



NTF-kurs 24. og 25. november 2009

Beregningsoppdrag:

Dimensjonering av skivekonstruksjon i tak for overføring av vindkrefter til vegger parallelle med vindretningen samt avstivning av horisontale gurter i takstolen.

Hamar 23. november 2009

INNHold :

1	GRUNNLAG	2
2	HVORDAN DIMENSJONERE SKIVEKONSTRUKSJONEN I TAKET.	2
3	DIMENSJONERENDE LASTER PÅ BYGGET	3
3.1	VIND MOT LANGVEGG:	3
3.2	FRIKSJONSKREFTER PÅ TAKET	4
3.3	SAMLET VINDLAST MOT LANGVEGG	4
4	AVSTIVNINGSKREFTER SAMT VIND MOT GAVLVEGG	5
4.1	BIDRAG FRA TRYKKREFTER I OVERGURT	5
4.2	BELASTNING FRA VIND MOT GAVLVEGG (LO SIDE):	6
4.3	FRIKSJONSKREFTER PÅ TAKET VED VIND MOT GAVLVEGG:	6
4.4	HORISONTALKRAFT PÅ GRUNN AV SKJEVSTILLING AV TAKSTOLER	7
4.5	BELASTNING PÅ TAKSKIVE:	8
5	VALG AV PLATETYPE	9
6	VURDERING AV DEFORMASJON	10
7	STREKK-/TRYKKFLENS	11
8	AVSTIVNING AV HORISONTALE GURTER	12
9	”OPPHENG” AV NEDRE KONSTRUKSJONSDDEL I ØVRE DEL	14
10	FORANKRING AV TAKSTOL	14

1 Grunnlag

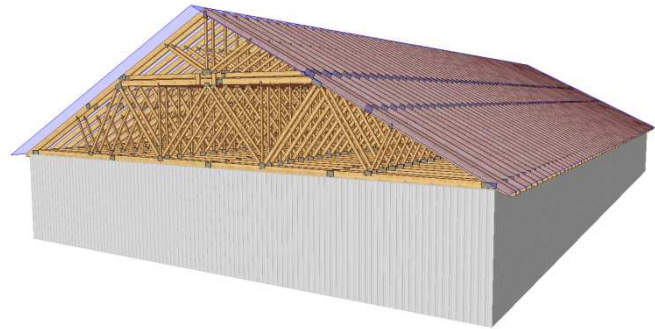
Bygg 40x20 meter med 3,6 meter høye vegger og takstoler med 27 graders takvinkel som på grunn av høydebegrensninger i forbindelse med transport er delt i to deler.

Byggeplass: Ringebu, Oppland ca. 200 moh.

Egenlast 950 N/m².

Snølast 4000 N/m².

Vindlast 991 N/m².



2 Hvordan dimensjonere skivekonstruksjonen i taket.

1. Laster som virker på bygget må bestemmes
 - a. Vind mot langside
 - b. Vind mot gavl
2. Belastning av takskive som følge av laster
 - a. Ytre laster
 - b. Avstivningskrefter
3. Selve skiven dimensjoneres
 - a. Valg av platemateriale
 - b. Spikring/skruing
 - c. Kontroll av deformasjoner
 - d. Avstivning av horisontale gurter
4. Forankring av takstoler
5. Overføring av skivekreftene ned i yttervegger parallelle med vindretningen

3 Dimensjonerende laster på bygget

3.1 Vind mot langvegg:

$$e = 2 * 8946 = 17892$$

$$e/10 = 1,79 \text{ m.}$$

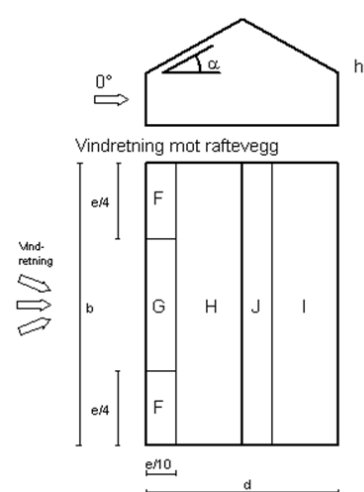
Areal G og F utgjør $1,79 / 10 = 0,179$ av totalareal på lo side.

Areal J utgjør tilsvarende $0,179$ av totalareal på le side.

Arealer		(takstol)
e	=	17892 mm
F	=	8,0 m ² 1,07
G	=	55,6 m ² 1,07
H	=	328,4 m ² 4,93
I	=	328,4 m ² 4,93
J	=	71,568 m ² 1,07

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
$C_{pe,10}$	-0,58	0,60	-0,56	0,60	-0,22	0,36	-0,40	0,00	-0,60	0,00
$C_{pe,1}$	-1,60	0,60	-1,50	0,60	-0,22	0,36	-0,40	0,00	-0,70	0,00
C_{pe}	-0,68	0,60	-0,56	0,60	-0,22	0,36	-0,40	0,00	-0,60	0,00
$C_{pe, takstol}$	-1,57	0,60	-1,47	0,60	-0,22	0,36	-0,40	0,00	-0,70	0,00



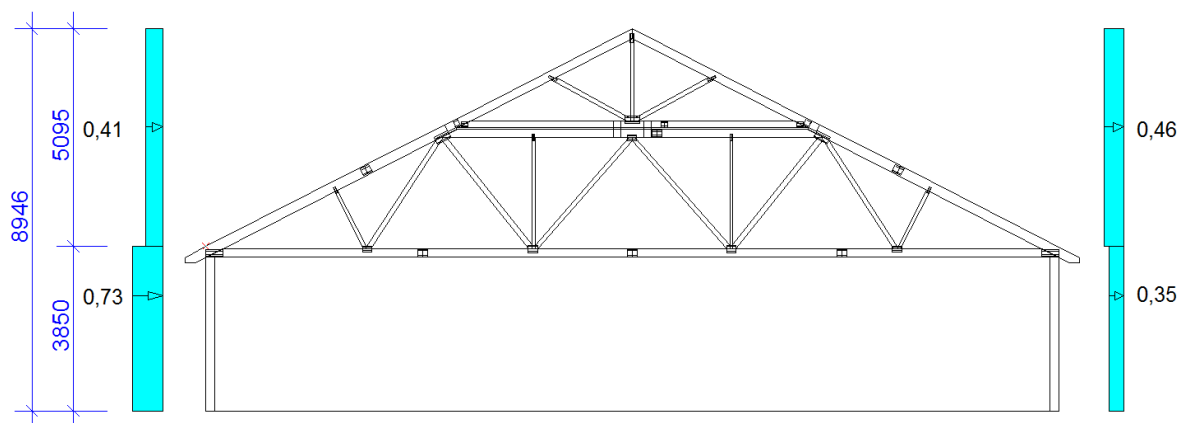
Vektet gjennomsnitt av formfaktor på taket for lo side (trykk):

$$0,6 * 0,179 + 0,36 * (1-0,179) = 0,403 \approx 0,41.$$

Vektet gjennomsnitt av formfaktor på taket for le side (sug):

$$0,7 * 0,179 + 0,4 * (1-0,179) = 0,454 \approx 0,46.$$

Vi får da følgende formfaktorer på bygget ved vind mot langvegg:



Her er vertikalkomponenten av vindlastene mot takflaten ikke tegnet inn siden de ikke gir noe bidrag i forbindelse med horisontalbelastningen på taksriba.

Innvendig overtrykk/undertrykk vil ikke gi noe samlet resultat i horisontalretning.

I henhold til NS3491-4 pkt. 10.2.2 kan vi redusere med en faktor på $0,85$ så lenge $h/d < 1$. Vi har $8946 / 20000 = 0,447 < 1,0$.

Vi kan nå regne ut en linjelast som takskiva må dimensjoneres for:

$$991 * [(0,73 + 0,35) * (3,85 * 0,5) + (0,41 + 0,46) * 5,095] * 0,85 = 5485 \text{ N/m}$$

3.2 Friksjonskrefter på taket

NS3491-4, pkt. 8.2 og 10.13:

Det forutsettes benyttet overflatekategori ru (dvs. betong, asfaltplater)

$$F_{fr} / l \text{ [N/m]} = c_{fr} * (A_{ref} / l) * q_{kast} = 0,02 * (40 * 20 / 40) * 991 = 397 \text{ N/m}$$

3.3 Samlet vindlast mot langvegg

Linjelast på taket:

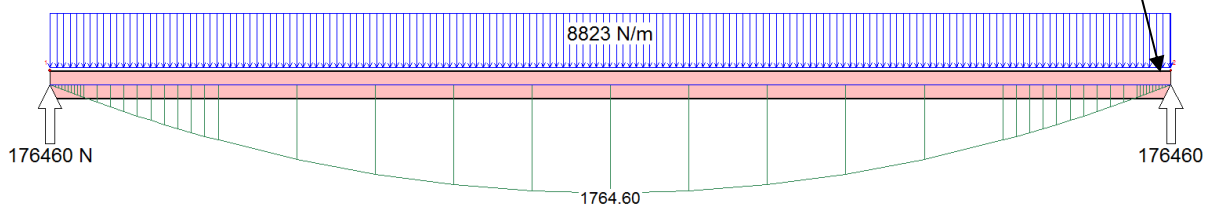
Lasttype	Verdi u/lastfaktor	Lastfaktor	Bruddlast
Vindlast	5,485 kN/m	1,5	8,227 kN/m
Friksjonskraft	0,397 kN/m	1,5	0,596 kN/m
Sum	5,882 kN/m		8,823 kN/m

Dimensjonerende belastning på taket som skive blir da:

$$M_{\gamma} = 8823 * 40^2 / 8 = 1764,6 \approx 1765 \text{ kNm}$$

$$V_{\gamma} = 8823 * 40 / 2 = 176,46 \approx 176,5 \text{ kN}$$

Oppleggsreaksjon som skal tas opp i gavlvegg.



Vi kan nå regne ut kreftene i strekk/trykk-flensen og skjærspenningen i skiven. Spørsmålet er hva som skal benyttes som høyde ved utregning av skjærspenningen. Skiva følger yttertaket, og vi velger her til sikker side å legge inn horisontalprojeksjonen av taket som skivehøyde.

$$\text{Strekk/trykk i flens som følge av momentet: } |S| = |T| = 1765 / 20 = \mathbf{88,3 \text{ kN}}$$

$$\text{Største skjærspenning i skive: } \tau_{\gamma} = 176,5 / 20 = 8,83 \text{ kN/m} = \mathbf{8,83 \text{ N/mm.}}$$

4 Avstivningskrefter samt vind mot gavlvegg

4.1 Bidrag fra trykkrefter i overgurt

Avstivningskraften som følge av trykk i overgurt på takstolen må tas opp av skivekonstruksjonen. Dette er beskrevet i NS3470-1 pkt. 12.4.4.3 og i NS-EN 1995-1-1, pkt. 9.2.5.2 og 9.2.5.3. NA 9.2.5.3 angir faktor $k_{f,1} = 50$ og $k_{f,3} = 30$. Indeksering her følger NS-EN 1995-1-1

$$l = 20 / \cos(27) \approx 22,45 \text{ m}$$

$$k_1 = \sqrt{(15/(22,447))} = 0,817 (<1,0)$$

N_d = midlere dimensjonerende kraft i konstruksjonsdelen $\approx 78 \text{ kN}$

Vi velger å betrakte en "høyde" på skiven på $2/3 \times$ spennvidde $= 2/3 \times 22,45 \approx 15 \text{ m}$.
Antall takstoler over denne skivehøyden: $15 / 0,6 + 1 = 26 \text{ stk. takstoler}$.

Kommentar:

Vedrørende aksialkraften er det plukket aksialkraft i takstolen fra en lastkombinasjon med snølast som dimensjonerende last. Dette er til sikker side. Alternativet vil være å kjøre to beregninger

1. Vind mot gavl og stabilitetskrefter i overgurt med samme lastkombinasjon hvor snø er tilhørende variabel last (vind er dominerende).
2. Stabilitetskrefter i overgurt for dimensjonerende lastkombinasjon som gir størst mulig aksialkraft i overgurten.

$$q_d = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{k_{f,3} \cdot l} = 0,817 \cdot \frac{26 \cdot 78}{30 \cdot 22,45} = 2,46 \text{ kN/m}$$

Den dimensjonerende avstivningskraften i hvert avstagningspunkt.

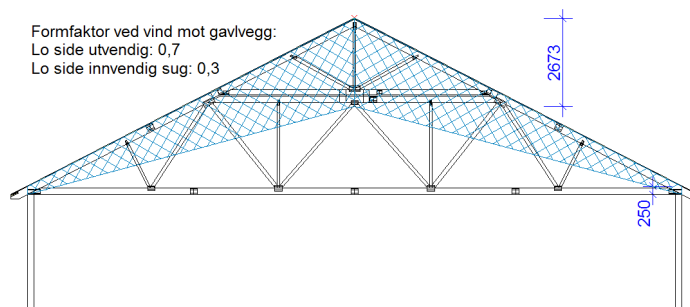
$$F_d = \frac{N_d}{k_{f,1}} = \frac{78}{50} = 1,56 \text{ kN}$$

Maksimal sideveis avstiveravstand for takstolen er 740 mm. Det må sørges for spikring av skiven slik at denne kan fungere som punktvis sideveis avstivning for takstolen.

4.2 Belastning fra vind mot gavlvegg (lo side):

Det forutsettes at det legges inn en himling eller en avstivningskonstruksjon ut mot gavlvegg slik at den ytre takskiva kun får belastning fra den øvre trekanten slik det vises i figuren.

Dersom vi forutsetter at lasten fordeler seg inn mot takskiva ved hjelp av vertikale stendere, vil vi kunne regne ut en ”ekvivalent” lastbredde:



Så lenge vi regner last langs skråtaket, kan vi korrigere lastbredden:

Ved raft:

$$250 * \cos 27 = 223 \text{ mm}$$

Ved møne:

$$2673 * \cos 27 = 2382 \text{ mm}$$

Så lenge vi ser på en skivehøyde på 15 meter, har vi bare utvendig og innvendig vindtrykk på lo-vegg å ta med i dimensjoneringen av skiva.

Ved raft:	$q_v = 991 * 0,223 * 1,5 * (0,7 + 0,3) = 332 \text{ N/m}$	(221 u/lastfaktor)
Ved mønet:	$q_v = 991 * 2,382 * 1,5 * (0,7 + 0,3) = 3541 \text{ N/m}$	(2360 u/lastfaktor)

4.3 Friksjonskrefter på taket ved vind mot gavlvegg:

Vi ser her på det arealet som dekker 15 meter av takskiva.

$$c_{fr} = 0,02 \text{ (pkt 10.3)}$$

$$A_{ref} = 22,45 * 15 = 337 \text{ m}^2 \text{ (totalt areal er 898 m}^2\text{)}$$

Hele takflata:

$$F_{fr} = 0,02 * 898 * 991 * 1,5 = 26,70 \text{ kN}$$

$$F_{fr} / l = 26,70 / 22,45 = 1190 \text{ N/m} \quad (793 \text{ u/lastfaktor})$$

15 m av takflata:

$$F_{fr} = 0,02 * 337 * 991 * 1,5 = 10,02 \text{ kN}$$

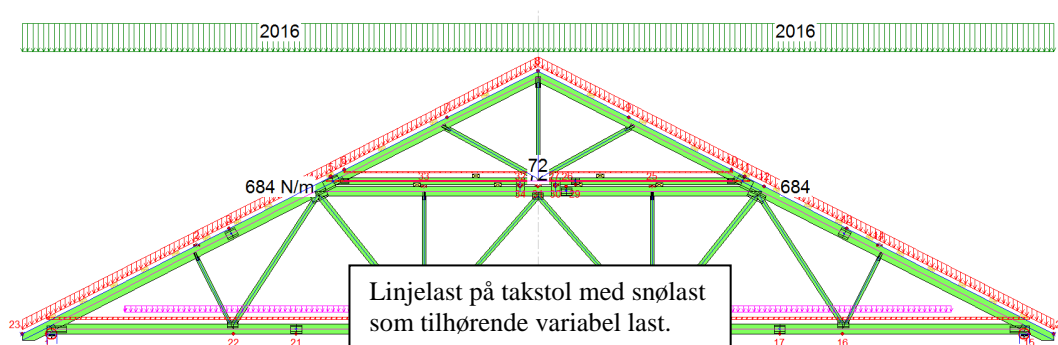
$$F_{fr} / l = 10,02 / 22,45 = 446 \text{ N/m} \quad (297 \text{ u/lastfaktor})$$

4.4 Horisontalkraft på grunn av skjevstilling av takstoler

I NS 3490 pkt. 9.3.4. (underpunkt 3) er det angitt at man skal ta med effekten av mindre skjevstilling av konstruksjonen. *Minste skjevstillingslast svarende til 0,5 % av alle vertikale laster.*

Her blir det vertikale laster på overgurt som gir bidrag til horisontalkraft i skiven – dette er egenlast og snølast. Så lenge vi har vind mot gavl, vil denne virke motsatt (løft) og til sikker side droppes denne.

I denne lastberegningen benytter vi snølast som tilhørende variabel last:



I denne sammenhengen betrakter vi spennvidden som 22,45 m ($20/\cos 27$). Vi dekomponerer derfor snølasten ned på overgurten: $2016 * \cos 27 = 1796$ N/m.

Vi får da vertikalbelastning pr. takstol i bruddgrensetilstand: $684 + 1796 = 2480$ N/m

Horisontallast (bruddgr.) for en skive på 15 m høyde: $(2480 * 15 / 0,6) * (0,5/100) = \mathbf{310$ N/m

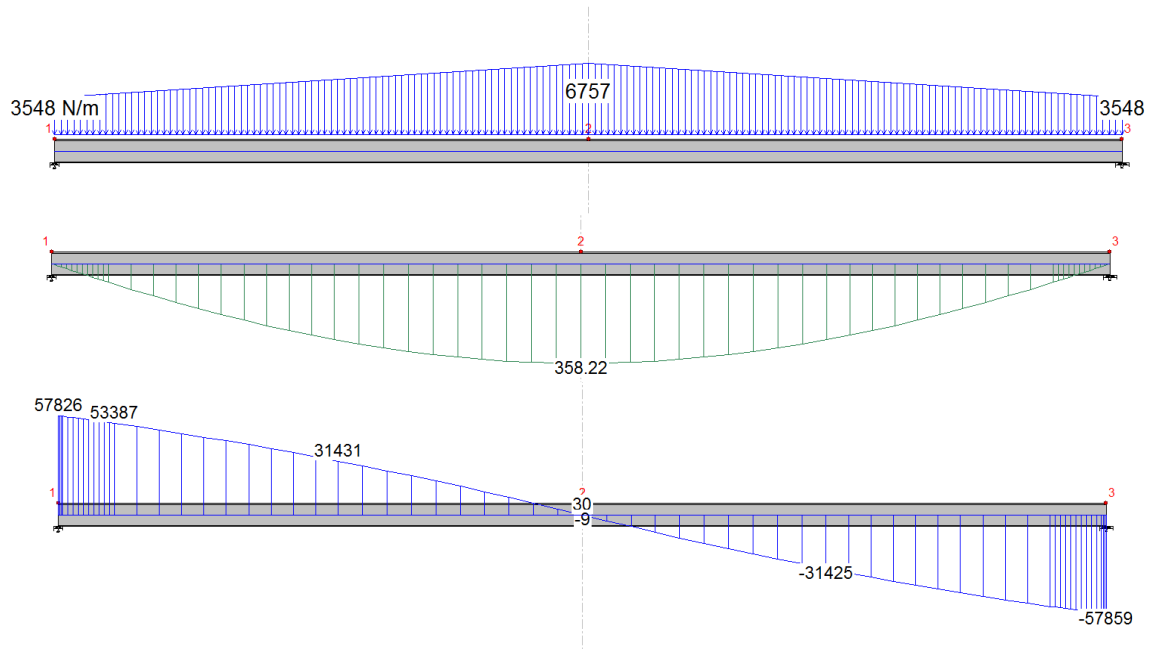
4.5 Belastning på takskive:

Vi kan nå finne dimensjonerende belastning på skiven:

Som spennvidde på skiven benytter vi $20000 / \cos 27 \approx 22450$ mm.

Bruddlast ved raft: $2460 + 332 + 446 + 310 = 3548$ N/m

Bruddlast i mønet: $2460 + 3541 + 446 + 310 = 6757$ N/m



Kreftene vi har dimensjonert skiven for inneholder også "interne" avstivningskrefter som ikke skal føres ned i veggene. Disse skal ikke ned i veggene, men til gjengjeld skal veggene føre horisontalkreftene fra hele taket ned i langvegg. Vi har forutsatt innvendig sug på gavlvegg lo side – vi får ikke noe tillegg fra vindlast på le side, og horisontalkreftene som skal føres ned vil bli summen av friksjonskreftene på hele taket og vind mot gavlvegg:

$$\frac{1}{2} * 22,45 * (\underset{\text{vind mot gavlvegg}}{0,5*(332 + 3541)*0,85} + \underset{\text{friksjonskraft}}{1190}) = \underset{\text{opplegsreaksjon på vegg.}}{31,8 \text{ kN.}}$$

Opplegsreaksjonen som skal føres ned i veggene er 31,8 kN (fratrasket avstivningskreftene i taket og belastning fra skjevstilling som er indre krefter).

Skiven må dimensjoneres for kreftene slik de er vist i figurene over.

Skjærspenning i platen som følge av vind mot gavlvegg samt stabilitetskreftene:

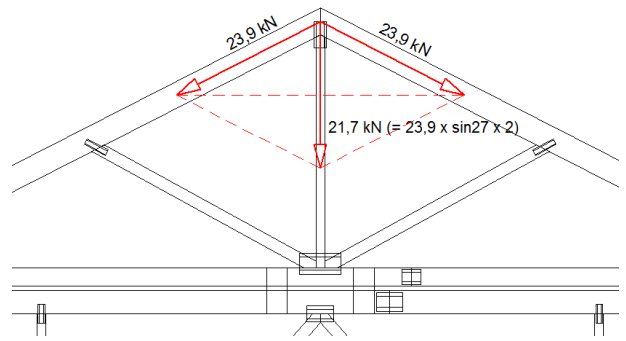
Strekk/trykk i flens som følge av momentet: $|S| = |T| = 358 / 15 = \mathbf{23,9 \text{ kN}}$

Største skjærspenning i skive: $\tau_v = 57859 / 15 = 3,9 \text{ kN/m} = \mathbf{3,9 \text{ N/mm}}$

Vi ser direkte at skjærspenningen i skiva som følge av vind mot langvegg er større, og det er derfor vind mot langvegg som er dimensjonerende for spikring av skivekonstruksjonen i taket.

Når det gjelder strekkflens og trykkflens, er det overgurten på takstolen som vil fungere som dette ved vind mot gavlvegg.

Vi har sett på en skivehøyde med høyde 15 meter. Dette vil som vi har sett på forrige side gi en flenskraft på 23,9 kN. Når denne ”knekker” over mønet, vil vi på strekksiden få en vertikal punktlast på 21,7 kN.



Dette er ikke noe vi trenger å dimensjonere takstolen for 15 m inn fra gavlvegg så lenge vi har en kontinuerlig skive. Dersom vi imidlertid stopper skiva 15 meter inn fra gavl, vil det være viktig å ta hensyn til denne tilleggskraften på takstolen.

Takstolene som står i gavlveggene har i de fleste tilfeller understøttelse på hele eller deler av undergurten slik at de normalt kan ta tilleggslast som skyldes ”flenskrefter”.

5 Valg av platetype

Benytter OSB/3-plate med tykkelse 18 mm.

Det forutsettes følgende kapasiteter.

Skiveskjær: $f_{vs} \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$.

Trykkfasthet: $f_{c0k} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

Det må kontrolleres hos leverandør av OSB/3-plater at den aktuelle platetype som velges tilfredsstillende disse forutsetningene.

Fra NBI-blad 571.050 er følgende informasjon sakset:

OSB/3: Lastbærende plater til bruk under fuktige forhold. Plater av kvalitet OSB/3 tåler kortere tids eksponering med fritt vann, men i permanent bruk skal platene ikke utsettes for relativ luftfuktighet over 85 % i mer enn noen få uker pr. år.

6 Vurdering av deformasjon

Vind mot gavlvegg vil gi svært små beregningsmessige deformasjoner i taket. Kontrollerer derfor deformasjoner som følge av vind mot langvegg (laster fra kap. 2). Forutsetter videre E-modul 1900 N/mm^2 for OSB-platen.

$$k_{\text{def}} = 2,25 \text{ (NS-EN 1995-1-1, tab. 3.2. side 28)}$$

$$\psi_{2,\text{vind}} = 0$$

$$u_{\text{fin,Q,1}} = u_{\text{inst,Q,1}} (1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) = u_{\text{inst,Q,1}} (1 + 0 * 2,25) = u_{\text{inst,Q,1}}$$

Legg merke til at i punkt 2.2.3 i NS-EN1995-1-1 står det:

Når uttrykk (2.3) til (2.5) brukes, utelates ψ_2 -faktorene fra uttrykk (6.16a) og (6.16b) i NS-EN 1990:2002. Siden vi benytter belastning som ikke er redusert med ψ_2 i de to første deformasjonsformlene, utelater vi k_g i disse. For de to siste benytter vi $k_g = 1,0 \times k_{cr}$ med $k_{cr} = 1,3$. Dette er empiriske formler og byggedetaljbladet er etablert med NS3470-1 som gjeldende standard.

$$\text{Forutsetter } G = 350 \text{ N/mm}^2$$

Formler og grunnlag er tatt fra NBI byggedetaljblad 520.238, punkt 7 Deformasjoner.

Deformasjon som følge av moment (jevnt fordelt last på innspent bjelke):

$$u_m = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot (EI)_{\text{flens}}}$$

$$u_{\text{m-vindlast}} = 1,0 * [5/384 * (5,882 * 40000^4) / (12000 * 1/2 * 20000^2 * 48 * 223)] = \mathbf{7,6 \text{ mm}}$$

I formel over er benyttet $E = 12000 \text{ N/mm}^2$ og Steiner's teorem for beregning av treghetsmomentet med flenser av dimensjon $48 \times 223 \text{ C30}$

Deformasjon som følge av skjærkraften:

$$u_v = \frac{v_{\text{max}} \cdot l}{4 \cdot G \cdot t}$$

$$u_{\text{v-vindlast}} = 1,0 \times ((176500 / (22500)) \times 40000) / (4 \times 350 \times 18) = \mathbf{12,5 \text{ mm}}$$

Deformasjon som følge av glidning i skrue-/spikerforbindelsene

$$u_s = \frac{l}{3000} \cdot k_g$$

$$u_{\text{s-vindlast}} = (40000 / 3000) * 1,3 = \mathbf{17,3 \text{ mm}}$$

Deformasjon som følge av glidning i skjøter i randbjelken:

Vi forutsetter at vi har 7 stk. skjøter i randbjelken, og at disse legges slik at de er skjøtt for hver 5 meter.

$$u_r = 0,4 \cdot \frac{x(l-x)}{b \cdot l} \cdot k_g$$

$$u_r = 0,4 * [(5000 \times (40000 - 5000) \times 2 + (10000 \times (40000 - 10000) \times 2 + (15000 \times (40000 - 15000) \times 2 + (20000 \times (40000 - 20000)))] / (22447 \times 40000)] * 1,3 = \mathbf{1,2 \text{ mm.}}$$

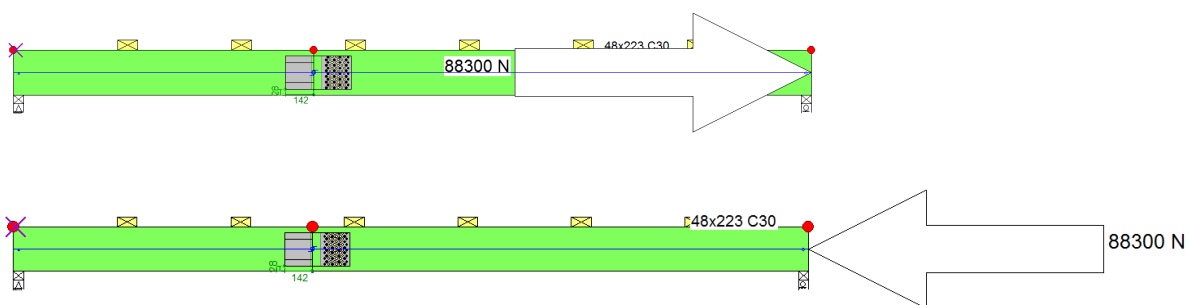
Total utbøyning: $7,6 + 12,5 + 17,3 + 1,2 = 38,6 \text{ mm}$ ($=L/1036$). $\Rightarrow \text{OK!}$

7 Strekk-/trykkflens

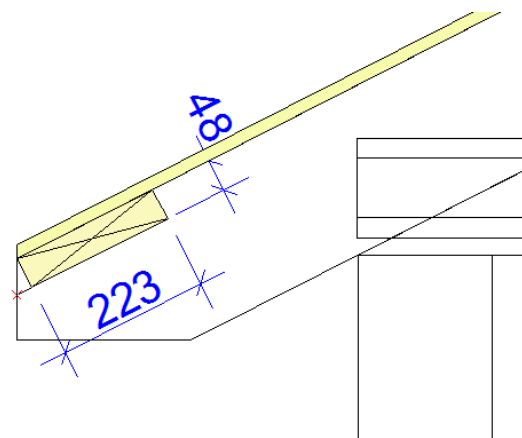
Fra punkt 3.3 har vi at dimensjonerende strekk/trykk i flens ved vind mot langvegg er 88,3 kN.

Vi velger her å legge inn en egen strekk-/trykkflens under takskiva som denne spikres til, og som skjøtes.

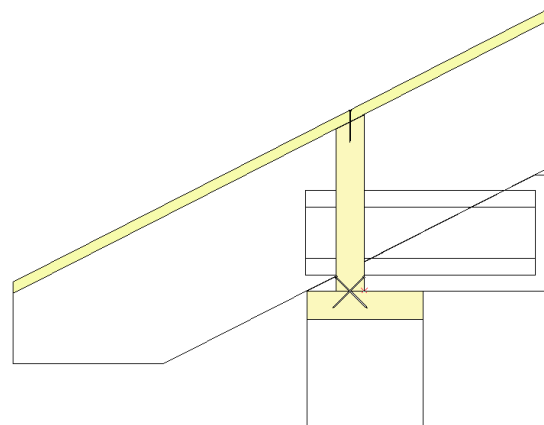
Skjøten kan dimensjoneres med trelask eller tilsvarende. Her velger vi å dimensjonere skjøten med en kombiplate. Dette kan gjøres enkelt ved å dimensjonere en bjelke som vi har sideveis avstiveravstand på 600 mm og som vi setter på punktlast henholdsvis som strekk og trykk:



Flensene felles ned i overgurt på takstol på følgende måte:



Som en alternativ løsning, kan man benytte toppsvill på vegg som strekk-/trykkflens. Det blir da viktig å sørge for forbindelse mellom skive og flens ved at det for eksempel monteres kubbinger mellom skive og svill. Figuren nedenfor viser et snitt av hvordan dette kan gjøres.



8 Avstivning av horisontale gurter

Vi har to stk. horisontale gurter som skal avstives sideveis. Det er en åpning på 36 mm mellom gurtene. Det benyttes 36 mm avstivningsbord til å avstive konstruksjonen.

Maksimal trykkraft i nederste horisontale gurt: 25,8 kN.

Maksimal trykkraft i øverste horisontale gurt: 9,7 kN.

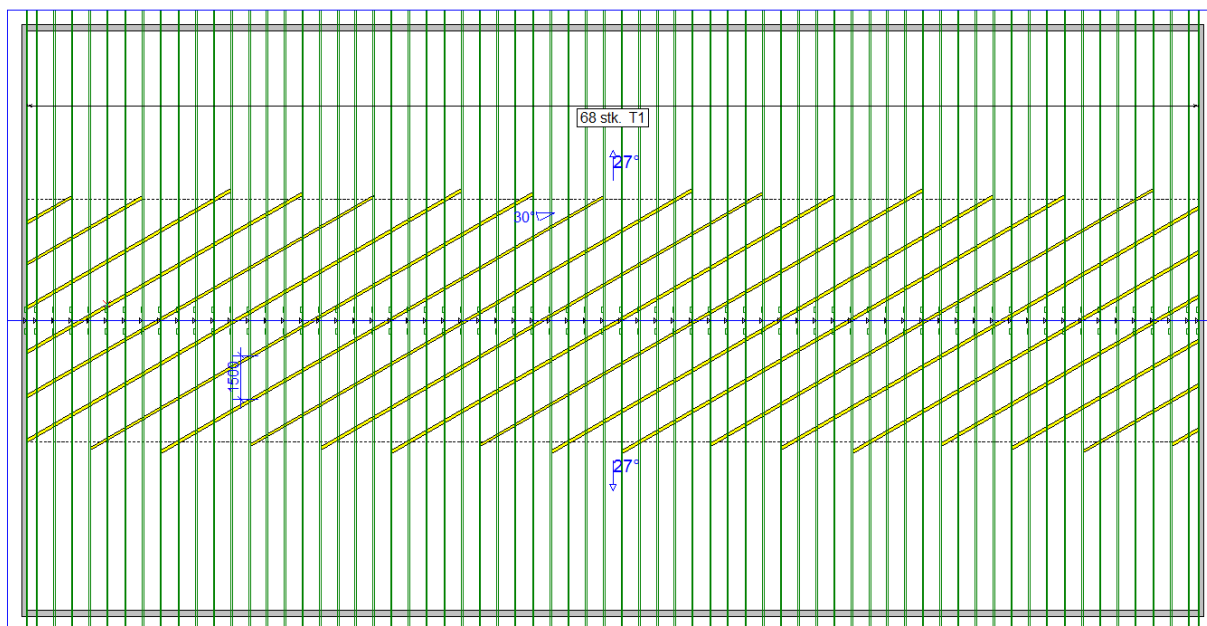
De maksimale trykkreftene i gurtene oppstår ikke i samme lastkombinasjon, men vi dimensjonerer avstivningssystemet for at disse kreftene kan oppstå samtidig.

Fra beregningen av takstolen har vi følgende:

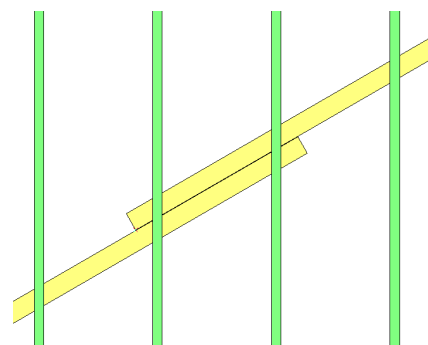
Maksimal sideveis avstiveravstand for nedre horisontale gurt: 1830 mm.

Maksimal sideveis avstiveravstand for øvre horisontale gurt: 2580 mm.

Vi legger inn avstivningsbord diagonalt med vinkel 30° i forhold til mønelinjen slik figuren nedenfor viser:



Avstivningsbordene skjøtes på samme måte som avstivningsbord på andre trykkstaver med omlegg:



Den dimensjonerende avstivningskraften i hvert avstigningspunkt.

$$F_{d1} = \frac{N_{d1}}{k_{f,1}} = \frac{25,8}{50} = 0,56 \text{ kN}$$

$$F_{d2} = \frac{N_{d1}}{k_{f,1}} = \frac{9,7}{50} = 0,19 \text{ kN}$$

Gurtene må festes til avstivningsbordene for denne kraften.

I henhold til NS-EN 1995-1-1 punkt 9.2.5.3 må avstivningskonstruksjonen dimensjoneres for en horisontal last. I dette tilfellet krysser en avstivningslekt 25 stk. takstoler før den føres ut i skivekonstruksjonen.

$$k_l = \min\{1,0 \text{ og } \sqrt{(15/8,5)}\} = 1,0$$

$$q_d = k_l \cdot \frac{n \cdot N_d}{k_{f,3} \cdot l} = 1,0 \cdot \frac{25 \cdot 35,5}{30 \cdot 8,5} = 3,48 \text{ kN/m}$$

Lektene plasseres på c/c 1500 mm med en vinkel på 30°. Samlede krefter i avstivningslekt:

$$F_\gamma = (3,48 \cdot 1,5) / \cos 30 = 6,0 \text{ kN.}$$

Kapasitet i 36 x 98 mm lekt med kneklengde
600 / cos30 = 693 mm

$k_{\text{mod}} = 0,9$ (konstruksjonsvirke og korttidslast – Tab.3.1)
 $\gamma_m = 1,3$

Vi foretar knekningskontroll i henhold til NS-EN1995-1-1:

$$\lambda_y = 693 / (0,29 \cdot 36) = 66,4$$

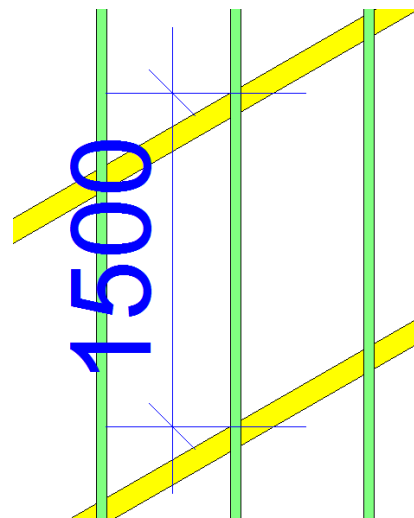
$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{66,4}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{18}{6000}} = 1,157$$

$$k_y = 0,5(1 + 0,2(1,157 - 0,3) + 1,157^2) = 1,255$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y^2 + \lambda_{rel,y}^2)}} = \frac{1}{1,255 + \sqrt{(1,255^2 - 1,157^2)}} = 0,57$$

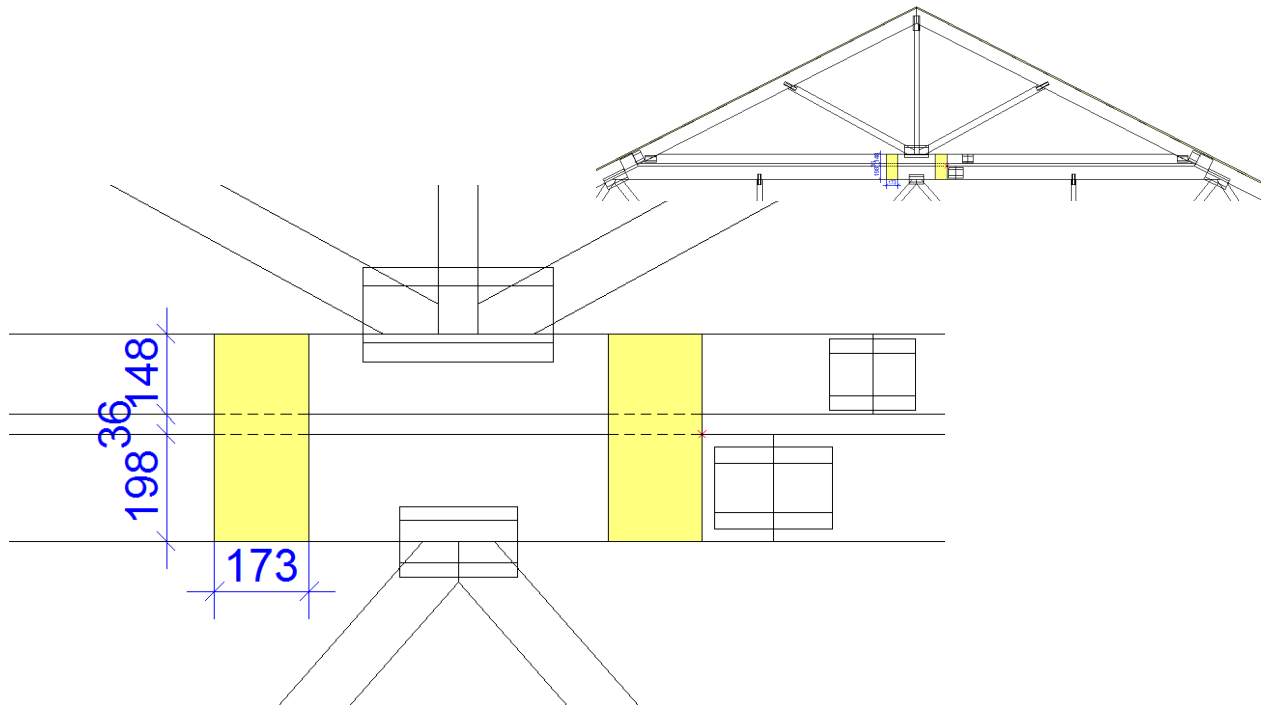
$$F_{d, \text{lekt}} = 18 \cdot (0,9 / 1,3) \cdot 36 \cdot 98 \cdot 0,57 = 25 \text{ kN.}$$

$$F_\gamma = 6,0 \text{ kN} < F_{d, \text{lekt}} = 25 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$



9 "Oppheng" av nedre konstruksjonsdel i øvre del

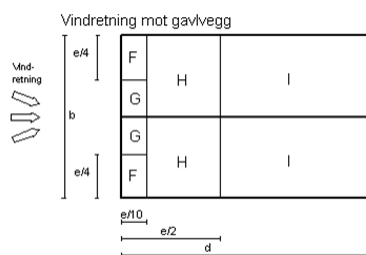
Takstolen er dimensjonert med utenpåliggende lasker som skal spikres til takstolene.



Dimensjonerende strekkraft i lasker: $N_{\gamma} = 2573 \text{ N}$

Spikring dimensjoneres.

10 Forankring av takstol

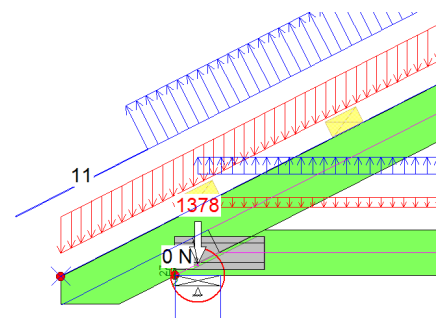


I dimensjoneringsprogrammet dimensjoneres en lastkombinasjon med vind mot gavl med formfaktorer for vind i henhold til areal H (se figur til høyre).

Det forutsettes med andre ord at takstolene i området umiddelbart ved gavlveggene er forankret

via gavlvegg samt at egenlasten av gavlvegg er med på å motvirke løftekreftene.

Oppleggsreaksjonen er som vi ser 1378 N/takstol.



Forankring dimensjoneres.