomma.

**Observera även** att full samverkan kan antas mellan flänsens virke och livskivan. Tvärgående livavstyvare används vid båda upplagen.

Balken är lokaliserad i en omgivning där säkerhetsklass 2 och klimatklass 2 kan antas. Övriga data anges nedan:

### Valda förutsättningar:

Flänsbredd på varje sida	$b_1 = 45 \text{ mm}$
Flänshöjd	$h_f = 70 \text{ mm}$
Livskivans höjd	$h_w = 500 \text{ mm}$
Livskivans tjocklek	$b_w = 15,0 \text{ mm}$
Total spannvidd	$\ell = 7,0 \text{ m}$
Takets egentyngd, inkl. balk	$g_k = 1,35 \text{ kN/m}$
Snözon 2,5 (snö räknas i Sverige som last med medellång varaktighet)	$s_k = 3,60 \text{ kN/m}$ (Erhålls exempelvis vid ensidig taklutning $< 15^\circ$ utan snöfickor och centrumavståndet 1800 mm)
Faktor för kvasipermanent snölast i Sverige	$\psi_2 = 0,2$



## Materialegenskaper

Karakteristiska och dimensionerande materialegenskaper för C24-virke (massivt trä), se Del 2, tabell 3.3.

Böjhållfasthet	$\left\{ \begin{array}{l} f_{m,k} \\ f_{t,0,k} \\ f_{c,0,k} \\ f_{v,k} \end{array} \right\} = \begin{pmatrix} 24 \\ 14,5 \\ 21 \\ 4,0 \end{pmatrix} \text{MPa}$	Elasticitetsmodul $E_{0,\text{mean}} = 11\,000 \text{ MPa}$
Draghållfasthet parallellt med fibrerna		
Tryckhållfasthet parallellt med fibrerna		
Skjuvhållfasthet		

Partialkoefficient  $\gamma_M = 1,30$

Modifieringsfaktor  $k_{\text{mod}} = 0,80$   
Medellång lastvaraktighet M och klimatklass 2

Krypfactor  $k_{\text{def}} = 0,80$

Modifieringsfaktor,  $k_h$  för storlekseffekt i böjning och dragning definieras som:

$$k_{\text{hhh}}(h) = \begin{cases} k \leftarrow \min \left[ \left( \frac{150 \text{ mm}}{h} \right)^{0,2} \right] \\ 1,3 \\ k \leftarrow 1,0 \quad \text{om } k < 1,0 \\ k \end{cases}$$

För denna fläns gäller värdet:  $k_h = k_{\text{hhh}}(h_p) = 1,16$

Böjhållfasthet	$\left\{ \begin{array}{l} f_{m,d} \\ f_{t,0,d} \\ f_{c,0,d} \\ f_{v,d} \end{array} \right\} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \begin{pmatrix} f_{m,k} k_h \\ f_{t,0,k} k_h \\ f_{c,0,k} \\ f_{v,k} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,72 \cdot 10^1 \\ 1,035 \cdot 10^1 \\ 1,29 \cdot 10^1 \\ 2,46 \cdot 10^0 \end{pmatrix} \text{MPa}$
Draghållfasthet parallellt med fibrerna	
Tryckhållfasthet parallellt med fibrerna	
Skjuvhållfasthet	

Karakteristiska och dimensionerande materialparametrar gällande OSB/3, se Del 2, tabell 3.10.

Draghållfasthet i planet	$\left\{ \begin{array}{l} f_{t,w,k} \\ f_{c,w,k} \\ f_{v,w,k} \\ f_{r,w,k} \end{array} \right\} = \begin{pmatrix} 9,4 \\ 15,4 \\ 6,8 \\ 1,0 \end{pmatrix} \text{MPa}$	Elasticitetsmodul $E_{w,\text{mean}} = 3\,800 \text{ MPa}$
Tryckhållfasthet i planet		Panelskjuvmodul $G_{w,\text{mean}} = 1\,080 \text{ MPa}$
Panelskjuvhållfasthet för skivan		
Skikt- eller rullskjuvning		

Partialkoefficient för OSB/3  $\gamma_{M,\text{OSB}} = 1,2$

Modifieringsfaktor för OSB/3  $k_{w,\text{mod}} = 0,55$   
Medellång lastvaraktighet och klimatklass 2

Krypfactor för OSB/3  $k_{w,\text{def}} = 2,25$

### Dimensioneringsvärden:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Draghållfasthet i planet} \\ \text{Tryckhållfasthet i planet} \\ \text{Panelskjuvhållfasthet} \\ \text{för skivan} \\ \text{Skikt- eller rullskjuvning} \end{array} \right\} \begin{pmatrix} f_{t,w,d} \\ f_{c,w,d} \\ f_{v,w,d} \\ f_{r,w,d} \end{pmatrix} = \frac{k_{w,mod}}{\gamma_{M,OSB}} \begin{pmatrix} f_{t,w,k} \\ f_{c,w,k} \\ f_{v,w,k} \\ f_{r,w,k} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 4,31 \cdot 10^0 \\ 7,06 \cdot 10^0 \\ 3,12 \cdot 10^0 \\ 4,58 \cdot 10^{-1} \end{pmatrix} \text{MPa}$$

Dimensionerande laster i brottgränstillstånd (ULS), enligt svenska tillägget till Eurokod 0

$$\begin{array}{ll} \text{Partialkoefficienter} & \gamma_G = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,5 \\ \text{Partialkoefficient för säkerhetsklass 2, Sverige} & \gamma_d = 0,91 \\ \zeta\text{-koefficient för permanenta laster i Sverige} & \zeta = 0,89 \end{array}$$

Den totala dimensionerande lasten redovisas i Eurokod 0, ekvation 6.10b, vilken är den enda relevanta kombinationen på grund av relativt stor skillnad mellan  $s_k$  och  $g_k$ . Notera att  $\gamma_d$  och  $\zeta$  härrör från det svenska nationella tillägget, EKS 11.

$$\text{Dimensionerande last} \quad q_{Ed} = \gamma_d (\zeta \gamma_G g_k + \gamma_Q s_k) = 6,39 \text{ kN/m}$$

### Tvärsnittsegenskaper

Då vi har ett tvärsnitt med två olika material är det bekvämt att gå från ett transformerat tvärsnitt till ett fiktivt tvärsnitt, så som beskrivs i Del 1, avsnitt 5.1.1.1. Detta tvärsnitt kommer att vara olika för momentana, slutliga bruksgränstillstånds- och slutliga brottgränstillstånds-förhållanden. Låt elasticitetsmodulen för C24-flänsen vara referensvärdet. Livtjockleken (parallellt med böjningsaxeln) förändras då med hjälp av följande faktorer:

$$\text{Faktorer för effektiv bredd} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_{w,SLS,inst} = \frac{E_{w,mean}}{E_{0,mean}} = 0,345 \\ \mu_{w,ULS,inst} = \mu_{w,SLS,inst} = 0,345 \\ \mu_{w,SLS,fin} = \frac{E_{w,mean}}{1 + k_{w,def}} \frac{(1 + k_{def})}{E_{0,mean}} = 0,191 \\ \mu_{w,ULS,fin} = \frac{E_{w,mean}}{1 + \psi_2 k_{w,def}} \frac{(1 + \psi_2 k_{def})}{E_{0,mean}} = 0,276 \end{array} \right.$$

$$\text{Livtjocklek} \quad \left\{ \begin{array}{l} b_{w,SLS,inst} = \mu_{w,SLS,inst} b_w = 5,18 \text{ mm} \\ b_{w,ULS,inst} = b_{w,SLS,inst} = 5,18 \text{ mm} \\ b_{w,SLS,fin} = \mu_{w,SLS,fin} b_w = 2,87 \text{ mm} \\ b_{w,ULS,fin} = \mu_{w,ULS,fin} b_w = 4,15 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Total bredd för träflänsen  $b = 2b_1 = 90,0 \text{ mm}$

Total balkhöjd  $h = 2h_f + h_w = 640 \text{ mm}$

Funktion för yttröghetsmomentet, vilket kan användas för olika livtjocklekar

$$I_y(t_w) = \frac{(b + t_w)h^3 - b h_w^3}{12}$$

Yttröghetsmoment för det transformerade tvärsnittet

$$\begin{cases} I_{y,SLS,inst} = I_y(b_{w,SLS,inst}) = 1,14 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ I_{y,ULS,inst} = I_{y,SLS,inst} = 1,14 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ I_{y,SLS,fin} = I_y(b_{w,SLS,fin}) = 1,09 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \\ I_{y,ULS,fin} = I_y(b_{w,ULS,fin}) = 1,12 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \end{cases}$$

**Kontrollera böjmomentkapaciteten, se Del 1, avsnitt 5.1.1.2.**

Ingen systemeffekt kan beaktas, så  $k_{sys}$  utnyttjas inte. Någon vippning kan inte uppstå, då tillräcklig sidostagning förutsätts, det vill säga  $k_{crit} = 1,0$

De tre mest sannolika brottförhållandena för detta fall anges till höger, vilket inses genom att jämföra delarnas hållfasthetsegenskaper, se Del 1, ekvation 5.6

$$\left( \begin{array}{l} \sigma_{f,t,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} z_{flange,centre} \leq f_{t,0,d} \\ \sigma_{f,t,max,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} z_{flange,edge} \leq f_{m,d} \\ \sigma_{w,t,max,d} = \mu_{w,ULS,inst} \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,inst}} z_{flange,edge} \leq f_{t,w,d} \end{array} \right)$$

Enbart genom att betrakta de numeriska värdena för parametrarna kan vi inse att dragbrott vid mitten av underflänsen kommer att vara den troliga brottorsaken. Observera även att flänsen kontrolleras vid slutliga förhållanden, medan livkanten kontrolleras för momentana förhållanden. Detta beror på att flänsarna har bättre krypningsegenskaper än livskivan.

Maximalt böjmoment  $M_{y,Ed} = \frac{q_{Ed} \ell^2}{8} = 39,1 \text{ kNm}$

Spänning i C24-virket vid mitten av dragflänsen  $\sigma_{f,t,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} \frac{h - h_f}{2} = 9,97 \text{ MPa}$   $f_{t,0,d} = 10,35 \text{ MPa}$  Jämför!

Spänning i C24-virket vid flänskanten  $\sigma_{f,t,max,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} \frac{h}{2} = 11,2 \text{ MPa}$   $f_{m,d} = 17,2 \text{ MPa}$

Spänning i livskivan av OSB vid kanten av dragflänsen  $\sigma_{w,t,max,d} = \mu_{w,ULS,inst} \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,inst}} \frac{h}{2} = 3,79 \text{ MPa}$   $f_{t,w,d} = 4,31 \text{ MPa}$

► Vi drar slutsatsen att dragflänsen håller precis med hänsyn till böjbrott i träflänsen såväl som livskivan.

**Kontrollera tvärkraftskapaciteten vid upplagen**, se Del 1, avsnitt 5.1.1.3.

Vi har ett rent skjuvbrott i livskivan om den fria livhöjden  $h_w$ , vilken i detta fall är 500 mm, är mindre än  $35 b_w = 525$  mm. Det minsta möjliga värdet för denna gräns är  $32 b_w = 480$  mm enligt Del 1, tabell 5.2. Skjuvbuckling har en försumbar effekt på tvärkraftskapaciteten, vilken kan bestämmas med Del 1, ekvation 5.11 och  $\chi_v = 1,0$ .

Maximal dimensionerande tvärkraft är

$$V_{z,Ed} = \frac{q_{Ed} \ell}{2} = 22,4 \text{ kN}$$

Tvärkraftskapacitet utan hänsyn till skjuvbuckling, notera att vi har en livskiva

$$V_{z,Rd} = b_w (h_w + h_f) f_{v,w,d} = 24,6 \text{ kN}$$

Att strula med fiktiva tvärsnitt är här inte nödvändigt eftersom flänsarna inte är inblandade i denna brottmod. Vi konstaterar att också livskivan håller med hänsyn till sin tvärkraftsbärförmåga.

**Kontroll för brott i limfogen mellan liv och fläns**, se Del 1, avsnitt 5.1.1.4.

Brottkriteriet är, se Del 1, ekvation 5.20 eller 5.21:

$$\tau_{v,Ed} = \frac{V_{z,Ed} \Delta S}{I_y h_{gl}} \leq \begin{cases} f_{r,d} & \text{om } h_{gl} \leq \frac{4b_w}{n_{gl}} \\ f_{r,d} \left( \frac{4b_w}{n_{gl} h_{gl}} \right)^{0,8} & \text{om } h_{gl} > \frac{4b_w}{n_{gl}} \end{cases}$$

Här har vi en I-balk för vilken  $n_{gl} = 2$ , det vill säga 2 lika flänsstycken limmas på var sin sida av livskivan. **Observera** att  $b_w$  är den fysiska tjockleken och inte en fiktiv tjocklek. Det som tas hänsyn till genom  $n_{gl}$  är endast att skjuvspänningarna är mer koncentrerade mot det inre hörnet av en I-balk än i en lådbalk.

Limfogens bredd är:

$$h_{gl} = h_f = 70 \text{ mm, jämför med } \frac{4b_w}{n_{gl}} = 30 \text{ mm}$$

Därför måste ett reducerat värde användas för skivmaterialets hållfasthet med hänsyn till skikt- eller rullskjuvning och skivan måste vara gränssättande eftersom den har sämre värden än konstruktionsvirket i flänsen.

$\Delta S$  är statiska momentet för den flänsdel som tillhör varje limfog, det vill säga gällande den area som bygger upp skjuvspänningen i limfogen, och notera att skjuvspänningen är noll vid den fria kanten.

Statiska momentet:

$$\Delta S_y = \frac{b_f}{2} h_f \frac{h - h_f}{2} = 4,49 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

I detta fall kommer  $I_{y,ULS,fin}$  att ge upphov till den största spänningen. **Observera** att ingen  $\mu_{w,ULS,fin}$  behöver användas, då spänningen redan är utbredd längs den verkliga fysiska bredden av limfogen.

Skjuvspänningen är: 
$$\tau_{mean,d} = \frac{V_{z,Ed} \Delta S_y}{I_{y,ULS,fin} h_{gl}} = 0,128 \text{ MPa}$$

Jämför med det reducerade värdet för skikt- eller rullskjuvning: 
$$f_{r,w,d} \left( \frac{4b_w}{n_{gl} h_{gl}} \right)^{0,8} = 0,233 \text{ MPa}$$

► **Vi kan sammanfatta att limfogen har mer än tillräcklig hållfasthet.**

Kontrollera maximal balknedböjning i bruksgränstillstånd (SLS)

se Del 1, avsnitt 5.1.1.5.

Nedböjningen ska beräknas för den karakteristiska kombinationen, det vill säga som i Eurokod 0, ekvation 6.14b.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} (\psi_{0,i} Q_{k,i})$$

Egentyngd	$g_{ser} = g_k = 1,35 \text{ kN/m}$
Snölast	$s_{ser} = s_k = 3,60 \text{ kN/m}$
Reduktionsfaktor för kvasipermanent snölast, snözon 2,5	$\psi_2 = 0,2$
Krypfaktorer för klimatklass 2	<b>Trä</b> $k_{def} = 0,8$ <b>OSB</b> $k_{w,def} = 2,25$
Yttröghetsmoment i SLS	$I_{y,SLS,inst} = 1,14 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$ $I_{y,SLS,fin} = 1,09 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Livskivans area, verklig fysisk area	$A_w = b_w h = 9,60 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ Om vi är lite modiga, annars används avståndet mellan flänsarnas mittpunkter

Då livskivorna är mer krypbenägna än flänsarna, bör nedböjningar på grund av skjuvning och böjning hållas åtskilda. De beräknade nedböjningarna baseras på Del 1, ekvationerna 5.85 och 5.86, men index "fca" ersätts med "bend" för böjning och "slip" ersätts med "shear" för skjuvning. Därutöver tas faktorn "2" bort.

## Exempel 5.1: Dimensionering av en I-balk med liv av OSB (ULS och SLS)

Momentan böj deformation  
orsakad av permanent last

\* Notera att detta är det momentana värde som ska användas för den slutliga böj deformationen.

$$\left\{ \begin{aligned} w_{g,bend,SLS,inst} &= \frac{5g_{ser} \ell^4}{384 E_{0,mean} I_{y,SLS,inst}} = 3,36 \text{ mm} \\ w_{g,bend,SLS,infin} &= \frac{5g_{ser} \ell^4}{384 E_{0,mean} I_{y,SLS,fin}} = 3,52 \text{ mm}^* \end{aligned} \right.$$

Momentan skjuv deformation  
orsakad av permanent last

Notera att det inte är någon skillnad mellan de två värdena då de inte baseras på ett fiktivt tvärsnitt.

\* Notera att detta är det momentana värde som ska användas för den slutliga skjuv deformationen.

$$\left\{ \begin{aligned} w_{g, shear, SLS, inst} &= \frac{g_{ser} \ell^2}{8 G_{w, mean} A_w} = 0,798 \text{ mm} \\ w_{g, shear, SLS, infin} &= w_{g, shear, SLS, inst} = 0,798 \text{ mm}^* \end{aligned} \right.$$

Momentan böj deformation  
orsakad av snölasten

\* Notera att detta är det momentana värde som ska användas för den slutliga böj deformationen.

$$\left\{ \begin{aligned} w_{s,bend,SLS,inst} &= \frac{5s_{ser} \ell^4}{384 E_{0,mean} I_{y,SLS,inst}} = 8,96 \text{ mm} \\ w_{s,bend,SLS,infin} &= \frac{5s_{ser} \ell^4}{384 E_{0,mean} I_{y,SLS,fin}} = 9,38 \text{ mm}^* \end{aligned} \right.$$

Momentan skjuv deformation  
orsakad av snölasten

Notera att det inte är någon skillnad mellan de två värdena då de inte baseras på ett fiktivt tvärsnitt.

\* Notera att detta är det momentana värde som ska användas för den slutliga skjuv deformationen.

$$\left\{ \begin{aligned} w_{s, shear, SLS, inst} &= \frac{s_{ser} \ell^2}{8 G_{w, mean} A_w} = 2,13 \text{ mm} \\ w_{s, shear, SLS, infin} &= w_{s, shear, SLS, inst} = 2,13 \text{ mm}^* \end{aligned} \right.$$

Total momentan böj deformation

$$w_{bend,inst} = w_{g,bend,SLS,inst} + w_{s,bend,SLS,inst} = 12,3 \text{ mm}$$

Total momentan skjuv deformation

$$w_{shear,inst} = w_{g,shear,SLS,inst} + w_{s,shear,SLS,inst} = 2,92 \text{ mm}$$

Total momentan nedböjning

$$w_{inst} = w_{bend,inst} + w_{shear,inst} = 15,2 \text{ mm} \quad \text{jämför med} \quad \frac{\ell}{300} = 23,3 \text{ mm}$$

Slutlig böj deformation  
orsakad av permanent belastning

$$w_{g,bend,fin} = w_{g,bend,SLS,infin} (1 + k_{def}) = 6,33 \text{ mm}$$

Slutlig skjuv deformation  
orsakad av permanent belastning

$$w_{g,shear,fin} = w_{g,shear,SLS,infin} (1 + k_{w,def}) = 2,59 \text{ mm}$$

Notera den större krypfaktorn

Slutlig böj deformation  
orsakad av snölast

$$w_{s,bend,fin} = w_{s,bend,SLS,infin} (1 + \psi_2 k_{def}) = 10,9 \text{ mm}$$

Slutlig skjuv deformation  
orsakad av snölast

$$w_{s,shear,fin} = w_{s,shear,SLS,infin} (1 + \psi_2 k_{w,def}) = 3,08 \text{ mm}$$

Notera den större krypfaktorn

Total slutlig böj deformation

$$w_{bend,fin} = w_{g,bend,fin} + w_{s,bend,fin} = 17,2 \text{ mm}$$

Total slutlig skjuv deformation

$$w_{shear,fin} = w_{g,shear,fin} + w_{s,shear,fin} = 5,68 \text{ mm}$$

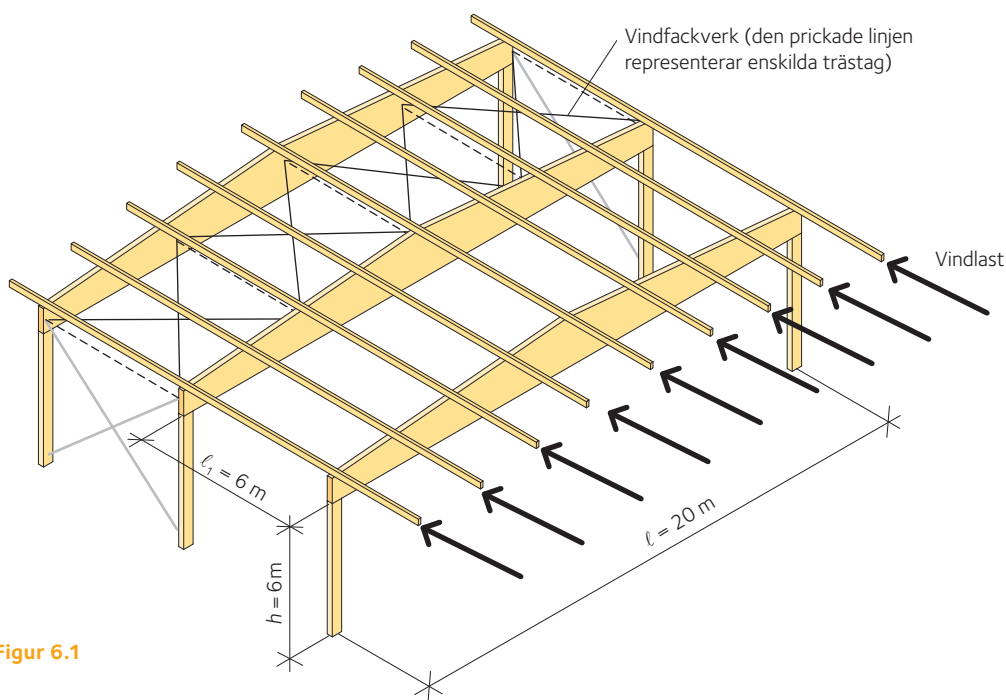
Total slutlig deformation

$$w_{fin} = w_{bend,fin} + w_{shear,fin} = 22,9 \text{ mm} \quad \text{jämför med} \quad \frac{\ell}{200} = 35,0 \text{ mm}$$

# Horisontalstabilisering

## Exempel 6.1: Dimensionering av ett stabiliserande system för vind mot gavel på en industribyggnad

För saknad information, se exempel 3.5, sidan 14.



### Stomgeometri

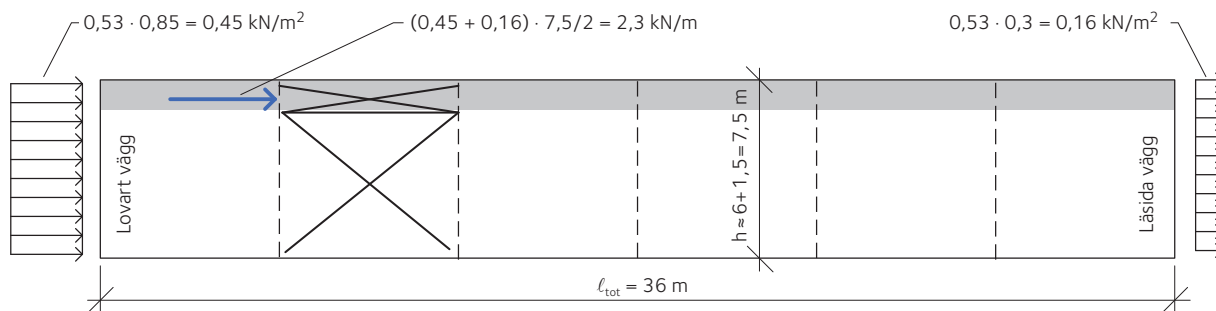
Byggnaden med dimensionerna  $\ell \times \ell_{\text{tot}} 20 \times 36$  m stagas med hjälp av ett vindfackverk i taket, bestående av diagonala stålstänger och tryckstag av limträ i byggnadens längdriktning. Vindfackverket placeras rakt under takytan. De horisontella lasterna leds in via takåsarna och tas upp av separata tryckstag, vilka ligger i samma plan som de diagonala stålstångerna. Detta för att undvika excentriciteter i fackverksknutpunkterna. Upplagsreaktionerna från vindfackverket leds via vindkryss av stålstänger i långsideväggarna ner till grundkonstruktionen, men de dimensioneras inte i detta exempel. Stomgeometrin visas i figur 6.1.

### Lasterna som verkar på vindfackverket

Lasterna som beaktas vid dimensioneringen av takets vindfackverk är följande: vind som primär last och böjtröghetseffekter orsakade av balkens egentyngd, takets egentyngd samt snö. Det karakteristiska

Tabell 6.1

Lasttyp	Jämnt utbredd last [kN/m <sup>2</sup> ]	Jämnt utbredd last [kN/m]	Lastkombinationsfaktor $\psi_0$
Vind	$0,45 + 0,16 = 0,61$	$w_k = 0,61 \cdot 7,5 / 2 = 2,3$	0,3
Balkens egentyngd	–	$g_{1k} = 1,10$	–
Takets egentyngd	0,6	$g_{2k} = 3,96$	–
Snö	1,5	$s = 8,77$	0,6



Figur 6.2

värdet för vindlast antas vara 0,53 kN/m<sup>3</sup>, vilket ger upphov till ett tryck på väggen på byggnadens lovartsida och sug på väggen på läsidan av byggnaden. Formfaktorn sätts till 0,85 och 0,3 för väggen på lovartsidan respektive läsidan. Vindlasterna som beaktas vid dimensioneringen av takets vindfackverk visas i figur 6.2.

Förutom vind ska lasten genererad av primärbalkarnas avvikelser från rakt tillstånd (andra ordningens effekter) beaktas. Denna last kan betraktas som jämnt utbredd och dess karakteristiska värde kan beräknas enligt Del 1, ekvation 6.28:

$$q_h = n \cdot \frac{M}{30h \cdot \ell} \cdot (1 - k_{\text{crit}})$$

där:

- $n = 6$  är antalet stagade balkar (notera att det totala antalet balkar är 7, men balkarna vid de två gavlarna bär endast halva den vertikala lasten).
- $M$  är böjmomentet i balken på grund av vertikala laster, vid beaktande av lastkombinationen "STR B" enligt Eurokod 0. Lastkombinationsfaktorn bör anges  $\psi_0 = 0,6$  då vindlast betraktas som huvudlast och  $\psi_0 = 1,0$  då snö betraktas som huvudlast:

$$\bullet \quad \ell = 20 \text{ m} \quad M = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{[1,2 \cdot (g_{1,k} + g_{2,k}) + 1,5 \cdot \psi_0 \cdot s] \cdot \ell^2}{8}$$

- $k_{\text{crit}}$  är faktorn som tar hänsyn till risken för vippning av en icke stagad balk. Höjden på balken kan anges till  $h_m = (h + h_{\text{ap}}) / 2 \approx 1\,200 \text{ mm}$  och  $\ell_{\text{ef}} = 0,9 \cdot \ell + 2h$ :

$$\lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,\text{crit}}}} = \sqrt{f_{m,k} \cdot \frac{h \cdot \ell_{\text{ef}}}{0,78 \cdot b^2 \cdot E_{0,05}}}$$

- $k_{\text{crit}} = \text{se Del 1, tabell 3.3}$



Tabell 6.2

Lastkombination	Böjmoment i balken M [kNm]	$\lambda_{rel,m}$	$k_{crit}$	$q_h$ [kN/m]
a) Vind är huvudlast	$\frac{[1,2 \cdot (1,1 + 3,96) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 8,77] \cdot 20^2}{8} = 698,5$	1,55	0,41	3,4
b) Snö är huvudlast	$\frac{[1,2 \cdot (1,1 + 3,96) + 1,5 \cdot 8,77] \cdot 20^2}{8} = 961,5$	1,55	0,41	4,7

Tabell 6.3

Säkerhetsklass	Klimatklass	Lastkombinationer [kN/m]	Lastvaraktighet	$k_{mod}$
3 $\rightarrow \gamma_d = 1$	1	a) $q_{d,a} = 1 \cdot [1,5 \cdot w_k + 1,0 \cdot q_h] = 1,5 \cdot 2,3 + 3,4 = 6,9$	Momentan	1,1
3 $\rightarrow \gamma_d = 1$	1	b) $q_{d,b} = 1 \cdot [1,0 \cdot q_h + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k] = 1,0 \cdot 3,4 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 2,3 = 4,5$	Kort	0,9

I detta exempel beaktas inte pelarnas snedställningslast. För mer information se *Limträhandbok Del 2*.

### Lastkombinationer

Säkerhetsklassen antas vara hög (säkerhetsklass 3), således är  $\gamma_d = 1$ . Balkarna antas vara placerade inomhus, i en uppvärmd miljö. Därför karakteriseras de av en miljö där den relativa fuktigheten mycket sällan, om alls, överstiger 65 %. Alltså kan klimatklassen sättas till 1. I detta exempel beaktas endast lastkombination i brottgränstillstånd. Endast lastkombinationen med vind som huvudlast visas här. Den styrande lastkombinationen är alltså a), det vill säga vind som huvudlast.

### Material

#### 1. Träelement

Materialet som används för stagen är limträ GL30c ( $\gamma_M = 1,25$ ,  $k_{mod} = 1,1$ ). Det antagna tvärsnittet för staget är 190 × 180 mm. Över- och under-ramen i vindfackverket är två bredvid varandra liggande sadelbalkar. Balkarnas tvärsnittshöjd varierar längs spannet från 700 mm vid upplagen till 1 698 mm mitt på spannet. För enkelhetens skull kan det emellertid antas att balkarna har ett konstant tvärsnitt 190 × 1 200 mm<sup>2</sup>. Även balkarna är tillverkade av limträ GL30c. Relevanta dimensioneringsvärden visas nedan:

#### 2. Ståldiagonaler

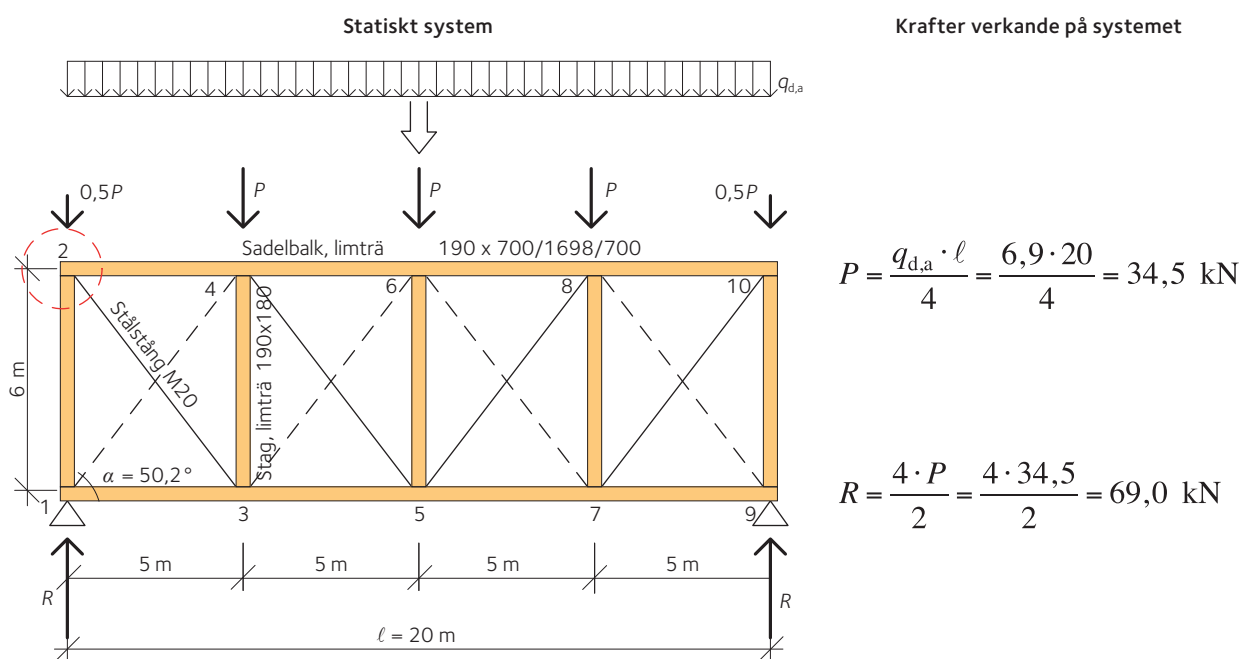
Diagonalerna består av stålstänger, kvalitet 4.8. Stängerna är gängade i ändarna.

Tabell 6.4

	Dimensioneringsvärden
Tryck parallellt med fibrerna	$f_{c,0,d} = 21,6$ MPa
Drag parallellt med fibrerna	$f_{t,0,d} = 17,2$ MPa
Elasticitetsmodul	$E_{0,mean} = 13\ 000$ MPa $E_{0,05} = 10\ 800$ MPa

Tabell 6.5

Typ av stång	Dimensionerande böjspänning $f_{yb}$ [MPa]	Dimensionerande brottspänning $f_{ub}$ [MPa]
Stål 4.8	320	400



Figur 6.3

### Dimensionering av vindfackverket

Vindfackverket består av:

- underram och överram av limträ
- ortogonala tryckstag av limträ
- diagonalstänger av stål.

#### a. Tryckstag

De mest belastade stagen är de vid upplagen (det vill säga stag 1 – 2 och 9 – 10). Kraften som verkar i dessa stag är:

$$N_{sd} = N_{1-2} = N_{9-10} = R = 69,0 \text{ kN}$$

Samma tvärsnitt, det vill säga 190 × 180 mm antas för alla stag i vindfackverket.

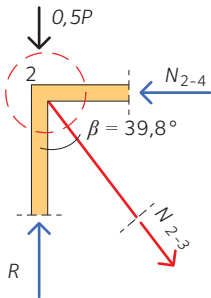
Tabell 6.6

Tvärsnitt	Relativ slankhet $\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{0,05}}}$	Reduktionsfaktor $k_c$	Tryckkraft i staget $N_{sd}$ [kN]	Tryckhållfasthet för staget $N_{Rd}$ [kN]	Utnyttjandegrad
190 × 180	1,695	0,348	69,0	$k_c \cdot A \cdot f_{cd} = 0,348 \cdot 0,19 \cdot 0,18 \cdot 21,56 \cdot 10^3 = 257 \text{ kN}$	69,0/257 = 0,27

### b. Diagonala stålstänger

De mest belastade ställdiagonalerna är de vid upplagen (det vill säga diagonalerna 2 – 3 och 7 – 10). Kraften som verkar i dessa diagonaler är:

Grafisk representation av krafterna som verkar i nod 2



Krafter verkande i stålstången

$$N_{sd} = N_{2-3} = \left( R - \frac{P}{2} \right) \frac{1}{\cos \beta} =$$

$$= \left( 69,0 - \frac{34,5}{2} \right) \cdot \frac{1}{\cos 39,8^\circ} = 67,4 \text{ kN}$$

Figur 6.4

Kraften som verkar i den diagonala stålstången är  $N_{sd} = 67,4 \text{ kN}$ . Dimensioneringen av de diagonala stålstångerna utförs som om de vore bultar utsatta för dragkraft, eftersom ändarna av stålstångerna är gängade. Partialkoefficienten för bultar är  $\gamma_{M2} = 1,2$ .

Tabell 6.7

Stålkvalitet	Dimension	Spänningsarea $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	Brottspänning $f_{ub}$ [MPa]	Dragspänning i stången $F_{t,Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ [kN]
4.8	M12	84	400	25,2
4.8	M16	157	400	47,1
4.8	M20	245	400	73,5
4.8	M24	353	400	105,9

Stålstång M20, 4.8 väljs som diagonala element i vindfackverket:

►  $N_{sd} = 67,4 \text{ kN} < f_{t,Rd} = 73,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$

# Dimensionering för bruksgränstillstånd (SLS)

## Exempel 7.1: Dimensionering av en rak träbjälke med hänsyn till nedböjning

En fritt upplagd rektangulär bjälke utsätts för karakteristisk permanent belastning,  $g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$  och karakteristisk variabel last  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  med medellång varaktighet. Den fria spännvidden  $\ell$  är 4,5 m och bjälkarna är placerade med ett centrumavstånd av 0,6 m. Tvärsnittet är  $45 \times 220 \text{ mm}$ . Se även *exempel 3.1, sidan 5*.

Bjälken är en del av ett bjälklag inomhus i ett bostadshus. Klimatklass 1 och säkerhetsklass 2. Dimensionera bjälken i konstruktionsvirke, hållfasthetsklass C24.

Bestäm nedböjningen för bjälken. Två olika lastfall kommer att diskuteras i det följande, för att visa olika fall som kan vara av intresse då kontroll av nedböjning ska genomföras.

### Lösning

Först bestäms nedböjningen för karakteristisk lastkombination, det vill säga en deformation som uppstår relativt sällan under stommens livslängd.

$$\text{Tröghetsmoment} \quad I = 39,93 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\text{Elasticitetsmodul för användning i bruksgränstillstånd} \quad E_{0,\text{mean}} = 11\,000 \text{ MPa}$$

Karakteristisk lastkombination:

$$q_d = g_k + q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} q_{k,i}$$

I detta fall  $g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ , variabel last är  $q_{k,1} = 2,0 \text{ kN/m}^2$  och ingen annan variabel last förekommer, det vill säga:

$$\sum \psi_{0,i} q_{k,i} = 0$$

Nedböjningen för en fritt upplagd bjälke är:

$$w = \frac{5q\ell^4}{384EI}$$

Momentana nedböjningen för egentyngden är:

$$w_{\text{inst,G}} = \frac{5g\ell^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 11000 \cdot 10^6 \cdot 39,93 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^3 = 3,6 \text{ mm}$$

Momentana nedböjningen för den variabla lasten är:

$$w_{\text{inst,Q}} = \frac{5q\ell^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 2,0 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 11000 \cdot 10^6 \cdot 39,93 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^3 = 14,6 \text{ mm}$$

Momentana nedböjningen (korttidsnedböjningen) motsvarar totalt  $\approx \ell/250$  (4 500/18,2).

Då långtidsnedböjningarna ska uppskattas är det mer relevant att referera till det kvasipermanenta lastfallet:

$$q_d = g_k + \sum \psi_{2,i} q_{k,i}$$

För bostadslaster är värdet av  $\psi_2 = 0,3$ , se *Del 2, tabell 2.2*.

Den slutliga nedböjningen orsakad av egentygnd kan antingen bestämmas med hjälp av värdet:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}}$$

i:

$$w = \frac{5q\ell^4}{384EI}$$

$k_{\text{def}} = 0,6$  erhålls ur *Del 2, tabell 9.1*.

Detta ger:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{11000}{1 + 0,6} = 6875 \text{ MPa}$$

$$w_{\text{fin,G}} = \frac{5q\ell^4}{384 E_{\text{mean,fin}} I} = \frac{5 \cdot 0,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 6875 \cdot 10^6 \cdot 39,93 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^3 = 5,8 \text{ mm}$$

Alternativt kan denna nedböjning bestämmas genom:

$$w_{\text{fin,G}} = w_{\text{inst,G}} (1 + k_{\text{def}})$$

$$w_{\text{fin,G}} = 3,6 \cdot (1 + 0,6) = 5,8 \text{ mm}$$

Krypdeformationen för den variabla lasten bestäms ur  $\psi_2 q_k$ . I överensstämmelse med egentygnden beräknas nedböjningen för den variabla lasten som:

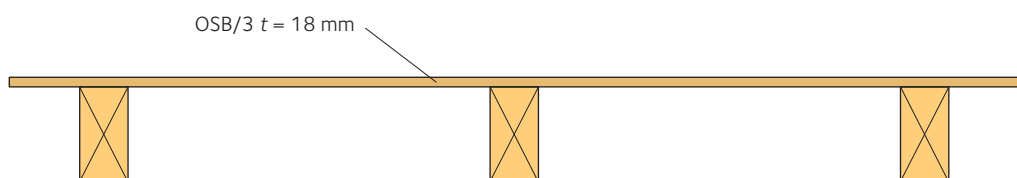
$$w_{\text{fin,Q}} = w_{\text{inst,Q}} (1 + \psi_2 k_{\text{def}})$$

$$w_{\text{fin,Q}} = 14,6 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,6) = 17 \text{ mm}$$

Den slutliga långtidsnedböjningen (inklusive korttidseffekterna) motsvarar totalt  $\approx \ell/200$  (4 500/22,8).

Godtagandet av en viss gräns måste bestämmas grundat på stom-elementets användning. I vissa fall kan värdet  $\ell/200$  innebära ett problem, medan det i andra fall kan vara acceptabelt. Det bör noteras att korttidseffekterna av den karakteristiska lasten är inkluderade i  $\ell/200$ .

## Exempel 7.2: Bruksgränskontroll av bjälklag med träbjälkar – vibration



Figur 7.1

Ett träbjälklag i ett bostadshus har en fri spännvidd av 3,7 m mellan upplagen. Stommen består av träbjälkar 45 × 220 mm med 0,4 m centrumavstånd, hållfasthetsklass C18 i klimatklass 1.

Golvbeklädnaden består av 18 mm tjock OSB/3, spikad mot bjälkarna. OSB-skivorna är orienterade med sin huvudspänriktning parallellt med träbjälkarna i detta exempel.

Golvets bredd är 4,4 m och golvets massa baserad enbart på permanent last är 35 kg/m<sup>2</sup>.

**Utför en dimensioneringskontroll för att bekräfta att bjälklagets vibrationsbeteende kommer att vara acceptabelt, se Del 2, avsnitt 9.4 eller Eurokod 5, avsnitt 7.3.**

Tröghetsmoment  $I$ :

$$I_{\text{joist}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,045 \cdot 0,22^3}{12} = 39,93 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Tröghetsmoment för golvbeklädnaden/meter bredd  $I_f$ :

$$I_f = \frac{b_f t^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,018^3}{12} = 4,86 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

Bjälklagsstommens bredd,  $B = 4,4 \text{ m}$

### Hållfasthetsklass C18

Medelvärde för elasticitetsmodulen för bjälkarna parallellt med fibrerna,  $E_{0,\text{mean}} = 9\,000 \text{ MPa}$

### OSB/3

Medelvärde för elasticitetsmodulen för golvbeklädnaden,  $E_m = 4\,930 \text{ MPa}$

Bjälklagets massa (kg/m<sup>2</sup>),  $m = 35 \text{ kg/m}^2$

a. Kontrollera lägsta egenfrekvensen för bjälklaget, se Del 1, ekvation 7.25:

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}}$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 3,7^2} \sqrt{\frac{\left(\frac{9000 \cdot 10^6 \cdot 39,93 \cdot 10^{-6}}{0,4}\right)}{35}} = 18,4$$

Den lägsta egenfrekvensen för bjälklaget är godtagbar, då den är högre än 8 Hz och ekvationerna som återfinns i Eurokod 5 kan användas för vibrationskontroll.

b. Kontrollera den statiska nedböjningen av bjälklaget enligt punktlastkriteriet i Del 1, ekvation 7.19:

Största tillåtna nedböjning är  $a = 1,5$  mm, för en punktlast av 1 kN.

$$w = \frac{P\ell^3}{48EI}$$

Kontrollera en enskild bjälke:

$P = 1\,000$  N

$$w = \frac{1000 \cdot 3,7^3}{48 \cdot 9000 \cdot 10^6 \cdot 39,93 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^3 = 2,9 \text{ mm}$$

Då detta inte är tillräckligt bra, utförs en kontroll avseende effekten av styvheten i bjälklagets båda riktningar, se Del 1, ekvation 7.20 – 7.22:

$$w = \kappa \frac{P\ell^3}{48EI}$$

där lastfördelningsfaktorn  $\kappa$  bestäms genom:

$$\kappa = \begin{cases} -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 & \text{då } 0 \leq \beta < 0,3 \\ 0,8 + 0,2\beta & \text{då } 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \end{cases}$$

med:

$$\beta = \frac{(EI)_\ell}{(EI)_B} \left(\frac{s}{\ell}\right)^4$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{9000 \cdot 39,93}{0,4}\right)}{(4930 \cdot 0,486)} \left(\frac{400}{3700}\right)^4 = 0,051$$

$$\kappa = -4,7 \cdot 0,051^2 + 2,9 \cdot 0,051 + 0,4 = 0,53$$

Vi får då, efter lastfördelning via golvskivan, en nedböjning av punktlasten:

$$M_{Rd} = f_{m,y,d} \cdot W_y$$

Detta innebär att den statiska verifieringen inte är helt uppfylld, men vi går ändå vidare med kontrollen. Vi skulle även kunna ändra virkeskvaliteten.

Det följande bör också gälla:

$$v \leq b^{(f_1 \zeta^{-1})}$$

där  $v$  är hastighetsresponsen på enhetsimpuls ( $\text{m}/(\text{Ns}^2)$ ).  $\zeta$  är den relativa dämpningen, vilken normalt kan sättas till 0,01. Konstanten  $b$  för kontroll av hastighetsresponsen på enhetsimpuls kan sättas till 100, se Del 2, avsnitt 9.4:

$$v \leq b^{(f_1 \zeta^{-1})} = 100^{(18,4 \cdot 0,01^{-1})} = 0,023$$

Hastighetsresponsen på enhetsimpuls erhålls genom:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mB\ell + 200}$$

där  $n_{40}$  är antalet moder av första ordningen, med egenfrekvenser upp till 40 Hz och  $B$  är bjälklagsbredden. Värdet av  $n_{40}$  kan beräknas ur:

$$n_{40} = \left\{ \left( \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left( \frac{B}{\ell} \right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_B} \right\}^{0,25}$$

$$n_{40} = \left\{ \left( \left( \frac{40}{18,4} \right)^2 - 1 \right) \left( \frac{4400}{3700} \right)^4 \frac{\left( \frac{9900 \cdot 39,93}{0,4} \right)}{(4930 \cdot 0,486)} \right\}^{0,25} = 7,5$$

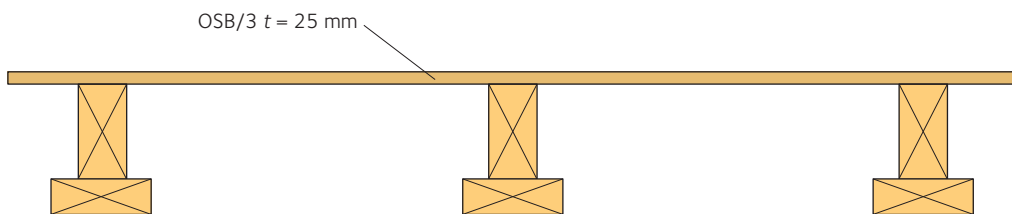
Hastighetsresponsen på enhetsimpuls blir då:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6 \cdot 7,5)}{35 \cdot 4,4 \cdot 3,7 + 200} = 0,025$$

- Detta värde är högre än gränsvärdet 0,023  $\text{m}/(\text{Ns}^2)$ . Den valda bjälklagsuppbyggnaden bör därför justeras för att undvika problem med vibrationer.



## Exempel 7.3 Bruksgränskontroll av bjälklag med limträelement – vibration



Figur 7.2

Ett träbjälklag i ett flervåningsbostadshus tillverkas med skivor av OSB/3 som övre fläns och med limträbalkar GL28cs som liv och undre flänsar. OSB-skivan har en tjocklek av 25 mm och är orienterad med sin huvudspänriktning parallellt med limträbalkarna i detta exempel. Livet har dimensionerna  $42 \times 315$  mm samt en underfläns med dimensionerna  $225 \times 42$  mm. Balkarna placeras med centrumavstånd 0,6 m.

Bjälklagssystemet kan antas uppvisa full samverkan. Bjälklaget har en längd av 5,5 m (i livens riktning) och en bredd av 8,0 m. Bjälklaget är fritt upplagt.

Massan av bjälklaget är  $45 \text{ kg/m}^2$ .

**Utför en dimensioneringskontroll för att bekräfta att bjälklagets vibrationsbeteende kommer att vara acceptabelt, se Del 2, avsnitt 9.4 eller Eurokod 5, avsnitt 7.3.**

Transformera först tvärsnittet till ett fiktivt tvärsnitt bestående av limträ, GL28cs.

OSB-skivans effektiva bredd  $b_{\text{eff}}$  kan sättas till  $0,15\ell$  enligt Del 1, tabell 5.1 eller Eurokod 5, tabell 9.1. Då  $\ell = 5,5$  m, blir  $b_{\text{eff}} = 0,825$  m, vilket är större än 0,6 m. Detta innebär att hela bredden av OSB-flänsen kan utnyttjas i beräkningen av tröghetsmomentet  $I$ .

Elasticitetsmodul för GL28cs  $E_{0,\text{mean}} = 12\,500 \text{ MPa}$

Elasticitetsmodul för OSB  $E_m = 4\,930 \text{ MPa}$

Den fiktiva bredden för flänsen erhålls ur:

$$b_{i,\text{fic}} = \frac{E_m}{E_{0,\text{mean}}} b_u = \frac{4930}{12500} \cdot 600 = 237 \text{ mm}$$

Tvärsnittsarean:

$$A_c = b_i \cdot h_i + b_w \cdot h_w + b_{i,\text{fic}} \cdot h_u = 225 \cdot 42 + 42 \cdot 315 + 237 \cdot 25 = 28596 \text{ mm}^2$$

Tyngdpunkten (från den undre kanten):

$$x_{tp} = \frac{b_{f_i} \cdot h_{\ell} \cdot \frac{h_{\ell}}{2} + b_w \cdot h_w \cdot \left( h_{\ell} + \frac{h_w}{2} \right) + b_{f_u, f_{ic}} \cdot h_u \cdot \left( h_{\ell} + h_w + \frac{h_u}{2} \right)}{A_c} = \frac{225 \cdot 42 \cdot \frac{42}{2} + 42 \cdot 315 \cdot \left( 42 + \frac{315}{2} \right) + 237 \cdot 25 \cdot \left( 42 + 315 + \frac{25}{2} \right)}{28596} = 176 \text{ mm}$$

Tröghetsmomentet för undre flänsen:

$$I_{f_i} = \frac{b_{f_i} h_{\ell}^3}{12} + b_{f_i} h_{\ell} \cdot \left[ x_{tp} - \left( \frac{h_{f_i}}{2} \right) \right]^2 = \frac{0,225 \cdot 0,042^3}{12} + 0,225 \cdot 0,042 \cdot \left[ 0,176 - \left( \frac{0,042}{2} \right) \right]^2 = 227 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Tröghetsmomentet för övre flänsen:

$$I_{f_u} = \frac{b_{f_u} h_u^3}{12} + b_{f_u} h_u \cdot \left[ x_{tp} - \left( h_{f_i} + h_w + \frac{h_{f_u}}{2} \right) \right]^2 = \frac{0,237 \cdot 0,025^3}{12} + 0,237 \cdot 0,025 \cdot \left[ 0,176 - \left( 0,042 + 0,315 + \frac{0,025}{2} \right) \right]^2 = 222 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Tröghetsmomentet för livet:

$$I_w = \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w \cdot \left[ x_{tp} - \left( h_{f_i} + \frac{h_w}{2} \right) \right]^2 = \frac{0,042 \cdot 0,315^3}{12} + 0,042 \cdot 0,315 \cdot \left[ -0,176 + 0,042 + \frac{0,315}{2} \right]^2 = 117 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Tröghetsmomentet:

$$I = I_{f_i} + I_{f_u} + I_w = 227 \cdot 10^{-6} + 222 \cdot 10^{-6} + 117 \cdot 10^{-6} = 566 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Tröghetsmomentet för golvbeläggningen/meter bredd:

$$I_f = \frac{b_t h_{f_u}^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,025^3}{12} = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Bjälklagsstommens bredd,  $B = 8 \text{ m}$

Massan av bjälklaget ( $\text{kg/m}^2$ ),  $m = 45 \text{ kg/m}^2$

**a. Kontrollera bjälklagets lägsta egenfrekvens:**

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_{\ell}}{m}}$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 5,5^2} \sqrt{\frac{\left( \frac{12500 \cdot 10^6 \cdot 566 \cdot 10^{-6}}{0,6} \right)}{45}} = 26,6$$

Den lägsta egenfrekvensen för bjälklaget är acceptabel, då den är högre än 8 Hz och ekvationerna som återfinns i Del 1, avsnitt 7.3.3.1 kan användas för en vibrationskontroll.

#### b. Kontrollera bjälklagets statiska nedböjning:

Största tillåtna nedböjning är  $a = 1,5$  mm, för en punktlast av 1 kN.

$$w = \frac{P\ell^3}{48EI}$$

Kontrollera en enskild balk:

$$P = 1\,000\text{ N}$$

$$w = \frac{1000 \cdot 5,5^3}{48 \cdot 12,5 \cdot 10^9 \cdot 566 \cdot 10^{-6}} \cdot 1000 = 0,5\text{ mm}$$

Bjälklagets nedböjning är mindre än det tillåtna värdet.

Det följande bör också gälla:

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)}$$

där  $v$  är hastighetsresponsen på enhetsimpuls ( $\text{m}/(\text{Ns}^2)$ ).  $\zeta$  är den relativa dämpningen, vilken normalt kan sättas till 0,01. Konstanten  $b$  för kontroll av hastighetsresponsen på enhetsimpuls kan sättas till 100, se Del 2, avsnitt 9.4:

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} = 100^{(26,6 \cdot 0,01 - 1)} = 0,034$$

Hastighetsresponsen på enhetsimpuls erhålls genom:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mB\ell + 200}$$

där  $n_{40}$  är antalet moder av första ordningen, med egenfrekvenser upp till 40 Hz och  $B$  är bjälklagsbredden. Värdet av  $n_{40}$  kan beräknas ur:

$$n_{40} = \left\{ \left( \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left( \frac{B}{\ell} \right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_B} \right\}^{0,25}$$

$$n_{40} = \left\{ \left( \left( \frac{40}{26,6} \right)^2 - 1 \right) \left( \frac{8000}{5500} \right)^4 \frac{(12500 \cdot 566)}{(4930 \cdot 1,3)} \right\}^{0,25} = 10,1$$

Hastighetsresponsen på enhetsimpuls blir då:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6 \cdot 10,1)}{45 \cdot 8 \cdot 5,5 + 200} = 0,012$$

- Då hastighetsresponsen på enhetsimpuls för bjälklaget är lägre än det tillåtna värdet, är det acceptabelt. Bjälklaget uppfyller vibrationskraven i Eurokod 5.

# Symboler

## Symboler i SS-EN 1995-1-1.

Symbol	Förklaring
<b>Latinska versaler</b>	
$A$	Tvårsnittsyta
$A_{ef}$	Effektiv area för kontaktytan mellan en spikplåt och det underliggande träet; effektiv kontaktyta vid tryck vinkelrätt mot fiberriktningen
$A_f$	Flänsens tvårsnittsarea
$A_{net,t}$	Nettotvårsnittsarea vinkelrätt fiberriktningen
$A_{net,v}$	Nettoskjuvarea parallellt fiberriktningen
$C$	Fjäderkonstant
$E_{0,05}$	Elasticitetsmodulens 5-procentsfraktil
$E_d$	Elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde
$E_{mean}$	Elasticitetsmodulens medelvärde
$E_{mean,fin}$	Slutligt medelvärde på elasticitetsmodulen
$F$	Kraft
$F_{A,Ed}$	Dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{A,min,d}$	Minsta dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{ax,Ed}$	Dimensionerande axialkraft på en förbindare
$F_{ax,Rd}$	Dimensionerande värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare
$F_{ax,Rk}$	Karakteristiskt värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare
$F_c$	Tryckkraft
$F_d$	Dimensionerande kraft
$F_{d,ser}$	Dimensionerande kraft i bruksgränstillståndet
$F_{f,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga per förbindare i ett väggelement
$F_{i,c,Ed}$	Dimensionerande reaktionskraft (tryck) i änden av en väggskiva
$F_{i,t,Ed}$	Dimensionerande reaktionskraft (dragning) i änden av en väggskiva
$F_{i,vert,Ed}$	Vertikal last på en vägg
$F_{i,v,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga vid skivverkan för delelement $i$ eller vägg $i$
$F_{la}$	Tvärgående last
$F_{M,Ed}$	Dimensionerande kraft från ett dimensionerande moment
$F_t$	Dragkraft
$F_{t,Rk}$	Karakteristiskt värde för dragbärförmågan hos ett förband
$F_{v,0,Rk}$	Karakteristisk bärförmåga för en skruv med mellanlängsbricka längs fiberriktningen
$F_{v,Ed}$	Dimensionerande tvärkraft per skjuvningsplan för en förbindare; horisontell dimensionerande kraft på en väggskiva

$F_{v,Rd}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare; dimensionerande tvärkraftsbärförmåga
$F_{v,Rk}$	Karakteristisk tvärkraftsbärförmåga per skjuvningsplan för en förbindare
$F_{v,w,Ed}$	Dimensionerande tvärkraft i balkliv
$F_{x,Ed}$	Dimensioneringsvärde för en kraft i x-riktningen
$F_{y,Ed}$	Dimensioneringsvärde för en kraft i y-riktningen
$F_{x,Rd}$	Dimensioneringsvärde för en plåts bärförmåga i x-riktningen
$F_{y,Rd}$	Dimensioneringsvärde för en plåts bärförmåga i y-riktningen
$F_{x,Rk}$	Plåtens karakteristiska bärförmåga i x-riktningen
$F_{y,Rk}$	Plåtens karakteristiska bärförmåga i y-riktningen
$G_{0,05}$	Skjuvmodulens 5-procentsfraktil
$G_d$	Skjuvmodulens dimensioneringsvärde
$G_{mean}$	Skjuvmodulens medelvärde
$H$	En takstols totala höjd
$I_f$	Flänsens tröghetsmoment
$I_{tor}$	Vridtröghetsmoment
$I_z$	Tröghetsmoment kring den vekare axeln
$K_{ser}$	Förskjutningsmodul
$K_{ser,fin}$	Slutlig förskjutningsmodul
$K_u$	Momentan förskjutningsmodul vid brottgränstillstånd
$L_{net,t}$	Tvårsnittareans nettobredd vinkelrätt mot fiberriktningen
$L_{net,v}$	Nettolängd av brottyta vid skjuvning
$M_{A,Ed}$	Dimensionerande moment på en spikplåt
$M_{ap,d}$	Dimensionerande moment i hjässzonen
$M_d$	Dimensionerande moment
$M_{y,Rk}$	Karakteristiskt flytmoment för en förbindare
$N$	Axialkraft
$R_{90,d}$	Dimensionerande fläkbärförmåga
$R_{90,k}$	Karakteristisk fläkbärförmåga
$R_{ax,d}$	Dimensionerande bärförmåga för ett axiellt belastat förband
$R_{ax,k}$	Karakteristisk bärförmåga för ett axiellt belastat förband
$R_{ax,\alpha,k}$	Karakteristisk bärförmåga i en vinkel $\alpha$ mot fiberriktningen
$R_d$	Dimensionerande värde på bärförmåga
$R_{ef,k}$	Effektiv karakteristisk bärförmåga för ett förband
$R_{iv,d}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga för en vägg
$R_k$	Karakteristisk bärförmåga
$R_{sp,k}$	Karakteristisk fläkbärförmåga

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

$R_{to,k}$	Karakteristisk bärförmåga för en tandbricka
$R_{v,d}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga för en vägg
$V$	Tvärkraft; volym
$V_u, V_\ell$	Tvärkrafterna i övre respektive nedre delen av en balk med ett hål
$W_y$	Böjmotstånd kring $y$ -axeln
$X_d$	Dimensionerande värde för en hållfasthetsegenskap
$X_k$	Karakteristiskt värde för en hållfasthetsegenskap
<b>Latinska gemena</b>	
$a$	Avstånd
$a_1$	Avstånd, parallellt fiberriktningen, mellan förbindare inom en rad
$a_{1,CG}$	Minsta ändavstånd till tyngdpunkten för träskruven i respektive virkesdel
$a_2$	Avstånd, vinkelrätt fiberriktningen, mellan rader av förbindare
$a_{2,CG}$	Minsta kantavstånd till tyngdpunkten för träskruven i respektive virkesdel
$a_{3,c}$	Avstånd mellan förbindare och obelastad ände
$a_{3,t}$	Avstånd mellan förbindare och belastad ände
$a_{4,c}$	Avstånd mellan förbindare och obelastad kant
$a_{4,t}$	Avstånd mellan förbindare och belastad kant
$a_{bow}$	Största initialkrokighet i en virkesdel i ett fackverk
$a_{bow,perm}$	Största tillåtna initialkrokighet i en virkesdel i ett fackverk
$a_{dev}$	Största placeringsavvikelse för ett fackverk
$a_{dev,perm}$	Största tillåtna placeringsavvikelse för ett fackverk
$b$	Bredd
$b_i$	Bredd hos skiva $i$ eller vägg $i$
$b_{net}$	Fritt avstånd mellan väggreglar
$b_w$	Livets bredd
$d$	Diameter; gängans ytterdiameter
$d_1$	Diameter för centrumhålet hos en mellanläggsbricka; gängans innerdiameter
$d_c$	Mellanläggsbrickans diameter
$d_{ef}$	Effektiv diameter
$d_h$	Förbindarens huvuddiameter
$f_{h,i,k}$	Karakteristisk hållkanthållfasthet för trädel $i$
$f_{a,0,0}$	Karakteristisk förankringshållfasthet per ytenhet för $\alpha = 0^\circ$ och $\beta = 0^\circ$
$f_{a,90,90}$	Karakteristisk förankringshållfasthet per ytenhet för $\alpha = 90^\circ$ och $\beta = 90^\circ$
$f_{a,\alpha,\beta,k}$	Karakteristisk förankringshållfasthet
$f_{ax,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet för spetsändan för en spik; karakteristisk utdragshållfasthet
$f_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet längs fiberriktningen
$f_{c,w,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet hos balkliv
$f_{f,c,d}$	Dimensionerande tryckhållfasthet hos balkfläns
$f_{c,90,k}$	Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen

$f_{f,t,d}$	Dimensionerande draghållfasthet hos balkfläns
$f_{h,k}$	Karakteristisk hållkanthållfasthet
$f_{head,k}$	Karakteristisk genomdragshållfasthet för förbindare
$f_1$	Lägsta egenfrekvens
$f_{m,k}$	Karakteristisk böjhållfasthet
$f_{m,y,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet kring $y$ -axeln (huvudaxel)
$f_{m,z,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet kring $z$ -axeln (huvudaxel)
$f_{m,\alpha,d}$	Dimensionerande böjhållfasthet i vinkeln $\alpha$ mot fiberriktningen
$f_{t,0,d}$	Dimensionerande draghållfasthet längs fiberriktningen
$f_{t,0,k}$	Karakteristisk draghållfasthet längs fiberriktningen
$f_{t,90,d}$	Dimensionerande draghållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{t,w,d}$	Dimensionerande draghållfasthet hos balkliv
$f_{u,k}$	Karakteristisk draghållfasthet för skruv
$f_{v,0,d}$	Dimensionerande panelskjuvhållfasthet
$f_{v,\alpha,\alpha,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet i vinkel $\alpha$ mot fiberriktningen
$f_{v,\alpha,90,k}$	Karakteristisk utdragshållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen
$f_{v,d}$	Dimensionerande skjuvhållfasthet
$h$	Höjd; vägghöjd
$h_{ap}$	Hjässzonens höjd
$h_d$	Håldjup
$h_e$	Inträngningsdjup; avstånd till belastad kant
$h_{ef}$	Effektiv höjd
$h_{f,c}$	Höjd hos tryckt fläns
$h_{f,t}$	Höjd hos dragen fläns
$h_{rf}$	Avstånd från hålets undre kant till elementets underkant
$h_{ru}$	Avstånd från hålets övre kant till elementets överkant
$h_w$	Livhöjd
$i$	Vinkel på urtag
$k_{c,y}, k_{c,z}$	Instabilitetsfaktor
$k_{cr}$	Sprickfaktor för tvärkraftsbärförmåga
$k_{crit}$	Faktor som används vid beräkning av vippning
$k_d$	Dimensionsfaktor för skiva
$k_{def}$	Deformationsfaktor
$k_{dis}$	Korrektionsfaktor som tar hänsyn till spänningsfördelningen i hjässzonen
$k_{r,1}, k_{r,2}, k_{r,3}$	Korrektionsfaktorer för bärförmåga hos stagningar
$k_h$	Höjdfaktor
$k_{i,q}$	Faktor för utbredd last
$k_m$	Faktor som tar hänsyn till omfördelning av böjspänningar i ett tvärsnitt
$k_{mod}$	Lastvaraktighets- och fuktfaktor
$k_n$	Faktor för väggs beklädnad

$k_r$	Reduktionsfaktor
$k_{R,red}$	Reduktionsfaktor för bärförmåga
$k_s$	Faktor för avstånd mellan förbindare; korrektionsfaktor för fjäderkonstant
$k_{s,red}$	Reduktionsfaktor för inbördes avstånd
$k_{shape}$	Faktor beroende på tvärsnittets form
$k_{sys}$	Faktor för bärförmåga hos ett system
$k_v$	Reduktionsfaktor för balkar med urtag
$k_{vol}$	Volymfaktor
$k_y$ eller $k_z$	Instabilitetsfaktor
$\ell_{a,min}$	Minsta förankringslängd för en inlimmad skruv
$\ell$	Spännvidd; kontaktlängd
$\ell_A$	Avstånd från ett hål till elementupplagets centrumlinje
$\ell_{ef}$	Effektiv längd; effektiv fördelningslängd
$\ell_V$	Avstånd från ett hål till elementets ände
$\ell_z$	Centrumavstånd mellan hål
$m$	Massa per ytenhet
$n_{40}$	Antal frekvenser under 40 Hz
$n_{ef}$	Effektivt antal förbindare
$p_d$	Utbredd last
$q_i$	Ekvivalent jämnt utbredd last
$r$	Krökningsradie
$s$	Avstånd/delning
$s_0$	Basavstånd mellan förbindare
$r_{in}$	Innerradie
$t$	Tjocklek
$t_{pen}$	Inträngning
$u_{creep}$	Krypdeformation
$u_{fin}$	Slutlig deformation
$u_{fin,G}$	Slutlig deformation för permanent last G
$u_{fin,Q,1}$	Slutlig deformation för den variabla huvudlasten $Q_1$
$u_{fin,Q,i}$	Slutlig deformation för samhörande variabla laster $Q_i$
$u_{inst}$	Momentan deformation
$u_{inst,G}$	Momentan deformation för permanent last G
$u_{inst,Q,1}$	Momentan deformation för den variabla huvudlasten $Q_1$
$u_{inst,Q,i}$	Momentan deformation för samhörande variabla laster $Q_i$
$w_c$	Överhöjning
$w_{creep}$	Krypedböjning
$w_{fin}$	Slutlig nedböjning
$w_{inst}$	Momentan nedböjning
$w_{net,fin}$	Slutlig nettonedböjning
$v$	Impulshastighetsrespons

Grekiska gemena	
$\alpha$	Vinkeln mellan x-riktningen och kraften i en spikplåt; vinkeln mellan kraft och fiberriktning; vinkeln mellan lastens angrepp och den belastade kanten (eller änden)
$\beta$	Vinkeln mellan fiberriktningen och kraften för en spikplåt
$\beta_c$	Rakhetsfaktor
$\gamma$	Vinkel mellan x-riktningen för en spikplåt och träelementets huvudriktning
$\gamma_M$	Partiellkoefficient för materialegenskaper, tar också hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodell och måttavvikelser
$\lambda_y$	Slankhetstal svarande mot böjning kring y-axeln
$\lambda_z$	Slankhetstal svarande mot böjning kring z-axeln
$\lambda_{rel,y}$	Relativt slankhetstal svarande mot böjning kring y-axeln
$\lambda_{rel,z}$	Relativt slankhetstal svarande mot böjning kring z-axeln
$\rho_k$	Karakteristisk densitet
$\rho_m$	Medeldensitet
$\sigma_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Dimensionerande tryckspänning i vinkeln $\alpha$ mot fiberriktningen
$\sigma_{f,c,d}$	Medelvärde för dimensionerande tryckspänning i fläns
$\sigma_{f,c,max,d}$	Dimensionerande tryckspänning i flänsens yttersta fiber
$\sigma_{f,t,d}$	Medelvärde för dimensionerande dragspänning i fläns
$\sigma_{f,t,max,d}$	Dimensionerande dragspänning i flänsens yttersta fiber
$\sigma_{m,crit}$	Kritisk böjspänning
$\sigma_{m,y,d}$	Dimensionerande böjspänning kring y-axeln (huvudaxel)
$\sigma_{m,z,d}$	Dimensionerande böjspänning kring z-axeln (huvudaxel)
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Dimensionerande böjspänning i vinkeln $\alpha$ mot fiberriktningen
$\sigma_N$	Normalspänning
$\sigma_{t,0,d}$	Dimensionerande dragspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{t,90,d}$	Dimensionerande dragspänning vinkelrätt fiberriktningen
$\sigma_{w,c,d}$	Dimensionerande tryckspänning i balkliv
$\sigma_{w,t,d}$	Dimensionerande dragspänning i balkliv
$\tau_d$	Dimensionerande skjuvspänning
$\tau_{F,d}$	Dimensionerande förankringsspänning av axiell kraft
$\tau_{M,d}$	Dimensionerande förankringsspänning av moment
$\tau_{tor,d}$	Dimensionerande skjuvspänning av vridning
$\psi_0$	Faktor för kombinationsvärde av variabla laster
$\psi_1$	Faktor för frekvent värde på variabel last
$\psi_2$	Faktor för kvasipermanent värde på variabel last
$\zeta$	Relativ dämpning

## Friskrivningar

Genom att använda innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3* godkänner du nedan angivna användarvillkor. All information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3* tillhandahålls endast i informationssyfte och ska inte anses vara en rådgivande eller professionell relation med läsaren.

All information tillhandahålls i befintligt skick och utan någon form av garanti, i den utsträckning som tillåts av gällande lag. Även om utgivaren i rimlig omfattning försöker tillhandahålla tillförlitlig information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3*, garanterar inte utgivaren att innehållet är fritt från felaktigheter, misstag och/eller avsaknad av information eller att innehållet är aktuellt och relevant för användarens behov.

Utgivaren, Föreningen Sveriges Skogsindustrier, lämnar ingen garanti för några resultat som härrör från nyttjandet av informationen som finns i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3*. All användning av information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3* sker på eget ansvar och på egen risk.

Rättigheterna till innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3* tillkommer Föreningen Sveriges Skogsindustrier. Innehållet skyddas enligt upphovsrättslagen. Missbruk beivras. Kopiering av innehållet är förbjuden.

Föreningen Sveriges Skogsindustrier tar inte något ansvar för skada som må orsakas på grund av innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 3*.

# Dimensionering av träkonstruktioner Del 3

© Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2019  
Tredje utgåvan

## Utgivare

Skogsindustrierna  
Svenskt Trä  
Box 55525  
102 04 STOCKHOLM  
Tel: 08-762 72 60  
Fax: 08-762 79 90  
E-post: [info@svenskttra.se](mailto:info@svenskttra.se)  
[www.svenskttra.se](http://www.svenskttra.se)

## Projektledare

Johan Fröbel – Svenskt Trä

## Faktagranskare

Eric Borgström  
Patrice Godonou – Svenskt Trä  
Rune Karlsson – Rune Karlssons Byggprojektering i Hedemora

## Illustrationer

Vendela Martinac – Thelander Arkitektur & Design AB  
Cornelia Thelander – Thelander Arkitektur & Design AB

## Grafisk form och produktion

ProService Kommunikation AB

ISBN 978-91-985214-9-8



# Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä

## Publikationer om trä

Beställ via [www.svenskttra.se/publikationer](http://www.svenskttra.se/publikationer).



### Att välja trä

Samlad information om materialet trä. 148 sidor. Format A4.



### Dimensionering av träkonstruktioner, 3 delar

1. Projektering av träkonstruktioner. 256 sidor.  
2. Regler och formler enligt Eurokod 5. 60 sidor.  
3. Exempel. 60 sidor.  
Format A4.



### Förpackningshandbok

Fakta, projektering och dimensionering av förpackningar i trä. 80 sidor. Format A4.



### Hantera virket rätt

Folder och etikett som beskriver hur man lagrar trä på bygg- arbetsplatsen. 6 sidor och etikett. Format A4.



### Guide för handels- sortering och hållfasthetsklasser

16 sidor. Format A4.



### Handelssortering

Regelverk för sortering av trävaror. 84 sidor. Format A5.



### KL-trähandbok

Fakta och projektering av KL-träkonstruktioner. 188 sidor. Format A4.



### Lathunden

En hjälpreda vid dimensionering och virkesåtgång. 84 sidor. Format A6. Finns även som app. Sök efter Lathunden i App Store eller Google Play och ladda ner.

## Publikationer om limträ

Beställ via [www.svenskttra.se/publikationer](http://www.svenskttra.se/publikationer).



### Drift och underhåll av limträ

Folder som beskriver ytbehandling och underhåll av limträ. 6 sidor. Format A4.



### Hantera limträ rätt

Folder och snabbguide som beskriver lagring av limträ på byggarbetsplatsen. 6 sidor och etikett. Format A4.



### Limträ PocketGuide

Samlad information om limträ. 36 sidor. Format A6.



### Limträhandbok, 4 delar

1. Fakta om limträ. 88 sidor. Format A4.  
2. Projektering av limträkonstruktioner. 268 sidor. Format A4.  
3. Dimensionering av limträkonstruktioner. 224 sidor. Format A4.  
4. Planering och montage av limträkonstruktioner. 76 sidor. Format A4.

## Hemsidor



[www.svenskttra.se](http://www.svenskttra.se)



[www.svenskttra.se/limtra](http://www.svenskttra.se/limtra)



[www.traguiden.se](http://www.traguiden.se)



[www.traradhuset.se](http://www.traradhuset.se)



Svenskt Träs huvuduppdrag är att bredda marknaden för, och öka värdet på, svenskt trä och träprodukter inom byggande, inredning och emballage. Genom att inspirera, informera och sprida kunskap lyfter vi fram trä som ett konkurrenskraftigt, förnybart, mångsidigt och naturligt material. Svenskt Trä driver också viktiga bransch- och handelsfrågor för sina medlemmar.

Svenskt Trä representerar svensk sågverksnäring och är en del av branschorganisationen Skogsindustrierna. Svenskt Trä företräder också svensk limträ- och förpackningsindustri samt har ett nära samarbete med svensk bygghandel och trävarugrossisterna.

© Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2019.

Box 55525  
102 04 Stockholm  
Tel: 08-762 72 60  
Fax: 08-762 79 90  
info@svenskttra.se  
svenskttra.se



ISBN 978-91-985214-9-8