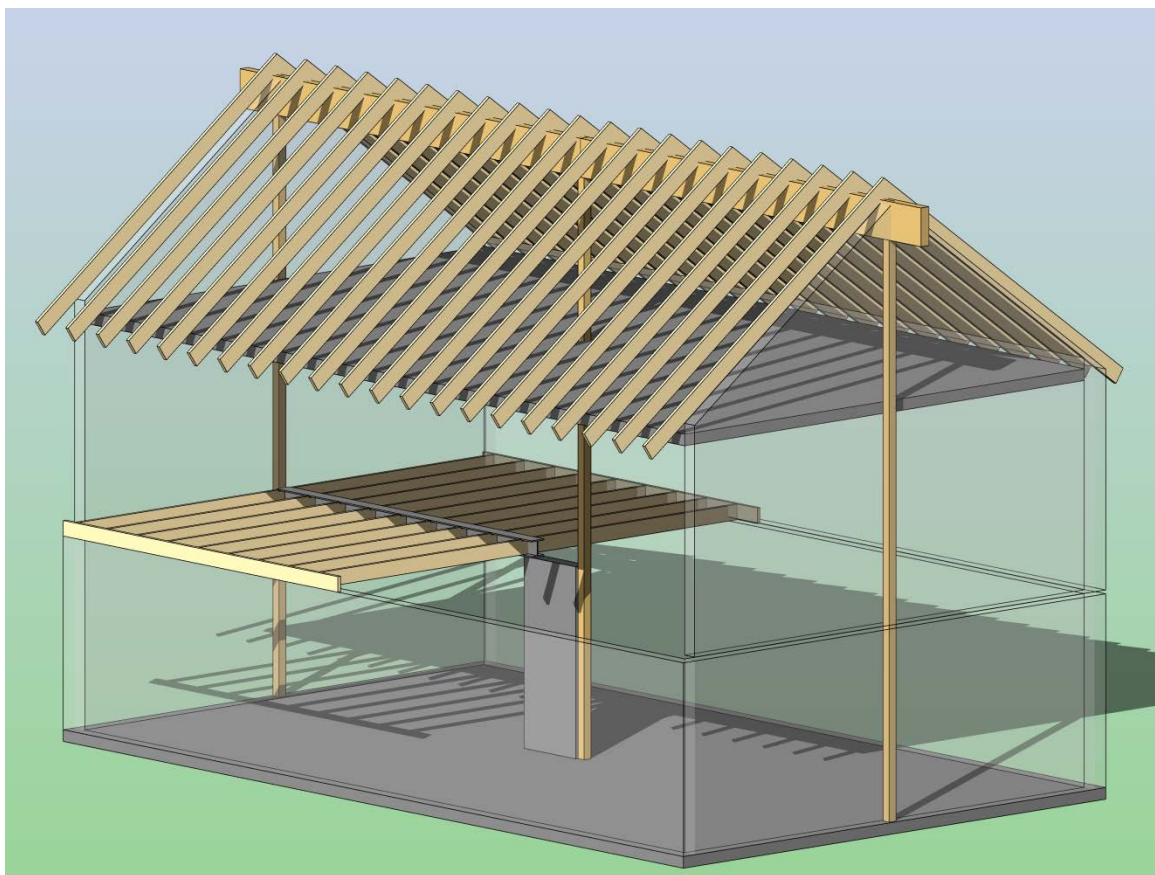




KONSTRUKSJONSBOKA

INNFØRING I PROSJEKTERING AV
STÅL- OG TREKONSTRUKSJONER



2011

byggesaken.no

Christian Nordahl Rolfsen

INFORMASJONSSIDER OM KONSTRUKSJONSBOKA

Det er kun vist et lite utdrag her. Konstruksjonsboka har 139 sider med samme form og design.

Meningen med boka er å gi en grunnleggende forståelse for design og dimensjoneringsprosessen i lastberegninger, stål og trekonstruksjoner.

Til dette trenger du Konstruksjonsboka, samt:

Stålkonstruksjoner, profiler og formler, Tapir Akademisk Forlag

(NS-EN-1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)

NS-EN-1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner

NS-EN-1991-1-3, Eurokode 1: Snølaster

(NS-EN-1991-1-4, Eurokode 1: Vindlaster)

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1 Allmenne regler for bygninger, NS-EN 1993-1-1: 2005+NA:2008

Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1 Allmenne regler for bygninger, NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2008

Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1 Allmenne regler for bygninger, NS-EN 1995-1-1

NS-EN 338: 2003, Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser

NS-EN 1194: Trekonstruksjoner - Limtre - Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier

Ja denne listen var kanskje litt lang, men de fleste konstruktører og skoler har nettabonnementer på Norsk Standard og Eurokodene, og da er det ekstra viktig å ha Konstruksjonsboka som kobler standardene sammen og viser helheten. For mer informasjon om Norsk Standard se www.standard.no.

Eventuelle tilleggsforklaringer eller rettelser legges fortløpende ut på byggesaken.no.

Disse informasjonssidene er hentet fra fargeutgaven per av mai 2011, som er en fullstendig og grundig revisjon av det tekniske innholdet i boka.

Bokutgavene er generelt i sort-hvitt, men fargetrykk kan bestilles.

Denne boken er under kontinuerlig revidering.

Kommentarer og forslag til forbedringer sendes til: christian.nordahl-rolfsen@iu.hio.no

Bestilling av Konstruksjonsboka gjøres på www.byggesaken.no

Generell dimensjoneringsprosess for stål og tre

Dimensjonering er å finne riktig dimensjon på for eksempel en stålbjelke eller en limtretrager, framgangsmåten er slik:

1. Bestemme karakteristiske laster etter NS-EN-1991, Eurokode 1:Laster på konstruksjoner.
2. Bestemme dimensjonerende laster etter NS-EN-1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
3. Regne skjærkraft og momentbelastning.
4. Velge materialer.
5. Regne dimensjonerende materialbelastning ved hjelp av stålstandarden eller trestandarden, (se figur 1.1)
6. Sjekke om konstruksjonen tåler belastningene særlig for skjærkraft og bøyemoment.
7. Regne og sjekke om nedbøyning tilfredstiller bruksmessige krav.

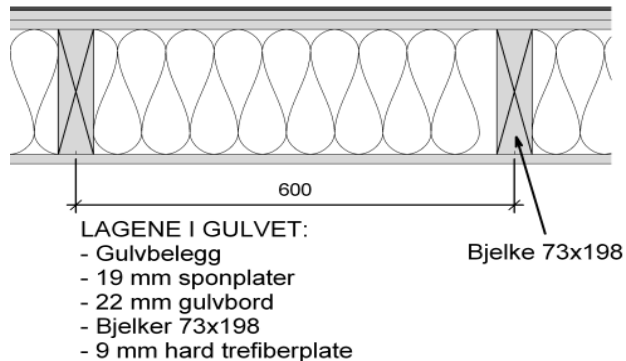


Figur 1.1, Forside til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2009 er gjengitt i Konstruksjonsboka med tillatelse fra Standard Online AS 06/2010. Se www.standard.no for informasjon om Norsk Standard.

Eksempel 2.2 Utregning av egenlasten for en etasjeskiller

Figur 2.3 viser en etasjeskiller i et hus. Gulvbelegget veier $2,0 \text{ kg/m}^2$.

Vi skal bruke NS-EN 1991-1-1, tabell A3 for å finne tyngdetetthetene til de andre materialene.

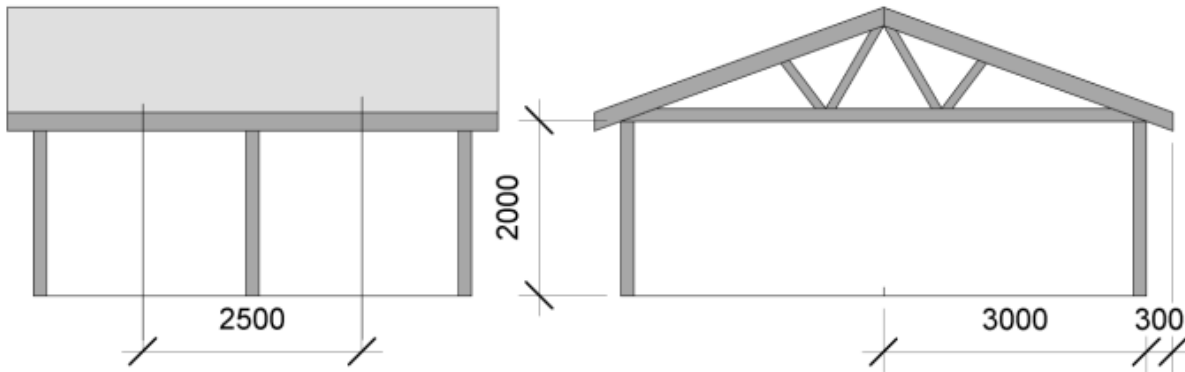


Figur2.3, Etasjeskiller, Tegning: Tor Tollnes

$$\begin{aligned} \text{Gulvbelegg:} & \quad \left(2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \right) / 1000 = 0,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{Sponplate 19 mm:} & \quad 0,019 \text{ m} \cdot 8,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (\text{NS-EN 1991-1, tabell A3}) = 0,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \text{C27 gulvbord 22 mm:} & \quad 0,022 \text{ m} \cdot 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (\text{NS-EN 1991-1, tabell A3}) = 0,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ + \text{Trefiberplate 9 mm:} & \quad 0,009 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (\text{NS-EN 1991-1-1, tabell A3}) = 0,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ = \text{Sum egenlast uten bjelke og mineralull} & \quad = 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ = \text{Egenlast uten bjelke og mineralull per 0,6 m:} & \quad 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,6 \text{ m} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \\ \text{Mineralull 150 mm:} & \quad (0,2 \text{ m} \cdot (0,6 - 0,073) \text{ m}) \cdot 1,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ + \text{C27 bjelke 73} \cdot 198 \text{ mm:} & \quad 0,073 \text{ m} \cdot 0,198 \text{ m} \cdot 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (\text{tabell A3}) = 0,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \equiv \\ \text{Egenlast bjelke og mineralull} & \quad = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \\ \text{Egenlast uten bjelke og mineralull} & \quad = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ + \text{Egenlast mineralull og bjelke} & \quad = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ = \text{Sum total egenlast på etasjeskiller} & \quad = \mathbf{0,48 \frac{kN}{m}} \end{aligned}$$

Eksempel 2.5 Lastberegning for taket til en Carport i Oslo

Den åpne carporten nedenfor ligger i Oslo 105 meter over havet. Taket stikker 30 cm ut fra veggen. Takvinkelen er 20° . Karakteristisk egenlast, g_k for taket er $1,0 \text{ kN/m}^2$. Gjør egne forutsetninger for det som ikke er oppgitt.



Figur2.6, Carport med bærende søyle i midten, Tegning: Tor Tollnes

Den midterste søylen har dette lastarealet:

$$\text{Belastet areal: } 2500\text{mm} \bullet (3000 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) = 8250\,000\text{mm}^2 = 8,25 \text{ m}^2$$

NS-EN 1991-1-3 Snølaster, Tabell NA.4.1(901), karakteristisk snølast på mark $s_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$ for snølasten mellom 0 og 150 meter over havet i Oslo.

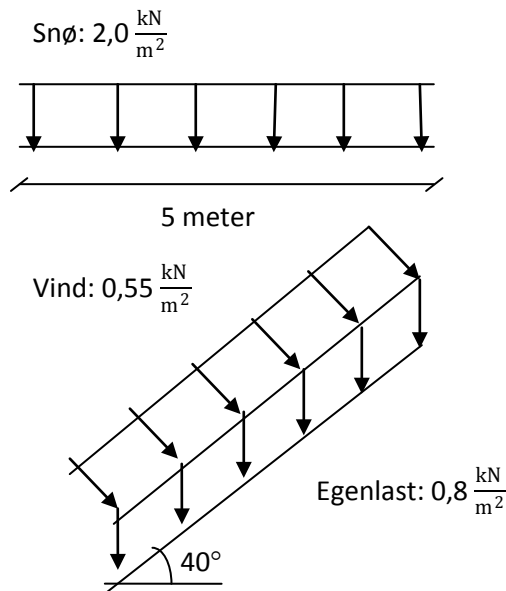
NS-EN-1991-1-3, Tabell 5,2: $\mu_1 = 0,8$ er formfaktoren for saltak mellom 0° og 30° .



Figur2.7, Carport med bærende søyle i midten.

Eksempel 2.6 Beregning av lastkombinasjoner på tak

Figur 2.8 viser taksperrene i et bygg. Takhellingen er 40° og sperrene har senteravstand 2,0 meter. Taket inkludert sperrene har en egentynge på $0,8 \text{ kN/m}^2$. Snølasten er $2,0 \text{ kN/m}^2$. Vindlasten virker vinkelrett mot takflaten og utgjør $0,55 \text{ kN/m}^2$. Regn ut lasttilfelle B1 og B2. Vi skal finne taksperrenes dimensjonerende skjærkraft V_f og dimensjonerende moment M_f . Bygget er i pålitelighetsklasse 1.



Figur 2.8, Snø, vind og egenlast på tak, Tegning Kjetil Bøhmer

$$\text{Egenlast: } \frac{0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{\cos 40^\circ} \cdot 2,0 \text{ m} = \mathbf{2,09 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Snølast: } 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} = \mathbf{4,0 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Vind: } \frac{0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{(\cos 40^\circ)^2} \cdot 2,0 \text{ m} = \mathbf{1,87 \text{ kN/m}}$$

$$\text{B1: } 2,09 \text{ kN/m} \cdot 1,35 + 4,0 \text{ kN/m} \cdot 1,05 \cdot 0,9 + 1,87 \text{ kN/m} \cdot 1,05 = 8,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{B2: } 2,09 \text{ kN/m} \cdot 1,2 + 4,0 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \cdot 0,9 + 1,87 \text{ kN/m} \cdot 1,05 = \mathbf{9,87 \text{ kN/m} = q_d}$$

Formel for B2: (egenlast • 1,2) + (snølast • 1,5 • 0,9) + (vindlast • 1,05) = q_d

Dimensjonerende oppleggskraft Q_d :

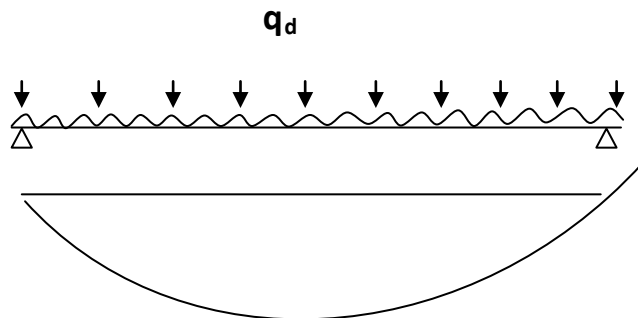
$$Q_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{9,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5 \text{ m}}{2} = 24,68 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærekrefter i bjelken V_f :

$$V_f = 24,68 \text{ kN} \cdot \cos 40^\circ = 18,91 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment M_f :

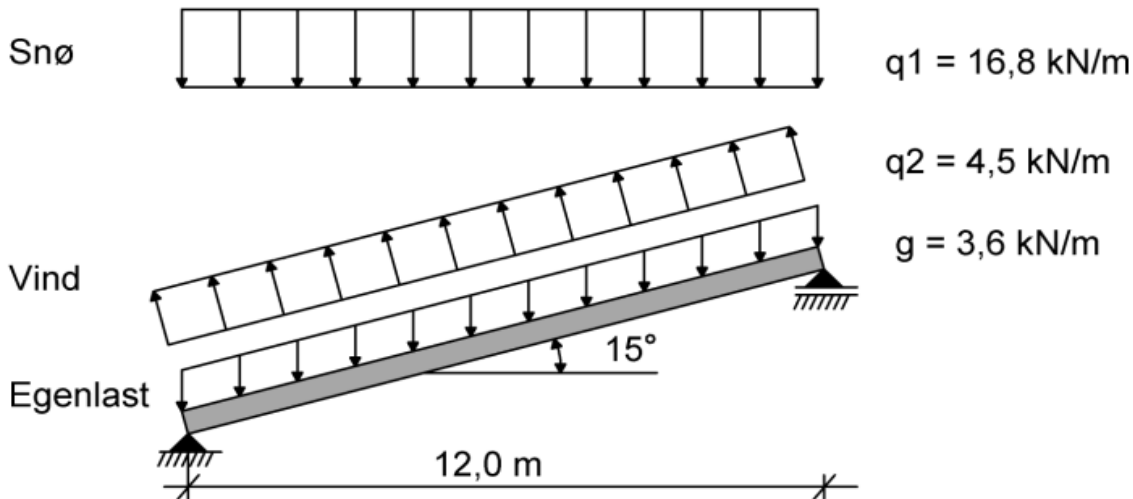
$$M_f = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{9,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (5 \text{ m})^2}{8} = 30,84 \text{ kNm}$$



$$M_f = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = 30,84 \text{ kNm}$$

Eksempel 2.7, Beregning av lastkombinasjoner på tak

På figur 2.9 ser vi på et tak. Siden vinden virker motsatt vei i forhold til snølasten velger vi å se på lastkombinasjonene egenlast + vindlast og egenlast + snølast. Bygget er i pålitelighetsklasse 2.



Figur 2.9, Snø, vind og egenlast på tak, Tegning: Tor Tollnes

Lastkombinasjon egenlast og snølast, B2

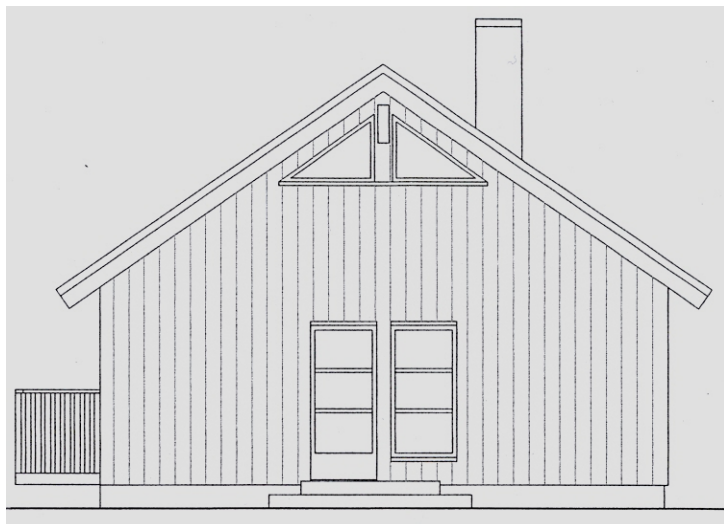
$$B2: 3,6 \text{ kN/m} / \cos 15^\circ \cdot 1,2 + 16,8 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = \underline{\underline{29,67 \text{ kN/m}}}$$

Lastkombinasjon egenlast og vindlast, B2

$$B2: 3,6 \text{ kN/m} / (\cos 15^\circ) \cdot 1,0 - 4,5 \text{ kN/m} / (\cos 15^\circ)^2 \cdot 1,5 = 3,73 \text{ kN/m} - 7,23 \text{ kN/m} = \underline{\underline{-3,50 \text{ kN/m}}}$$

(Vi ganger her egenlasten med 1,0 da denne er gunstig i forhold til vindlasten.)

Eksempel 2.8 Lasttilfeller på tak



Figur 2.10, Gavlvegg med limtretrager

Taket bæres av yttervegg og av to limtretrager på linje etter hverandre. Disse har en spennvidde på 6000mm. Huset har en innvendig bredde på 7200 mm på tvers av gavlveggen. Vi skal dimensjonere lasten som limtretrageren skal bære. Egenlast for taket er $1,0 \text{ kN/m}^2$. Huset er i pålitelighetsklasse 1.

Vi sjekker med tre forskjellige lasttilfeller:

1. Lasttilfelle 1: Huset ligger på Røa i Oslo 105 meter over havet og har en takhelning på 29° .
2. Lasttilfelle 2: Huset ligger på Røa i Oslo og har en takhelning på 35° .
3. Lasttilfelle 3: Huset ligger i Stavanger med en takhelning mellom 0° og 30° grader.

Lasttilfelle 1: Huset ligger på Røa i Oslo 105 meter over havet og har en takhelning på 29° .

Snølast på taket:

NS-EN 1991-1-3 Snølast, Tabell NA.4.1(901), karakteristisk snølast på mark

$s_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$ for snølasten mellom 0 og 150 meter over havet i Oslo.

NS-EN-1991-1-3, Tabell 5,2: $\mu_1 = 0,8$ er formfaktoren for saltak mellom 0° og 30° .

Snølast på tak: $s = 3,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 2,8 \text{ kN/m}^2$

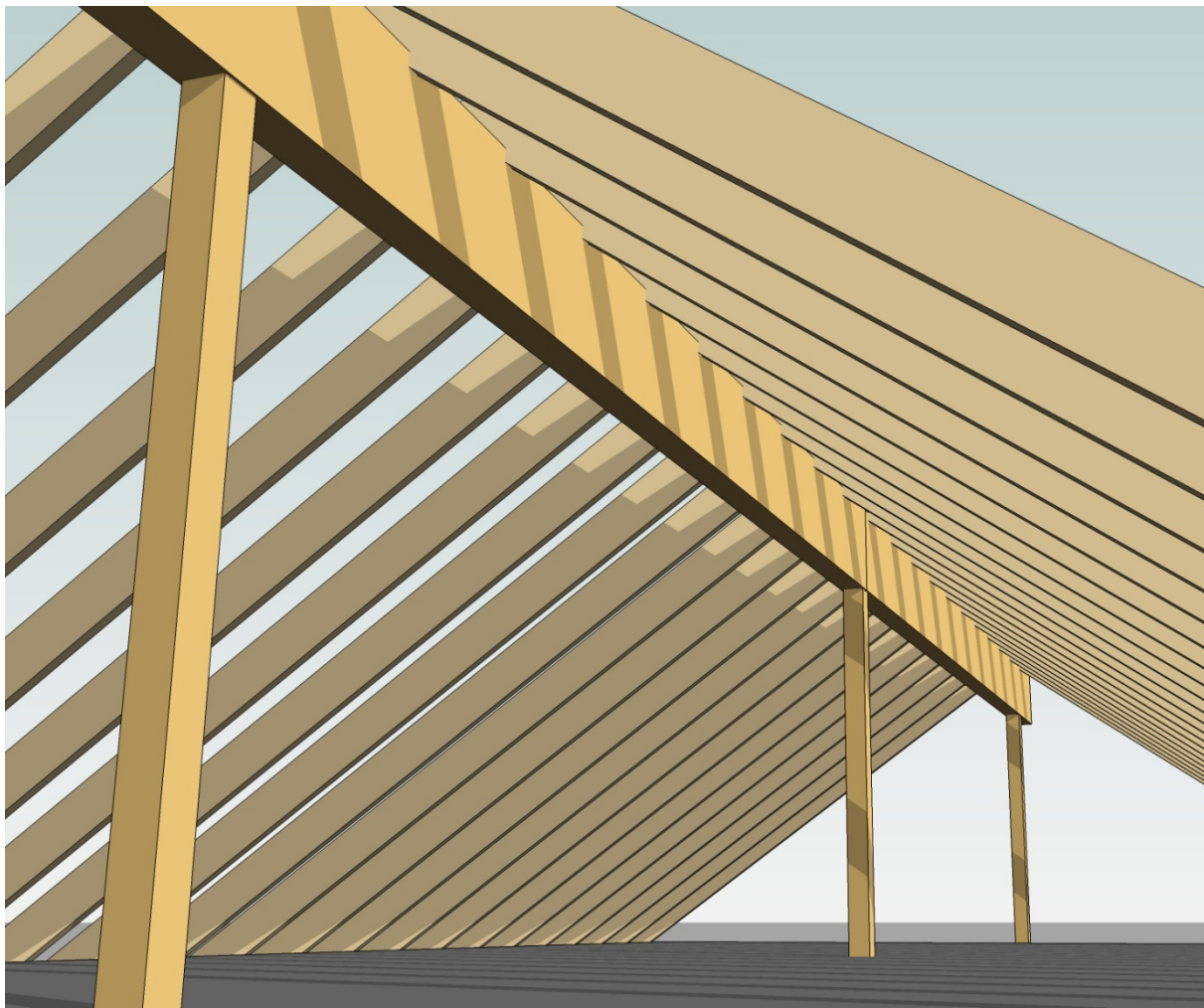
Egenlast på taket:

$$\text{Egenlast} := \frac{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{\cos 29^\circ} = \underline{1,14 \text{ kN/m}^2}$$

Beregning i bruddgrensetilstanden gir følgende resultat:

$$B1 = 1,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,35 + 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,05 \cdot 0,9 = 4,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B2 = 1,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2 + 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \cdot 0,9 = 5,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Figur2.15, To limtredrager etter hverandre, spennvidden er 6 meter for begge to, Tegning: Tor Tollnes

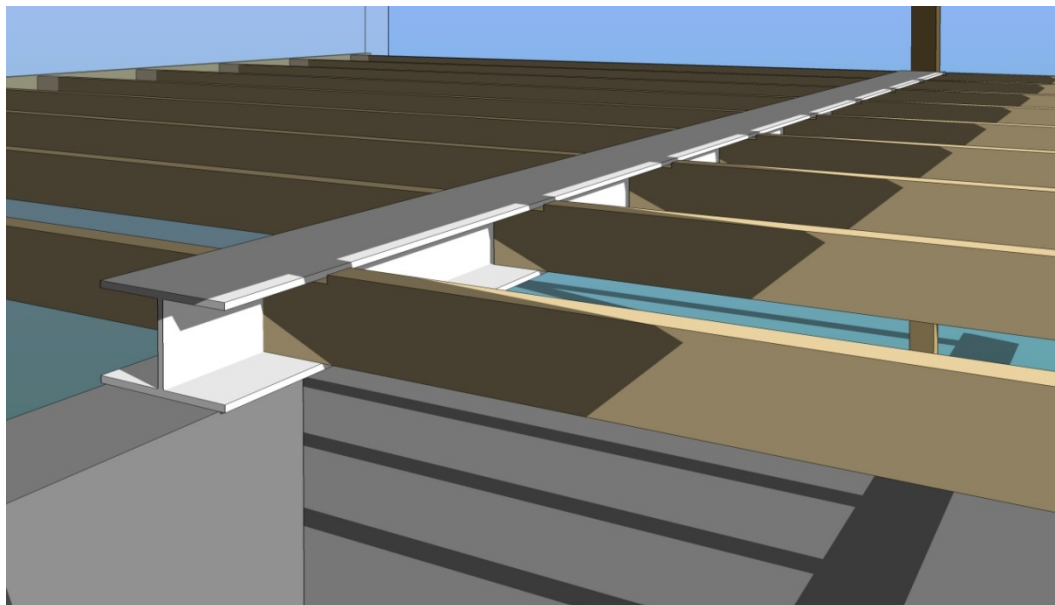
Eksempel 2.10 Trykkspenning i oppleggsflate mellom limtredrager og søyle

I midten av huset er begge limtredragerne lagt opp på en limtresøyle som er 110mm • 110 mm. Belastningen fra hver av limtredragerne ned på søylen fordeles ved at bæringen i gavlveggen tar halve lasten mens søylen i midten av huset tar halve lasten. Søylen utsettes da for følgende last fra hver av de to limtredragerne:

$$Q_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{18,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,0 \text{ m}}{2} = \underline{\underline{56,67 \text{ kN}}}$$

De to limtredragerne har et opplegg på søylen som tilsvarer (5 cm • 11 cm for limtredrager 1) og (6 cm • 11 cm for limtredrager 2). Vi skal regn ut trykkspenningen mellom limtredrager 1 og søylen og limtredrager 2 og søylen.

Eksempel 2.11 Lastberegning for stålbejelke



Figur 2.17, Stålbjelke som hovedbærer i etasjeskilleren, Tegning: Tor Tollnes

I etasjen under ligger det en stålbjelke av typen HE 220B over stuen. Se figur 2.17. Stålbjelken bærer en karakteristisk egenlast fra etasjeskilleren på **0,6 kN/m²**. I tillegg bærer den seg selv. Nyttelasten fra loftstuen ovenfor er **2,0 kN/m²**. (NS-EN 1991-1-1, tabell NA.6.2). Stålbjelken bærer et spenn på 3,6 meter.

Vi benytter HE 220 B, og finner fra tabell 1.3, s 13 i Stålkonstruksjoner, profiler og formler:

HE-B	Dimensjoner (mål i mm)					Masse kg/m	A -10 ³ mm ²	y - y				z - z			I _T -10 ³ mm ⁴	S _y -10 ³ mm ³	C _w -10 ⁶ mm ⁶	Hullavstand / hulldiam.(i mm)		
	h	b	s	t	r			I-10 ⁶ mm ⁴	W-10 ³ mm ³	i mm	I-10 ⁶ mm ⁴	W-10 ³ mm ³	i mm	w				w _I	d	
100	100	100	6	10	12	20,4	2,60	4,50	88,9	41,6	1,67	33,5	25,3	92,9	52,1	3,375	56	-	13	
120	120	120	6,5	11	12	26,7	3,40	8,64	144	50,4	3,18	52,9	30,6	139	82,6	9,410	66	-	17	
140	140	140	7	12	12	33,7	4,30	15,1	216	59,3	5,50	78,5	35,8	201	123	22,48	76	-	21	
160	160	160	8	13	15	42,6	5,43	24,9	311	67,8	8,89	111	40,5	314	177	47,94	86	-	23	
180	180	180	8,5	14	15	51,2	6,53	38,3	426	76,6	13,6	151	45,7	423	241	93,75	100	-	25	
200	200	200	9	15	18	61,3	7,81	57,0	570	85,4	20,0	200	50,7	595	321	171,1	110	-	25	
220	220	220	9,5	16	18	71,5	9,10	80,9	736	94,3	28,4	258	55,9	768	414	295,4	120	-	25	
240	240	240	10	17	21	83,2	10,6	112,6	938	103	39,2	327	60,8	1030	527	486,9	96	35	25	
260	260	260	10	17,5	24	93,0	11,8	149,2	1150	112	51,3	395	65,8	1240	641	753,7	106	40	25	
280	280	280	10,5	18	24	103	13,1	192,7	1380	122	65,9	471	70,9	1440	767	1130	110	45	25	
300	300	300	11	19	27	117	14,9	251,7	1680	130	85,6	571	75,8	1860	934	1688	120	45	28	
320	320	300	11,5	20,5	27	127	16,1	308,2	1930	138	92,4	616	75,7	2260	1070	2069	120	45	28	
340	340	300	12	21,5	27	134	17,1	366,6	2160	146	96,9	646	75,3	2580	1200	2454	120	45	28	
360	360	300	12,5	22,5	27	142	18,1	431,9	2400	155	101,4	676	74,9	2930	1340	2883	120	45	28	
400	400	300	13,5	24	27	155	19,8	576,8	2880	171	108,2	721	74,0	3570	1620	3817	120	45	28	
450	450	300	14	26	27	171	21,8	798,9	3550	191	117,2	781	73,3	4420	1990	5258	120	45	28	
500	500	300	14,5	28	27	187	23,9	1072	4290	212	126,2	842	72,7	5400	2410	7018	120	45	28	
550	550	300	15	29	27	199	25,4	1367	4970	232	130,8	872	71,7	6020	2800	8856	120	45	28	
600	600	300	15,5	30	27	212	27,0	1710	5700	252	135,3	902	70,8	6690	3210	10965	120	45	28	
650	650	300	16	31	27	225	28,6	2106	6480	271	139,8	932	69,9	7410	3660	13363	120	45	28	
700	700	300	17	32	27	241	30,6	2569	7340	290	144,4	963	68,7	8330	4160	16064	126	45	28	
800	800	300	17,5	33	30	262	33,4	3591	8980	328	149,0	994	66,8	9490	5110	21840	130	40	28	
900	900	300	18,5	35	30	291	37,1	4941	10980	365	158,2	1050	65,3	11400	6290	29461	130	40	28	
1000	1000	300	19	36	30	314	40,0	6447	12890	401	162,8	1090	63,8	12600	7430	37637	130	40	28	

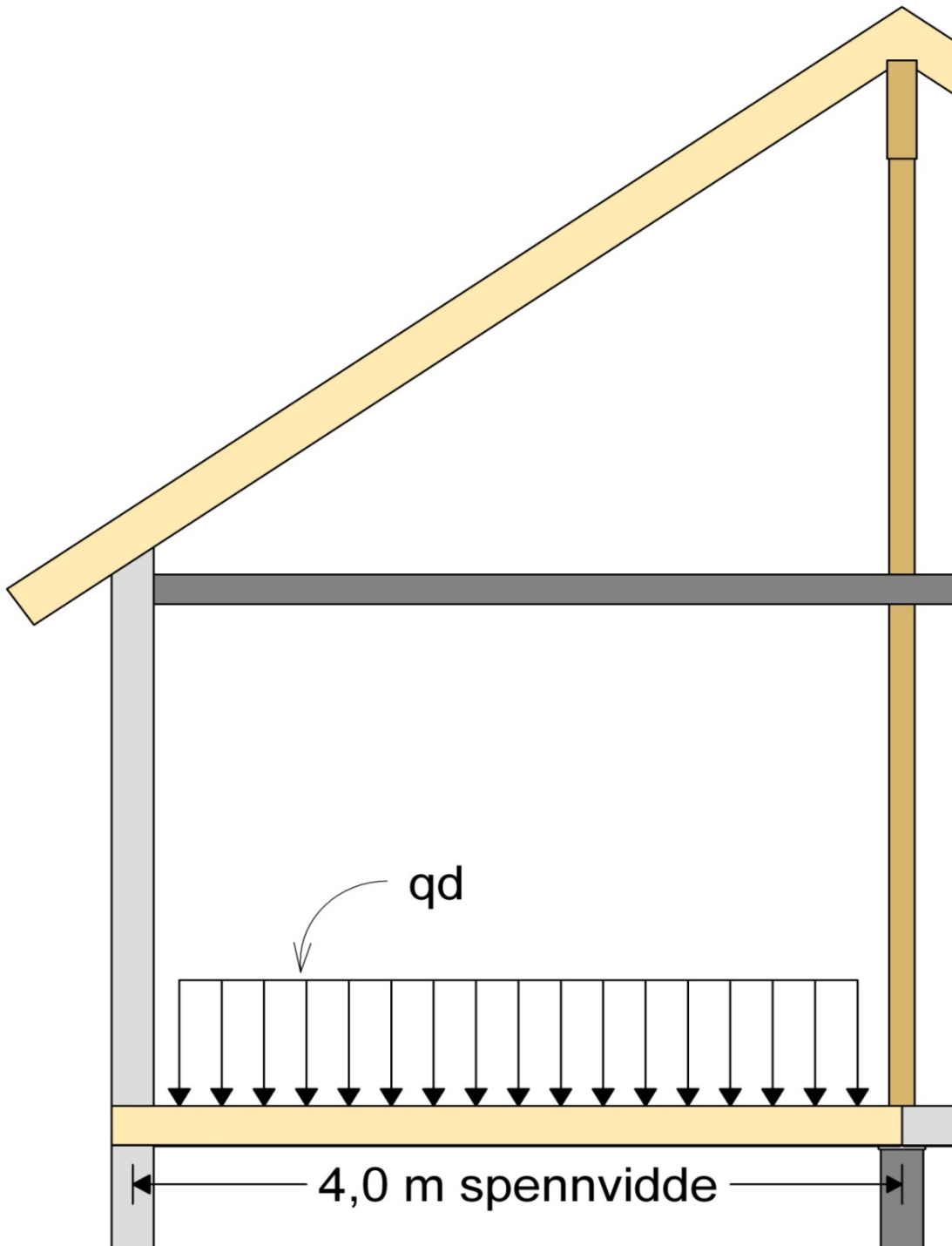
Tabell 2.3, Ståltabell, HE-B, hentet fra Stålkonstruksjoner, profiler og formler, Tapir Akademisk Forlag

Fra tabell 2.3 finner vi egenvekten til stålbjelken HE 220 B:

$$71,5 \text{ kg/m} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,701 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = \mathbf{0,701 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$$

Eksempel 3.2 Enkel dimensjonering av trebjelke

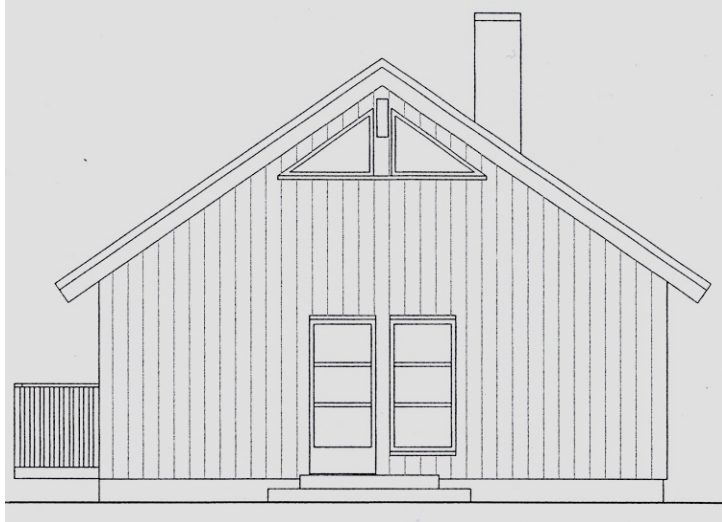
Spennvidden på 4 meter er lysåpning samt halvparten av nødvendig oppleggslengde for hver ende. Vi prøver med dimensjonen 48 mm • 198 mm og C20 trevirke. I kryperommet under bjelken kan det til tider være fuktig men ikke vått. Egenlasten til etasjeskilleren er $q_{ek}=0,6 \text{ kN/m}^2$.



Figur3.3, Spennvidden er 4meter, Tegning: Tor Tollnes

Eksempel 3.3 Limtredrager, taksperrer og opplegg

I huset nedenfor skal du regne ut egenlast og snølast på Røa i Oslo 105 meter over havet. Regn med at takets helning er 35° . Regn ut både B1 og B2. Huset er i pålitelighetsklasse 1. Karakteristisk egenlast for taket er $1,1 \text{ kN/m}^2$. Taket bæres av yttervegger og av to limtredrager, (GL32c), på linje etter hverandre. Hver har en lysåpning på 5920 mm og spennvidden blir da 6000 mm. Huset har en innvendig bredde på 7200 mm. Dimensjoner limtredragerne når de er avstivet mot vipping. Prøv med dimensjonen 140 mm • 500 mm! På loftet, hvor limtredragerne er, er det oppvarmet inneklime. Sjekk for moment, skjærkraft og nedbøyning.



Figur3.4, Gavlvegg med limtredager

Belastning

Snølast på tak:

$s_k \rightarrow$ NS-EN 1991-1-3 Snølaster, Tabell NA.4.1 karakteristisk snølast på mark:

Oslo, 105 meter over havet gir snølast på mark: $s_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Formfaktor } \mu_1 = 0,8 \cdot \frac{(60-35)}{30} = 0,666$$

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,666 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,5 \text{ kN/m}^2 = 2,33 \text{ kN/m}^2$$

$\rightarrow s = \text{snølast}$

$\rightarrow \mu \rightarrow$ NS-EN 1991-1-3 Snølaster, Tabell 5.2, Formfaktor for snølast

$\rightarrow C_e \rightarrow$ NS-EN 1991-1-3 Snølaster, 1.6.9, Eksponeringsfaktor, oftest lik 1,0

$\rightarrow C_t \rightarrow$ NS-EN 1991-1-3 Snølaster, 1.6.8, Termisk faktor, oftest lik 1,0

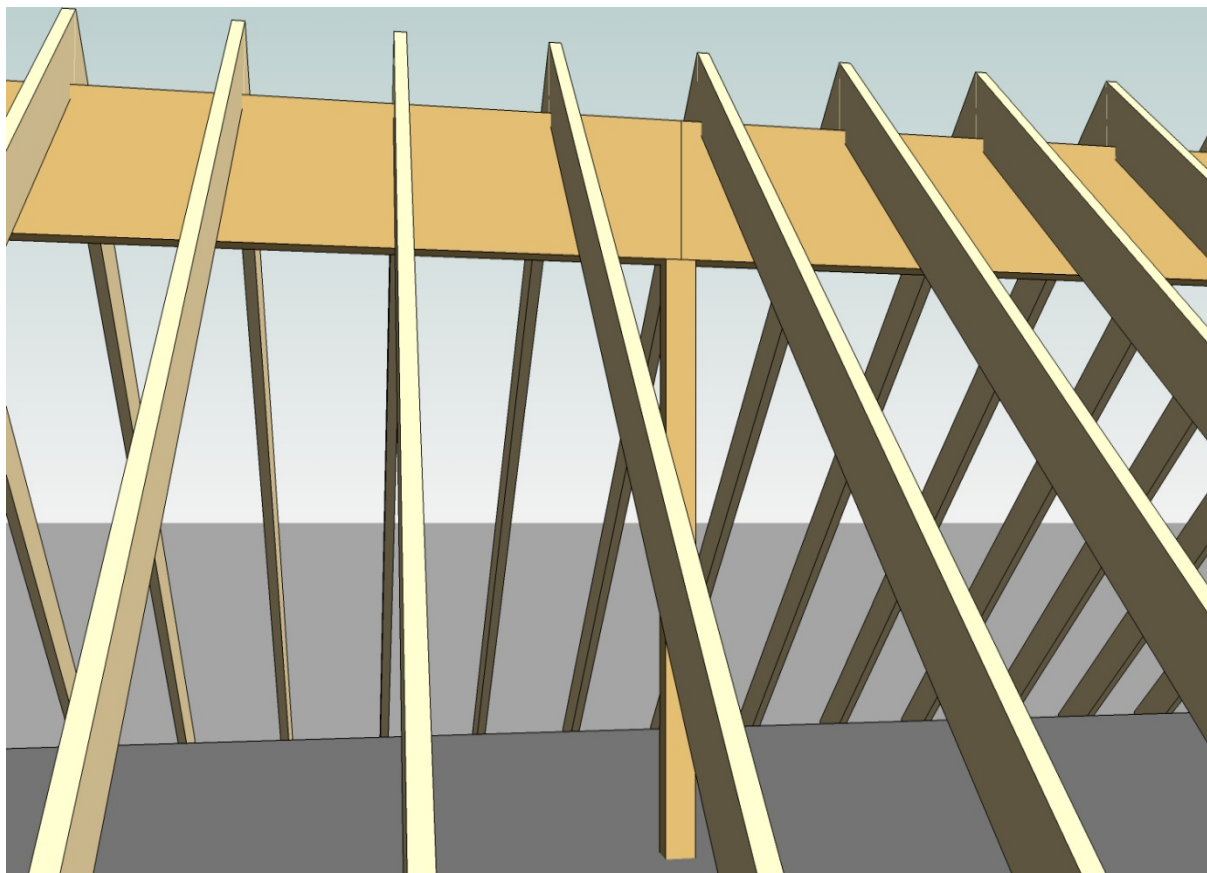
$\rightarrow s_k \rightarrow$ NS-EN 1991-1-3 Snølaster, Tabell NA.4.1, karakteristisk snølast på mark

Snølast i henhold til NS-EN 1991-1-3: $q_{sk} = 2,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,6 \text{ m} = 8,39 \text{ kN/m}$

Eksempel 3.4 Taksperrer

Sjekk om taksperrerne på 48 • 223 mm, C18 kvalitet, tåler lastene de skal bære. Vi har selvfølgelig c/c på 60 cm. Dere skal sjekke for moment, skjærkraft og nedbøyning.

- c/c – avstand: 0,6 m
- Spennvidde: 3,6 m



Figur 3.8, Taksperrer som hviler på limtre drager, Tegning: Tor Tollnes

Belastning

Snølast på tak:

NS-EN 1991-1-3 Snølast, Tabell NA.4.1 karakteristisk snølast på mark:

Oslo 105 meter over havet gir snølast på mark $s_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Formfaktor $\mu_1 = 0,8 \cdot \frac{(60-35)}{30} = 0,666$

$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,666 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3,5 \text{ kN/m}^2 = 2,33 \text{ kN/m}^2$

Snølast i henhold til NS-EN 1991-1-3: $q_{sk} = 2,33 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6 \text{ m} = \underline{1,40 \text{ kN/m}}$

Egenlast for tak:

Egenlast for taket $q_{ek} = \frac{1,1}{\cos 35^\circ} \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6 \text{ m} = \underline{0,81 \text{ kN/m}}$

Nedbøyningskontroll (NS-EN 1995-1-1, 2.2.3)

Deformasjonsfaktor: (NS-EN 1995-1-1, Tabell 3,2) $k_{\text{def}} = 0,8$

ψ - faktor: (NS-EN 1990, tabell NA.A1.1) Snølast: $\psi_2 = 0,2$

Elastisitetsmodul: (NS-EN 338, tabell 1) **C18** $\rightarrow E_{0,\text{mean}} = 9,0 \text{ kN/mm}^2 = 9000 \text{ N/mm}^2$

Last i bruksgrensetilstanden: Egenlast = 0,81 kN/m og Nyttelast = 1,40 kN/m

Treghetsmoment:
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow \frac{48 \text{ mm} \cdot (223 \text{ mm})^3}{12} = \underline{44358268 \text{ mm}^4}$$

Nedbøyning om y-akse:
$$U = \frac{5 \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I}$$

Egenlast:
$$U_{\text{inst,G}} \rightarrow \frac{5 \cdot (3600 \text{ mm})^4}{384 \cdot 9000 \text{ N/mm}^2 \cdot 44358268 \text{ mm}^4} \cdot 0,81 \text{ kN/m} = \underline{4,44 \text{ mm}}$$

$$U_{\text{fin,G}} = U_{\text{inst,G}} (1 + k_{\text{def}}) = 4,43 (1 + 0,8) = \underline{7,97}$$

Snølast:
$$U_{\text{inst,G}} \rightarrow \frac{5 \cdot (3600 \text{ mm})^4}{384 \cdot 9000 \text{ N/mm}^2 \cdot 44358268 \text{ mm}^4} \cdot 1,40 \text{ kN/m} = \underline{7,67 \text{ mm}}$$

$$U_{\text{fin,Q,1}} = U_{\text{inst,Q,1}} (1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) = 7,67 (1 + 0,2 \cdot 0,8) = \underline{8,90 \text{ mm}}$$

$$U_{\text{fin,Q,i}} = U_{\text{fin,G}} + U_{\text{fin,Q,1}} = 7,97 + 8,90 = \underline{16,97 \text{ mm}}$$

$$u_{\text{till}} = \frac{l}{300} \rightarrow \frac{3600 \text{ mm}}{300} = \underline{12 \text{ mm}}, u < u_{\text{till}} \text{ ikke OK}$$

$$u_{\text{till}} = \frac{l}{150} \rightarrow \frac{3600 \text{ mm}}{150} = \underline{24 \text{ mm}}, u < u_{\text{till}} \text{ OK}$$

Konklusjon:

Med angitte laster vil taksperrere være tilstrekkelige, da vi har kontrollert skjær og bøyestyrke, samt deformasjoner. Nedbøyning er mellom $l/300$ og $l/150$, (NS-EN 1995, Tabell 7.2 og NA.7.2). Nedbøyningen er nokså nære $l/300$, det er bra i dette tilfellet hvor bjelkene bærer taket i et hus.

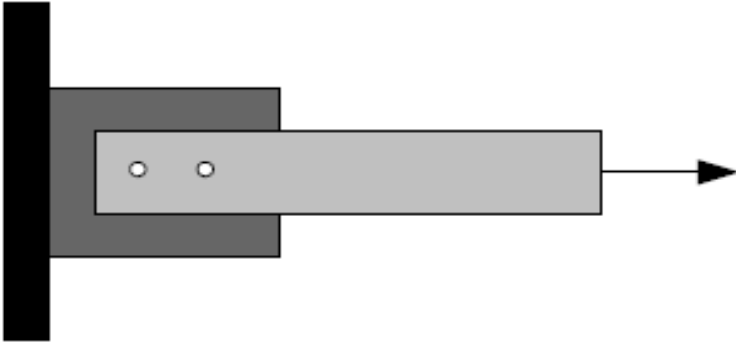
Oppgave

- a) Regn eksempel 3.4, (taksperrer), med C24 og spennvidde 4,0 meter.

Eksempel 4.1 Trykkspenning og strekkspenning

Vi har et flattstål, S235, med dimensjonen 10 mm • 50 mm. Flattstålet er festet med M18 bolter, skruehullene har en diameter på 19 mm. Bruk lasttilfelle B2.

- Sjekk om stålet tåler en karakteristisk strekkbelastning på $N_{Ek} = 70 \text{ kN}$?
- Sjekk om stålet tåler en karakteristisk trykkbelastning på $N_{Ek} = 70 \text{ kN}$?



Figur 4.2, Flattstål 10 mm • 50 mm festet med M18 bolter

a) Strekk

Belastning:

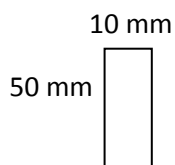
- Karakteristisk egenlast: $N_{Ek} = 70 \text{ kN}$
- Lastfaktor: $\gamma_G = 1,2$ (B2)
- Dimensjonerende strekklast: $N_{Ed} = 70 \text{ kN} \cdot 1,2 = \underline{\underline{84 \text{ kN}}}$

Styrke:

NS-EN 1993-1-1, Tabell 3.1, S235 gir: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ og $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

NS-EN 1993-1-1, NA.6.1 Partialfaktorer: $\gamma_{M0} = 1.05$, $\gamma_{M2} = 1.25$

Areal



Tverrsnittsareal: $A = 10 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} = 500 \text{ mm}^2$

Lokalt svekket tverrsnitt: $A_{net} = 500 \text{ mm}^2 - (19 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm}) = 310 \text{ mm}^2$

Dimensjonerende kapasitet:

NS-EN 1993-1-1, 6.2.3

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{500 \text{ mm}^2 \cdot 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 111905 \text{ N} = 111,95 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 310 \text{ mm}^2 \cdot 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,25} = \underline{\underline{80,35 \text{ kN}}}$$

$N_{t,Rd}$ – Vi bruker minste verdi av $N_{pl,Rd}$ og $N_{u,Rd}$ dette blir: **80,35 kN**

Kontroll:

NS-EN 1993-1-1, 6.2.3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{84 \text{ kN}}{80,35 \text{ kN}} = 1,05 \rightarrow \text{ikke OK}$$

b) Trykk

Belastning:

1. Karakteristisk egenlast: $N_{ek}=70 \text{ kN}$
2. Lastfaktor: $\gamma_G=1,2$ (B2)
3. Dimensjonerende trykklast: $N_{Ed}=70 \text{ kN} \cdot 1,2= \underline{\underline{84 \text{ kN}}}$

Styrke:

NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{500 \text{ mm}^2 \cdot 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = \underline{\underline{111,95 \text{ kN}}}$$

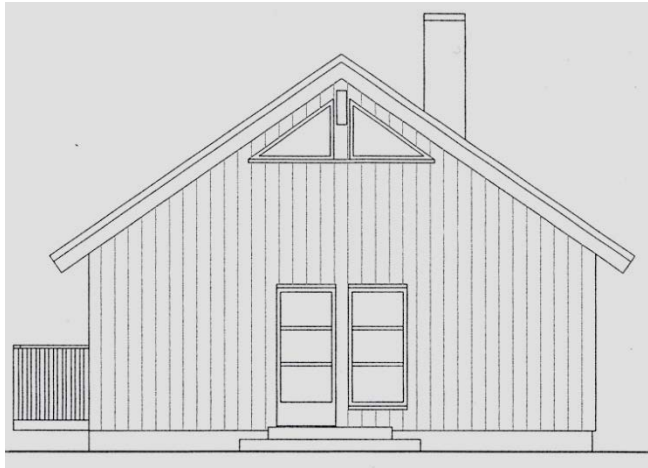
Tverrsnittsareal: $A= 10 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} = 500 \text{ mm}^2$

Kontroll:

NS-EN 1993-1-1, 6.2.4

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{84 \text{ kN}}{111,95 \text{ kN}} = 0,75 \rightarrow \text{OK}$$

Eksempel 4.3 Bøyespenning, skjærspenning og nedbøyning



Figur 4.4, Gavlvegg, stålbejlen ligger over hagedør og vindu

Huset har en innvendig bredde på 7200 mm.

Du skal nå tenke på ståldragere over stua, denne ligger en etasje rett under limtretrageren i mønet. Ståldragere har en spennvidde på 5 meter og er av typen HE 220B med stål kvalitet S235 og tverrsnittsklasse 1. Egenlast for etasjeskilleren er $0,6 \text{ kN/m}^2$. Nyttelast følger NS 1991-1-1, tabell NA.6.2 og er på 2 kN/m^2 .

- Regn ut den jevnt fordelte lasten som virker på ståldragere.
- Regn ut kraften som virker på hvert av de to oppleggene på hver ende av ståldragere.
- Dimensjoner ståldragere og tenk på skjærspenning, bøyespenning og nedbøyning.

Vi bruker tabell 4.1, side 66, og velger HE 220 B:

Masse: $71,5 \text{ kg/m}$ Høyde: $h = 220 \text{ mm}$ Bredde: $b = 220 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal: $A = 9100 \text{ mm}^2$

Tykkelse steg: $s = 9,5 \text{ mm} = t_w$

Tykkelse flens: $t = 16 \text{ mm} = t_f$

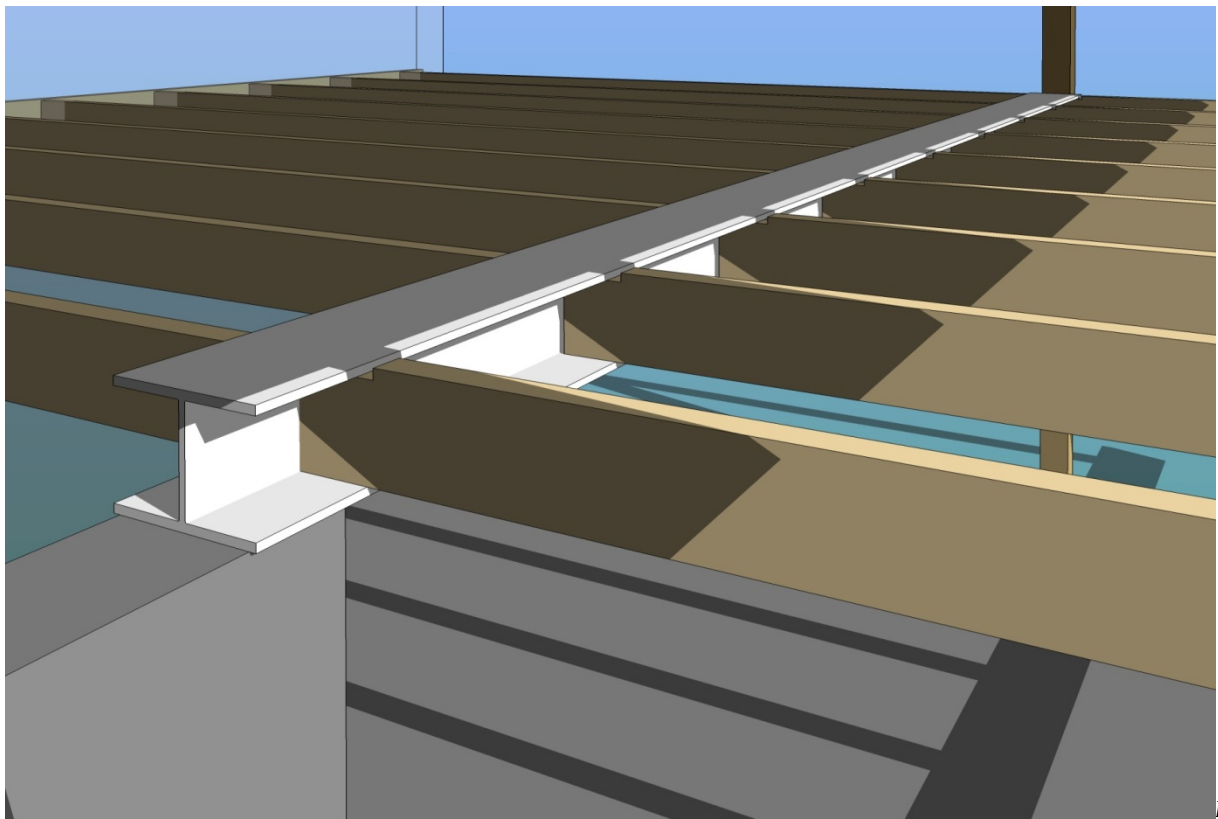
Radius valsing: $r = 18 \text{ mm}$

Elastisk motstandsmoment: $W = 736000 \text{ mm}^3$

Statisk moment (1. Arealmoment): $S_y = 414000 \text{ mm}^3$

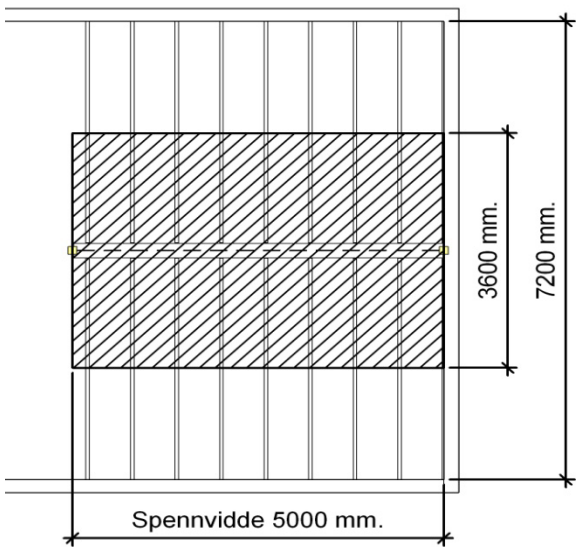
Plastisk motstandsmoment: $W_{pl} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 414000 \text{ mm}^3 = 828000 \text{ mm}^3$

Tregghetsmoment $I = 80900000 \text{ mm}^4$



Figur 4.5, Stålbjelke,

Tegning: Tor Tollnes



Figur 4.6, Stålbjelke, Tegning: Tor Tollnes

Belastning

Egenlast for etasjeskilleren=0,6 kN/m² • 3,6 m = 2,16 kN/m

Egenlast for ståldrageren (fra ståltabell) = 71,5 kg/m • 10m/s²= 715 N/m = 0,715 kN/m

Total karakteristisk egenlast q_{ek}= 2,875 kN/m

Nyttelast i henhold til NS-EN 1991-1-1:q_{nk}=2,0kN/m² • 3,6 m = 7,2 kN/m

Last i bruddgrensetilstanden etter NS-EN 1990:

$$B1: 2,875 \text{ kN/m} \cdot 1,35 + 7,2 \text{ kN/m} \cdot 1,05 \cdot 0,9 = 10,69 \text{ kN/m}$$

$$B2: 2,875 \text{ kN/m} \cdot \mathbf{1,2} + 7,2 \text{ kN/m} \cdot \mathbf{1,5} \cdot \mathbf{0,9} = \mathbf{\underline{13,17 \text{ kN/m}}} = \mathbf{q_d}$$

Last i bruksgrensetilstanden:

$$q_{\text{bruks}} = 2,875 \text{ kN/m} + 7,2 \text{ kN/m} = 10,08 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende moment

Maks. moment M_f :

$$\mathbf{M_f = M_{Ed} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{13,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (5 \text{ m})^2}{8} = \underline{\underline{41,16 \text{ kNm}}}}$$

Dimensjonerende skjærkraft

Maks. skjærekraft V_f :

$$\mathbf{V_f = V_{Ed} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{13,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5 \text{ m}}{2} = \underline{\underline{32,93 \text{ kN}}}}$$

(Dette er også kraften som virker på hver av oppleggene.)

Styrke:

NS-EN 1993-1-1, Tabell 3.1, S235 gir: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

NS-EN 1993-1-1, NA.6.1 gir partialfaktor: $\gamma_{M0} = 1.05$

Momentkapasitet

NS-EN 1993-1-1, 6.2.5, for tverrsnittsklasse 1 og 2 får vi:

$$\mathbf{M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{828000 \text{ mm}^3 \cdot 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = \underline{\underline{185,31 \text{ kNm}}}}$$

$$\text{der } \mathbf{W_{pl,Rd} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 414000 \text{ mm}^3 = \underline{\underline{828000 \text{ mm}^3}}}$$

Kontroll av momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{41,16 \text{ kNm}}{185,31 \text{ kNm}} = 0,22 < 1,0 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Kapittel 5 Dimensjonering av søyler i stål

Når vi skal dimensjonere søyler må vi tenke på knekking. Knekkning skjer når lange tynne søyler utsettes for trykk. Knekkning er en form for sammenbrudd som skjer selv om spenningen ligger under flytegrensen, f_y .

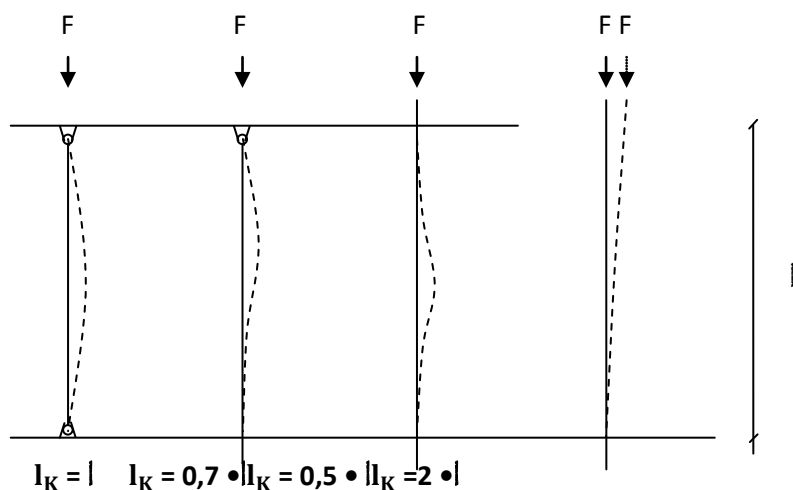
Bøyningsknekkning

Knekkning oppstår når en søyle utsettes for en kraft i lengderetningen, slik at vi får bøyning og brudd.

Ved dimensjonering vil slankheten være avgjørende for hvor lett en stang eller søyle vil knekke. Slankheten uttrykkes ved:

$$\lambda = \frac{l_K}{i}, \text{ der } l_K \text{ er effektiv knekk lengde og } i \text{ er treghetsradius}$$

Effektiv knekk lengde, l_K er avhengig av stavlengden og innspenningsforholdene. Vi finner l_K ved hjelp av figuren nedenfor:



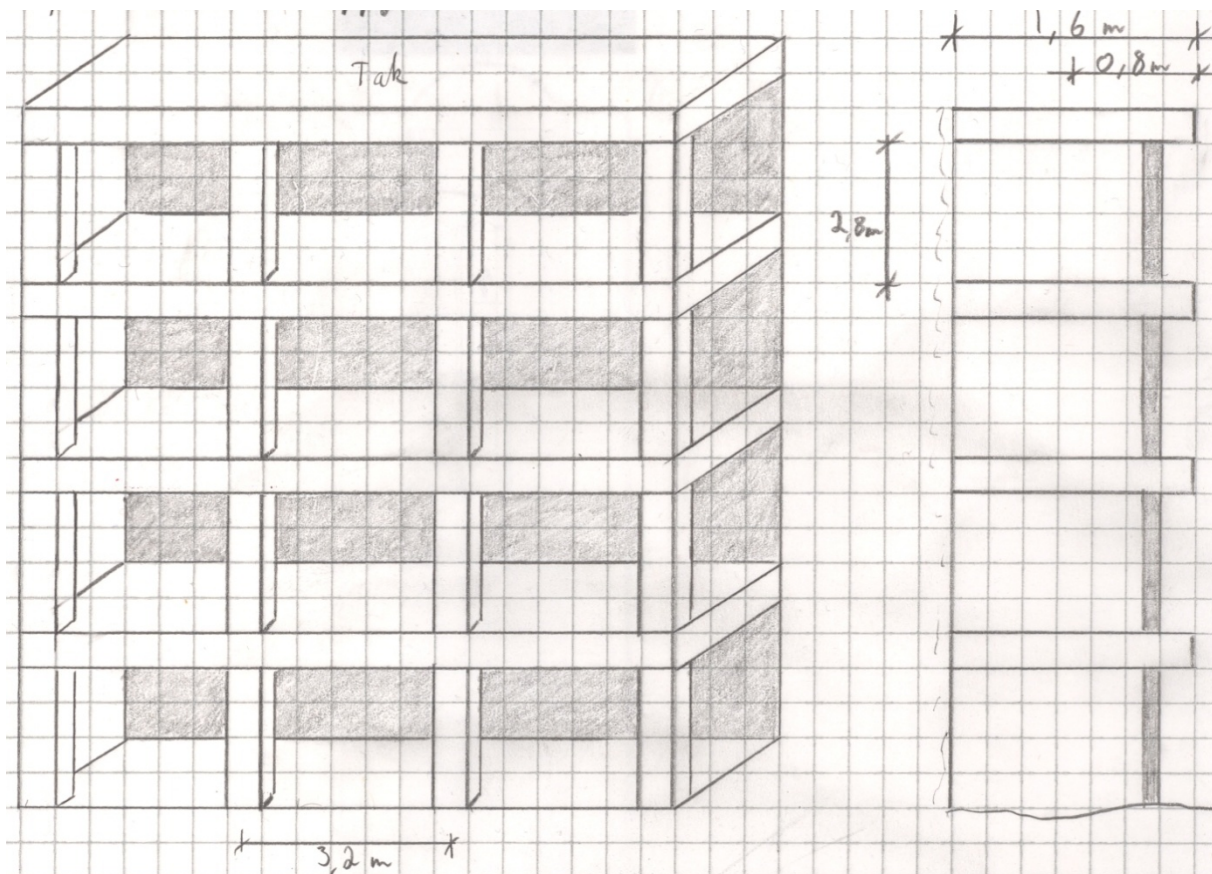
∇ = ledd

| = fast innspenning, (se på de tre siste)

Figur 5.1, Knekk lengder

Treghetsradius, i finner vi vanligvis i ståltabeller. Forklaringen på treghetsradius og treghetsmoment finner du i mekanikkbøker.

I tabeller for stålprofiler vil du finne i_y og i_z . Vi bruker alltid den minste treghetsradiusen, fordi den gir størst slankhet og lettest knekking. Dette vil vanligvis være i_z som er treghets-radius om svak akse.



Figur 5.5, Boligblokk med søyler

Dimensjonering av søyle mellom første og andre etasje

Karakteristisk nyttelast fra NS-EN 1991-1, tabell NA6.1 og NA6.2: Vi velger **3,0 kN/m²**

På grunn av at det i svingegangen sannsynligvis ikke er full utnyttelse av nyttelasten i alle etasjer samtidig. Kan vi benytte oss av etasjereduksjonsfaktoren.

NS-EN 1991-1-1, 6.3.1.2, formel 11:

Etasjereduksjonsfaktor: $\alpha_n = (2 + (n-2) \cdot 0,7) / n = (2 + (3-2) \cdot 0,7) / 3 = 0,9$

(0,7 finner vi i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990:2002/NA:2008)

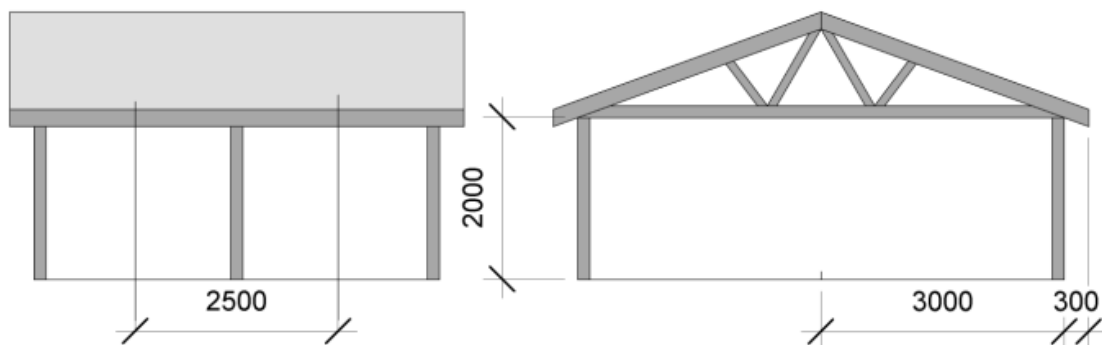
BELASTNING PER ETASJE:

TYPELAST	GRUNNLAST	BRUKSGRENSELAST	LASTFAKTOR	BRUDDGRENSELAST
Andre Konst.	0,2 kN/m ²			
Hulldække	2,8 kN/m ²			
Sum	3,0 kN/m ²	3,0 kN/m ²	1,2	3,60 kN/m ²
Nyttelast	3,0 kN/m ²	3,0 • $\alpha_n = 2,7$ kN/ m ²	1,5	4,05 kN/m ²
Sum				7,65 kN/m²

Eksempel 6.2 Dimensjonering av midtre søyle i Carport

Den åpne carporten nedenfor ligger på Røa i Oslo 105 meter over havet. Taket stikker 30 cm ut fra veggen. Takvinkelen er 20° . Karakteristisk egenlast for taket er: $g_k=1,0 \text{ kN/m}^2$. Gjør egne forutsetninger for det som ikke er oppgitt.

1. Regn ut dimensjonerende last på den midterste søylen. Sjekk for tilfelle B1 og B2. Åpen carport er i pålitelighetsklasse 1.



Figur 6.3, Carport med bærende søyle i midten, Tegning Tor Tollnes

2. Sjekk om midterste søylen tåler knekking ved bruk av dimensjonen 98 mm • 98 mm, og C24 trevirke. Den er fast innspent i den ene enden og dreibar i den andre, knekkklengden blir derfor ($l_k=0,7l$).
3. Søylen er leddet i begge opplegg, ($l_k=l$).
4. Sjekk om den samme søylen i tillegg tåler en horisontal punktlast på midten på 1,0 kN. (For eksempel en parabolantenne som belastes med vind.)

Belastning:

Belastet areal: $2500 \text{ mm} \cdot (3000 \text{ mm} + 300 \text{ mm}) = 8250\,000 \text{ mm}^2 = 8,25 \text{ m}^2$

NS-EN 1991-1-3, Tabell N.A.4.1: $s_k=3,5 \text{ kN/m}^2$ snølasten mellom 0 og 150 meter over havet i Oslo.

NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.2: Formfaktoren for saltak mellom 0° og 30° , $\mu_1=0,8$.

Snølast = $3,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Egenlast = $1,0 \text{ kN/m}^2$

Beregning i bruddgrensetilstanden gir følgende resultat:

B1: $1,0 \text{ kN/m}^2 / \cos 20^\circ \cdot 1,35 + 2,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,05 \cdot 0,9 = 4,0 \text{ kN/m}^2$

B2: $1,0 \text{ kN/m}^2 / \cos 20^\circ \cdot 1,2 + 2,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 = 5,06 \text{ kN/m}^2$

Belastningen på søylen blir derfor: $F_d = 8,25 \text{ m}^2 \cdot 5,06 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{41,75 \text{ kN}}}$

Kapittel 7 Kilsveis (NS-EN 1993-1-8, 4.5.3)

Teori

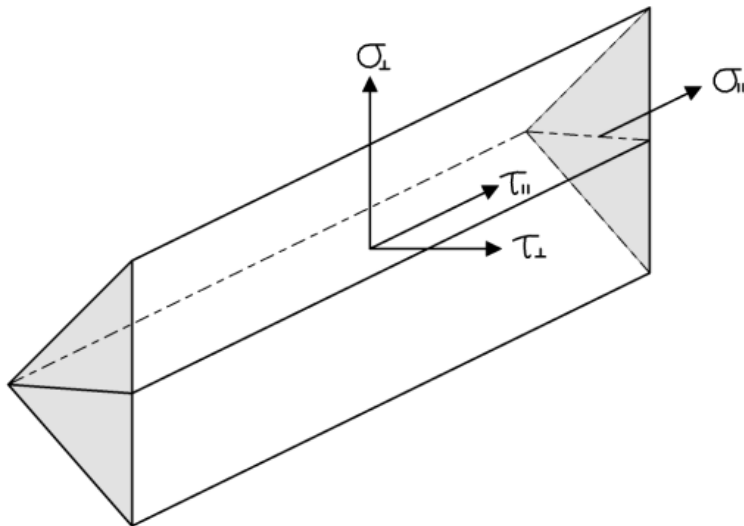
De fire spenningskomponenter vi kan få på sveisen:

$\sigma_{\perp}$ - Normalspenning normalt på sveisesnittet.

$\sigma_{\parallel}$ - Normalspenning parallelt med sveisens akse.

$\tau_{\perp}$ - Skjærspenning (i sveisesnittets plan) normalt på sveisens lengdeakse.

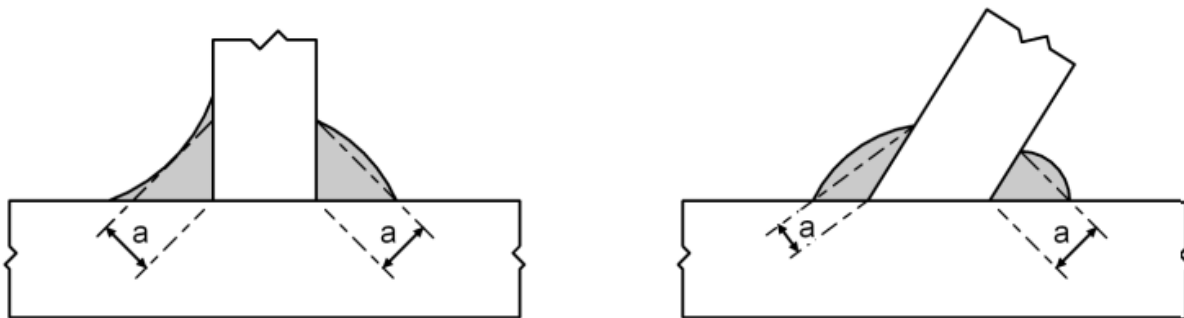
$\tau_{\parallel}$ - Skjærspenning (i sveisesnittets plan) parallelt med sveisens lengdeakse.



Figur7.1, Forskjellige spenningskomponenter i sveisen, Tegning: Tor Tollnes

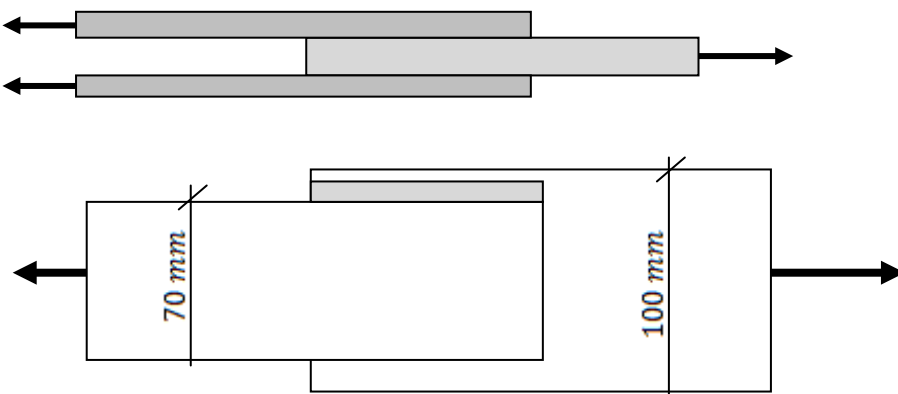
Rotmål

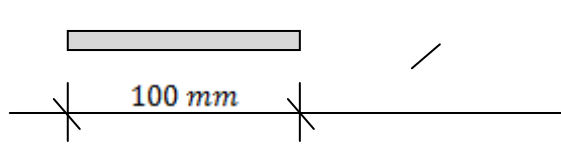
Rotmål, (eller halslengde), a , er sveisens tykkelse. Rotmål, a , ligger normalt på sveisekilens vinkel. Rotmålet, a , bør ikke settes til mindre enn 3 mm.



Figur7.2, Rotmål,(halslengde), a . Tegning: Tor Tollnes

Løsning oppgave 7.2





Figur 7.8, Sveis parallelt med kraftretningen

Vi skal sveise to stålplater med **fire nominelle sveiselengder på 100 mm**. Sveisene har rotmål, **a = 4 mm**. Dimensjonerende last, **F = 250 kN**. Vinkel $\alpha = 0^\circ$.

NS-EN 1993-1-1, Tabell 3.1: S 235 gir $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Effektiv sveiselengde: $l_{\text{eff}} = (100 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm}) \cdot 4 = 368 \text{ mm}$

Effektivt sveiseareal: $A_{\text{eff}} = a \cdot l_{\text{eff}} = 4 \text{ mm} \cdot 368 \text{ mm} = 1472 \text{ mm}^2$

NS-EN 1993-1-8, tabell 4.1: $\beta_w = 0,8$

NS-EN 1993-1-1, 6.1 og NS-EN 1993-1-8, Tabell 2.1: $\gamma_{M2} = 1,25$

Metode B:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3}}{0,8 \cdot 1,25} = 207,8 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 207,8 \text{ N/mm}^2 \cdot 4 \text{ mm} = 831,4 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{w,Ed} = \frac{250 \text{ kN} \cdot 1000}{368 \text{ mm}} = 679,3 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

Kontroll:

$$679,3 \text{ N/mm}^2 \leq 831,4 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

Kapitel 8 Bolter i stål

Avskjæringsforbindelser

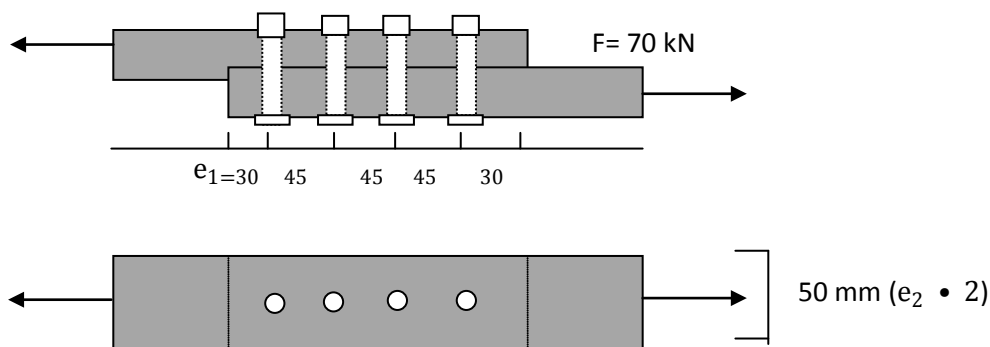
Kreftene går fra den ene ståldelen til bolten og videre fra bolten til den andre ståldelen.

Vi må her sjekke for:

- Avskjæring av bolten og hullkanttrykk
- Strekkapasitet for stålet både i hullsonen og utenfor hullsonen

Eksempel 8.1 Avskjæringsforbindelse

Vi skal finne ut om denne enkeltsnittede avskjæringsforbindelsen tåler kraften, $F = 70 \text{ kN}$?



Figur 8.1, Avskjæringsforbindelse

Bolter:

Boltediameter: $d = 16 \text{ mm}$, boltehull: $d_0 = 17 \text{ mm}$, skafteareal: $A = 201 \text{ mm}^2$

NS-EN 1993-1-8, Tabell 3.1: Fasthetsklasse 4,6 gir $f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$ og $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$

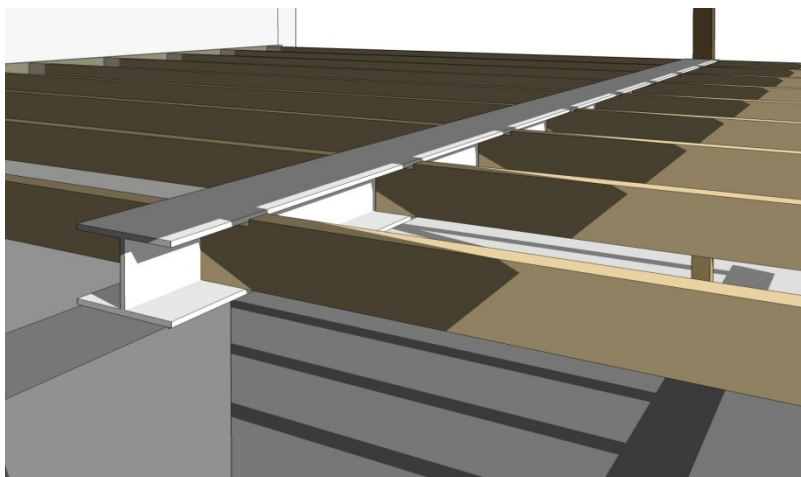
NS-EN 1993-1-1, 6.1 og NS-EN 1993-1-8, Tabell 2.1: $\gamma_{M2} = 1,25$

Godset:

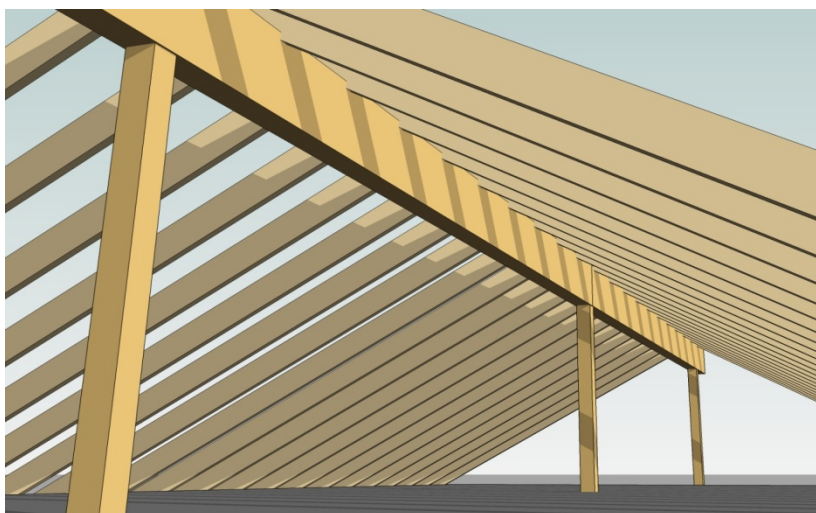
NS-EN 1993-1-1, Tabell 3.1: Stål i S275 med $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ og $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

NS-EN 1993-1-1, 6.1: $\gamma_{M0} = 1,05$

KONSTRUKSJONSBOKA



Stålbjelker og trebjelker



Søyler, limtredragere og taksperrer



byggesehen.no