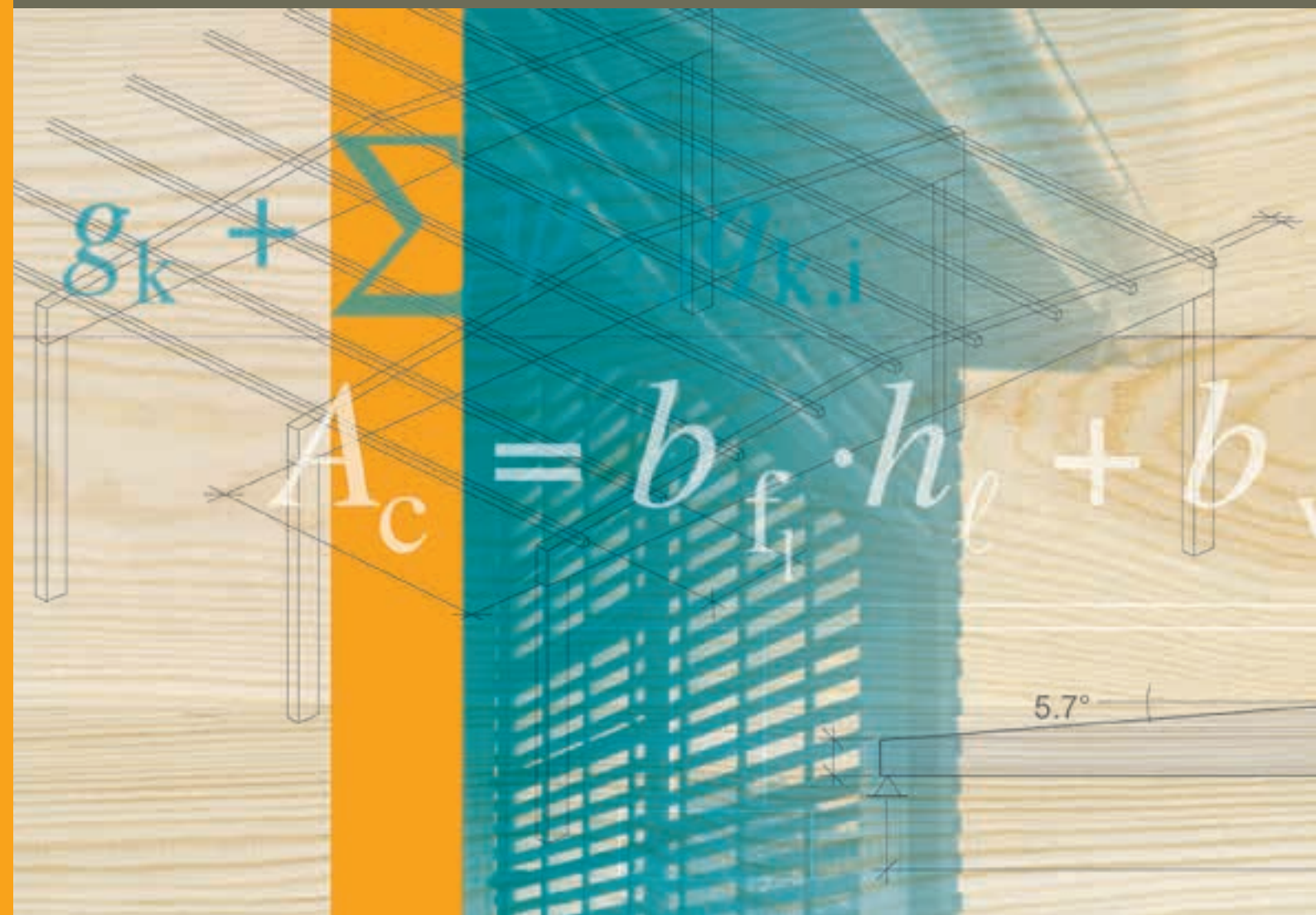


Dimensionering av träkonstruktioner

Dimensioneringsexempel

Del 3

UTGÅVA 2:2016



Dimensionering i brottgränstillstånd (ULS)
Dimensionering av träförband
Sammansatta träelement
Horisontalstabilisering
Dimensionering i bruksgränstillstånd (SLS)

SVENSKT TRÄ™

Dimensionering av träkonstruktioner

Dimensioneringsexempel

Del 3

UTGÅVA 2:2016



Redaktör

Eric Borgström

Faktagranskare

Eric Borgström och Rune Karlsson

Formgivning och produktion

ProService Kommunikation AB

Illustrationer

Cornelia Thelander

Vendela Martinac

ISBN 978-91-981922-8-5

Utgivare

Skogsindustrierna

Svenskt Trä

Box 55525

102 04 STOCKHOLM

Tel: 08-762 72 60

Fax: 08-762 79 90

E-post: info@svensktra.se

www.svensktra.se

Förord

Det här är den andra 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 10 (BFS 2015:6). 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, som uppdateras kontinuerligt med ny kunskap och praktiska erfarenheter. TräGuiden är mycket omfattande med tabeller, ritningar och illustrationer.

Välkommen in på www.traguiden.se!

Övrig information om trä, limträ och träbyggande finns på www.svenskttra.se.

Stockholm, oktober 2016

Eric Borgström
Svenskt Trä



Dimensionering av träkonstruktioner

Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3 är anpassade till Eurokod 5 och till de svenska tillämpningsreglerna EKS 10 (BFS 2015:6).

- 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

Innehållsförteckning

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

Kapitel 3, Dimensionering i brottgränstillstånd (ULS)	7
Exempel 3.1 Dimensionering av en rak träbjälke	7
Exempel 3.2 Bärförmåga för upplaget för en träbjälke.....	9
Exempel 3.3 Bärförmågan för en träbalk med urtag	11
Exempel 3.4 Kontroll av vippning för en limträbalk	14
Exempel 3.5 Dimensionering av en sadelbalk (ULS och SLS)	18
Kapitel 4, Dimensionering av träförband	24
Exempel 4.1 Dimensionering av ett dragstagsförband	24
Exempel 4.2 Dimensionering av spikat förband i ett Gerbersystem	26
Exempel 4.3 Dimensionering av skruvförband i dragning.....	29
Exempel 4.4 Dimensionering av momentstyv pelarfot	31
Kapitel 5, Sammansatta trärelement	36
Exempel 5.1 Dimensionering av en I-balk med liv av OSB (ULS och SLS).....	36
Kapitel 6, Horisontalstabilisering	44
Exempel 6.1 Dimensionering av ett stabiliserande system för vind mot gavel på en industribyggnad	44
Kapitel 7, Dimensionering i bruksgränstillstånd (SLS)	49
Exempel 7.1 Dimensionering av en rak träbjälke med hänsyn till nedböjning	49
Exempel 7.2 Bruksgränskontroll av bjälklag med träbjälkar – vibration	51
Exempel 7.3 Bruksgränskontroll av bjälklag med limträelement – vibration	54
Symboler	58
Friskrivningar	62

3 Dimensionering 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, $k_h = 1,0$ (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:

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

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

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:

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

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

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:

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

Karakteristiskt värde för skjuvhållfastheten:

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

Därmed erhålls det dimensionerande värdet för skjuvhållfastheten av:

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

Det dimensionerande värdet för tvärkraftskapaciteten erhålls av:

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

Enligt det nationella tillägget i Sverige, för närvarande EKS 10 (BFS 2015:6), bör värdet av A bestämmas grundat på b_{ef} för ett konstruktionselement utsatt för böjmoment. Den effektiva bredden b_{ef} erhålls ur:

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

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

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

- **Detta visar att $V_{\text{Ed}} < V_{\text{Rd}}$, 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 i denna del 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, ℓ_b är verklig upplagslängd och $P = F_{c,90,d}$ är kraften vid upplaget.

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

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

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

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:

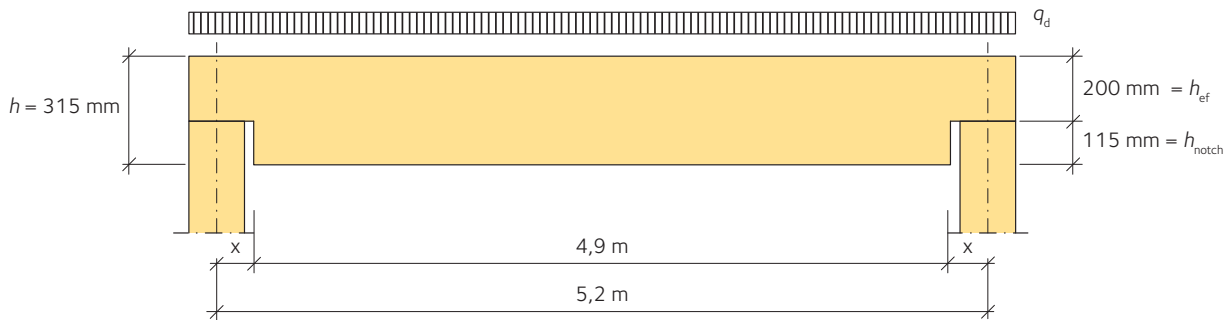
$$k_{c,90} = 1,5$$

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 endast en mindre del av bjälken utsätts för tryck, tillåter 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 figuren ovan 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:

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

Dimensionerande tvärkraft är:

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

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 $231 \text{ mm} \leq h < 600 \text{ mm}$, $k_h = (600/315)^{0,1} = 1,07$ (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 $f_{v,k} = 3,5 \text{ MPa}$.

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 10 (BFS 2015:6), bör värdet på A bestämmas grundat på b_{ef} för ett konstruktionselement utsatt för böjmoment. Den effektiva bredden b_{ef} erhålls ur:

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

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

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

► Detta visar att $V_{\text{Ed}} < V_{Rd}$, 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):

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

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.

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

där:

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

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

$k_n = 6,5$ 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 ändrar	$h_{\text{ef}} = 200 \text{ mm}$
Förhållande h_{ef}/h	$\alpha = h_{\text{ef}}/h = 0,63$
Längden av urtaget, från ändupplagets centrumlinje	$x = 150 \text{ mm}$

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

Skjuvspänningen är:

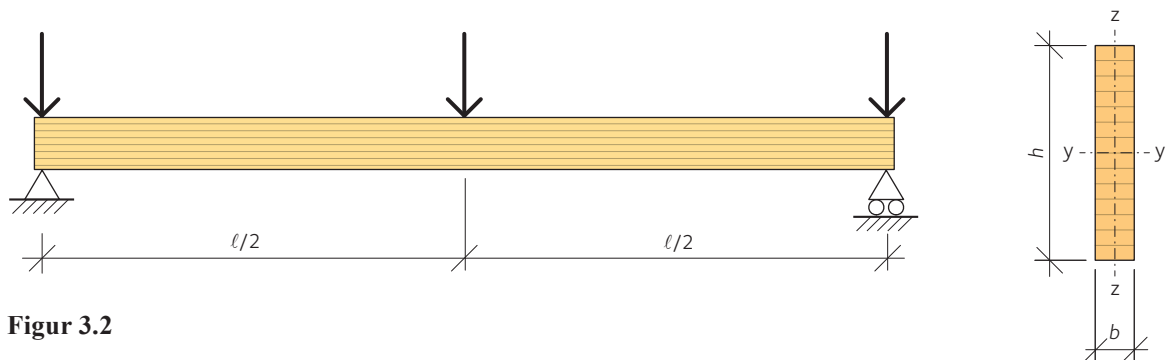
$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot 13,3 \cdot 10^{-3}}{0,86 \cdot 0,09 \cdot 0,2} = 1,29 \text{ MPa}$$

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 spännvidd 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 ³

3.4.2 Limträegenskaper**Limträ GL30c:**

Karakteristisk böjhållfasthet	$f_{m,k} = 30$ N/mm ²
Karakteristisk skjuvhållfasthet	$f_{v,k} = 3,5$ N/mm ²
Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerna	$f_{c,90,k} = 2,5$ N/mm ²
5-percentilens elasticitetsmodul parallellt med fibrerna	$E_{0,05} = 10,8$ kN/mm ²
5-percentilens skjuvmodul parallellt med fibrerna	$G_{05} = 0,54$ kN/mm ²

Elasticitetsmodulens medelvärde parallellt med fibrerna	$E_{0,\text{mean}} = 13,0 \text{ kN/mm}^2$
Skjuvmodul medelvärde	$G_{\text{mean}} = 0,65 \text{ kN/mm}^2$
Balkens medeldensitet	$\rho_m = 430 \text{ kg/m}^3$

3.4.3 Partialkoefficienter

EKS 10: Tabell B-3 för brottgränstillstånd (ULS):

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

3.4.4 Laster

Egentyngd för balken
(ofta brukar antas 5 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 (Eurokod 0: Ekvation 6:10 och EKS 10: 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 (Del 2: Tabell 3.2)

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

Storleksfaktor för tvärsnittshöjd större än 600 mm (Del 2: Avsnitt 3.3)

$$k_{\text{h}} = 1,0$$

Sidostabilitet för balken (Del 2: Kapitel 4)

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

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

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

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

Kritisk böjspänning (Del 2: Kapitel 4 eller Eurokod 5: Ekvation 6.32)

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

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

Relativ slankhet vid böjning (Del 2: Kapitel 4 eller Eurokod 5: Ekvation 6.30)

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

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

Sidostabilitetsfaktor (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 $f_{m,y,d} = 19,20 \text{ N/mm}^2$

Dimensionerande böjhållfasthet med hänsyn till vippning i sidled (Del 2: Kapitel 4) $M_{Rd} = f_{m,y,d} \cdot W_y \cdot k_{crit} \quad M_{Rd} = 90,6 \text{ N/mm}^2$

- **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) $k_{cr} = 3,0/3,5 = 0,86$

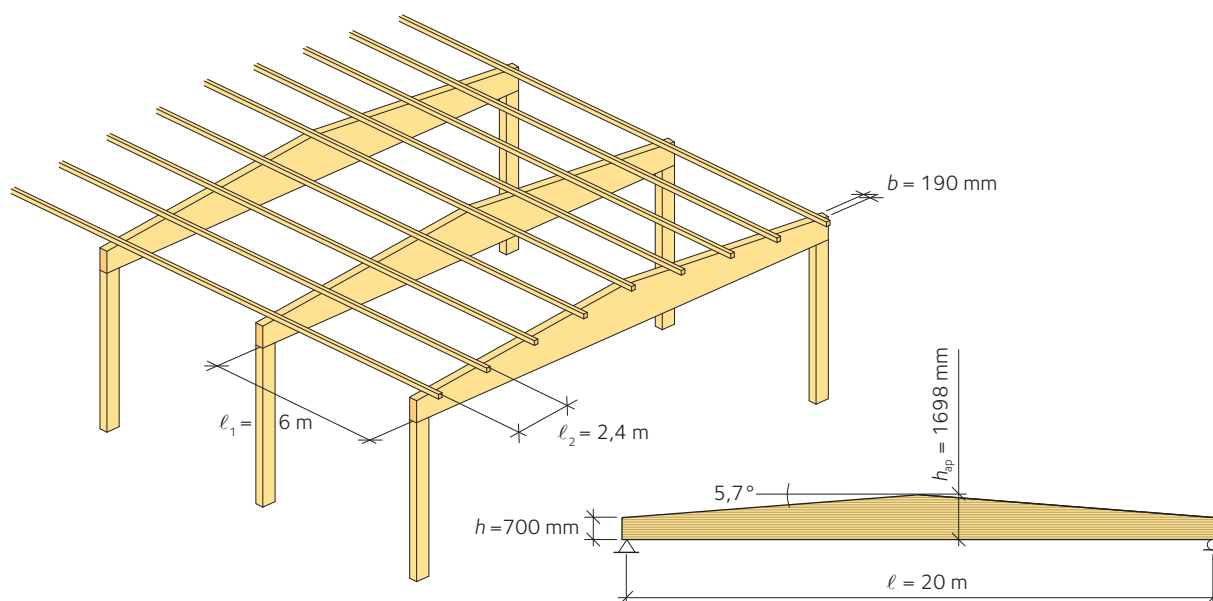
Effektiv bredd för skjuvning $b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad b_{ef} = 99 \text{ mm}$

Dimensionerande skjuvspänning (Del 2: Kapitel 6) $\tau_d = 0,38 \text{ N/mm}^2$

Dimensionerande skjuvhållfasthet (Del 2: Avsnitt 3.1) $f_{v,d} = 2,24 \text{ N/mm}^2$

- **Balkdimensionen är tillräcklig.**

Exempel 3.5 Dimensionering av en sadelbalk (ULS och SLS)



Figur 3.3: Balkens geometri.

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 μ 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 10 jämnt utbredd över hela balkens längd.

Tabell 3.1

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

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}
Brugsgränstillstånd (SLS)					
–	1	$g_k = (g_{1k} + g_{2k}) = 5,1$		–	0,6
–	1	$s = 8,77$		–	0,6
Brottgränstillstånd (ULS)					
$3 \rightarrow \gamma_d = 1$	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

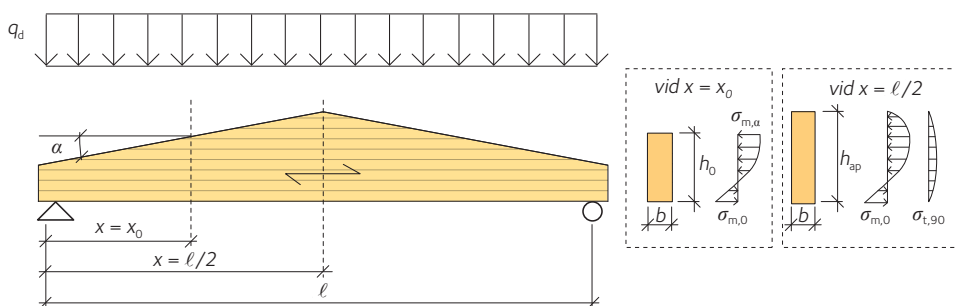
Materialet som används för denna stomme är limträ GL30c ($\gamma_M = 1,25$, $k_{mod} = 0,8$).

Tabell 3.3

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

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

a. Bestämning av spänningar



Figur 3.4

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 (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_ℓ för att ta hänsyn till det faktum att balkens tvärsnittshöjd inte är konstant, utan varierar linjärt och har en singularitet vid hjässan. Ökningsfaktorn k_ℓ ökar med ökande taklutning och den kan hämtas ur Del 2: Avsnitt 8.2 eller Eurokod 5: Ekvation 6.43. För en lutning $\alpha = 5,7^\circ \rightarrow k_\ell = 1,2$.

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

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 $\alpha = 5,7^\circ \rightarrow k_{m,\alpha} = 0,86$.

Tabell 3.4

Läge	$\sigma_{m,d}$ [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	$k_{m,\alpha}$	$f_{m,\alpha,d}$ [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; $f_{m,\alpha,d}$ = reducerad dimensionerande böjhållfasthet (snedsågad kant).

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:

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

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 .

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 10 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.

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.

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

$$\tau = 1,5 \cdot 169,218 \cdot 1000 / (0,19 \cdot 0,7) = 1,908 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$f'_{v,d} = 3,0 / 3,5 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 0,8 / 1,25 = 1,920 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

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 $190 \times 360 \text{ mm}$. Upplagsytan mellan balk och pelare är därför $b \times \ell_b = 190 \times 360 \text{ mm}^2$.

Tryckspänningen vinkelrätt mot fibrerna kan utvärderas enligt Del 2: Avsnitt 5.2 eller Eurokod 5: 6.1.5:

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

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 γ_M till 1,0.

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	$1,75 \cdot 1,6 = 2,8$	$2,6 / 2,8 = 0,93$

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:

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

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

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

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

De momentana nedböjningarna är:

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

$$w_{g,\text{inst}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot \ell^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot I_y} \cdot k_m + \chi \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{g_k \cdot \ell^2}{G_{\text{mean}} \cdot A} \cdot k_v = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,1 \cdot 20000^4 \cdot 12}{13000 \cdot 190 \cdot 700^3} \cdot 0,14 + 1,2 \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{5,1 \cdot 20000^2}{650 \cdot 190 \cdot 700} \cdot 0,71 = 23 \text{ mm}$$

$$w_{qs1,\text{inst}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{s \cdot \ell^4}{E_{0,\text{mean}} \cdot I_y} \cdot k_m + \chi \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{s \cdot \ell^2}{G_{\text{mean}} \cdot A} \cdot k_v = \frac{5}{384} \cdot \frac{8,77 \cdot 20000^4 \cdot 12}{13000 \cdot 190 \cdot 700^3} \cdot 0,14 + 1,2 \cdot \frac{1}{8} \cdot \frac{8,77 \cdot 20000^2}{650 \cdot 190 \cdot 700} \cdot 0,71 = 41 \text{ mm}$$

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

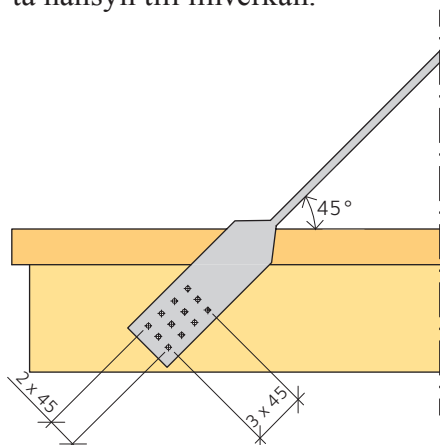
$$w_{\text{fin}} = w_{g,\text{inst}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) + w_{q,\text{inst}} \cdot (1 + \Psi_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) = 23 \cdot (1 + 0,6) + 41 \cdot (1 + 0,1 \cdot 0,6) = 37 + 43 = 80 \text{ mm}$$

- **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.

4 Dimensionering av träförband

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.



Figur 4.1

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 115×270 mm. Träskruvarna har längden 60 mm, diametern 8 mm och en brotthållfasthet av 410 MPa. För enkelhets skull antas effektiv diameter d_{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	$d_{ef} = d = 8$ 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	$\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3$
Träskruvhållfasthet	$f_u = 410 \text{ MPa}$
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	$M_{y,Rk} = 0,3 f_u d_{\text{ef}}^{2,6}$ $M_{y,Rk} = 2,74 \cdot 10^4 \text{ Nmm}$
Hållkanthållfasthet parallellt med fibrerna	$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d_{\text{ef}}) \rho_k$ $f_{h,0,k} = 29,42 \text{ MPa}$
Barrträ, korrektionsfaktor	$k_{90} = 1,35 + 0,015d_{\text{ef}} = 1,47$
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:

Brottmod c	$F_{v,Rk,c} = \dots = 9,91 \text{ kN}$
Brottmod d	$F_{v,Rk,d} = \dots = 4,83 \text{ kN}$
Brottmod 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	$F_{v,Rd} = \dots = 2,42 \text{ kN}$
Total bärförmåga för förbandet	$F_v = n \cdot F_{v,Rd} = 29,0 \text{ kN}$

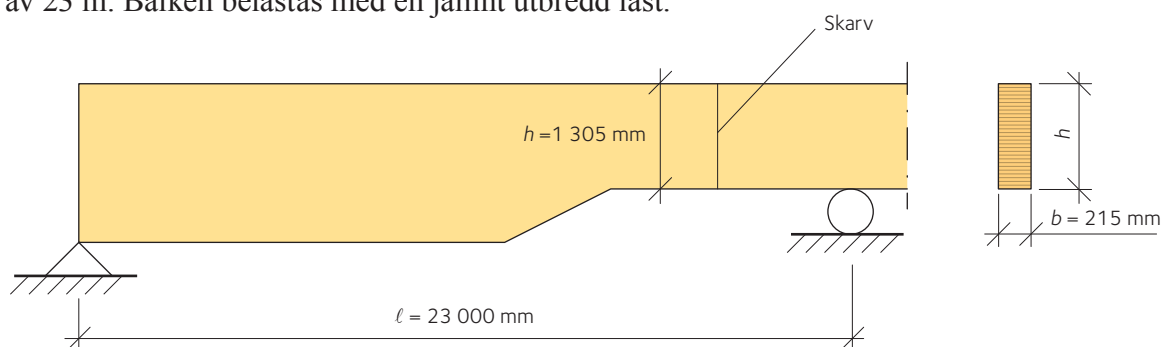
► **Förbandet kan stå emot en kraft av 29 kN.**

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 ignorerats 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.



Figur 4.2: Geometri.

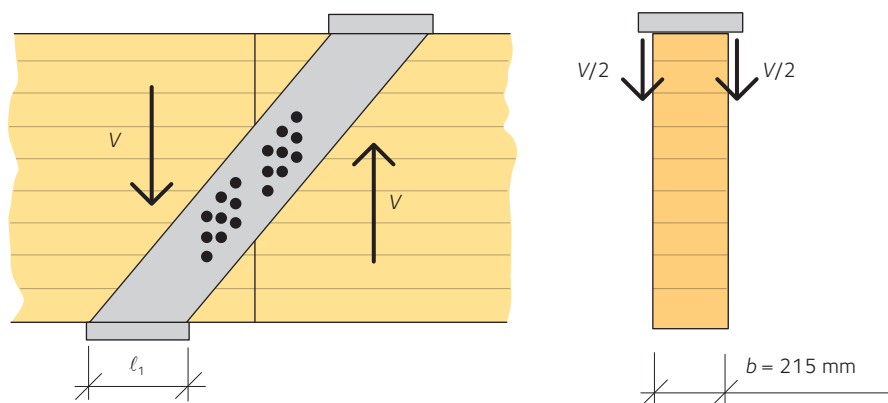
- $q_d = 34,3 \text{ kN/m}$
- Lastvaraktighetsklass M
- Spikmaterial, $f_u = 600 \text{ MPa}$
- Material GL30c, $b \times h = 215 \times 1\,305 \text{ mm}$

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.



Figur 4.3: Principlösning för Gerberförband.

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.

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 $d = 4 \text{ mm}$:

$$M_{y,Rk} = 600/600 \cdot 270 \cdot 4^{2,6} = 9\,925 \text{ Nmm}$$

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

4.2.3.1 Tvärkraftskapaciteten

Tjockleken t_1 är längden av spiken minus tjockleken av stålplåten; $t_1 = 40 - 5 = 35 \text{ mm}$:

$$F_{v,Rk} \text{ (mod I)} = f_{h,k} t_1 d = 21,1 \cdot 35 \cdot 4 = 2\,954 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} \text{ (mod II)} = 21,1 \cdot 35 \cdot 4 \cdot (\sqrt{(2 + 4 \cdot 9925 / (21,1 \cdot 4 \cdot 35^2))} - 1) = 1\,607 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} \text{ (mod III)} = 2,3 \cdot \sqrt{(9925 \cdot 21,1 \cdot 4)} = 2\,105 \text{ N}$$

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 spiktillverkare.

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 $\gamma_M = 1,3$:

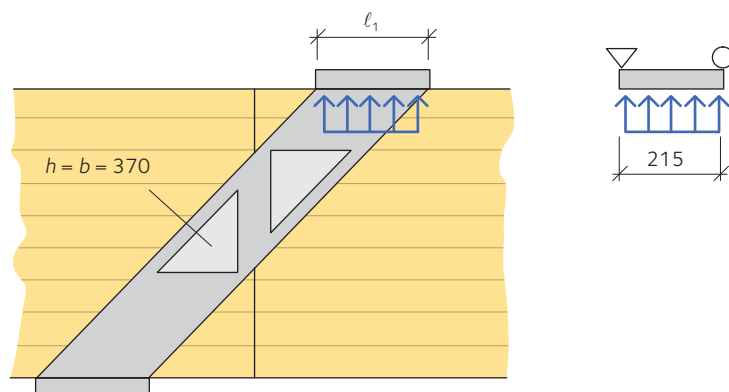
$$F_{Rd} = \frac{1,70 \cdot 0,8}{1,3} = 1,05 \text{ kN/spik}$$

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:



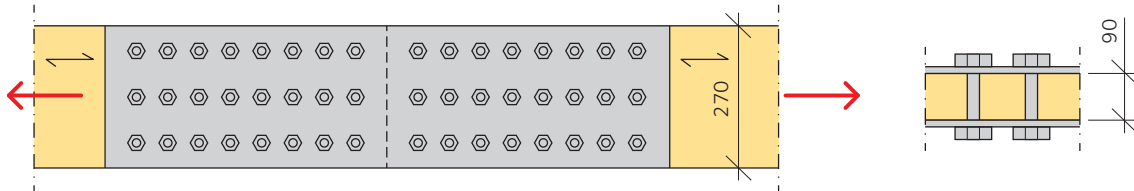
Figur 4.4

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.

Exempel 4.3 Dimensionering av skruvförband i dragning

4.3.1 Problembeskrivning

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



Figur 4.5

- 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/m³.

4.3.2 Hållfasthetsparametrar

Flytmomentet för skruvarna bestäms enligt Del 1: Ekvation 4.6:

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

Hållkanthållfastheten för trä bestäms enligt Del 1: Ekvation 4.2:

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

4.3.3 Bärförmåga för en enskild skruv

Bärförmågan för en enskild skruv är summan av skjuv- och dragbärförmågan.

4.3.3.1 Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten fastställs med hjälp av uttrycket i Del 1: Tabell 4.7, dubbelskäriga förband stål mot trä med $t = 0,5d$, brottmod j och k, det vill säga ledad infästning för skruven i relation till stålplåten:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d = 0,5 \cdot 26,9 \cdot 10^6 \cdot 0,090 \cdot 0,016 = 19,3 \text{ kN} \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} = 1,15 \sqrt{2 \cdot 146 \cdot 26,9 \cdot 10^6 \cdot 0,016} = 12,9 \text{ kN} \end{cases}$$

Den karakteristiska tvärkraftskapaciteten är således 12,9 kN/skruv.

4.3.3.2 Utdragsbärförmågan

Utdragsbärförmågan för en skruv bestäms med hjälp av Del 1: Ekvation 4.18. Då ingen bricka används utan en kontinuerlig stålplåt, anges den fiktiva brickdiametern till (minimum: $12 \cdot 8; 4 \cdot 16) = 64 \text{ mm}$:

$$A_{\text{washer}} = \pi(64^2 - 16^2)/4 = 3\,016 \text{ mm}^2$$

$$F_{\text{ax, washer, Rk}} = 3 \cdot 2,5 \cdot 3\,016 = 22,6 \text{ kN/sida}$$

4.3.3.3 Bärförmåga för skruven

Bärförmågan för en skruv bestäms:

$$F_{\text{Rk}} = F_{\text{v, Rk}} + 2 \cdot F_{\text{ax, washer, Rk}}/4 = 12,9 + 2 \cdot 22,6/4 = 24,2 \text{ kN/skrub}$$

Då en kontinuerlig stålplåt förekommer, tillgodoräknas hela utdragsbärförmågan (linverkan). Den dimensionerande bärförmågan bestäms med hjälp av $k_{\text{mod}} = 0,8$ och $\gamma_{\text{M}} = 1,3$:

$$F_{\text{Rd}} = \frac{0,8 \cdot 24,2}{1,3} = 14,9 \text{ kN/skrub}$$

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 rymts tvärs fiberriktningen:

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

4.3.5 Gruppeffekt

Enligt Enligt Del 1: Ekvation 4.23, påverkas skruvade förband av gruppeffekt. Centrumavståndet för skruvar placerade parallellt med fibrerna sätts till $7d$, som är mer än vad normen kräver. Med vetskap om att gränsen för n att resultera i n_{ef} är ett centrumavstånd av $13d$, kan bestämningen av antalet förbindare i en rad ställas upp som:

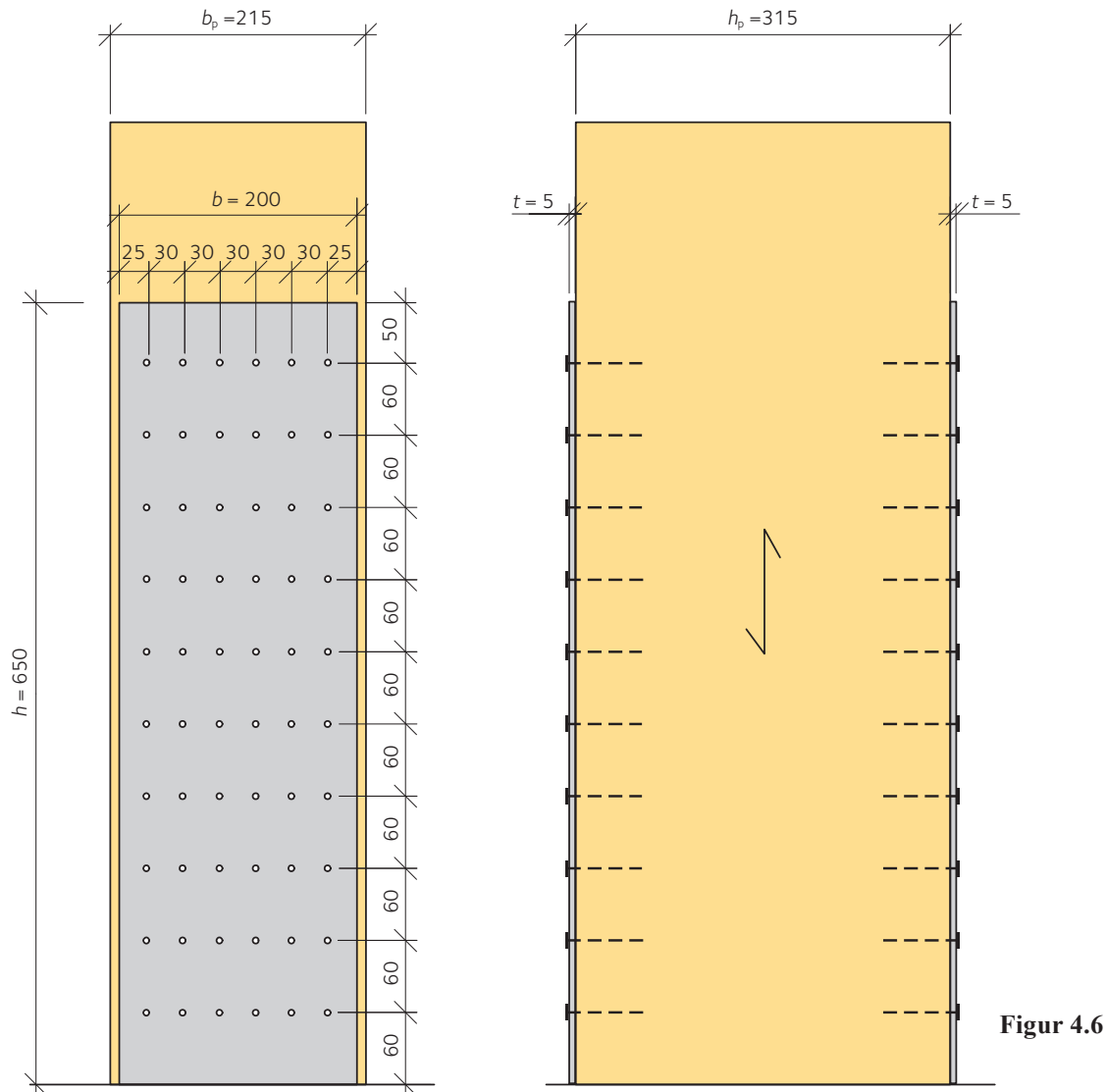
$$3n_{\text{ef}} \cdot 14,9 = 250$$

$$n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{7d}{13d}} = \frac{250}{3 \cdot 14,9}$$

$$n \geq 8,04 \approx 8 \text{ skruvar/rad}$$

Utan gruppeffekten kunde förbandet ha klarats ut med hjälp av $250/14,9 = 17$ skruvar, men nu blir istället resultatet 24 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 momentstyv pelarfot**Figur 4.6**

En pelarfot i en lagerbyggnad ska dimensioneras som momentstyv 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 // 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 stålplåten. Vertikalkraften tas som kontakttryck mellan pelarfoten och grunden. Momentet tas som ett kraftpar i stålplåtarna.

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:

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

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

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

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 lasken. 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 (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 (Del 1: Ekvation 4.5) $M_{y,Rk} = 0,45f_u d^{2,6}$

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

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

7. Utdragsbärförmåga

Axiell utdragshållfasthet
(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
(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
(Del 2: Avsnitt 10.3
och Del 1: Tabell 4.3)

$$t/d = 1,25$$

villkoret ≥ 1 är uppfyllt

Brottnod c
(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
(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
(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 (Del 2: Tabell 10.1)	$14d = 56 \text{ mm}$
Verkligt centrumavstånd för spikar	$a_1 = 60 \text{ mm}$
Total bärförmåga för förbandet	$F_{\text{Rd,tot}} = n_v \cdot n_h \cdot F_{\text{Rd}} = 10 \cdot 6 \cdot 1,40 = 84 \text{ kN}$
Kontroll av bärförmågan	$\frac{F_x}{F_{\text{Rd,tot}}} = \frac{79}{84} = 0,94$

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.

5 Sammansatta träelement

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

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 $w_{fin} \leq \ell/200$.

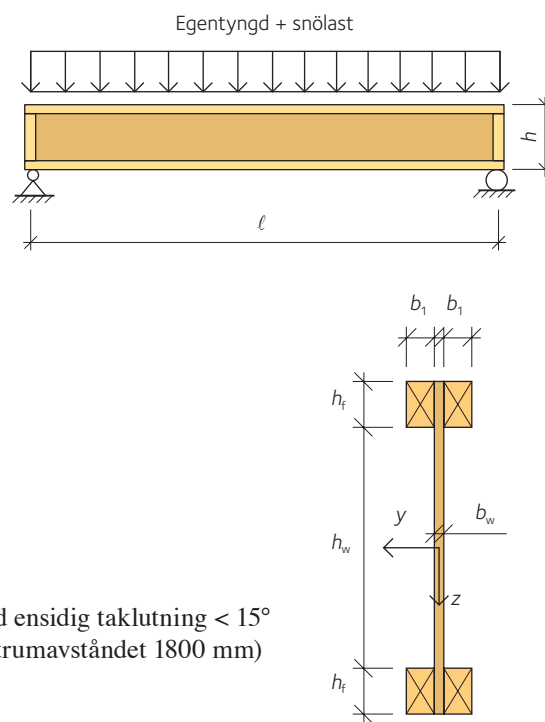
Observera att balken är stagad i sidled på så sätt att vippning ej kan uppkomma.

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 spännvidd	$\ell = 7,0 \text{ m}$
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	$\psi_2 = 0,2$



Figur 5.1

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	$k_{mod} = 0,80$ (medellång lastvaraktighet M och klimatklass 2)
Krypfaktor	$k_{def} = 0,80$

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

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

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

Böjhållfasthet	$\begin{cases} f_{m,d} \\ f_{t,0,d} \\ f_{c,0,d} \\ f_{v,d} \end{cases} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \begin{pmatrix} f_{m,k} k_h \\ f_{t,0,k} k_h \\ f_{c,0,k} \\ f_{v,k} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,72 \cdot 10^1 \\ 1,035 \cdot 10^1 \\ 1,29 \cdot 10^1 \\ 2,46 \cdot 10^0 \end{pmatrix} \text{ MPa}$
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	$\begin{cases} f_{t,w,k} \\ f_{c,w,k} \\ f_{v,w,k} \\ f_{r,w,k} \end{cases} = \begin{pmatrix} 9,4 \\ 15,4 \\ 6,8 \\ 1,0 \end{pmatrix} \text{ MPa}$	Elasticitetsmodul
Tryckhållfasthet i planet		$E_{w,mean} = 3\ 800 \text{ MPa}$
Panelskjuvhållfasthet för skivan		Panelskjuvmodul
Skikt- eller rullskjuvning		$G_{w,mean} = 1\ 080 \text{ MPa}$

Partialkoefficient för OSB/3	$\gamma_{M,OSB} = 1,2$
Modifieringsfaktor för OSB/3	$k_{w,mod} = 0,55$ Medellång lastvaraktighet och klimatklass 2
Krypfaktor för OSB/3	$k_{w,def} = 2,25$

Dimensioneringsvärden:

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

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

Partialkoefficienter $\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$

Partialkoefficient för
säkerhetsklass 2, Sverige $\gamma_d = 0,91$

ξ -koefficient för permanenta
laster i Sverige $\xi = 0,89$

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 γ_d och ξ härrör från det svenska nationella tillägget, EKS 10.

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

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 brottgränstillståndsförhållanden. Låt elasticitetsmodulen för C24-flänsen vara referensvärdet.

Livtjockleken (parallellt med böjningsaxeln) förändras då med hjälp av följande faktorer:

Faktorer för effektiv bredd

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

Livtjocklek

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

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.

$$\left(\begin{array}{l} \sigma_{f,t,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} z_{flange,centre} \leq f_{t,0,d} \\ \sigma_{f,t,max,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} z_{flange,edge} \leq f_{m,d} \\ \sigma_{w,t,max,d} = \mu_{w,ULS,inst} \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,inst}} z_{flange,edge} \leq f_{t,w,d} \end{array} \right) \quad \text{(Del 1: Ekvation 5.6)}$$

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

$$\sigma_{f,t,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} \frac{h-h_f}{2} = 9,97 \text{ MPa} \quad f_{t,0,d} = 10,35 \text{ MPa}$$

Spänning i C24-virket vid flänskanten

$$\sigma_{f,t,max,d} = \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,fin}} \frac{h}{2} = 11,2 \text{ MPa} \quad f_{m,d} = 17,2 \text{ MPa}$$

Spänning i livskivan av OSB vid kanten av dragflänsen

$$\sigma_{w,t,max,d} = \mu_{w,ULS,inst} \frac{M_{y,Ed}}{I_{y,ULS,inst}} \frac{h}{2} = 3,79 \text{ MPa} \quad f_{t,w,d} = 4,31 \text{ MPa}$$

- 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

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

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

(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 skivmateriallets hållfasthet med hänsyn till skikt- eller rullskjuvning och skivan måste vara gränssättande eftersom den har sämre värden än konstruktionsvirket i flänsen.

ΔS 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

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

Jämför med det reducerade
värdet för skikt- eller
rullskjuvning

$$f_{r,w,d} \left(\frac{4b_w}{n_{\text{gl}} h_{\text{gl}}} \right)^{0,8} = 0,233 \text{ MPa}$$

Jämför!

- 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

$$g_{\text{ser}} = g_k = 1,35 \text{ kN/m}$$

Snölast

$$s_{\text{ser}} = s_k = 3,60 \text{ kN/m}$$

Reduktionsfaktor för
kvasipermanent snölast,
snözon 2,5

$$\psi_2 = 0,2$$

Krypfaktorer för
klimatklass 2

Trä
 $k_{\text{def}} = 0,8$

OSB
 $k_{\text{w,def}} = 2,25$

Yttröghetsmoment i SLS

$$I_{y,\text{SLS,inst}} = 1,14 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,\text{SLS,fin}} = 1,09 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

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.

Momentan böjdeformation
orsakad av permanent last

** Notera att detta är det momentana värde
som ska användas för den slutliga
böjdeformationen.*

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

Momentan skjuvdeformation
orsakad av permanent last

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

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

** Notera att detta är det momentana värde
som ska användas för den slutliga
skjuvdeformationen.*

Momentan böjdeformation
orsakad av snölasten

* Notera att detta är det momentana
värde som ska användas för den
slutliga böjdeformationen.

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

Momentan skjuvdeformation
orsakad av snölasten

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

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

* Notera att detta är det momentana
värde som ska användas för den
slutliga skjuvdeformationen.

Total momentan
böjdeformation

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

Total momentan
skjuvdeformation

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

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 böjdeformation
orsakad av permanent
belastning

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

Slutlig skjuvdeformation
orsakad av permanent
belastning

$$w_{g,hear,fin} = w_{g,hear,SLS,infin} (1 + k_{w,def}) = 2,59 \text{ mm} \quad \text{Notera den större krypfaktorn}$$

Slutlig böjdeformation
orsakad av snölast

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

Slutlig skjuvdeformation
orsakad av snölast

$$w_{s,hear,fin} = w_{s,hear,SLS,infin} (1 + \psi_2 k_{w,def}) = 3,08 \text{ mm} \quad \text{Notera den större krypfaktorn}$$

Total slutlig
böjdeformation

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

Total slutlig
skjuvdeformation

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

Total slutlig deformation

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

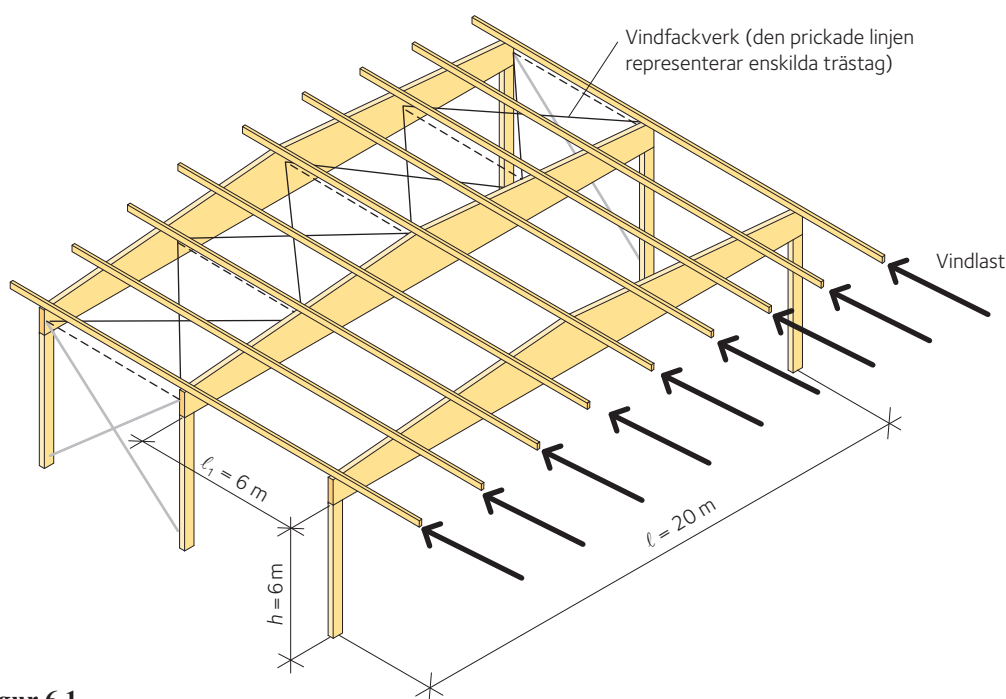
6 Horisontalstabilisering

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

För saknad information, se Del 3: Exempel 3.5 (denna del).

Stomgeometri:

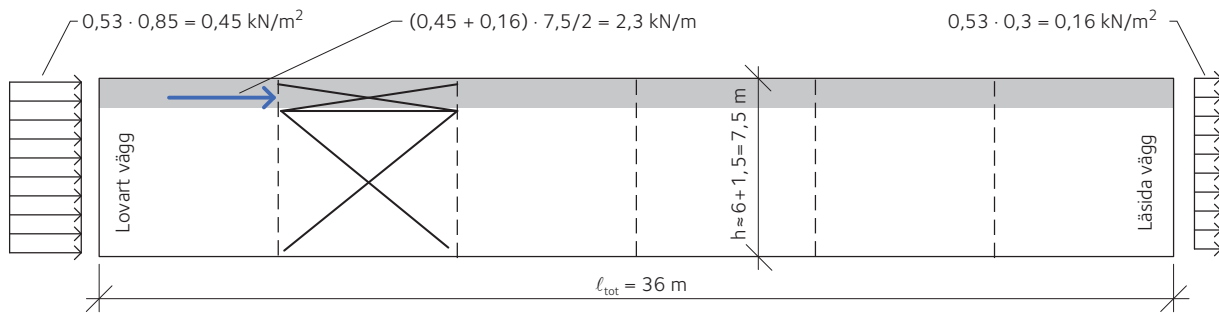
Byggnaden med dimensionerna $l \times l_{\text{tot}} 20 \times 36$ m stagas med hjälp av ett vindfackverk i taket, bestående av diagonala stålstänger och tryckstag av limträ i byggnadens längdriktning. Vindfackverket placeras rakt under takytan. De horisontella lasterna leds in via takåsarna och tas upp av separata tryckstag, vilka ligger i samma plan som de diagonala stålstängerna. 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 nedan:



Figur 6.1

Laster 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 värdet för vindlast antas vara $0,53 \text{ kN/m}^3$, 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.



Figur 6.2

Tabell 6.1

Lasttyp	Jämnt utbredd last [kN/m ²]	Jämnt utbredd last [kN/m]	Lastkombinationsfaktor ψ_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

Förutom vind ska lasten genererad av primärbalkarnas avvikelse 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:

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

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

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

- $k_{\text{crit}} =$ se Del 1: Tabell 3.3

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

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

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.

Tabell 6.3

Säkerhetsklass	Klimatklass	Lastkombinationer [kN/m]	Lastvaraktighet	k_{mod}
3 $\rightarrow \gamma_d = 1$	1	a) $q_{d,a} = 1 \cdot [1,5 \cdot w_k + 1,0 \cdot q_h] = 1,5 \cdot 2,3 + 3,4 = 6,9$	kort	0,9
3 $\rightarrow \gamma_d = 1$	1	b) $q_{d,b} = 1 \cdot [1,0 \cdot q_h + 1,5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k] = 1,0 \cdot 3,4 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 2,3 = 4,5$	medellång	0,8

Den styrande lastkombinationen är alltså a), det vill säga vind som huvudlast.

Material

1. Träelement

Materialet som används för stagen är limträ GL30c ($\gamma_M = 1,25$, $k_{mod} = 0,9$). Det antagna tvärsnittet för staget är 190×180 mm. Över- och underramen 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 $190 \times 1 200$ mm². Även balkarna är tillverkade av limträ GL30c. Relevanta dimensioneringsvärden visas nedan:

Tabell 6.4

	Dimensioneringsvärden
Tryck parallellt med fibrerna	$f_{c,0,d} = 17,6$ MPa
Drag parallellt med fibrerna	$f_{t,0,d} = 14,0$ MPa
Elasticitetsmodul	$E_{0,mean} = 13 000$ MPa $E_{0,05} = 10 800$ MPa

2. Ståldiagonaler

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

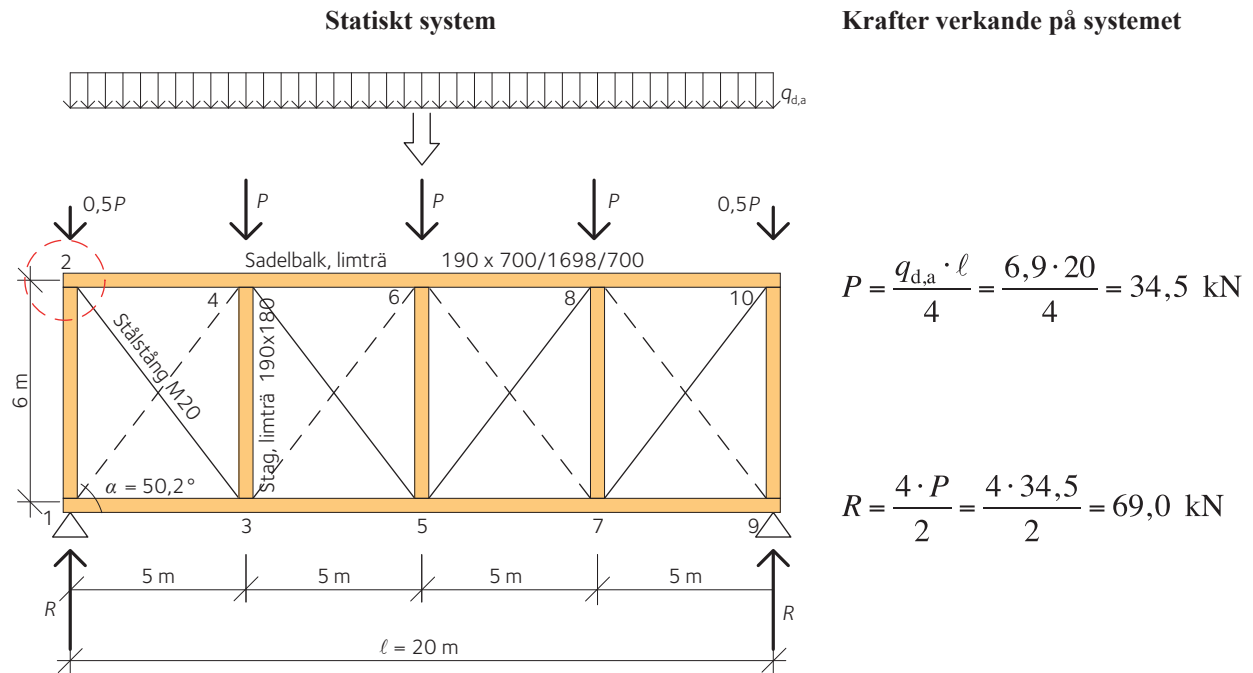
Tabell 6.5

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

Dimensionering av vindfackverket

Vindfackverket består av:

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



Figur 6.3

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:

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

Tabell 6.6

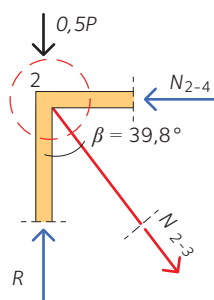
Tvärsnitt	Relativ slankhet $\lambda_{\text{rel}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ck}}{E_{0,05}}}$	Reduktionsfaktor k_c	Tryckkraft i staget N_{sd} [kN]	Tryckhållfasthet för staget N_{Rd} [kN]	Utnyttjandegrad
190 × 180	1,695	0,348	69,0	$k_c \cdot A \cdot f_{cd} =$ $0,348 \cdot 0,19 \cdot 0,18 \cdot 17,64 \cdot 10^3 =$ 210 kN	69,0/210 = 0,33

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

b. Diagonala stålstänger

De mest belastade stål diagonalerna 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 $N_{sd} = 67,4$ 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 ²]	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.

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

7 Dimensionering i 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 ℓ 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 i denna del.

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.

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

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

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 kvasi-permanenta 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:

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

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

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 stomelementets 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 $\ell/200$.

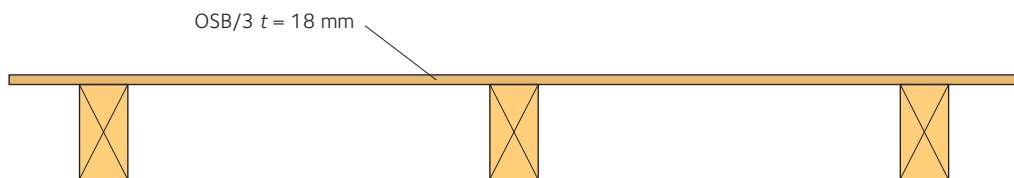
Exempel 7.2 Bruksgränskontroll av bjälklag med träbjälkar – vibration

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^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.



Figur 7.1

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, $B = 4,4$ m

Hållfasthetsklass C18

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

OSB/3

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

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

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:

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

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

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 κ 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:

$$w = 0,53 \cdot 2,9 \text{ mm} = 1,6 \text{ mm}$$

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 ($\text{m}/(\text{Ns}^2)$). ζ 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 m/(Ns²). Den valda bjälklagsuppbyggnaden bör därför justeras för att undvika problem med vibrationer.**

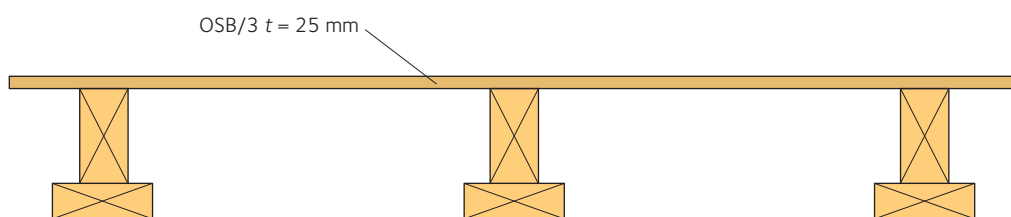
Exempel 7.3 Bruksgränskontroll av bjälklag med limträelement – vibration

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 huvudspårriktning parallellt med limträbalkarna i detta exempel. Livet har dimensionerna 42×315 mm samt en underfläns med dimensionerna 225×42 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 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.



Figur 7.2

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

OSB-skivans effektiva bredd b_{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:

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

Tvärsnittsarean:

$$A_c = b_{f_l} \cdot h_\ell + b_w \cdot h_w + b_{f_u,\text{fic}} \cdot h_u = 225 \cdot 42 + 42 \cdot 315 + 237 \cdot 25 = 28596 \text{ mm}^2$$

Tyngdpunkten (från den undre kanten):

$$x_{tp} = \frac{b_{f_i} \cdot h_\ell \cdot \frac{h_\ell}{2} + b_w \cdot h_w \cdot \left(h_\ell + \frac{h_w}{2} \right) + b_{f_u, fic} \cdot h_u \cdot \left(h_\ell + h_w + \frac{h_u}{2} \right)}{A_c} =$$

$$\frac{225 \cdot 42 \cdot \frac{42}{2} + 42 \cdot 315 \cdot \left(42 + \frac{315}{2} \right) + 237 \cdot 25 \cdot \left(42 + 315 + \frac{25}{2} \right)}{28596} = 176 \text{ mm}$$

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:

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

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

Massan av bjälklaget (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:

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

där v är hastighetsresponsen på enhetsimpuls ($\text{m}/(\text{Ns}^2)$). ζ 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):

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

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:

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{B}{\ell} \right)^4 \frac{(EI)_\ell}{(EI)_B} \right\}^{0,25}$$
$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{26,6} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{8000}{5500} \right)^4 \frac{\left(\frac{12500 \cdot 566}{0,6} \right)}{(4930 \cdot 1,3)} \right\}^{0,25} = 10,1$$

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
Latinska versaler	
A	Tvärsnittsytta
A_{ef}	Effektiv area för kontaktytan mellan en spikplåt och det underliggande träet; effektiv kontaktyta vid tryck vinkelrätt mot fiberriktningen
A_f	Flänsens tvärsnittsarea
$A_{\text{net,t}}$	Nettotvärsnittsarea vinkelrätt fiberriktningen
$A_{\text{net,v}}$	Nettoskjuvarea parallellt fiberriktningen
C	Fjäderkonstant
$E_{0,05}$	Elasticitetsmodulens 5-procentsfraktil
E_d	Elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde
E_{mean}	Elasticitetsmodulens medelvärde
$E_{\text{mean,fin}}$	Slutligt medelvärde på elasticitetsmodulen
F	Kraft
$F_{A,Ed}$	Dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{A,\text{min,d}}$	Minsta dimensionerande kraft på en spikplåt verkande i den effektiva areans tyngdpunkt
$F_{\text{ax,Ed}}$	Dimensionerande axialkraft på en förbindare
$F_{\text{ax,Rd}}$	Dimensionerande värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare
$F_{\text{ax,Rk}}$	Karakteristiskt värde för axiell utdragsbärförmåga för en förbindare
F_c	Tryckkraft
F_d	Dimensionerande kraft
$F_{d,\text{ser}}$	Dimensionerande kraft i bruksgränstillståndet
$F_{t,Rd}$	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
$F_{i,\text{vert,Ed}}$	Vertikal last på en vägg
$F_{i,v,Rd}$	Dimensionerande bärförmåga vid skivverkan för delelement i eller vägg i
$F_{i,a}$	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 mellanläggsbricka 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 axelen
K_{ser}	Förskjutningsmodul
$K_{\text{ser,fin}}$	Slutlig förskjutningsmodul
K_u	Momentan förskjutningsmodul vid brottgränstillstånd
$L_{\text{net,t}}$	Tvärsnittareans nettobredd vinkelrätt mot fiberriktningen
$L_{\text{net,v}}$	Nettolängd av brottyta vid skjuvning
$M_{A,Ed}$	Dimensionerande moment på en spikplåt
$M_{\text{ap,d}}$	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
$R_{\text{ax,d}}$	Dimensionerande bärförmåga för ett axiellt belastat förband
$R_{\text{ax,k}}$	Karakteristisk bärförmåga för ett axiellt belastat förband

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

$R_{\alpha x, \alpha k}$	Karakteristisk bärförmåga i en vinkel α 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
$R_{to, k}$	Karakteristisk bärförmåga för en tandbricka
$R_{v, d}$	Dimensionerande tvärkraftsbärförmåga för en vägg
V	Tvärkraft; volym
V_u, V_ℓ	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
Latinska gemena	
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 α 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 α 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

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

h_{rl}	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
$k_{f,1}, k_{f,2}, k_{f,3}$	Korrektionsfaktorer för bärförmåga hos stagneringar
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; korrektionssfaktor 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
$l_{a,min}$	Minsta förankringslängd för en inlimmad skruv
l	Spännvidd; kontaktlängd
l_A	Avstånd från ett hål till elementupplagets centrumlinje
l_{ef}	Effektiv längd; effektiv fördelningslängd
l_V	Avstånd från ett hål till elementets ände
l_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	
α	Vinkeln mellan x -riktningen och kraften i en spikplåt; vinkeln mellan kraft och fiberriktning; vinkeln mellan lastens angrepp och den belastade kanten (eller änden)
β	Vinkeln mellan fiberriktningen och kraften för en spikplåt
β_c	Rakhetsfaktor
γ	Vinkel mellan x -riktningen för en spikplåt och tråelementets huvudriktning
γ_M	Partialkoefficient för materialegenskaper, tar också hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodell och måttavvikelser
λ_y	Slankhetstal svarande mot böjning kring y -axeln
λ_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
ρ_k	Karakteristisk densitet
ρ_m	Medeldensitet
$\sigma_{c,0,d}$	Dimensionerande tryckspänning längs fiberriktningen
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Dimensionerande tryckspänning i vinkeln α mot fiberriktningen
$\sigma_{f,c,d}$	Medelvärde för dimensionerande tryckspänning i fläns

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

$\sigma_{f,c,max,d}$	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 α mot fiberriktningen
σ_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
τ_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
ψ_0	Faktor för kombinationsvärde av variabla laster
ψ_1	Faktor för frekvent värde på variabel last
ψ_2	Faktor för kvasipermanent värde på variabel last
ζ	Relativ dämpning

Källa: SS-EN 1995-1-1:2004, 1.6

Friskrivningar

Genom att använda innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* godkänner du nedan angivna användarvillkor. All information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* 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 1–3*, 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 1–3*. All användning av information i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* sker på eget ansvar och på egen risk.

Rättigheterna till innehållet i *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1–3* 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 1–3*.

Publikationer och hemsidor från Svenskt Trä

Publikationer om trä

Beställ via www.svenskttra.se/publikationer.



Att välja trä

Samlad information om materialet trä. 120 sidor. Format A4.



Dimensionering av träkonstruktioner i tre delar

1. Projektering av träkonstruktioner. 316 sidor.
2. Regler och formler enligt Eurokod 5. 64 sidor.
3. Exempel. 64 sidor. Format A4.



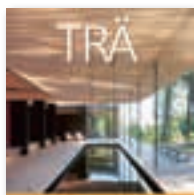
Lathunden

En hjälprea vid dimensionering och virkesåtgång. 76 sidor. Format A6. Finns även som app. Sök efter Lathunden i App Store, Google Play eller Windows Phone Store och ladda ner.



Hantera virket rätt

Folder och etikett i färg som beskriver hur man lagrar trä på byggarbetsplatsen. 6 sidor och etikett. Format A4.



Trä – ett medvetet val

Om träs miljöfördelar och argument. 12 sidor. Format 210 x 210 mm.



Guide för handelsortering och hållfasthetsklasser

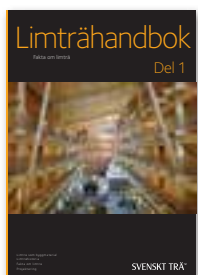
12 sidor. Format A4.

Handelssortering

En hjälprea om sågade trävaror i Europa enligt SS-EN 1611-1. 60 sidor. Format A5.

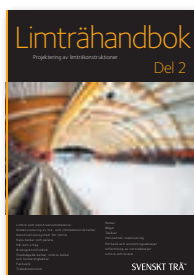
Publikationer om limträ

Beställ via www.svenskttra.se/publikationer.



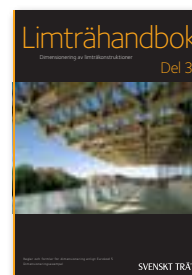
Limträhandbok Del 1

Fakta om limträ och vägledning vid projektering. 88 sidor. Format A4.



Limträhandbok Del 2

Konstruktionsberäkningar för statisk dimensionering av limträ. 268 sidor. Format A4.



Limträhandbok Del 3

Beräkningsexempel för de vanligaste limträkonstruktionerna. 224 sidor. Format A4.



Limträ PocketGuide

Samlad information om limträ. 36 sidor. Format A6.



Hantera limträ rätt

Folder och snabbguide i färg som beskriver hur man lagrar limträ på byggarbetsplatsen. 6 sidor och etikett. Format A4.



Drift och underhåll av limträ

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

Hemsidor



www.svenskttra.se



www.traguiden.se



www.svenskttra.se/limtra



www.traradhuset.se



För mer information om trä:
www.svenskttra.se

SVENSKT TRÄ™

Svenskt Trä verkar för kunskapsspridning, inspiration och utveckling som rör trä, träprodukter och träbyggande. Målsättningen är att genom information och inspiration öka träanvändningen i Sverige och på utvalda marknader utomlands. Svenskt Trä syftar också till att lyfta fram trä som ett konkurrenskraftigt, miljövänligt och hållbart material.

Svenskt Trä är en verksamhet inom branschorganisationen **Skogsindustrierna**. Bakom Svenskt Trä står svensk sågverks- och limträindustri.

© Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2016.

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

ISBN 978-91-981922-8-5



7 350009 430944 >