

Eurokoder

Dimensjonering av trekonstruksjoner

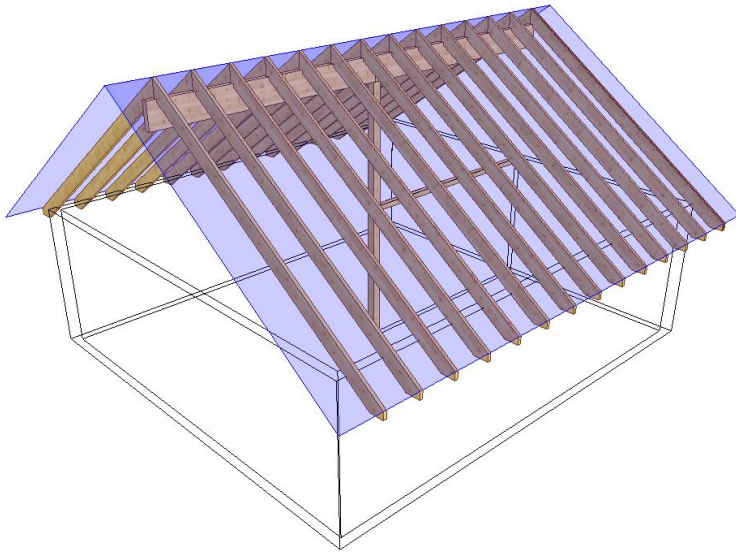
- NS-EN 1995
- NS-EN 1990
- NS-EN 338
- NS-EN 1194
- NS-EN 1991



Ved Ingvar Skarvang og Arnold Sagen

Beregningseksempel 1

-vi skal beregne sperrene på dette huset



Forutsetninger:

Sperrer med opplegg på yttervegg og mønedrager

Takvinkel	35°
c/c avstand sperr	600 mm
Egenlast tak	1.0 kN/m ²
Snølast på mark	4.0 kN/m ²
Husets bredde	7.20 m
Pålitelighetsklasse	RC1

Dimensjonerende laster i BRUDDGRENSE:

Tab.NA.A1.2(B)
NS-EN 1990

Egenlast tak

CC 600

$$\text{Egenlast} = (1.2 \times 1.0 / \cos 35^\circ) \times 0.6 = 0.88 \text{ kN/m}$$

Takvinkel

Tab. NA.A1.2(B)
NS-EN 1990

NA.A1.3.1
 K_{Fi}

Formfaktor
m/snøfanger

$$\text{Snølast} = 1.5 \times 0.9 \times 4.0 \times 0.8 \times 0.6 = 2.59 \text{ kN/m}$$

Snølast
 S_0

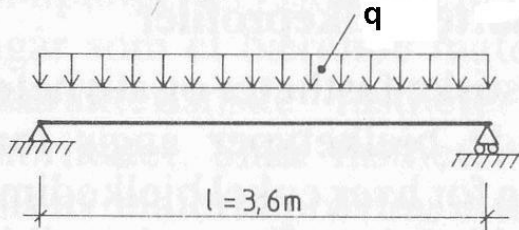
CC 600

Sum laster pr meter horisontalt

$$\text{Bruddlast} = 0.88 \text{ kN/m} + 2.59 \text{ kN/m} = 3.47 \text{ kN/m}$$

Maksimalt bøyemoment på sperrene:

Statisk system:



Formelen for max. moment ved jevnt fordelt last

Last pr meter kN/m

Spennvidde

$$M_y = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{3.47 \times 3,6^2}{8} = 5.62 \text{ kNm} = 5.62 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Vi finner dimensjonerende bøyespenning på en 48 x 223:

Dim. Moment (påført moment)

$$M_y = 5.62 \times 10^6$$

$$\sigma_{my} = \frac{M_y}{W} = \frac{5.62 \times 10^6}{48 \times 223^2/6} = 14.12 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende bøyespenning (påført spenning)

Sperrens motstandsmoment

Vi finner så dimensjonerende bøyefasthet for C30:

Karakteristisk Fasthet NS-EN 338

Tabell 3.1

Lastfordeling 6.6.2

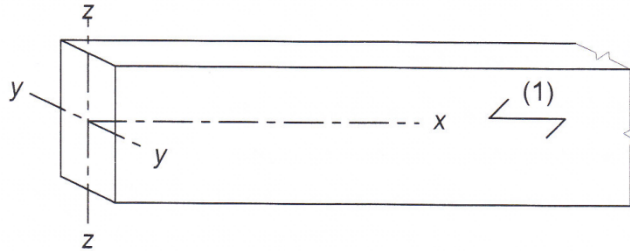
Dimensjonerende bøyefasthet (den spenningen C30 kan oppta)

$$F_{md} = \frac{f_{mk} \times k_{mod} \times k_{sys}}{\gamma_m} = \frac{30 \times 0.9 \times 1.1}{1.25} = 23.76 \text{ N/mm}^2$$

Tabell NA.2.3

I NS-EN 1995 3.2 står en formel for høydefaktor, men den gjelder bare for høyder mindre enn 150 mm. Derfor er det ingen høydefaktor på 223 mm.

Sperra regnes sideveis fastholdt i taktroa, derfor regner vi heller ikke med noen vippingsfare.



Tegnforklaring
(1) Fiberretning

Figur 6.1 – Konstruksjonselementets hovedakser

Vi har ingen bøyespenning om Z-aksen, derfor faller siste leddet bort.

Dimensjonerende bøyespenning om y-aksen

$$14.12 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\quad}{\quad} = 0.59 \text{ som er mindre enn } 1 - \text{OK!}$$

$$23.76 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende bøyefasthet om y-aksen

Kravet i NS-EN1995 er følgende:

Dimensjonerende bøyespenning om y-aksen

$$\sigma_{m,y,d}$$

Dimensjonerende bøyespenning om z-aksen

$$\sigma_{m,z,d}$$

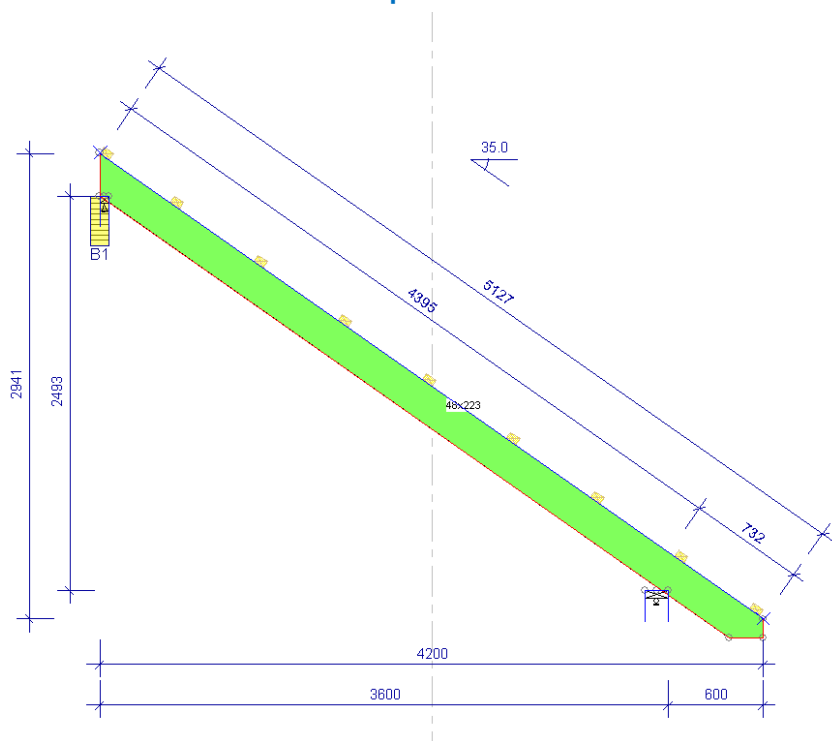
$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{F_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{F_{m,z,d}} \leq 1$$

6.1.6.2.
 $K_m = 0.7$ for rekt. tverrsnitt

Dimensjonerende bøyefasthet om y-aksen

Dimensjonerende bøyefasthet om z-aksen

Vi skal nå sjekke nedbøyningen av sperra:



Vi må nå regne spennvidden langs sperra

$$3600 \text{ mm} / \cos 35^\circ = 4395 \text{ mm}$$

$$E_{0,\text{mean}} = 12000 \text{ N/mm}^2$$

NS-EN 338

$$I = 48 \times 223^3 / 12 = 4436 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Laster i BRUKSGRENSE normalt på sperra:

Egenlast tak

CC 600

$$\text{Egenlast} = 1.0 \times \cos 35^\circ \times 0.6 = \mathbf{0.49} \text{ kN/m}$$

Snølast S_0

Formfaktor

CC 600

$$\text{Snølast} = 4.0 \times \cos^2 35^\circ \times 0.8 \times 0.6 = \mathbf{1.29} \text{ kN/m}$$

Deformasjon: U_{inst} (den umiddelbare deformasjonen)

$$U_{\text{instG}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E I} = \frac{5}{384} \times \frac{\mathbf{0.49} \times 4395^4}{12000 \times 4436 \times 10^4} = 4.47 \text{ mm}$$

Av permanent last

$$U_{\text{instQ}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E I} = \frac{5}{384} \times \frac{\mathbf{1.29} \times 4395^4}{12000 \times 4436 \times 10^4} = 11.77 \text{ mm}$$

Av variabel last

Den endelige deformasjonen U_{fin} :

I NS-EN 1995 pkt 2.2.3 står det en formel for endelig deformasjon U_{fin} :

$$U_{fin} = U_{fin,G} + U_{fin,Q1} + \sum U_{fin,Qi}$$

Permanent last

Tabell 3.2

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} (1 + K_{def})$$

Dominerende variabel last

NS-EN 1990
Tabell NA. A1.1

$$U_{fin,Q1} = U_{inst,Q1} (1 + \psi_{2,1} K_{def})$$

Medfølgende variable laster

$$U_{fin,Qi} = U_{inst,Qi} (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} K_{def})$$

NS-EN 1990
Tabell NA. A1.1

Vi setter tallene våre inn i formlene:

$$U_{fin,G} = 4.47 \times (1 + 0.6) = 7.15 \text{ mm}$$

Tabell 3.2

Tabell 3.2

$$U_{fin,Q1} = 11.77 \times (1 + 0.2 \times 0.6) = 13.18 \text{ mm}$$

NS-EN 1990
Tabell NA. A1.1

Endelig deformasjon

$$U_{fin} = 7.15 + 13.18 = \underline{\underline{20.33 \text{ mm}}}$$

$$\text{Dette blir: } \frac{4395}{20.33} = 216 \quad \text{DVS: } L/216$$

Vi er vant til å ha $L/200$ som grense, men i Eurokoder er grensen ($w_{net,fin}$) $L/250 = > 17.6 \text{ mm}$.

Så her er kravet strengere enn vi er vant med.

Beregningseksempel 2

Vi skal nå beregne mønedrageren: 90 x 405 mm
Limtrekvalitet: GL 32c

Dimensjonerende laster i BRUDDGRENSE:

Tab.NA.A1.2(B)
NS-EN 1990

Egenlast tak

Lastbredde

$$\text{Egenlast} = (1.2 \times 1.0 / \cos 35^\circ) \times 3.6 = 5.27 \text{ kN/m}$$

Takvinkel

Tab. NA.A1.2(B)
NS-EN 1990

NA.A1.3.1
 K_{Fi}

Formfaktor
m/snøfanger

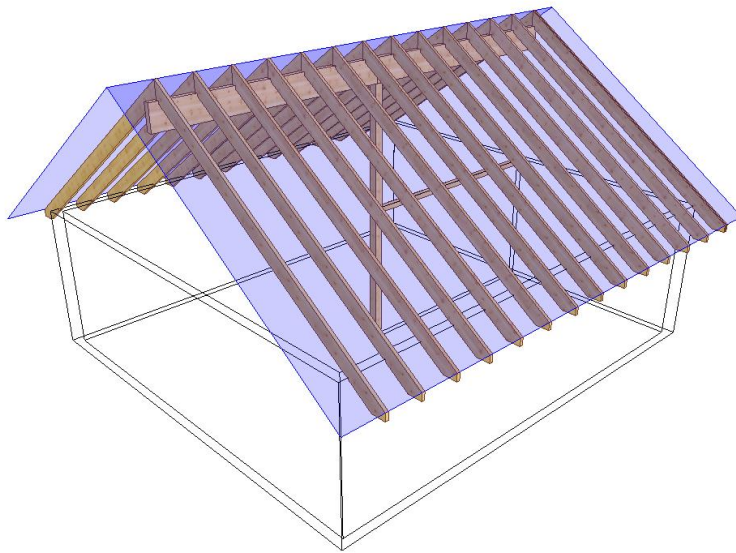
$$\text{Snølast} = 1.5 \times 0.9 \times 4.0 \times 0.8 \times 3.6 = 15.55 \text{ kN/m}$$

Snølast
 S_0

Lastbredde

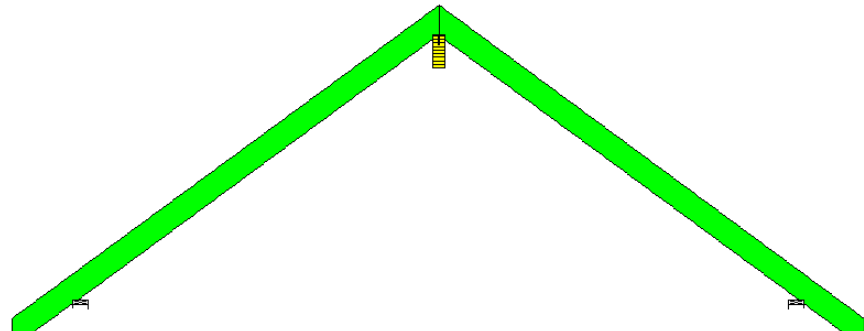
Sum laster pr meter

$$\text{Bruddlast} = 5.27 \text{ kN/m} + 15.55 \text{ kN/m} = 20.82 \text{ kN/m}$$



Lastbredde

3600



600

7200

600

Dimensjonerende bøyemoment på mønedrageren:

Formelen for max. moment ved jevnt fordelt last

Last pr meter-
kN/m

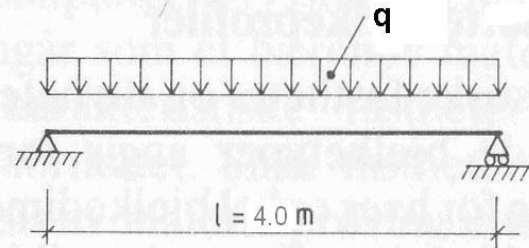
Spennvidde

$$q \times l^2$$

$$20.82 \times 4.0^2$$

$$M_{Ed} = \frac{\quad}{8} = \frac{\quad}{8} = 41.64 \text{ kNm} = 41.64 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Statisk system:



Vi finner dimensjonerende bøyespennning for en 90 x 405 mm:

Dim. moment

$$M_{Ed} \quad 41.64 \times 10^6$$

Dimensjonerende bøyespennning

$$\sigma_{m,Ed} = \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} = 16.9 \text{ N/mm}^2$$

$$W \quad 90 \times 405^2 / 6$$

Dragerens motstandsmoment

Vi finner så dimensjonerende bøyefasthet for kvalitet GL 32 c:

Karakteristisk Fasthet NS-EN 1194

Tabell 3.1

Høydefaktor

OBS! Ikke lastfordeling

$$K_h = (600/h)^{0.1}$$

$$(600/405)^{0.1} = 1.04$$

$$f_{mk} \times k_{mod} \times k_h \quad 32 \times 0.9 \times 1.04$$

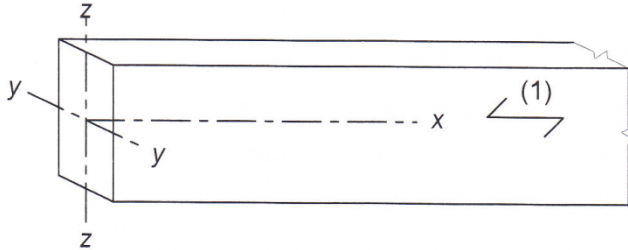
$$f_{m,y,d} = \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} = 26.0 \text{ N/mm}^2$$

γ_m

1.15

Tabell NA.2.3

Dimensjonerende bøyefasthet for GL32c



Tegnforklaring
(1) Fiberretning

Figur 6.1 – Konstruksjonselementets hovedakser

Kravet i NS-EN1995 er følgende:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Dimensjonerende bøyespenning om y-aksen

Dimensjonerende bøyespenning om z-aksen

Dimensjonerende bøyefasthet om y-aksen

6.1.6.2. $K_m = 0.7$ for rekt. tverrsnitt

Dimensjonerende bøyefasthet om z-aksen

Vi har ingen bøyespenning om Z-aksen, derfor faller siste leddet bort.

Dimensjonerende bøyespenning om y-aksen

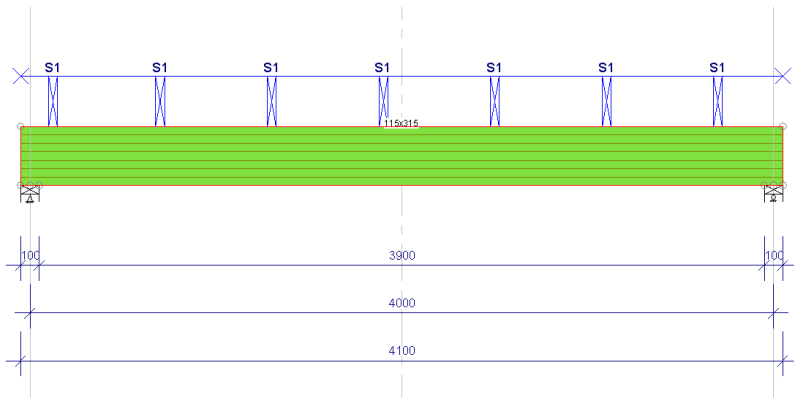
$$16.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{16.9 \text{ N/mm}^2}{26.0 \text{ N/mm}^2} = 0.65 < 1 \text{ OK}$$

$$26.0 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende bøyefasthet om y-aksen

Vi skal nå sjekke nedbøyningen av mønedrageren



NS-EN 1194

$$E_{0,g,mean} = 13700 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 90 \times 405^3 / 12 = 498.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Laster i BRUKSGRENSE pr meter drager

Egenlast tak

Lastbredde

$$\text{Egenlast} = 1.0 / \cos 35^\circ \times 3.6 = \mathbf{4.39} \text{ kN/m}$$

Snølast S_0

Formfaktor

Lastbredde

$$\text{Snølast} = 4.0 \times 0.8 \times 3.6 = \mathbf{11.52} \text{ kN/m}$$

Deformasjon: U_{inst} (den umiddelbare deformasjonen):

$$U_{instG} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E I} = \frac{5}{384} \times \frac{\mathbf{4.39} \times 4000^4}{13700 \times 498.2 \times 10^6} = 2.1 \text{ mm}$$

Av permanent last

$$U_{instQ} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E I} = \frac{5}{384} \times \frac{\mathbf{11.52} \times 4000^4}{13700 \times 498.2 \times 10^6} = 5.6 \text{ mm}$$

Av variabel last

Den endelige deformasjonen U_{fin} :

I NS-EN 1995 pkt 2.2.3 står det en formel for endelig deformasjon U_{fin}

$$U_{fin} = U_{fin,G} + U_{fin,Q1} + \sum U_{fin,Qi}$$

Permanent last

Tabell 3.2

$$U_{fin,G} = U_{inst,G} (1 + K_{def})$$

Dominerende variabel last

NS-EN 1990
Tabell NA.A1.1

$$U_{fin,Q1} = U_{inst,Q1} (1 + \psi_{2,1} K_{def})$$

Medfølgende variable laster

$$U_{fin,Qi} = U_{inst,Qi} (\psi_{0,i} + \psi_{2,1} K_{def})$$

NS-EN 1990
Tabell NA.A1.1

Vi setter tallene våre inn i formlene:

$$U_{fin,G} = 2.1 \times (1 + 0.6) = 3.4 \text{ mm}$$

Tabell 3.2

NS-EN 1990
Tabell NA.A1.1

Tabell 3.2

$$U_{fin,Q1} = 5.6 \times (1 + 0.2 \times 0.6) = 6.3 \text{ mm}$$

$$U_{fin} = 3.4 + 6.3 =$$

9.7 mm

Endelig deformasjon

$$\text{Dette blir: } \frac{4000}{9.7} = 412 \quad \text{DVS: } L/412$$

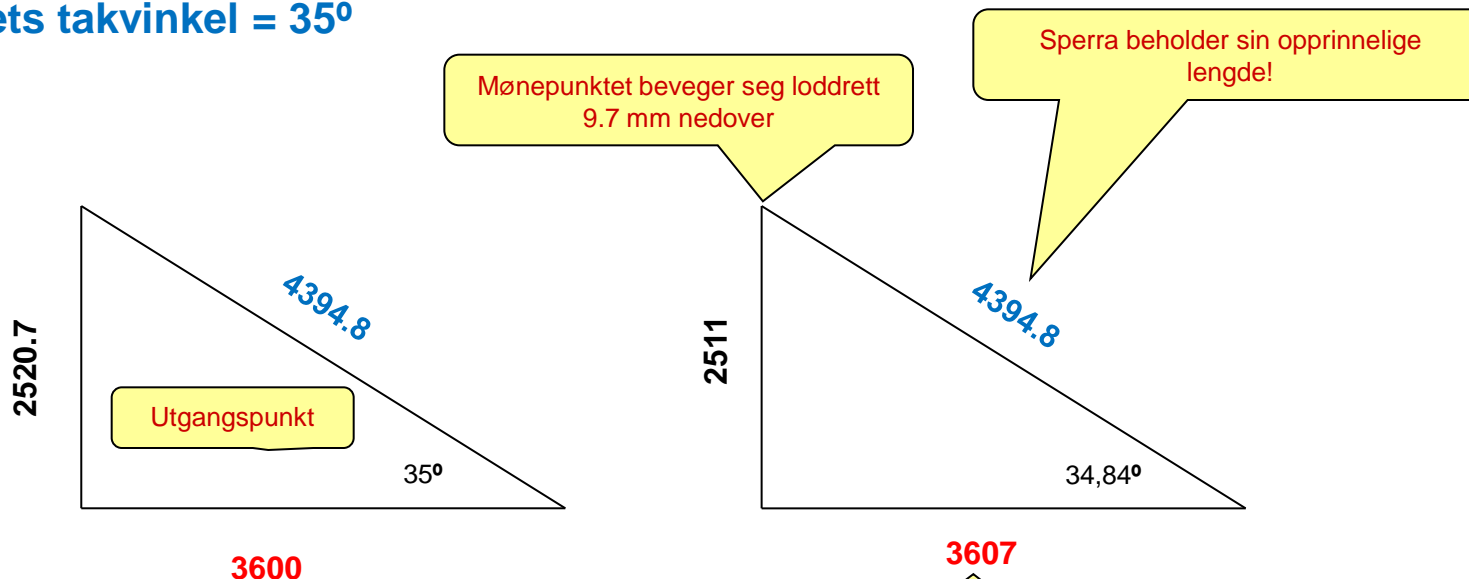
OK !!

Den endelige deformasjonen - U_{fin} ble 9.7 mm.

Hvor mye vil langveggene bevege seg utover med denne nedbøyningen?

Sperrenes spennvidde = 3600 mm

Husets takvinkel = 35°

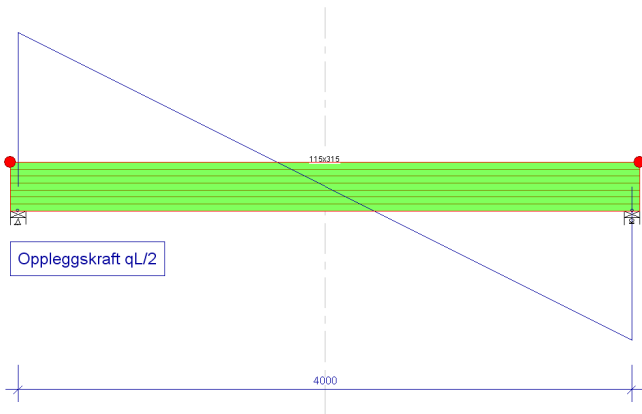


Langveggene vil bevege seg 7 mm ut av lodd!

Konklusjon:

Ikke tillat for stor nedbøyning på mønedragere!
-og det blir enda verre dersom 2 dragere ligger i en avstand fra mønet!

Vi skal nå sjekke skjærkraftkapasiteten:



I NS-EN 1995-1-1 pkt. 6.1.7 står det:

$$\tau_d \leq f_{v,g,d}$$

Bjelken har dimensjon 90 x 405 mm, men i NA (Nasjonalt tillegg) står det:

$$b_{ef} = k_{cr} \times b \text{ og } k_{cr} \text{ for limtre er } 0.67$$

Bjelkens effektive areal blir da:

$$(90 \times 0.67) \times 405 = 24422 \text{ mm}^2$$

$$\text{Største skjærkraft} = 20.82 \times 4 / 2 = 41.64 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{3 \times 41640 \text{ N}}{2 \times 24422 \text{ mm}^2} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

Største skjærkraft

Effektivt areal

NS-EN 1194

3.2×0.9 K_{mod}

$$f_{v,g,d} = \frac{2.5 \text{ N/mm}^2}{1.15} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

Tabell NA.2.3

Dette betyr at $\tau_d = 2.6 \leq f_{v,g,d} = 2.5$
ikke er oppfylt og dimensjonen må økes!

Kontroll av trykk vinkelrett på fiberretning (Oppleggsflate)



NS-EN 1194

K_{mod}

3.0 x 0.9

$$f_{c,90,g,d} = \frac{3.0 \times 0.9}{1.15} = 2.35 \text{ N/mm}^2$$

γ_m

K_{c90} er her 1,0

NS-EN 1995 6.1.5

$$\sigma_{c,90,d} \leq K_{c,90} f_{c,90,d} \quad \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

Vi forsøker med en 90 x 180 søyle
Oppleggskraften er 41.64 kN

$$A_{ef} = (180 + (2 \times 30)) \times 90 = 21600 \text{ mm}^2$$

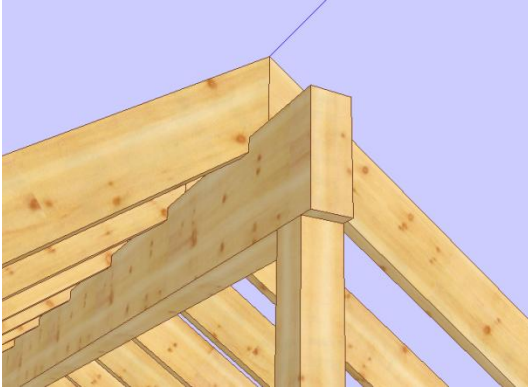
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{41640 \text{ N}}{21600 \text{ mm}^2} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

1.9 < 2.35 OK

Dimensjonerende fasthet

Påført spenning

Dersom drageren ikke er holdt mot vipping:



Påkjenningene; M_y , V_y og $\sigma_{c,90,d}$ er de samme, men styrken til å stå imot blir mindre fordi trykksiden i bjelken kan knekke ut sidevegs. Vi må derfor beregne faktoren k_{crit} som reduserer bøyefastheten.

Først finner vi effektiv bjelkelengde $l_{ef} = 0.9 \cdot l$ for bjelke med jevnt fordelt last.

Lasten her virker på oversiden av bjelken – da skal l_{ef} økes med $2h$.

Effektiv bjelkelengde blir da: $l_{ef} = 0.9 \cdot l + 2 \cdot h = 0.9 \cdot 4000 + 2 \cdot 405 = 4410 \text{ mm}$

For å bestemme vippefaktoren, k_{crit} , må den relative slankheten bestemmes:

(2) Det relative slankhetstallet for bøyning settes lik:

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

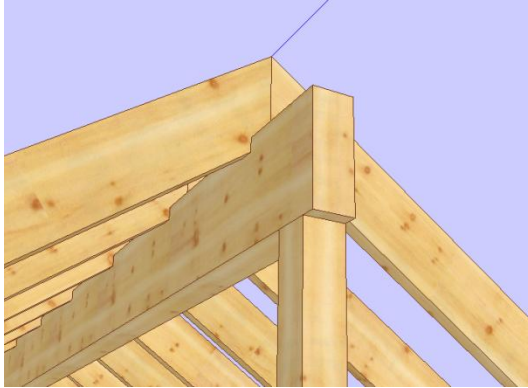
Kritisk bøyespennning

Karakteristisk bøyefasthet

For bartre med fast rektangulært tverrsnitt uttrykkes $\sigma_{m,crit}$ som følger:

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

Dersom drageren ikke er holdt mot vipping:



$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \cdot 90^2 \cdot 11100}{405 \cdot 4410} = 39.2 \text{ N/mm}^2$$

NS-EN 1995-1
Pkt. (6.34)

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32}{39.2}} = 0.90$$

Karakteristisk bøyefasthet for GL 32c

Kritisk bøyespennning for dette tilfellet

$$k_{crit} = 1,56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0.75 \cdot 0.90 = 0.89$$

$$k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 0.89 \cdot 26 = 23.1 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{m,Ed} = 17.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

I dette tilfellet holder valgt dimensjon selv om drageren ikke er holdt mot vipping!

Dersom vi tar hensyn til vindlast på taket:



Huset i Volda ligger slik til at det kan bli vindkast-økning på lesiden av bratt terreng:

k_2 velges derfor til 1.4

Hastighetstrykket på byggeplass blir da:
 $q(z)_p = 973 \times 1.4 =$

1362 N/m²

INNDATA

Valg av kommune:

Høyde over terrenget(z): = 5,5 m
 Terrenkategorori(0-4): = 2
 Høyde på byggestedet, H: = 100 m.o.h.

RESULTAT

Valgt terrenkategorori		k_T	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
Kategorinummer 2	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
Referansevindhastighet v_{ref}	=	28 N/m ²		
$q_{k0}(z)$	=	973 N/m²		

Dette er utgangspunktet for bestemmelse av $q(z)_{kast}$

$$q(z)_{kast} = k_1 * k_2 * k_3 * c_{RET}^2 * c_{HOH}^2 * c_{ARS}^2 * c_{SAN}^2 * q_{k0}(z)$$

c_{RET} , c_{ARS} , c_{SAN} kan settes lik 1,0

Valgt nivåfaktorer		$H_0(m)$	$H_{topp}(m)$
Område 1	Sør-Norge inkl. Sørtrøndelag	900	1500
c_{HOH}^2	=	1,00	

k_1 , k_2 , k_3 må finnes av brukerne selv. Det gjøres oppmerksom på at faktoren, k_1 , kan komme opp i 2,6, faktoren k_2 kan komme opp i 1,5 mens faktoren, k_3 kan komme opp i 1,65.

Grunnlag for regnearket er NS 3491-4:2002

Dersom vi tar hensyn til vindlast på taket:



INNDATA

b	=	8000 mm
d	=	7200 mm
h	=	5500 mm
θ	=	0°
Takvinkel	=	35,00°
c/c	=	1000 mm

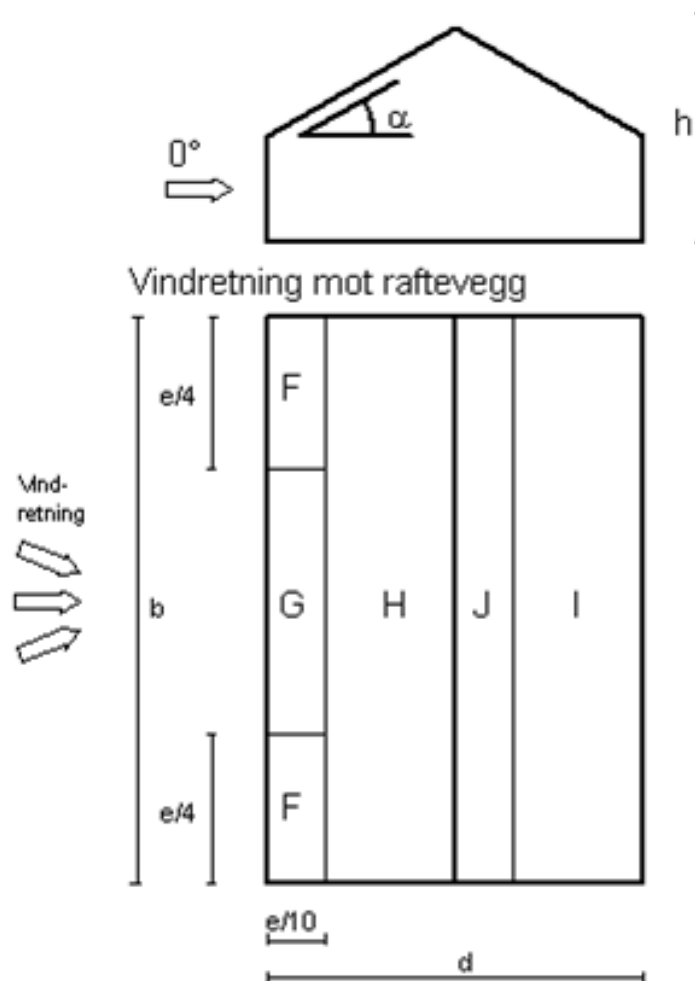
Gyldig takvinkel fra -45 til 75 grader.

Gyldig vindretning er 0 og 90 grader

Arealer

(takstol)

e	=	8000 mm	
F	=	1,6 m ²	0,80
G	=	3,2 m ²	0,80
H	=	22,4 m ²	2,80
I	=	22,4 m ²	2,80
J	=	6,4 m ²	0,80

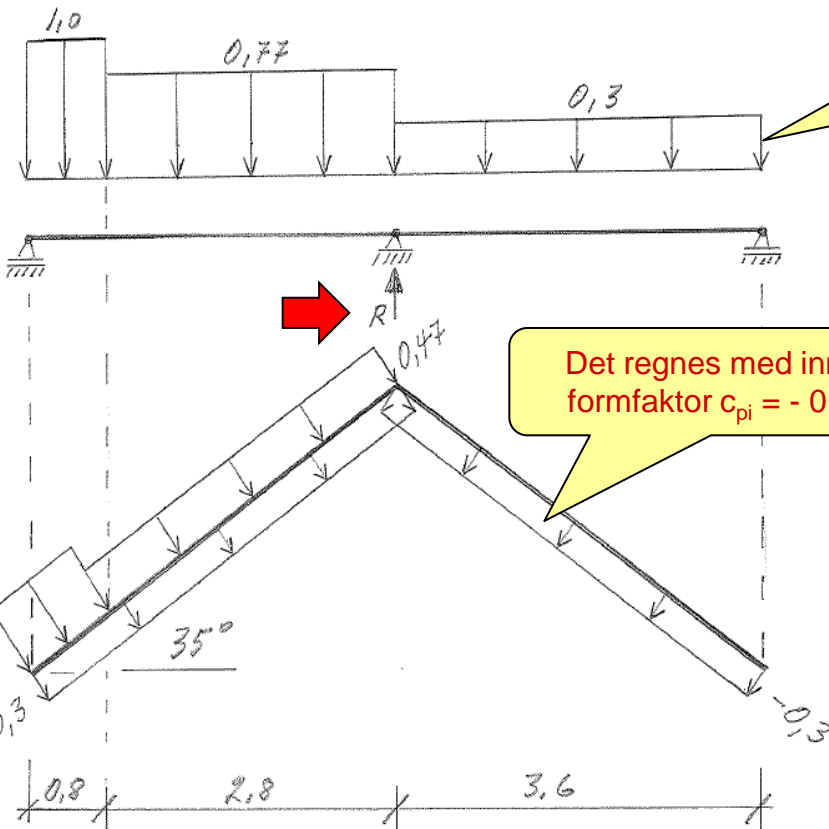


Dersom vi tar hensyn til vindlast på taket:



Utvendige formfaktorer avhengig av sone - C_{pe}

Sone	F-sug	F-trykk	G-sug	G-trykk	H-sug	H-trykk	I-sug	I-trykk	J-sug	J-trykk
$C_{pe,10}$	-0,33	0,70	-0,33	0,70	-0,13	0,47	-0,33	0,00	-0,43	0,00
$C_{pe,1}$	-1,00	0,70	-1,00	0,70	-0,13	0,47	-0,33	0,00	-0,43	0,00
C_{pe}	-0,86	0,70	-0,66	0,70	-0,13	0,47	-0,33	0,00	-0,43	0,00
$C_{pe, takstol}$	-1,00	0,70	-1,00	0,70	-0,13	0,47	-0,33	0,00	-0,43	0,00



Vindlastens intensitet vertikalt blir den samme som på den skrå takflaten

$$R = \frac{\left[\frac{(0,77 + 0,3) \cdot 3,6^2}{2} + \frac{(1,0 - 0,77) \cdot 0,8^2}{2} \right]}{3,6} = 1,95$$

Det regnes med innvendig formfaktor $c_{pi} = -0,3$ (sug)

Vindlasten på mønedrageren blir da: $1362 \times 1,95 =$

$2656 \text{ N/m} = 2,7 \text{ kN/m}$

Som vi hadde før

Bruddlast inklusive vind = $20,82 + 2,7 \times 1,05 =$

23,7 kN/m

Lastfaktor for andre variable laster = 1,05

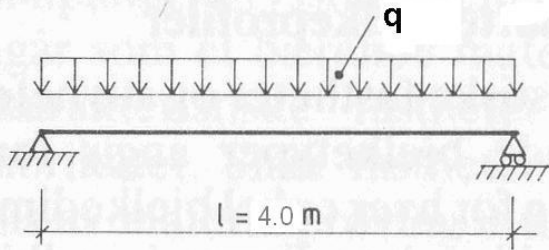
Dimensjonerende bøyemoment med vindlast blir:

Formelen for max. moment ved jevnt fordelt last

Bruddlast pr meter-
kN/m

Spennvidde

Statisk system:



$$M_{Ed} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{23.7 \times 4.0^2}{8} = 47.4 \text{ kNm} = 47.4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Vi finner dimensjonerende bøyespennning for en 90 x 405 mm:

$$\sigma_{m,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{47.4 \times 10^6}{90 \times 405^2/6} = 19.3 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende (påført) bøyespennning

Dragerens motstandsmoment

Vi finner så dimensjonerende bøyefasthet for kvalitet GL 32 c:

I NS-EN 1995 3.3

Får vi muligheten til å regne med en høydefaktor.

$$K_h = (600/h)^{0.1}$$

$$(600/405)^{0.1} = 1.04$$

Karakteristisk Fasthet NS-EN 1194

Tabell 3.1

Høydefaktor

Dragerens dimensjonerende bøyefasthet

$$f_{m,y,d} = \frac{f_{mk} \times k_{mod} \times k_h}{\gamma_m} = \frac{32 \times 1.1 \times 1.04}{1.15} = 31.8 \text{ N/mm}^2$$

Tabell NA.2.3

$k_{mod} = 1,1$ for vind som er øyeblikkslast

Vil vindlasten bli dimensjonerende?

Vi sammenligner utnyttelsesgraden i bruddgrensetilstand for de to tilfellene:

Dimensjonerende (påført)
spenning uten vind

$$\text{Utnyttelse uten vind} - U_1 = 16.9/26.0 = 0.65$$

Dimensjonerende bøyefasthet
uten vind

Dimensjonerende (påført)
spenning med vind

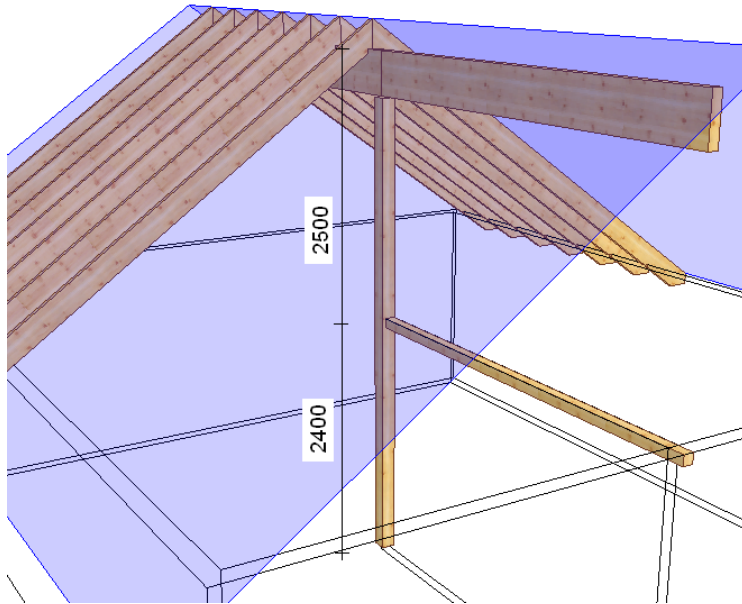
$$\text{Utnyttelse med vind} - U_2 = 19.3/31.8 = 0.61$$

Dimensjonerende bøyefasthet
med vind

Altså - vil **ikke** vindlasten bli dimensjonerende i dette tilfellet.

Beregningseksempel 3. Beregning av søyle NS-EN 1995 6.2.4

Vi har nå beregnet en mønedrager, søylen skal bære to av disse dragerne som blir skjøtt over søylen



6.2.4 Kombinert bøyning og aksialt trykk

(1)P Følgende uttrykk må være oppfylt:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Disse formlene kan vi nesten glemme

(6.23)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

(6.24)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Da denne søylen ikke har momentbelastning trenger vi ikke å ta med mer enn første ledd

Vi forsøker med en 140 x 135 søyle

Knekk lengde om Y-akse = 4900 mm

Knekk lengde om Z-akse = 2500 mm

Søylens last = 41.64 kN x 2 = **83.28 kN**

Vi skjønner fort at det formel 6.23 som blir dimensjonerende, men vi regner ut begge formlene.
Vi bruker bare første ledd av formlene fordi det ikke er momentbelastning på søylen.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} \leq 1$$

Søylens aksialkraft

Søylens tverrsnitt

$$\sigma_{c,0,g,d} = 83280 \text{ N} / (140 \times 135) = 4.4 \text{ N/mm}^2$$

NS-EN 1194

K_{mod}

$$f_{c,0,g,d} = 26.5 \times 0.9 / 1.15 = 20.74 \text{ N/mm}^2$$

γ_m

For å regne ut $k_{c,y}$ må vi bruke følgende formler:

(1) De relative slankhetstallene settes lik:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

og

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$$

$$k_z = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$$

Vi starter med å regne ut λ .

Det står ikke forklart i standarden.

Her er et par formler:

$$\lambda = \frac{L_k}{0.29 \times t} \quad \text{eller} \quad \lambda = \frac{L_k \times \sqrt{12}}{t}$$

$$\lambda_y = \frac{4900}{0.29 \times 140} = 121 \quad \lambda_z = \frac{2500}{0.29 \times 135} = 64$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{121}{3.14} \sqrt{26.5/11100} = 1.88$$

NS-EN 1194

$$\lambda_{rel,z} = \frac{64}{3.14} \sqrt{26.5/11100} = 0.996$$

NS-EN 1194

Vi setter inn tall i formlene 6.27 og 6.25:

$\beta_c = 0.2$ for konstruksjonstre

$\beta_c = 0.1$ for limtre

β_c $\lambda_{rel,y}$

$$K_y = 0.5(1 + 0.1(1.88 - 0.3) + 1.88^2) = 2.35$$

$$K_{c,y} = \frac{1}{2.35 + \sqrt{2.35^2 - 1.88^2}} = 0.27$$

k_y $\lambda_{rel,y}$

Vi kan nå sette inn verdiene i formel 6.23

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} \leq 1$$

Skal ikke være større enn 1

$$\frac{4.4}{0.27 \times 20.74} = 0.786 \text{ OK}$$

β_c $\lambda_{rel,z}$

$$K_z = 0.5(1 + 0.1(0.996 - 0.3) + 0.996^2) = 1.03$$

$$K_{c,z} = \frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.996^2}} = 0.77$$

k_z k_z

Vi kan nå sette inn verdiene i formel 6.24

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

Skal ikke være større enn 1

$$\frac{4.4}{0.77 \times 20.74} = 0.276 \text{ OK}$$

Hva med oppleggsflaten mellom mønedrager og søyle?

NS-EN 1995 6.1.5

NS-EN 1194

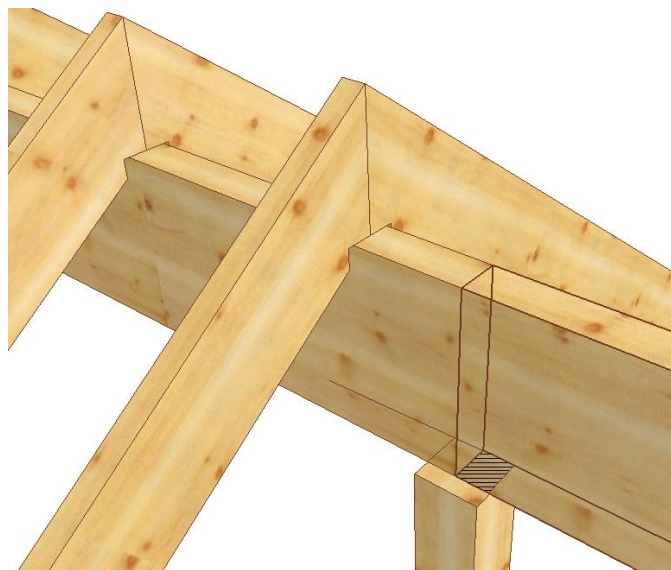
K_{mod}

3.0×0.9

$$f_{c,90,g,d} = \frac{3.0 \times 0.9}{1.15} = 2.35 \text{ N/mm}^2$$

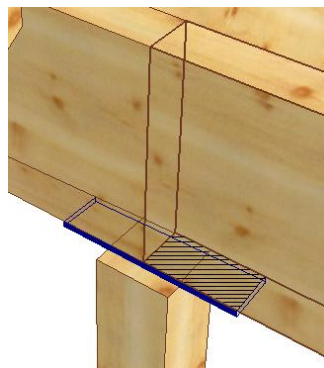
γ_m

Kc90 er her 1,0



4.75 > 2.35 202 % utnyttet HUFF !!!

Vi prøver med en stålplate på 90 x 340 mm på toppen av søylen



Oppleggsflaten er 90 x 67.5 mm

Opplagskraften er 41.64 kN

$$A_{ef} = (170+30) \times 90 = 18000 \text{ mm}^2$$

Oppleggskraft

41640 N

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{41640 \text{ N}}{18000 \text{ mm}^2} = 2.31 \text{ N/mm}^2$$

A_{ef}

$$A_{ef} = (67.5+30) \times 90 = 8775 \text{ mm}^2$$

Oppleggskraft

41640 N

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{41640 \text{ N}}{8775 \text{ mm}^2} = 4.75 \text{ N/mm}^2$$

A_{ef}

2.31 < 2.35 98 % utnyttet OK

Påført spenning

Dimensjonerende fasthet

Vi har nå beregnet :

- Sperr
- Mønedrager
- Søyle

etter EUROKODER og vi
har lært at
dimensjonene ofte kommer
til å bli kraftigere
enn når vi bruker NS 3470

