

Vedlegg «Alternativt Bæresystem- Idrettshall»

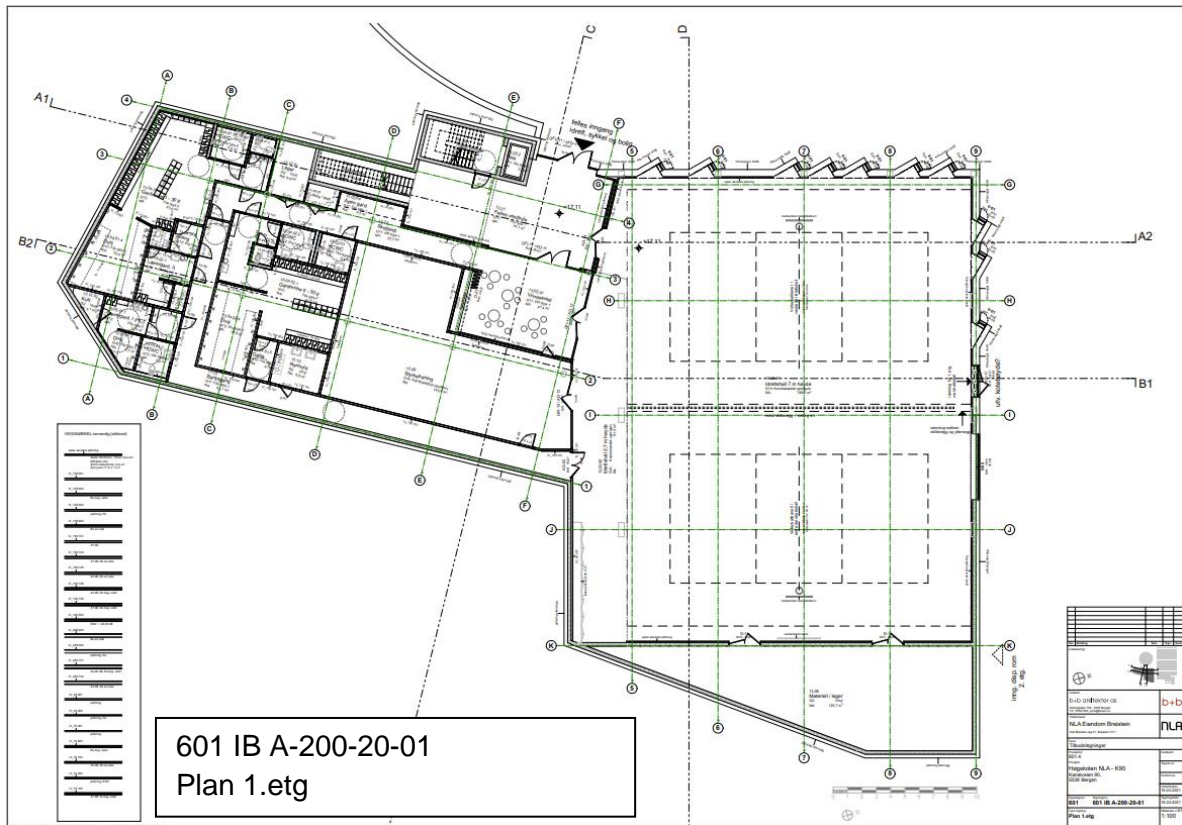
Innhold

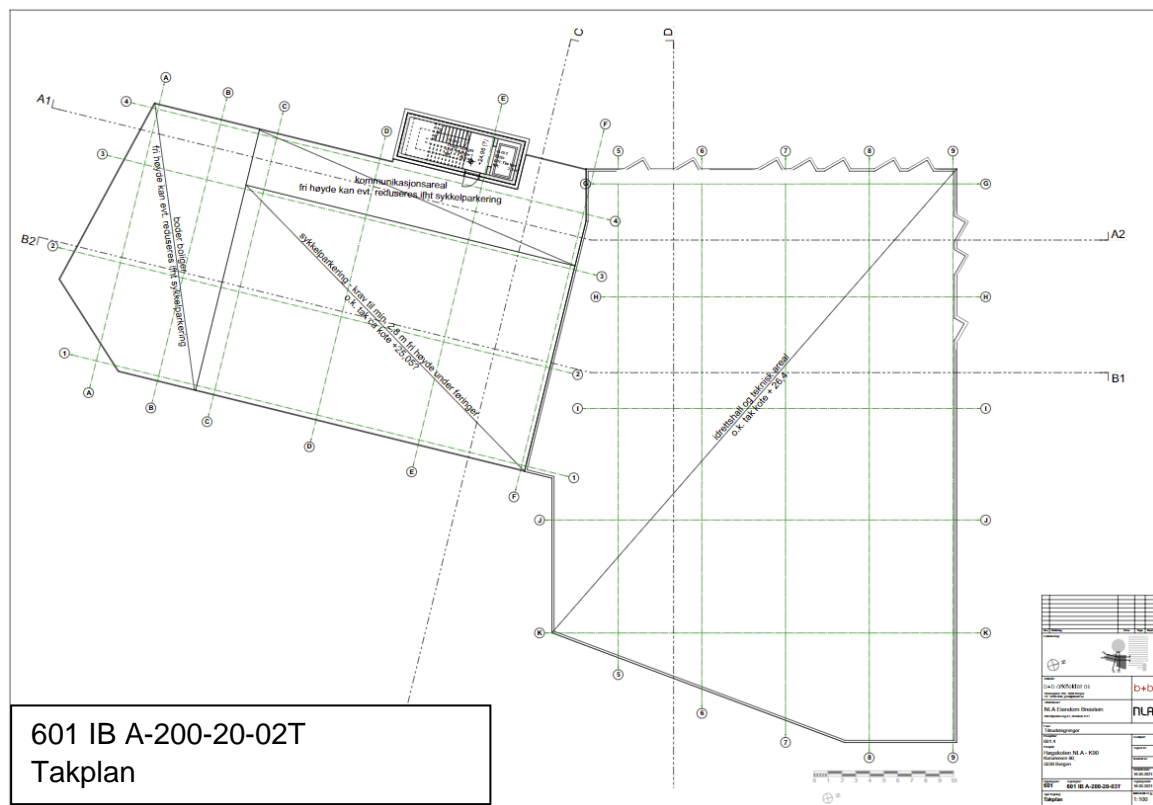
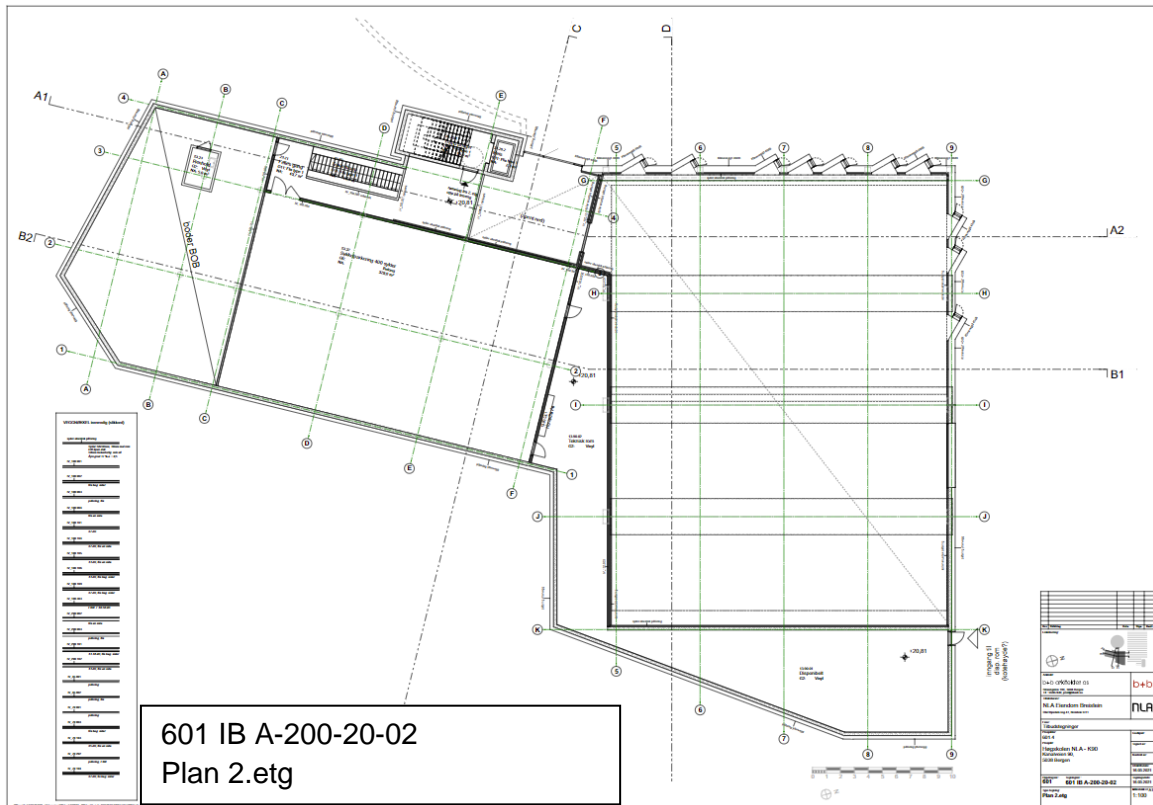
VEDLEGG A – Tegninger	3
1 Arkitekttegninger.....	3
2 Lastinnføring fra studentbolig på de ulike bjelkene	10
VEDLEGG B – Beregninger	11
1 LASTER	11
1.2 Egenlast/nyttelast studentboligene [EC1-1].....	11
1.3 Snølast [EC1-3].....	14
1.4 Vindlast [EC1-4]	15
1.5 Seismiske laster [EC8-1x]	18
2 Betongdekke [EC2-1]	22
2.1 Nedfelt betongdekket 300mm	22
2.2 Betongdekket 200mm	26
3 Betongbjelke.....	30
3.1 Slakkarmert betongbjelke.....	30
3.2 Spennarmert betong	37
4 Stålbjelker.....	48
4.1 HEB 1000	48
4.2 Platebærer	54
5 Limtrebjelker.....	62
5.1 Limtrebjelker	62
5.2 Samvirke betongdekke og limtrebjelke	67
6 Diverse beregninger	74
6.1 Karbonavtrykkregnskap	74
6.2 Transportregnskap	76
VEDLEGG C – Fra programvare	77
1 Vind.....	77
1.1 Vindkasthastighetstrykket i OS-Prog.....	77
2 Betong.....	78
2.1 Kontroller for slakkarmert bjelke i OS-prog.....	78
2.2 Kontroller for spennarmert bjelke i OS-prog	79
3 Stål.....	80
3.1 HEB1000	80

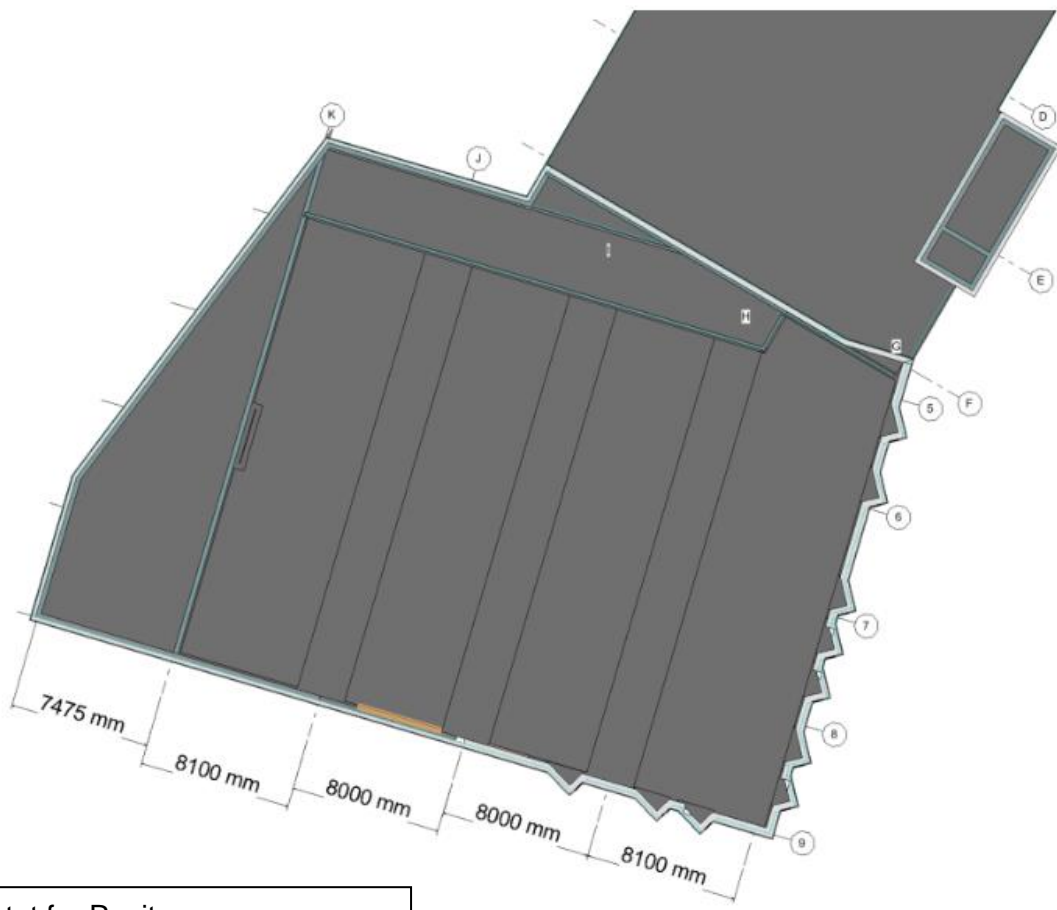
3.2 Platebærer	85
4 G-PROG Tre	87
5 ANNET	89
5.1 Statisk system.....	89
5.2 Kart	91
5.3 Skråavstivning tegnet i ROBOT.....	92
5.4 Prisliste betong	92
5.5 Beregnet prisoverslag	93

VEDLEGG A – Tegninger

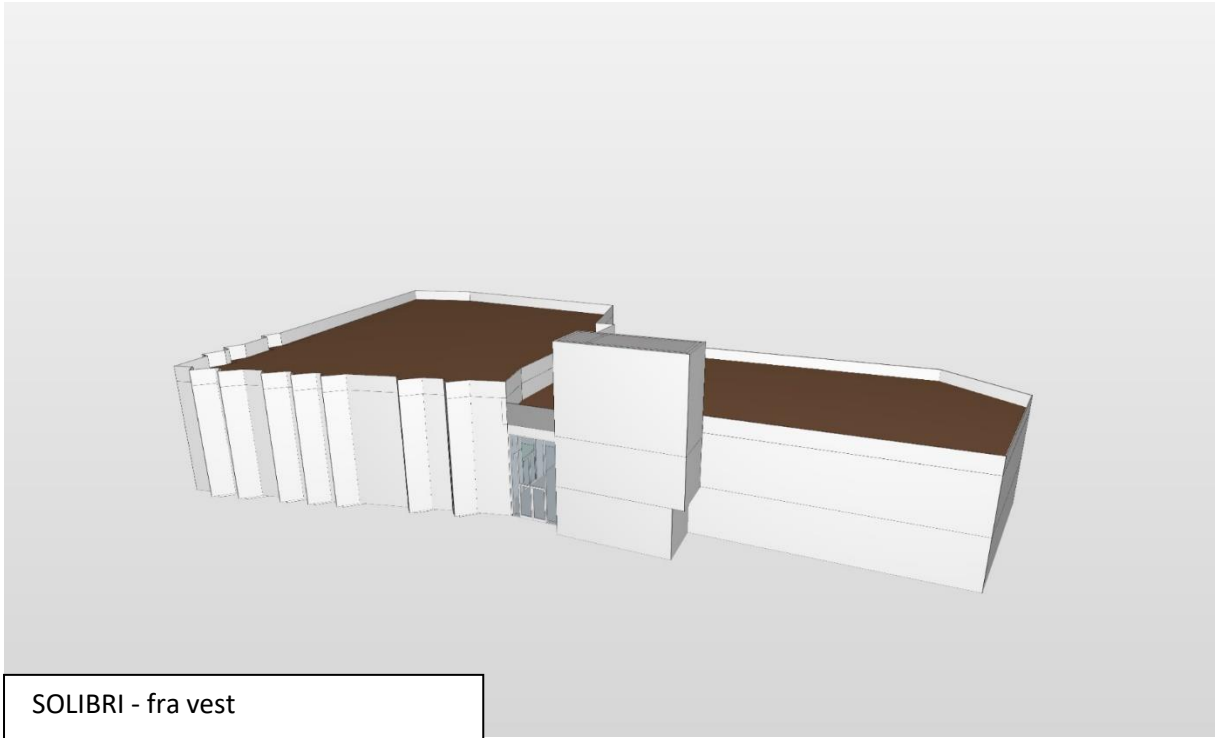
1 Arkitekttegninger



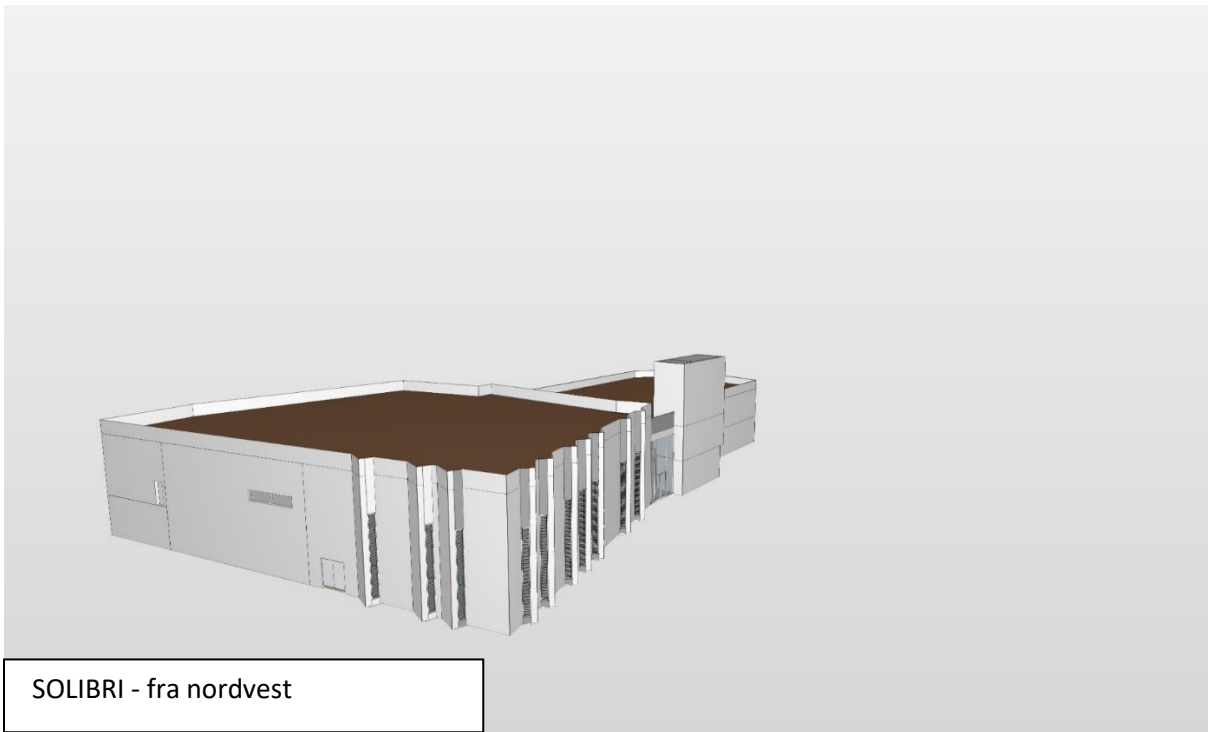




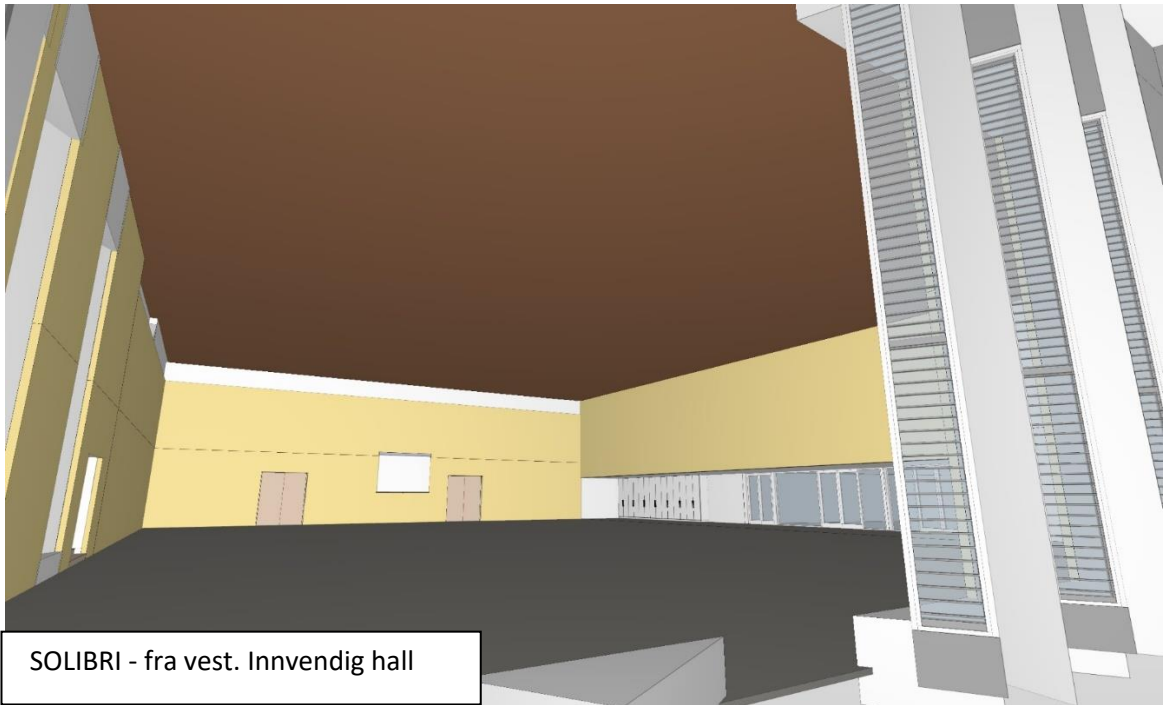
Hentet fra Revit
Takplan



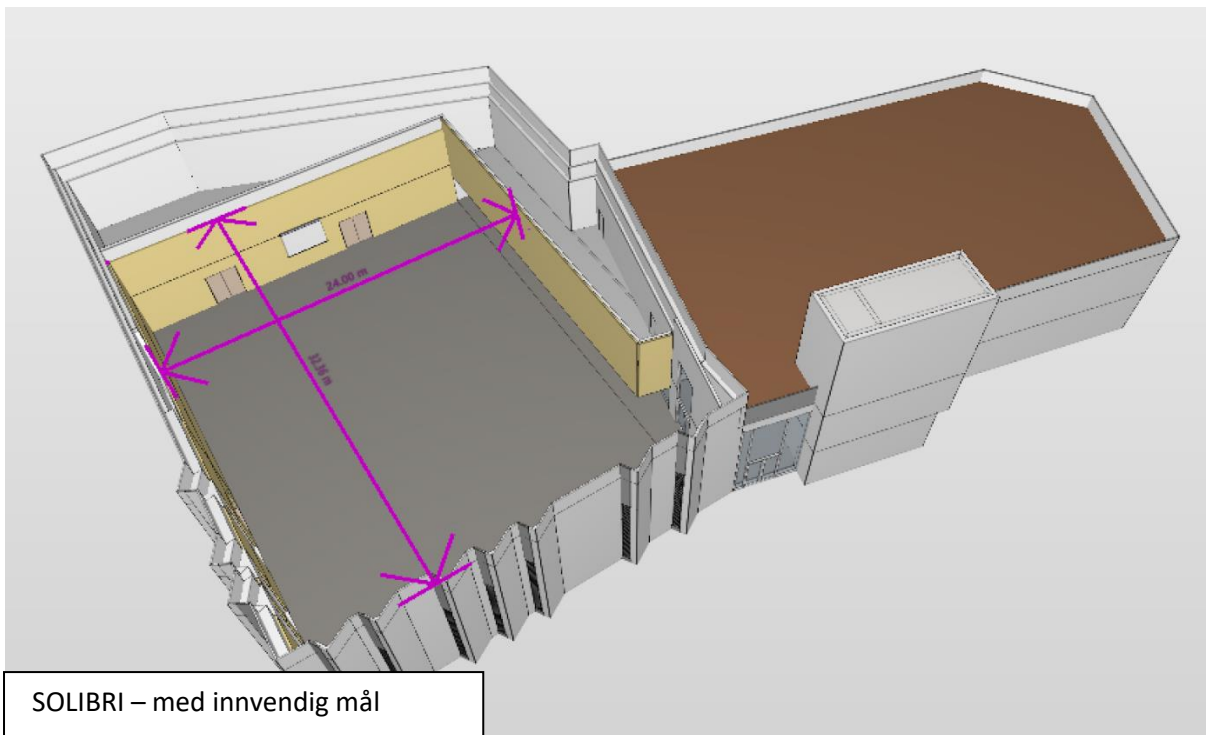
SOLIBRI - fra vest



SOLIBRI - fra nordvest

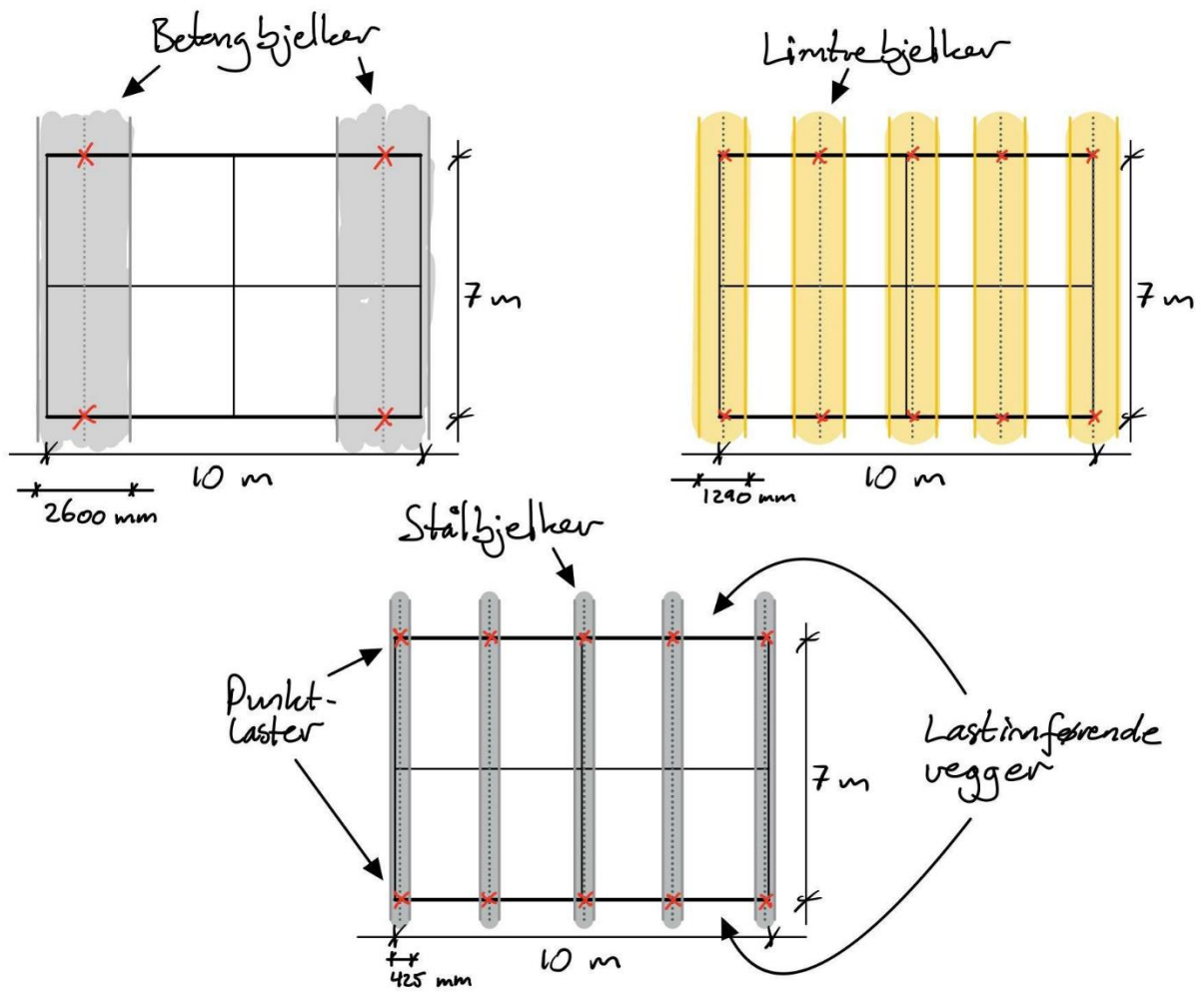


SOLIBRI - fra vest. Innvendig hall



SOLIBRI – med innvendig mål

2 Lastinnføring fra studentbolig på de ulike bjelkene



Røde kryss: Punktlast. Selvprodusert.

VEDLEGG B – Beregninger

1 LASTER

1.2 Egenlast/nyttelast studentboligene [EC1-1]

Egenlast studentboliger i massivtre

Egenlast bæresystem, limtre:	$q_{\text{limtre}} := 4.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	[BKS 471.031 Pkt. 28]
Massivtrectak med takstein (200 mm massivtre)	$q_{\text{massivtrectak}} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[BKS 471.031 Pkt. 46]
Lydisolerende etasjeskiller med trebjelker	$q_{\text{etasjeskiller}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[BKS 471.031 Pkt 51]
Innervegg av trestenderverk	$q_{\text{innervegger}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[BKS 471.031 Pkt 64]
Vegger av massivtreelementer (200 mm massivtre)	$q_{\text{yttervegger}} := 1.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[BKS 471.031 Pkt 67]
Nyttelast studentboliger Kategori A, Gulv	$q_{\text{nyttelastgulv}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[EC1, Tabell NA 6.1, Tabell NA 6.2]
Alt. nyttelast studentbolig Kategori C, C1	$q_{\text{gulv konservativt}} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[EC1, Tabell NA 6.1, Tabell NA 6.2]

Velger en nyttelast til konservativ side som tar med alt av vekt fra gulvtype, elektriske installasjoner, innredninger etc. => 3.0kN/m²

Fundament i betong, ca.
200 mm massivt
betongdekke:

$$q_{\text{fundament}} := 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [\text{BKS 471.031 Pkt 52}]$$

Alle laster funnet i Byggforskserien er i karakteristisk tilstand.

Etasjer, n	$n := 3$	
Etasjehøyde:	$h_{\text{etg}} := 2.9 \text{ m}$	
Lengde yttervegger:	$l_{\text{yv1}} := 7 \text{ m}$	$l_{\text{yv2}} := 10 \text{ m}$
Gulv- og takareal(flatt) pr etasje:	$A_{\text{gulv}} := l_{\text{yv1}} \cdot l_{\text{yv2}} = 70 \text{ m}^2$	
Omkrets:	$O_{\text{yv}} := l_{\text{yv1}} \cdot 2 + l_{\text{yv2}} \cdot 2 = 34 \text{ m}$	
Veggareal pr etasje:	$A_{\text{yv}} := O_{\text{yv}} \cdot h_{\text{etg}} = 98.6 \text{ m}^2$	
Innervegger pr etasje:	$L_{\text{iv}} := 7 \text{ m} + 10 \text{ m} = 17 \text{ m}$	

Last studentbolig:

Karakteristisk:

$$q_{k_nytt} := 3 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{k_flate} := q_{massivtretek} + q_{fundament} = 7.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{vegger} := q_{innervegger} \cdot h_{etg} \cdot L_{iv} \cdot n + A_{yv} \cdot q_{yttervegger} \cdot n = 532.44 \text{ kN}$$

Last per kvm totalt:

$$q_{k_total} := q_{k_nytt} \cdot n + q_{k_flate} + q_{etasjeskiller} \cdot (n - 1) + \frac{Q_{vegger}}{A_{gulv}} = 25.7 \frac{kN}{m^2}$$

Bruddgrense:

Faktorisert nyttelast:

$$q_{f_nytt} := 3 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.5 = 4.5 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende fordi den går over tre etasjer.

Faktorisert egenlaster:

$$g_f := (q_{massivtretek} + q_{fundament}) \cdot 1.2 = 8.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{f_etg} := q_{etasjeskiller} \cdot 1.2 = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{flate} := g_f + g_{f_etg} \cdot (n - 1) + q_{f_nytt} \cdot n = 24.4 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{f.vegger} := Q_{vegger} \cdot 1.2 = 639 \text{ kN}$$

$$Q_{total} := q_{flate} \cdot A_{gulv} + Q_{f.vegger} = 2348 \text{ kN}$$

Last per kvm totalt:

$$q_{jevntfordelt} := q_{flate} + \frac{Q_{f.vegger}}{A_{gulv}} = 33.5 \frac{kN}{m^2}$$

Last per løpemeter ved innv. + utv. bærevegger:

$$q_{bærevegger} := \frac{Q_{total}}{L_{iv} + O_{yv}} = 46.046 \frac{kN}{m}$$

Last gjennom bærende yttervegger:

$$q_{b.yv} := \frac{Q_{total}}{O_{yv}} = 69.068 \frac{kN}{m}$$

Punktlast per langside yttervegg:

$$Q_{pkt.yv} := \frac{q_{jevntfordelt} \cdot A_{gulv}}{2} = (1.174 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$q_{vegger} := q_{yttervegger} \cdot h_{etg} \cdot n = 11.31 \frac{kN}{m}$$

$$q_{hus} := q_{vegger} + \frac{q_{flate} \cdot A_{gulv}}{O_{yv}} = 61.586 \frac{kN}{m}$$

$$q_{A_hus} := \frac{q_{hus} \cdot O_{yv}}{A_{gulv}} = 29.913 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlast tak idrettshall

Betongdekke, tak: $q_{betongdekke} := 25 \frac{kN}{m^3}$ [BKS 471.031 Pkt. 21]

Egenlast jordmasser: $q_{jordlast} := 20 \frac{kN}{m^3}$ [BKS 471.031 Pkt. 29]

Areal tak: $A_{tak} := 1000 m^2$

Tykkelse jordlag: $t_{jord} := 0.5 m$

Tykkelse betongdekke: $t_{betongdekke} := 0.15 m$

Jevnt fordelt flatelast: $q_{tak} := q_{betongdekke} \cdot t_{betongdekke} + q_{jordlast} \cdot t_{jord} = 13.75 \frac{kN}{m^2}$

Last betongdekke - isolert: $q_{dekke} := q_{jordlast} \cdot t_{jord} = 10 \frac{kN}{m^2}$

Total last tak: $Q_{tak} := q_{tak} \cdot A_{tak} = (1.375 \cdot 10^4) kN$

Kommentar til egenlast tak:

Vi har ikke tatt med nyttelast for tak. Alternativt kategori C: steder der større mengder mennesker kan ansamles. Grunnen til dette er fordi vi har nyttelast medregnet i boligene, og taket skal dimensjoneres slik at disse kan stå hvor som helst, derav ikke nødvendig å legge til nyttelasten to ganger.

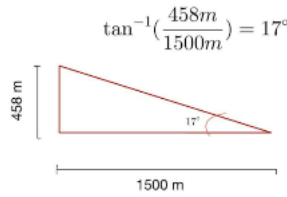
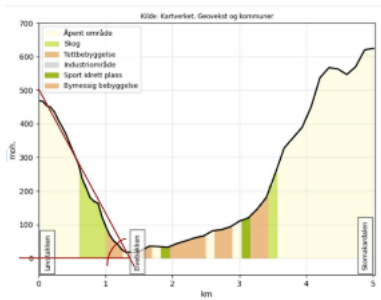
1.3 Snølast [EC1-3]

Formfaktor - flatt tak	$\mu_1 := 0.8$		[Tabell 5.2]
Eksponeringskoeffisient - normalt vindutsatt	$C_e := 1.0$		[Tabell 5.1]
Termisk koeffisient - ikke oppvarmet tak	$C_t := 1.0$		[5.2(8)]
Bergen kommune	$\Delta S_k := 0.5$	$\left[\frac{kN}{m^2} \right]$	[Tabell NA.4.1(901)]
Grunnverdi - Bergen kommune	$S_{k0} := 2.0$	$\left[\frac{kN}{m^2} \right]$	[Tabell NA.4.1(901)]
Høydegrense	$H_g := 150$	[m]	[Tabell NA.4.1(901)]
Høyde over havet	$H := 25$	[m]	[Google earth]
$H < H_g \rightarrow S_k = S_{k0}$	$n := 0$		
Karakteristisk snølast	$S_k := S_{k0} + n \cdot \Delta S_k$		[NA.4.1]
Snølast	$S := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$		[5(5.2)]
	$S = 1.6$	$\left[\frac{kN}{m^2} \right]$	
Fønning:	$\mu_s := 1 + 0.5$		[5.3.6(1)]
	$\mu_w := 0$		[5.3.6(1)]
	$\mu_2 := \mu_s + \mu_w = 1.5$		[5.3.6(1)]
Snølast med fønning	$S := S \cdot \mu_2 = 2.4$	$\left[\frac{kN}{m^2} \right]$	

1.4 Vindlast [EC1-4]

Turbulensfaktor	$K_1 := 1.0$	[V.4.2]
Vindkastøkingsfaktor	$K_2 := 1.0$	
Faktor som tar hensyn til grensede område med en annen ruhet	$K_3 := 1.02$	[Tabell V.1a)]
Retningsfaktor	$C_{dir} := 1$	[4.4(1), V.2]
Nvåfaktor	$C_{alt} := 1$	
	$C_{seas} := 1$	
Faktor for vanlige konstruksjoner	$C_{prob} := 1$	
Terrengformfaktor	$C_{0z} := 1.0$	[4.3.1(1)]
	$V_{b0} := 26 \frac{m}{s}$	[Tab NA.4(901.1)]
	$z := 9.2 m$	[Tab NA.4.1]
Terrengruhetfaktor = 3		
	$k_r := 0.22$	
	$z_0 := 0.3 m$	
	$z_{min} := 8 m$	
	$z > z_{min} = 1$	
Toppfaktor	$K_p := 3.5$	[NA.4.5]
Luftens densitet	$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$	[NA.4.5]
Forenklet kontroll:	$q_{po}(z) := 0.72 \frac{kN}{m^2}$	[V.3 Figur v.1 c)]
	Overgangsfaktor K3:	
	Mellom soner $X_b := 3.5 km$	
	$\Delta nBa := 3 - 1 = 2$	
	$K_3 := 1.02$	[Tabell V.1]
	$q_{kastforenklet} := q_{po}(z) \cdot K_3 = 0.734 \frac{kN}{m^2}$	[Tabell V.1 a)]
Kontroll uten topografieffekter og terrengformfaktor:		
	$C_{rz} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.753$	[4.3.2(4.4)]
	$v_{mz} := C_{rz} \cdot C_{0z} \cdot V_{b0} = 19.581 \frac{m}{s}$	[4.3.1(4.3)]
	$q_{mz} := \rho \cdot \frac{(v_{mz})^2}{2} = 0.24 \frac{kN}{m^2}$	[NA.4.5(1)]
	$I_{vz} := \frac{K_1}{C_{0z} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.292$	[4.4(1)(4.7)]
	$q_{pz} := (1 + 2 \cdot K_p \cdot I_{vz}) \cdot q_{mz} = 0.73 \frac{kN}{m^2}$	[NA.4.5(1)(NA.4.8)]
	$q_{kast} := q_{pz} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot C_{dir}^2 \cdot C_{seas}^2 \cdot C_{prob}^2 = 0.744 \frac{kN}{m^2}$	[V.2(V.1)]

Kontroll med topografieffekter og terrengformfaktor:



Ser at helningen er mindre en 30 grader. Antar dermed som byggested i le av mindre bratt terreng

[NA.4(901.7)]

Vurderer mindemyren til laveliggende byggested i le av ås eller skråning.

[NA.4.33(901.3.2)]

Avstand til Ulriken = 3km

Avstand til Løvstakken = 1.4km

$$x_u := 3000 \text{ m}$$

$$x_l := 1500 \text{ m}$$

$$h_u := 643 \text{ m} - 19 \text{ m}$$

$$h_l := 477 \text{ m} - 19 \text{ m}$$

$$\theta_u := \text{atan}\left(\frac{h_u}{x_u}\right) = 0.205$$

$$\theta_l := \text{atan}\left(\frac{h_l}{x_l}\right) = 0.296$$

[NA.4.3.3(901.3.2)]

$$\theta_u = 11.75 \text{ deg}$$

Vilkår 1 **OK** $\theta_l = 16.979 \text{ deg}$

$$\Delta H_u := h_u - (17.9 \text{ m}) = 606.1 \text{ m}$$

$$\Delta H_l := h_l - (17.9 \text{ m}) = 440.1 \text{ m}$$

$$x_{krav} := 15 \cdot \Delta H_u = 9.092 \text{ km}$$

$$x_{krav} := 15 \cdot \Delta H_l = 6.602 \text{ km}$$

$$x_{krav} > x_u = 1$$

Vilkår 2 **OK**

$$x_{krav} > x_l = 1$$

[NA.4.3.3(901.3.2)]

$$L_{Hu} := 1600 \text{ m}$$

$$L_{Hl} := 800 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta H_u}{L_{Hu}} = 0.379$$

$$\frac{\Delta H_l}{L_{Hl}} = 0.55$$

$$K_{virk_u} := 4$$

$$K_{virk_l} := 4$$

$$K_{virk_u} \cdot L_{Hu} = 6400 \text{ m}$$

$$K_{virk_l} \cdot L_{Hl} = 3200 \text{ m}$$

$$x_u < (K_{virk_u} \cdot L_{Hu}) = 1$$

Vilkår 3 **OK**

$$x_l < (K_{virk_l} \cdot L_{Hl}) = 1$$

[NA.4(901.6)]

Terrengformfaktor

$$C_{oz} := 0.8 \quad K_1 := 1.2$$

[NA.4(901.8)]

$$v_{mz} := C_{r,z} \cdot C_{oz} \cdot V_{b0} = 15.664 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

[4.3.1(4.3)]

$$q_{mz} := \rho \cdot \frac{(v_{mz})^2}{2} = 153.359 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

[NA.4.5(1)]

$$I_{vz} := \frac{K_1}{C_{oz} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.351$$

[4.4(1)(4.7)]

$$q_{pz} := (1 + 2 \cdot K_p \cdot I_{vz}) \cdot q_{mz} = 529.682 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

[NA.4.5(1)(NA.4.8)]

$$q_{kastmed} := q_{pz} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot C_{dir}^2 \cdot C_{seas}^2 \cdot C_{prob}^2 = 0.648 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[V.2(V.1)]

Konklusjon horisontal vindlast:

Forenklet metode: $q_{kastforenklet} = 0.734 \frac{kN}{m^2}$

Uten topografieffekter: $q_{kast} = 0.7 \frac{kN}{m^2}$

Uten topografieffekter etter OS-prog: $q_{kastOS_prog} := 0.73 \frac{kN}{m^2}$

Med topografieffekter: $q_{kastmed} = 0.648 \frac{kN}{m^2}$

Setter konservativ: $q_{kast} := 0.8 \frac{kN}{m^2}$

[Vedlegg C
Vindlast]

Formfaktor og lastfordeling

Vind mot langsiden av studentboligene. Ser på stabilitet.

$$d := 10 \text{ m}$$

$$b := 24 \text{ m}$$

$$h := 8.7 \text{ m}$$

Hastighetstrykket er uendret over den horisontale veggen

$$h < b = 1$$

[Figur 7.4]

[Tabell 7.1]

Tilsvarende lik 1

$$\frac{h}{d} = 0.87$$

[Tabell 7.1]

$$C_{pe.10.D} := 0.8 \quad C_D := C_{pe.10.D}$$

[Tabell 7.1]

$$C_{pe.10.E} := -0.5 \quad C_E := C_{pe.10.E}$$

[Tabell 7.1]

Ser vekk fra innvedig vindtrykk

[7.2.9]

$$\frac{h}{d} < 0.85 = 0$$

[7.2.2(3)]

$$0.85 \cdot (C_D + C_E) = 0.255$$

Lo siden: $q_D := q_{kast} \cdot b \cdot (C_D) = 15.36 \frac{kN}{m}$

Le siden: $q_E := q_{kast} \cdot b \cdot (C_E) = -9.6 \frac{kN}{m}$

Lastpar: $Med_D := q_D \cdot h = 133.6 \text{ kN}$

$$\Sigma M_b := 0 \quad Ay := \frac{Med_D}{10} \cdot \frac{h}{2} = 58.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Gjevn fordelte lasta som virker på bjelken:

$$F_v := \frac{Ay}{24 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 2.42 \frac{kN}{m}$$

1.5 Seismiske laster [EC8-1x]

Utelatelseskriterie 1 - seismisk klasse

Idrettsbygg à Seismisk klasse III ≠ Seismisk klasse I

IKKE OK - Tilbygget oppfyller ikke krav om seismisk klasse

[Tabell
NA.4(902)]

Utelatelseskriterie 2 - svært lav seismisitet

Trinn 1.1: Spissverdi for begrunnes akselerasjon i Bergen kommune

$$a_{g40Hz} := 0.85 \frac{m}{s^2}$$

interpolerer

$$a_{g40Hz} := \frac{(0.9 - 0.8) \frac{m}{s^2}}{2} + 0.8 \frac{m}{s^2} = 0.85 \frac{m}{s^2}$$

Figur NA.3(901)

Trinn 1.2: Seismisk faktor $\gamma_1 := 1.4$

[Tab.NA.4(901)]

Trinn 1.3: Dimensjonerende grunnakselerasjon

$$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40Hz} = 0.68 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_{gR} = 0.952 \frac{m}{s^2}$$

[Pkt 3.2.2.2]

Trinn 1.4: $q := 1.5$

(5.3.3) Betong

Trinn 1.5: Bestemmelse av grunntype

Grunntype A: Fjell eller fjell liknende geologisk informasjon.
Basert på bertypekart fra Norges Geologiske Undersøkelse består
bergrunnen i hovudsak av Glimmerskifer med nærtliggende øyegneis.
Vurderes dermed til grunntypen til A.

▼ Bergartsflater (lokal - 1:50 000) (2 treff)	
Bergartsenhet	Kvartsglimmerskifer til glimmerskifer (17)
Hovedbergart	Glimmerskifer (403)
Tektonisk hovedinndeling	Kaledonsk orogen
Tektonisk enhet	
Vis detaljer	
Bergartsenhet	Mylonittgneis, for det meste granittisk (18)
Hovedbergart	Mylonitt/Fyllonitt (470)
Tektonisk hovedinndeling	Kaledonsk orogen
Tektonisk enhet	

[Tabell NA.3.1]

[Hentet fra NOU]

Trinn 1.6: Bestem forsterkningsfaktor for grunnforholdene.

$S := 1$

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

[Tabell NA.3.3]

$$a_g \cdot S < 0.05 \cdot g = 0$$

[NA.3.2.1(5)P]

IKKE OK

Redusere grunnakselerasjon i henhold til NORSAR

Område	ECS-1 agR [m/s ²]	Redusert verdi agR [m/s ²]	Endring
Oslo	0,44	0,29	-35 %
Bergen	0,72	0,50	-31 %
Trondheim	0,3	0,07	-76 %
Tromsø	0,28	0,10	-64 %

$$a_{gR} := 0.5 \frac{m}{s^2} \quad a_{gS} := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 0.7 \frac{m}{s^2} \quad a_{gS} < 0.49 \frac{m}{s^2} = 0$$

fortsatt IKKE OK - Tilbygget oppfyller ikke kravet om svært lav seismisitet

Utelatelseskriterer 3 - Dimensjonerende sepektrum

$$q = 1.5 \quad \text{dersom:} \quad a_g \cdot S < 1.0 \frac{m}{s^2} = 1$$

[NA.3.2.1(4)]

Trinn 1.8: Parametre som bestemmer knekkpunktene i responsspekteret

$$T_B := 0.1$$

$$T_C := 0.2$$

$$T_D := 1.7$$

$$S := 1$$

[Tabell NA.3.3]

Trinn 1.9: Beregn byggets første egenperiode T - bruker tverrkraftmetoden:

$$C_t := 0.05$$

For alle andre konstruksjoner

$$H := 9.2 + 8.7$$

3

$$T_1 := C_t \cdot H^{\frac{1}{3}} = 0.435$$

$$T_1 < 2 S = 1$$

$$T_1 < 4 \cdot T_C = 1$$

$$\beta := 0.2$$

[pkt
4.3.3.2.2(3),(
4) og (5)]

[(4.4)]

Trinn 1.1: Beregn Sd(T)

$$T_C < T_1 = 1 \quad T_1 < T_D = 1$$

$$S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right) = 0.729 \frac{m}{s^2}$$

(3.15)

$$\beta \cdot a_g = 0.19 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T) < 0.05 \cdot g = 0$$

IKKE OK - Bygget oppfyller ikke krav om dimensjonerende spektrum

Utelatelseskriterie 4. Størrelse på krefter

Trinn 1.12: Korrekasjonsfaktoren (λ) satt lik 1.0. $\lambda := 1$ [Tabell NA.A1.1]

$$\psi_{2sn\ddot{o}} := 0.2$$

$$\psi_{2nytte} := 0.3$$

Lastflater:

$$Idrettshall_A := 32\text{ m} \cdot 24\text{ m} \qquad Idrettshall_O := 32\text{ m} + 24\text{ m}$$

$$Studentbolig_A := 10\text{ m} \cdot 24\text{ m} \qquad Studentbolig_O := 10\text{ m} + 24\text{ m}$$

$$Bjelker_{limtre} := 12.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 24\text{ m} \cdot 12 = 3732.48\text{ kN}$$

$$S\ddot{o}yler_{betong} := 0.7\text{ m} \cdot 0.5\text{ m} \cdot 7\text{ m} \cdot 24 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1470\text{ kN}$$

[Vedlegg B
Limtrebjelker]

$$Tak := 1.3 \cdot 10^4\text{ kN}$$

[Vedlegg B Egenvekt
studentboliger]

$$Studentboliger := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot Studentbolig_A = 1920\text{ kN}$$

[Vedlegg B Egenvekt
studentboliger]

$$Nyttelast_{studentboliger} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \cdot Studentbolig_A = 2160\text{ kN}$$

$$Sn\ddot{o}last := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot Idrettshall_A = 2304\text{ kN}$$

$$Fasade := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 9\text{ m} \cdot Idrettshall_O = 252\text{ kN}$$

$$G_s := Studentboliger + Nyttelast_{studentboliger} \cdot \psi_{2nytte} = (2.568 \cdot 10^3)\text{ kN}$$

$$G_i := Bjelker_{limtre} + S\ddot{o}yler_{betong} + Tak + Fasade + Sn\ddot{o}last \cdot \psi_{2sn\ddot{o}} = (1.892 \cdot 10^4)\text{ kN}$$

$$m := \frac{G_s + G_i}{g} = (2.191 \cdot 10^6)\text{ kg}$$

$$F_b := m \cdot S_d(T) \cdot \lambda = 1597.7\text{ kN}$$

$$q_{kast} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[Vedlegg B
Vinlast]

$$fasade_studentbolig := 10\text{ m} \cdot 8.7\text{ m}$$

$$fasade_idretshall := 31\text{ m} \cdot 9\text{ m}$$

$$vind := q_{kast} \cdot (fasade_studentbolig + fasade_idretshall) = 366\text{ kN}$$

$$skjev := 0\text{ kN} \qquad \text{Til sikker side \AA} \text{ neglisjere skjevstillingslasten}$$

$$\gamma_{cDCL} := 1.2 \qquad \text{Ulykkesituasjon til Betong} \qquad \text{[Tabell NA.5(901)]}$$

$$\gamma_{vbrudd} := 1.2 \qquad \text{Materialfaktor til betong?eller er det} \qquad \text{NS-EN 1992 [Tabell 2.1N]}$$

$$(1.5 \cdot vind + 1.05 \cdot skjev) \cdot \frac{\gamma_{vbrudd}}{\gamma_{cDCL}} = 549\text{ kN}$$

$$F_b < \left((1.5 \cdot vind + 1.05 \cdot skjev) \cdot \frac{\gamma_{vbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 0$$

IKKE OK - Idretshallen oppfyller ikke krav om størrelse på krefter

Undersøker studentboligene for seg selv:

$$m := \frac{G_s}{g} = (2.619 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$F_b := m \cdot S_d(T) \cdot \lambda = 191 \text{ kN}$$

$$fasade_studentbolig := 24 \text{ m} \cdot 8.7 \text{ m}$$

$$q_kast := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$vind := q_kast \cdot (fasade_studentbolig) = 208.8 \text{ kN}$$

$$(1.5 \cdot vind + 1.05 \cdot skjev) \cdot \frac{\gamma_{vbrudd}}{\gamma_{cDCL}} = 313.2 \text{ kN}$$

$$F_b < \left((1.5 \cdot vind + 1.05 \cdot skjev) \cdot \frac{\gamma_{vbrudd}}{\gamma_{cDCL}} \right) = 1$$

OK- Studentboliger oppfyller krav om størrelse på krefter

Trenger ikke avstive studentboligene for jordskjelv.

Ny beregning med berre studentboliger for å vise at en slipper å regne på jordskjelv.

Ser at en må konstruere for jordskjelv på idretshallen.

Må stive av idretshallen med krysstaver. skal avgenrse for kosruksjoner som stabilisere.

2 Betongdekke [EC2-1]

2.1 Nedfelt betongdekket 300mm

B45:	$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$ $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$ $E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$	[Tabell 3.1]
B500NC:	$f_{yd} := 435 \text{ MPa}$ $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $E_s := 200000 \text{ MPa}$	
Tykkelse:	$t := 300 \text{ mm}$	
Spennlengde:	$L := 5.4 \text{ m}$	
Lengde bolig:	$l_{bolig} := 10 \text{ m}$	
Bredde bolig:	$b_{bolig} := 7 \text{ m}$	
Omkrets bolig:	$O_{bolig} := l_{bolig} \cdot 2 + b_{bolig} \cdot 2 = 34 \text{ m}$	
Areal bolig:	$A_{bolig} := l_{bolig} \cdot b_{bolig} = 70 \text{ m}^2$	
Faktorisert snølast:	$q_{k_snø} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $q_{f_snø} := q_{k_snø} \cdot 1.05 = 2.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[Se vedlegg "Snølast"]
Boligens vekt gjennom bærevegger:	$q_{vegger} := 62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	[Se vedlegg "Egenlaster"]
Faktorisert last fra hus:	$q_{bolig} := \frac{q_{vegger} \cdot O_{bolig}}{A_{bolig}} \cdot 20\% = 6.023 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Faktorisert egenlast:	$g_k := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $g_f := g_k \cdot 1.35 = 30.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[Se vedlegg "Egenlaster"]
Total last på 1 breddemeter dekke:	$q_{tot} := (q_{f_snø} + g_f) \cdot 1 \text{ m} = 32.895 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	[Se vedlegg "Egenlaster"]
	$\nu := 0.6 \left(1 \text{ MPa} - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492 \text{ MPa}$ $\nu_1 := \frac{\nu}{\text{MPa}} = 0.492$	[6.6.2(6.6N)]
	$\gamma_c := 1.5$ $\alpha_{cc} := 0.85$	[Tabell 2.1N] [3.1.6(1)]
	$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	[3.1.6(1)]

Eksponeringsklasse XC2: $c_{min_dur} := 25 \text{ mm}$ [Tabell NA.4.4N]

Minste overdekning med sikkerhetsmargin: $c_{min} := c_{min_dur} + 10 \text{ mm}$

Armering - svinn og fordeling: $\phi_{12} := 12 \text{ mm}$ $A_{12} := 113 \text{ mm}^2$

Hovedarmering: $\phi_{20} := 20 \text{ mm}$ $A_{20} := 314 \text{ mm}^2$

$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$ $A_{16} := 201 \text{ mm}^2$

1 løpemeter dekke: $b := 1000 \text{ mm}$

Avstand fra tyngdepunkt til topp: $d := t - c_{min} - \phi_{12} - \frac{\phi_{16}}{2} = 245 \text{ mm}$

Indre momentarm: $z := 0.9 \cdot d = 220.5 \text{ mm}$ [EC2-6.2.3(1)]

Maks moment: $M_{Ed} := \frac{q_{tot} \cdot L^2}{8} = 119.902 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 420.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kontroll av forhold mellom moment og trykkapasitet: $1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{cd}} < 0.95 = 0$

$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d} = (1.184 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Antall hovedjern: $n := \frac{A_s}{A_{16}} = 5.892$

$s := \frac{b - n \cdot \phi_{16}}{n - 1} = 185.15 \text{ mm}$

min c/c $k_1 := 2.0$

$a_{h_min1} := k_1 \cdot \phi_{20}$

$k_2 := 5 \text{ mm}$

$d_g := 20 \text{ mm}$

$a_{h_min2} := d_g + k_2$

$a_{h_min} := \max(a_{h_min1}, a_{h_min2}, 20 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$

$A_1 := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$

$A_2 := 0.0013 \cdot b \cdot d$

Minimumsarmering: $A_{s_min} := \max(A_1, A_2) = 484.12 \text{ mm}^2$

$A_c := b \cdot t = 0.3 \text{ m}^2$

Maks. arm: $A_{s_max} := 0.04 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

Svinn- og fordelings- $S_F := 0.2 \cdot A_s = 236.853 \text{ mm}^2$

armering: $S_F > A_{s_min} = 0$

$n_{S_F} := \frac{A_{s_min}}{A_{12}} = 4.284$

$$s_{S_F} := \frac{b - n_{S_F} \cdot \phi_{12}}{n_{S_F} - 1} = 288.83 \text{ mm}$$

Legger $\phi 12$
c/c 200mm

Skjær-trykk-kapasitet:

$$V_{Rdmax} := 0.5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 = (1.383 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

[6.6.2(6.5)]

Skjær:

$$V_{Ed} := q_{tot} \cdot L = 177.633 \text{ kN}$$

Utnyttelse av skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rdmax}} = 0.128$$

Trenger ikke skjærarm.

Materialfaktor:

$$k_2 := 0.15$$

[NA.6.2.2]

$$\gamma_c := 1.5$$

[Tab. 2.1N]

$$C_{RdC} := \frac{k_2}{\gamma_c}$$

$$\rho_1 := \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}$$

Skjær-strekk-kapasitet:

$$V_{RdC} := C_{RdC} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 130.182 \text{ kN}$$

Må skjærarmere ved bjelkene. Detaljprosjektering blir ikke betraktet ytterligere

$$V_{Ed} < V_{RdC} = 0$$

$$g := \frac{q_f}{1.35} \cdot b = 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := q_{f_{smø}} \cdot b = 2.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nedbøyning:

$$\psi_1 := 0.5 \quad \psi_2 := 0.3$$

$$\varphi_1 := 1.6 \quad \varphi_2 := 1.2$$

$$q_1 := g$$

$$q_2 := p \cdot \psi_2$$

$$q_3 := p \cdot (\psi_1 - \psi_2)$$

$$\Sigma q := q_1 + q_2 + q_3 = 23.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_1 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = (1.385 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_2 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = (1.636 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_3 := E_{cm}$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma q}{\frac{q_1}{E_1} + \frac{q_2}{E_2} + \frac{q_3}{E_3}} = (1.41 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.027$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.206$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (2.918 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{\Sigma q \cdot L^4}{E_{middel} \cdot I_c} = 63.936 \text{ mm}$$

$$\delta_{krav} := \frac{L}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$\delta - \delta_{krav} = 42.336 \text{ mm}$$

Forskaler med enn overhøyde på 45mm

2.2 Betongdekket 200mm

B45:	$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	[Tabell 3.1]
	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	
	$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$	
B500NC:	$f_{yd} := 435 \text{ MPa}$	
	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	
	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	
Tykkelse:	$t := 200 \text{ mm}$	
Spennlengde:	$L := 2.5 \text{ m}$	
Lengde bolig:	$l_{bolig} := 10 \text{ m}$	
Bredde bolig:	$b_{bolig} := 7 \text{ m}$	
Omkrets bolig:	$O_{bolig} := l_{bolig} \cdot 2 + b_{bolig} \cdot 2 = 34 \text{ m}$	
Areal bolig:	$A_{bolig} := l_{bolig} \cdot b_{bolig} = 70 \text{ m}^2$	
1 løpemetere dekke:	$b := 1000 \text{ mm}$	
Faktorisert snølast:	$q_{snø} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	[Se vedlegg "Snølast"]
Boligens vekt gjennom bærevegger:	$q_{vegger} := 62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	[Se vedlegg "Egenlaster"]
Faktorisert last fra hus:	$q_{bolig} := 33.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[Se vedlegg "Egenlaster"]
Faktorisert egenlast:	$g_{dekke} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	[Se vedlegg "Egenlaster"]
Total last på 1 breddemeter dekke:	$q_{tot} := q_{snø} \cdot 1.05 + g_{dekke} \cdot 1.2 = 26.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Eksponeringsklasse XC2:	$c_{min_dur} := 25 \text{ mm}$	[Tabell NA.4.4N]
Minste overdekning med sikkerhetsmargin:	$c_{min} := c_{min_dur} + 10 \text{ mm}$	
Armering - svinn og fordeling:	$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$	$A_{20} := 314 \text{ mm}^2$
Hovedarmering:	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	$A_{16} := 201 \text{ mm}^2$
	$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$	$A_{12} := 113 \text{ mm}^2$
Avstand fra tyngdepunkt til topp:	$d := t - c_{min} - \phi_{12} - \frac{\phi_{20}}{2} = 143 \text{ mm}$	
Avstand fra tyngdepunkt til tyngdepunkt:	$z := 0.9 \cdot d = 128.7 \text{ mm}$	
	$\nu := 0.6 \left(1 \text{ MPa} - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492 \text{ MPa}$	[6.6.2(6.6N)]
	$\nu_1 := \frac{\nu}{\text{MPa}} = 0.492$	
	$\gamma_c := 1.5$	[Tabell 2.1N]
	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6(1)]
	$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	[3.1.6(1)]
	$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 143.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$	

Betongens trykkapasitet:

$$T_c := \frac{M_{cd}}{z} = (1.114 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := q_{bolig} \cdot 2.2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 73.7 \text{ kN}$$

Skjær-trykk pga. bolig:

$$V_{Ed} := \frac{q_{tot} \cdot L \cdot 1.1}{2} = 36.465 \text{ kN}$$

Maks moment:

$$M_{OK} := \frac{q_{tot} \cdot L^2}{10} = 16.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{UK} := \frac{q_{tot} \cdot L^2}{25} = 6.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av forhold mellom moment og trykkapasitet:

$$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{OK}}{M_{cd}} < 0.95 = 0$$

$$A_{sOK} := \frac{M_{OK}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d} = 280.482 \text{ mm}^2$$

Antall OK-jern:

$$n := \frac{A_{sOK}}{79 \text{ mm}^2} = 3.55$$

$$s_{OK} := \frac{b - n \cdot 25 \text{ mm}}{n - 1} = 357.293 \text{ mm}$$

Antall UK-jern:

$$A_{sUK} := \frac{M_{UK}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{UK}}{M_{cd}}\right) \cdot d} = 107.427 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{sUK}}{79 \text{ mm}^2} = 1.36$$

$$s_{UK} := \frac{b - n \cdot \phi_{16}}{n - 1} = (2.719 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Legger $\phi 10$ c160 i tverretningen og $\phi 16$ c140 i spennretningen

min c/c

$$k_1 := 2.0$$

$$a_{h_min1} := k_1 \cdot \phi_{16}$$

$$k_2 := 5 \text{ mm}$$

$$d_g := 20 \text{ mm}$$

$$a_{h_min2} := d_g + k_2$$

$$a_{h_min} := \max(a_{h_min1}, a_{h_min2}, 20 \text{ mm}) = 32 \text{ mm}$$

Finne eller sløyfe denne?

$$A_1 := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$$

$$A_2 := 0.0013 \cdot b \cdot d$$

Minimumsarmering:

$$A_{s_min} := \max(A_1, A_2) = 282.568 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s_min}}{79 \text{ mm}^2} = 3.577$$

Svinn- og fordelingsarmering:

$$S_F := 0.2 \cdot A_{sOK} = 56.096 \text{ mm}^2$$

$$S_{F12} := \frac{S_F}{A_{12}} = 0.496$$

Legger kam10 c200 kryss og tvers

Sjekk største avstand i dekke

$$s_{S_F} := \frac{b - n \cdot \phi_{12}}{n - 1} = 371.42 \text{ mm}$$

Skjær-trykk-kapasitet: $V_{Rdmax} := 0.5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 = 807.335 \text{ kN}$ [6.6.2(6.5)]

Utnyttelse av skjærkapasitet: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rdmax}} = 0.045$

Materialfaktor: $k_2 := 0.15$ [NA.6.2.2]
 $\gamma_c := 1.5$ [Tab. 2.1N]

$$C_{RdC} := \frac{k_2}{\gamma_c}$$

$$\rho_1 := \frac{A_{sOK}}{b \cdot d}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}$$

Skjær-strekk-kapasitet: $V_{RdC} := C_{RdC} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 64.502 \text{ kN}$

$$V_{Ed} < V_{Rdmax} = 1$$

$$V_{Ed} < V_{RdC} = 1$$

Trenger ikke skjærbøyler over bjelkene

Svinn: $\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10 \text{ MPa}) \cdot \frac{10^{-6}}{\text{MPa}} = 8.75 \cdot 10^{-5}$

$$k_n := 0.7$$

$$\varepsilon_{cd0} := 0.46 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cd} := k_n \cdot \varepsilon_{cd0} = 3.22 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 4.095 \cdot 10^{-4}$$

$$\kappa := \frac{\varepsilon_{cs}}{d} = 0.003 \frac{1}{\text{m}}$$

Forenklet uttrykk for svinnkrumningen

$$\delta_{svinn} := \frac{\kappa \cdot L^2}{8} = 2.237 \text{ mm}$$

Nedbøyning:

$$\psi_1 := 0.5 \quad \psi_2 := 0.3$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot 1 \text{ m} \cdot t}{1 \text{ m} + 2 \cdot t} = 285.714 \text{ mm}$$

$$\varphi_1 := 1.6 \quad \varphi_2 := 1.2$$

$$q_{permanent} := g_{dekke}$$

$$q_{lang} := q_{snø} \cdot \psi_2 = 0.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{kort} := q_{snø} \cdot (\psi_1 - \psi_2)$$

$$\Sigma q := g_{dekke} + q_{lang} + q_{kort} = 21.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_1 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = (1.385 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_2 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = (1.636 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_3 := E_{cm}$$

$$E_{\text{middel}} := \frac{\Sigma q}{\frac{q_{\text{permanent}}}{E_1} + \frac{q_{\text{lang}}}{E_2} + \frac{q_{\text{kort}}}{E_3}} = (1.412 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$A_s := 6.7 \cdot 79 \text{ mm}^2$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.021$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.183$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (4.611 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{\Sigma q \cdot L^4}{E_{\text{middel}} \cdot I_c} + \delta_{\text{svinn}} = 18.803 \text{ mm}$$

Støper bjelkene med en overhøyde på 75mm

$$\delta_{\text{krav}} := \frac{L}{250} = 10 \text{ mm}$$

$$\delta - \delta_{\text{krav}} = 8.803 \text{ mm}$$

3 Betongbjelke [EC2-1]

3.1 Slakkarmert betongbjelke

Lengde bolig:	$l_{bo} := 10 \text{ m}$	
Bredde bolig:	$b_{bo} := 7 \text{ m}$	
Areal bolig:	$A_{bo} := l_{bo} \cdot b_{bo} = 70 \text{ m}^2$	
Flatelast bolig:	$q_{flate} := 33.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Lengde bjelke:	$l_{bj} := 24 \text{ m}$	
Bredde bjelke:	$b_{bj} := 2.4 \text{ m}$	
Høyde bjelke:	$h_{bj} := 1.9 \text{ m}$	
Minste overdekning:	$c_{min} := 25 \text{ mm}$ $c := c_{min} + 10 \text{ mm}$	[NA.4.4N]
Diameter-bøyle:	$\phi_{12} := 12 \text{ mm}$ $\phi_{16} := 16 \text{ mm}$ $\phi_{20} := 20 \text{ mm}$	$A_{12} := 113 \text{ mm}^2$ $A_{16} := 201 \text{ mm}^2$ $A_{20} := 314 \text{ mm}^2$
Diameter hoved.arm.:	$\phi_{32} := 32 \text{ mm}$ $\phi_{25} := 25 \text{ mm}$	$A_{32} := 804 \text{ mm}^2$ $A_{25} := 491 \text{ mm}^2$
Vertikal og horisontal min c/c:	$k_1 := 2.0$ $a_{h_min1} := k_1 \cdot \phi_{32}$ $k_2 := 5 \text{ mm}$ $d_g := 20 \text{ mm}$ $a_{h_min2} := d_g + k_2$ $a_{h_min} := \max(a_{h_min1}, a_{h_min2}, 20 \text{ mm}) = 64 \text{ mm}$	[EC2-8.1(2)]
Velger en fornuftig minimumsavstand:	$a_h := 70 \text{ mm}$	
Avstand fra strekkarmeringens ryngdepunktslinje til trykkranden:	$d := h_{bj} - c - \phi_{16} - 2 \cdot \phi_{32} - 1.5 a_h = (1.68 \cdot 10^3) \text{ mm}$	
Indre momentarm:	$z := d \cdot 0.9 = (1.512 \cdot 10^3) \text{ mm}$	[EC2-6.2.3(1)]
B45:	$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$ $f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$ $f_{cm} := 53 \text{ MPa}$ $E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$ $\nu := 0.6 \left(1 \text{ MPa} - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492 \text{ MPa}$ $\nu_1 := \frac{\nu}{\text{MPa}} = 0.492$	[EC2-tab.3.1]

	$\gamma_c := 1.5$	[NA.2.1.1.N]
	$\alpha_{cc} := 0.85$	[NA.3.1.6(1)]
	$\alpha_{ct} := 0.85$	[NA.3.1.6(2)]
	$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	[EC2-3.1.6(1)]
	$f_{ctk_{0.05}} := 2.7 \text{ MPa}$	[EC2-Tab.3.1]
B500NC:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	
	$f_{yd} := 435 \text{ MPa}$	
	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	
Studentbolig:	$q_{stbolig} := 33.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Bruddgrenselaster:		
Snø:	$q_{snø} := 2.4 \cdot 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Vind:	$q_{vind} := 4.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Dekke (200mm betong):	$q_{dekke} := 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.35 = 23.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Egenlast bjelke:	$g_f := 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b_{bj} \cdot h_{bj} \cdot 1.35 = 160.056 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Antall bjelker totalt:	$n := 3$	
Lastbredde avh. n antall bjelker:	$L_{b2} := 32 \frac{\text{m}}{(n+1)} = 8 \text{ m}$	
Lastbredde kontinuerlig:	$L_b := 5.6 \text{ m}$	
Antall bjelker under bolig:	$n_s := \frac{10 \text{ m}}{L_{b2}} + 1 = 2.3$	
Avrundet antall bjelker under bolig:	$n_{virk} := \text{floor}(n_s) = 2$	Runder av til nærmeste hele
Antall punktlaster på alle bjelker, fra én bolig:	$n_{pl} := n_{virk} \cdot 2 = 4$	
Areal gulv:	$A_{gulv} := 70 \text{ m}^2$	
Sum last én bolig:	$Q_{stbolig} := q_{stbolig} \cdot A_{gulv} = (2.345 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
Punktlast på bjelken:	$Q_{punkt} := \frac{Q_{stbolig}}{n_{pl}} = 586.25 \text{ kN}$	
Egen- og snø-, jevnt fordelt last:	$q_{jf} := (q_{snø} + q_{vind}) \cdot L_{b2} + q_{dekke} \cdot L_b + g_f = 345.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Last fra studentboligene: Opplagerkrefter:	$A_y := \frac{(Q_{punkt} \cdot 6)}{2} = (1.759 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
	$B_y := A_y = (1.759 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Samme oppleggskrefter pga symmetri
Skjærkrefter:	$V_y := B_y = (1.759 \cdot 10^3) \text{ kN}$	

Maks moment punktlaster $M_{Ed.2} := A_y \cdot 12 \text{ m} - Q_{punkt} \cdot (11 + 4 + 3.5) \text{ m} = 10259 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Feltmoment: $M_{Ed.g2} := \frac{(q_{jf} \cdot l_{bj}^2)}{8} = 24863 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Opplagerkrefter: $A_{y1} := \frac{(q_{jf} \cdot l_{bj})}{2} = (4.144 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Skjærkrefter: $B_{y1} := A_{y1} = (4.144 \cdot 10^3) \text{ kN}$
 $V_{y.g} := A_{y1} = (4.144 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Dimensjonerende moment og skjær: $M_{Ed} := M_{Ed.g2} + M_{Ed.2} = 35122 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $V_{Ed} := V_y + V_{y.g} = (5.903 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Avrundet maks moment: $M_{Ed} := 35200 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Betongens trykkapasitet: $M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{bj} \cdot d^2 = (4.75 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kontroll av forhold mellom moment og trykkapasitet: $1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{cd}} < 0.95 = 1$

Nødvendig armering: $A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \frac{M_{Ed}}{M_{cd}}\right) \cdot d} = (5.511 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

Nødvendig antall jern: $n_{32} := \frac{A_s}{A_{32}} = 68.543$ $\frac{\text{ceil}(n_{32})}{3} = 23$

$n_{32} := 23$
 $n_{tot32} := 69$

Legger 3 lag med 23 ϕ
 32

$A_{sUK} := (n_{tot32}) \cdot A_{32} = (5.548 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

Senteravstand - 2 lag: $s := \frac{b_{bj} - 2 \cdot c - n_{32} \cdot \phi_{32}}{n_{32} - 1} = 72.455 \text{ mm}$

Runder av c/c: $s > a_n = 1$ Bruker senteravstand på 80mm
 $s := 70 \text{ mm}$ [EC2-3.1.7(3)]
 $\lambda = 0.8$
 $\eta = 1.0$

Flytetøyningen til armeringen: $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.002$

Nominell tøyningsgrense i bruddtilstand: $\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$ [EC2-tab.3.1]

Trykksonehøydefaktor: $\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.617$

$A_{s,b} := \lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{bj} \cdot d \cdot \alpha_b = (1.166 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$

Underarmert tv.sn:	$A_{s,b} > A_s = 1$	
	$A_1 := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{bj} \cdot d$	
	$A_2 := 0.0013 \cdot b_{bj} \cdot d$	
Minimumsarmering:	$A_{s,min} := \max(A_1, A_2) = (7.967 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	[EC-9.2.1.1(1)]
Legger 23 ϕ 25 i OK for symmetri	$n_{25} := \frac{A_{s,min}}{A_{20}} = 25.373$	
	$n_{25} := 23$	
	$A_c := b_{bj} \cdot h_{bj} = 4.56 \text{ m}^2$	
Maks. arm:	$A_{s,max} := 0.04 \cdot A_c = (1.824 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$	[NA.9.2.1.1(3)]
Koeffesient med hensyn på spenningstilstanden i trykkgurten:	$\alpha_{cw} := 1.0$	[NA.6.2.3]
	$\theta := 21.8^\circ$	[NA.6.2.2]
	$k_2 := 0.18$	
Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.5$	[Tab. NA2.1N]
	$C_{RdC} := \frac{k_2}{\gamma_c}$	[EC2-6.2.2(1)]
	$\rho_1 := \frac{A_s}{b_{bj} \cdot d}$	
Ingen aksialkraft i tv.sn - $\sigma_{cp} = 0$	$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}$	
Skjær-strekk-kapasitet:	$V_{RdC} := C_{RdC} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{bj} \cdot d = (2.569 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
Diff opptredende skjær - strekk-kap.:	$V_{Ed} - V_{RdC} = (3.334 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
	$V_{Rdmax} := \alpha_{cw} \cdot b_{bj} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = (1.57 \cdot 10^4) \text{ kN}$	
	$V_{Rdmax} > V_{Ed} - V_{RdC} = 1$	
Høye bjelker:	$A_{cv} := h_{bj} \cdot b_{bj} = (4.56 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$	[NA.9.7]
Bruker betong tv.sn. i den gjeldende retningen.	$A_{minh} := 0.001 \cdot A_{cv} = (4.56 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	
	$n := \frac{A_{minh}}{A_{20}} = 14.522$	
Runder av og trekker fra armering i OK og de øverste lagene i UK	$n_h := \text{ceil}(n) - 3 = 12$	
	$s_{SEF} := \frac{h_{bj} - 3 \cdot \phi_{32} - 2 \cdot c - \phi_{25} - 2 \cdot \phi_{16} - a_h \cdot 2}{n_h + 1} = 118.231 \text{ mm}$	
	$A_{ch} := b_{bj} \cdot 1 \text{ m} = (2.4 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$	[NA.9.7]

$$A_{minv} := 0.001 \cdot A_{ch} = (2.4 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{minv}}{A_{20}} = 7.643$$

$$n_{bøylet} := \text{ceil}(n)$$

$$s_{bøylet} := \frac{1000 \text{ mm}}{n_{bøylet}} = 125 \text{ mm}$$

Forankring:

Dimensjonerende strekkfasthet: $fctd := \frac{fctk_{0.05} \cdot \alpha_{ct}}{\gamma_c}$ [EC2-3.1.6(2)]

UK-jern, "gode" forhold: $fbd_{UK} := 2.25 \cdot fctd = 3.443 \text{ MPa}$ [EC2-8.4.2(1)]

$$l_{bd_UK} := \frac{fyd \cdot \phi_{32}}{4 \cdot fbd_{UK}} = (1.011 \cdot 10^3) \text{ mm}$$
 [EC2-8.4.3(2)]

Minimums forankringslengde: $l_{b_min} := \max(0.3 \cdot l_{bd_UK}, 10 \cdot \phi_{32}, 100 \text{ mm}) = 320 \text{ mm}$ [EC2-8.4.4(1)]

OK-jern, "dårlige" forhold: $fbd_{OK} := fbd_{UK} \cdot 0.7 = 2.41 \text{ MPa}$ [EC2-8.4.2(2)]

$$l_{bd_OK} := l_{bd_UK} \cdot \frac{fbd_{UK}}{fbd_{OK}} = (1.444 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Forankringskraft: $\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot(\theta) = (7.379 \cdot 10^3) \text{ kN}$ [EC2-6.2.3(7)]

Anvendelse av formelen for forankringslengde for å finne kapasiteten per jern

$$S_{Rd} := \frac{4 \cdot fbd_{OK} \cdot l_{bd_OK}}{\phi_{32}} \cdot 26 \cdot A_{32} = (9.093 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} < S_{Rd} = 1$$

Svinn:

$$\epsilon_{ca} := 2.5 \cdot (fck - 10 \text{ MPa}) \cdot \frac{10^{-6}}{\text{MPa}} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$k_n := 0.7$$

$$\epsilon_{cd0} := 0.46 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cd} := k_n \cdot \epsilon_{cd0} = 3.22 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 4.095 \cdot 10^{-4}$$

[EC2-3.1.4(6)]

Forenklet uttrykk for svinnkrumningen

$$\kappa := \frac{\epsilon_{cs}}{d} = (2.438 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{\text{m}}$$

$$\delta_{svinn} := \frac{\kappa \cdot l_{bj}^2}{8} = 17.55 \text{ mm}$$

Nedbøying:

$$\begin{aligned}\psi_1 &:= 0.5 & \psi_2 &:= 0.3 \\ \varphi_1 &:= 1.6 & \varphi_2 &:= 1.2\end{aligned}$$

[EC2-7.4.3]

$$g := \frac{g_f}{1.35} + \frac{q_{dekke} \cdot L_b}{1.35} = 216.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := \left(\frac{q_{stbolig}}{1.3} + \frac{q_{smø}}{1.05} \right) \cdot L_b = 157.748 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{permanent}} := g$$

$$q_{\text{lang}} := p \cdot \psi_2$$

$$q_{\text{kort}} := p \cdot (\psi_1 - \psi_2)$$

$$\Sigma q := g + q_{\text{lang}} + q_{\text{kort}} = 295.434 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_1 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = (1.385 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_2 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = (1.636 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_3 := E_{cm}$$

$$E_{\text{middel}} := \frac{\Sigma q}{\frac{q_{\text{permanent}}}{E_1} + \frac{q_{\text{lang}}}{E_2} + \frac{q_{\text{kort}}}{E_3}} = (1.522 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{sUK}}{b_{bj} \cdot d} = 0.076$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.322$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b_{bj} \cdot d^3 = (5.265 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{\Sigma q \cdot l_{bj}^4}{E_{\text{middel}} \cdot I_c} + \delta_{\text{svinn}} = 176.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{krav}} := \frac{l_{bj}}{250} = 96 \text{ mm}$$

$$\delta < \delta_{\text{krav}} = 0$$

Risviddekontroll:

$$k_c := \frac{c}{c_{\text{min}}} = 1.4$$

$$k_c < 1.3 = 0$$

$$k_c := 1.3$$

$$w_{\text{max}} := 0.3 \text{ mm} \quad k_c = 0.39 \text{ mm}$$

[EC2-NA.7.1N]

$$M_{\text{lang}} := \frac{(q_{\text{permanent}} + q_{\text{lang}}) \cdot l_{bj}^2}{8}$$

[EC2-7.3.4]

$$\sigma_s := \frac{M_{\text{lang}}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d \cdot A_{sUK}} = 228.368 \text{ MPa}$$

$$k_t := 0.4 \quad fctf := fctm$$

$$h_{eff} := \min \left(2.5 (h_{bj} - d), \frac{h_{bj} - 0.55 \cdot d}{3}, \frac{h_{bj}}{2} \right) = 325.333 \text{ mm}$$

$$A_{ceff} := b_{bj} \cdot h_{eff}$$

$$\rho_{eff} := \frac{A_{sUK}}{A_{ceff}} = 0.071$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$\Delta \varepsilon_{sm_cm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctf}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 9.927 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta \varepsilon_{sm_cm} > 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 1$$

$$k_1 := 0.8 \quad k_2 := 0.5 \quad k_3 := 3.4 \quad k_4 := 0.425$$

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{32}}{\rho_{eff}} = 195.566 \text{ mm} \quad [\text{EC2-7.2}]$$

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta \varepsilon_{sm_cm} = 0.194 \text{ mm}$$

$$w_k < w_{max} = 1$$

Rissvidde; OK

Kontroll av
mengde stål i
betongen:

$$m_{32} := 6.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad m_{25} := 3.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$m_{20} := 2.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad m_{16} := 1.58 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma m_{32} := n_{tot32} \cdot m_{32} = 435.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma m_{25} := n_{32} \cdot m_{25} = 88.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma m_{20} := 12 \cdot 2 \cdot m_{20} = 59.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma m_{16} := (2 \cdot (0.6 \text{ m} \cdot 4) + 1.7 \text{ m} \cdot 5 + 0.65 \text{ m} \cdot 10) \cdot m_{20}$$

$$\Sigma m_{slakk} := (\Sigma m_{32} + \Sigma m_{25} + \Sigma m_{20}) \cdot 1 \text{ m} + \Sigma m_{16} \cdot 11 = (1.121 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$\text{forhold} := \frac{\Sigma m_{slakk}}{b_{bj} \cdot h_{bj} \cdot 1 \text{ m}} = 245.874 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{forhold} < 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 0$$

3.2 Spennarmert betong

Lengde bolig:	$l_{bo} := 10 \text{ m}$		
Bredde bolig:	$b_{bo} := 7 \text{ m}$		
Areal bolig:	$A_{bo} := l_{bo} \cdot b_{bo} = 70 \text{ m}^2$		
Flatelast bolig:	$q_{flate} := 33.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$		
Lengde bjelke:	$l_{bj} := 24 \text{ m}$		
Bredde bjelke:	$b_{bj} := 2.2 \text{ m}$		
Høyde bjelke:	$h_{bj} := 1.9 \text{ m}$		
Minste overdekning:	$c_{min} := 25 \text{ mm}$	$c := c_{min} + 10 \text{ mm}$	[NA.4.4N]
Diameter-bøyle:	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	$A_{16} := 201 \text{ mm}^2$	
	$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$	$A_{20} := 314 \text{ mm}^2$	
Diameter hoved.arm.:	$\phi_{25} := 25 \text{ mm}$	$A_{25} := 491 \text{ mm}^2$	
	$\phi_{32} := 32 \text{ mm}$	$A_{32} := 804 \text{ mm}^2$	
vertikal og horisontal min c/c:	$k_1 := 2.0$		[EC2-8.1(2)]
	$a_{h_min1} := k_1 \cdot \phi_{32}$		
	$k_2 := 5 \text{ mm}$		
	$d_g := 20 \text{ mm}$		
	$a_{h_min2} := d_g + k_2$		
	$a_{h_min} := \max(a_{h_min1}, a_{h_min2}, 20 \text{ mm}) = ? \text{ mm}$		
Minimums senteravstand:	$a_h := 70 \text{ mm}$		
Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden:	$d := h_{bj} - c - \phi_{16} - \phi_{32} - a_h - \frac{\phi_{32}}{2} = (1.731 \cdot 10^3) \text{ mm}$		
	$\alpha := 0.4$		
	$z := (1 - 0.4 \alpha) \cdot d = (1.454 \cdot 10^3) \text{ mm}$		Betongkonstruksjoner Sørensen S.I. s.279
	$h' := d - c - \phi_{16} - \frac{\phi_{32}}{2}$		
B45:	$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$		[EC2-Tab.3.1]
	$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$		[EC2-Tab.3.1]
	$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$		
	$\gamma_c := 1.5$		[NA.2.1.N]
	$\alpha_{cc} := 0.85$		
	$\alpha_{ct} := 0.85$		
	$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$		
	$f_{ctk_{0.05}} := 2.7 \text{ MPa}$		[EC2-Tab.3.1]

B500NC:

$$f_{yd} := 435 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\nu := 0.6 \left(1 \text{ MPa} - \frac{f_{ck}}{250} \right) = ? \text{ MPa}$$

$$\nu_1 := \frac{\nu}{\text{MPa}} = ?$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Bruddgrenselaster:

Studentbolig:

$$q_{stbolig} := 33.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snø:

$$q_{snø} := 2.4 \cdot 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 160.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dekke (500mm betong):

$$q_{dekke} := 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.35 = 23.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bjelke:

$$g_f := 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b_{bj} \cdot h_{bj} \cdot 1.35 = 146.718 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vind:

$$q_{vind} := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastbredde:

Antall bjelker totalt:

$$n := 3$$

Lastbredde avh. n antall bjelker:

$$L_{b2} := 32 \frac{\text{m}}{(n+1)} = 8 \text{ m}$$

Lastbredde dekke:

$$L_b := 6.35 \text{ m}$$

Dekket spenner mellom bjelkene

Punktlaster (stud.bolig)

Antall bjelker under bolig:

$$n_s := \frac{10 \text{ m}}{L_{b2}} + 1 = 2.3$$

Antall punktlaster på alle bjelker, fra én bolig:

$$n_{virk} := \text{floor}(n_s) = 2 \text{ Runder ned til nærmeste hele}$$

$$n_{pl} := n_{virk} \cdot 2 = 4$$

Areal gulv:

$$A_{gulv} := 70 \text{ m}^2$$

Sum last én bolig:

$$Q_{stbolig} := q_{stbolig} \cdot A_{gulv} = 471.356 \text{ kN}$$

Punktlast på bjelken:

$$Q_{punkt} := \frac{Q_{stbolig}}{n_{pl}} = 586.25 \text{ kN}$$

Egen- og snølast, jevnt fordelt:

$$p := (q_{snø} + q_{vind}) \cdot L_{b2} + q_{dekke} \cdot L_b = 198.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Maks moment i felt fra egenlaster:

$$M_f := \frac{g_f \cdot L_{bj}^2}{8} = (1.056 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opplagerkrefter: $A_y := \frac{(Q_{punkt} \cdot 6)}{2} = (1.759 \cdot 10^3) \text{ kN}$ Samme
 $B_y := A_y = (1.759 \cdot 10^3) \text{ kN}$ oppleggskrefter pga
symmetri

Skjærkrefter: $V_y := B_y = (1.759 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Maks moment punktlaster: $M_{Ed.2} := A_y \cdot 12 \text{ m} - Q_{punkt} \cdot (11 + 4 + 3.5) \text{ m} = 10259 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Feltmoment: $M_{Ed.p} := \frac{(p \cdot l_{bj}^2)}{8} = 14269 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Opplagerkrefter: $A_{y1} := \frac{(p \cdot l_{bj})}{2} = (2.378 \cdot 10^3) \text{ kN}$

$B_{y1} := A_{y1} = (2.378 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Skjærkrefter: $V_{y.g} := A_{y1} = (2.378 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Summert (4 bjelker)

Sum maks moment bjelke $M_{Ed} := M_{Ed.p} + M_{Ed.2} + M_f = 35092 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Sum maks skjærkraft: $V_{Ed} := V_y + V_{y.g} = (4.137 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Avrundet maks. moment: $M_{Ed} := 38200 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Betongens trykkapasitet:

$T_c := 0.8 \cdot \alpha \cdot b_{bj} \cdot d \cdot f_{cd}$

$M_{Rd} := T_c \cdot z = (4.518 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\epsilon'_{p0} := 6 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

$\Delta\epsilon_p := \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu}$

$\epsilon_p := \epsilon'_{p0} + \Delta\epsilon_p = ?$

$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$

$E_p := 195000 \text{ MPa}$

$f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$

$\gamma_s := 1.15$

[Spenneteknikk - BBR
ETA 09]

[NA.2.1.N]

$f_{pd} := \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = (1.617 \cdot 10^3) \text{ MPa}$

$\frac{M_f}{f_{pd} \cdot z} = (4.492 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$A_p := 3900 \text{ mm}^2$

Verdier for kabel med
13 tau:

$s_{min} := 365 \text{ mm}$

$c_{min} := 175 \text{ mm} + c$

$d_{nom} := 200 \text{ mm}$

$b_{bj} - s_{min} - c_{min} - 2 \cdot d_{nom} = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}$

$\sigma_{p0} := 0.8 \cdot f_{pk}$

[Spenneteknikk - BBR ETA 09]

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 0.008$$

$$\varepsilon_{p0} := \varepsilon_{p0}$$

$$\Delta\varepsilon_{tap} := 0.096 \cdot \varepsilon_{p0}$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap}$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.715$$

$$A_{pb} := \left| 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{bj} \cdot d \right| = (3.434 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A_{pb} > A_p = 1$$

$$T_c := \frac{M_{Ed}}{z} = (2.627 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$S_p := f_{pd} \cdot A_p = (6.308 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$S_{As} := T_c - S_p = (1.996 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{S_{As}}{f_{yd}} = (4.589 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$n_{32} := \frac{A_s}{A_{32}} = 57.082 \quad n_{32} := \frac{n_{32}}{3} = 19.027$$

$$s := \frac{b_{bj} - 2 \cdot c - n_{32} \cdot \phi_{32}}{n_{32} - 1} = 84.379 \text{ mm}$$

Spenn.arm. flyter

Anvender prinsippet om indre likevelt. Trykkraften i betongen er lik den totale kraften i armeringen

Senteravstand :

$$s > a_h = 1$$

$$s := 80 \text{ mm}$$

Legger armeringen med c/c80mm

Avstand senter spennkabel til underkant bjelkke:

$$c_p := \phi_{32} \cdot 3 + a_h \cdot 3 + \frac{d_{nom}}{2} = 0.406 \text{ m}$$

$$e := \frac{h_{bj}}{2} - c_p = 544 \text{ mm}$$

Finner betongens kapasitet ved oppspenning etter 7 døgn:

$$f_{ckj} := 0.78 f_{ck} = 7.643 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ckj}}{\gamma_c} = 19.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = (1.395 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

[EC2-5.10.2.1(1)]

$$P_{max} := \frac{A_p}{2} \cdot \sigma_{pmax} = (2.72 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Spennkraft per kabel

$$\Delta\varepsilon_{tap} := 0.096 \cdot \varepsilon_{p0} = 7.326 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.007$$

$$P_0 := \varepsilon_{p0} \cdot E_p \cdot \frac{A_p}{2} = (2.902 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_0 := \min(P_{max}, P_0) = (2.72 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Låsetap:

$$\Delta L_{lås} := 4 \text{ mm}$$

4 mm låseglidning - Spennteknikk BBR ETA 09

$$\Delta \varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{l_{bj}} = 1.667 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p0}} = 0.022$$

$$\frac{0.95}{1.029} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Større enn 0.9, P0 forblir 3139kN

Friksjonstap:

$$\theta_A := \frac{2 \cdot e}{l_{bj}} = 0.091$$

$$\theta_B := \theta_A$$

$$\theta := \theta_A + \theta_B$$

$$\mu := 0.2 \quad K := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

$$P_{12m} := P_0 \cdot \left(1 - \mu \left(\theta + K \cdot \frac{l_{bj}}{2} \right) \right) = (2.556 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

[Betongkonstruksjoner Sørensen S.I. s.243]

$$P_{24m} := P_0 \cdot (1 - \mu (\theta + K \cdot l_{bj})) = (2.491 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$1 - \frac{P_{24m}}{P_0} = 0.084$$

Oppspenningskraft etter låse- og friksjonstap:

$$P_0 := \frac{P_0}{(1.084 + 0.002)} = (2.505 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_1 := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{bj} \cdot d$$

$$A_2 := 0.0013 \cdot b_{bj} \cdot d$$

Minimumsarmering:

$$A_{s_min} := \max(A_1, A_2) = (7.525 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

[EC2-9.2.1.1(1)]

$$n_{32} := \frac{A_{s_min}}{A_{32}} = 9.359$$

$$n_{25} := \frac{A_{s_min}}{A_{25}} = 15.326$$

Ingen tvangsmomenter over opplegg pga kablene er sentrisk plassert -> tar utgangspunkt i min.arm. Legger 19 ϕ 25 for symmetri med UK

$$n_{OK} := 19$$

$$A_{sOK} := n_{OK} \cdot A_{25} = (9.329 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Stadium 1:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 1.385 \cdot 10^4$$

[Betongkonstruksjo
ner Sørensen S.I.
s.252]

Transformert
tv.sn:

$$A_t := b_{bj} \cdot h_{bj} + (\eta - 1) \cdot A_p = (4.197 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 2.233 \text{ mm}$$

$$y := 1100 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{b_{bj} \cdot h_{bj}^3}{12} + b_{bj} \cdot h_{bj} \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (1.263 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Spenninger ved
opplegg:

$$N := -P_0 = -2.505 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$M_t := M_f + N (e - y_t) = (9.207 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{uc} := \frac{N}{A_t} = -0.597 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{oc} := \sigma_{uc} = -0.597 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tck} := \sigma_{uc} = -0.597 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_{PT} := \left| \frac{\sigma_{tck}}{E_{cm}} \right| = 1.658 \cdot 10^{-5}$$

$$\sigma_{tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = 124.702 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_{tillatt}| > |\sigma_{oc}| = 1$$

Risser ikke opp ved opplegg

$$f_{ctm} > |\sigma_{uc}| = 1$$

I felt:

$$\sigma_{uc} := \frac{N}{A_t} - \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{y - y_t}{y - y_t} = -8.602 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{oc} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{-y - y_t}{-y - y_t} = -8.634 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tck} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{e - y_t}{e - y_t} = 3.354 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_{pt} := \left| \frac{\sigma_{tck}}{E_{cm}} \right| = 9.316 \cdot 10^{-5}$$

$$\sigma_{tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} = ? \text{ MPa}$$

$$|\sigma_{tillatt}| > |\sigma_{oc}| = 1$$

$$f_{ctm} > |\sigma_{uc}| = 0$$

Risser opp i felt -> Verdier fra OS-prog kan brukes

Reduksjon pga.
kryp

$$\varphi_1 := 1.6 \quad \varphi_2 := 1.3 \quad \varphi_3 := 1.4$$

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 0.001 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 1$$

[Betongkonstruksjon
er Sørensen S.I.
s.257]

$$A_t := b_{bj} \cdot h_{bj} + (\eta - 1) \cdot A_p = (4.231 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 6.56 \text{ mm}$$

$$y := 1100 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{b_{bj} \cdot h_{bj}^3}{12} + b_{bj} \cdot h_{bj} \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (1.272 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

$$N := -P_0 = -2.505 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$M_p := -P_0 \cdot e = -1.363 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := -P_0 \cdot (e - y_t) + M_f = (9.217 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{uc} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{y}{(y - y_t)} = 7.329 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{oc} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{y}{(-y - y_t)} = -8.608 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tcl} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{y}{(e - y_t)} = 3.301 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_{pk} := \frac{\sigma_{tck}}{E_{cm}} = 9.316 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta \varepsilon_{pl} := \frac{\sigma_{tcl}}{E_{cL}} = 2.384 \cdot 10^{-4}$$

Minimal reduksjon pga
kryp

$$\Delta \sigma_{pkryp} := E_p \cdot (\Delta \varepsilon_{pl} - \Delta \varepsilon_{pk}) = 28.327 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta \sigma_{pkryp}}{E_p} \cdot 100 = 0.015$$

Svinn:

$$\varepsilon_{cs} := -0.3 \cdot 10^{-3}$$

Antar en svinntøyning. Kan beregnes

$$N_s := |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p$$

$$\Delta\epsilon_{psvinn} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} + \frac{N_s (e - y_t)^2}{E_{cL} \cdot I_t} = -2.924 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{psvinn} := \Delta\epsilon_{psvinn} \cdot E_p = -57.011 \text{ MPa}$$

$$\frac{|\Delta\sigma_{psvinn}|}{\sigma_{pmax}} \cdot 100 = 4.087$$

Antar 10% reduksjon pga kryp, svinn og relaksasjon T.S.S.

$$\overline{P}_0 := P_0 \cdot 0.9 = (2.254 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\overline{N} := -P_0 = -2.254 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$\overline{M}_p := -P_0 \cdot e = -1.226 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\overline{M}_t := -P_0 \cdot (e - y_t) + M_f = (9.352 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\overline{\sigma}_{uc} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{1}{(y - y_t)} = 7.504 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{oc} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{1}{(-y - y_t)} = -8.666 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{td} := \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{1}{(e - y_t)} = 3.417 \text{ MPa}$$

Spenninger i felt:

Spenninger pga lastpåkjenning

$$\sigma_{last} := \frac{M_{Ed,p}}{\frac{1}{6} \cdot b_{bj} \cdot h_{bj}^2} = 10.78 \text{ MPa}$$

Totale spenninger i UK kontrollert mot dimensjonerende flytegrense til armeringen

$$\sigma_{UK} := \sigma_{last} + \sigma_{uc} = 18.284 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{OK} := -\sigma_{last} + \sigma_{oc} = -19.446 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{UK} < f_{yd} = 1$$

Totale spenninger i OK kontrollert mot dimensjonerende betongtrykkfasthet

$$\sigma_{OK} < f_{cd} = 1$$

Kontroll av skjærkraft:

$$b_w := b_{bj} - d_{nom} \quad \overline{k}_2 := 0.18$$

$$C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} < 2.0 = 1$$

$$\rho_L := \frac{n_{32} \cdot A_{32}}{b_w \cdot d} < 0.02 = 1$$

Antar 15% låsetap T.S.S. Betongkonstruksjoner Sørensen S.I. s.257

$$N_{Ed} := 0.85 \cdot P_0$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{b_{bj} \cdot h_{bj}} < 0.2 \cdot f_{cd} = 1$$

$$\sigma_{cp} := 0.2 \cdot f_{cd} = 3.978 \text{ MPa}$$

$$k_1 := 0.15$$

$$V_{Rdc} := \left(C_{Rdc} \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\frac{kg^{\frac{1}{3}}}{m^{\frac{1}{3}} \cdot s^{\frac{2}{3}}}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = (6.879 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} > V_{Ed} = 1$$

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

Ser at det ikke er beregningsmessig behov for skjærbøyler; legger minstekrav:

$$\theta := 21.8^\circ$$

$$s_{max} := 0.6 \cdot h' = 998.4 \text{ mm}$$

Høye bjelker:

$$A_{cv} := h_{bj} \cdot b_{bj} = (4.18 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

[NA.9.7]

$$A_{minh} := 0.001 \cdot A_{cv} = (4.18 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Runder av og trekker fra armering i OK og de øverste lagene i UK

$$n := \frac{A_{minh}}{A_{20}} = 13.312$$

$$n_h := \text{ceil}(n) - 3 = 11$$

$$s_{SEF} := \frac{h_{bj} - 3 \cdot \phi_{32} - 2 \cdot c - \phi_{25} - 2 \cdot \phi_{20} - a_h \cdot 2}{n_h + 1} = 127.417 \text{ mm}$$

Bruker ϕ 16 c/c 125mm for armeringen i lengderetningen

$$A_{ch} := b_{bj} \cdot 1 \text{ m} = 2.2 \text{ m}^2$$

$$A_{minv} := 0.001 \cdot A_{ch} = (2.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

[NA.9.7]

$$n := \frac{A_{minv}}{A_{16}} = 10.945$$

$$n_v := \text{ceil}(n)$$

Bruker ϕ 16 c/c 90 bøyler

$$s_{SEF} := \frac{1000 \text{ mm}}{n_v} = 90.909 \text{ mm}$$

Forankring: $f_{ctd} := \frac{f_{ctk_{0.05}} \cdot \alpha_{ct}}{\gamma_c}$

UK-jern, "gode" forhold: $f_{bd_{UK}} := 2.25 \cdot f_{ctd} = 3.443 \text{ MPa}$ [EC2-8.4.2(1)]

$$l_{bd_{UK}} := \frac{f_{yd} \cdot \phi_{32}}{4 \cdot f_{bd_{UK}}} = (1.011 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Minimums forankringslengde: $l_{b_{min}} := \max(0.3 \cdot l_{bd_{UK}}, 10 \cdot \phi_{32}, 100 \text{ mm}) = 320 \text{ mm}$ [EC2-8.4.4(1)]

OK-jern, "dårlige" forhold: $f_{bd_{OK}} := f_{bd_{UK}} \cdot 0.7 = 2.41 \text{ MPa}$ [EC2-8.4.2(2)]

$$l_{bd_{OK}} := l_{bd_{UK}} \cdot \frac{f_{bd_{UK}}}{f_{bd_{OK}}} = (1.444 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Forankringskraft: $\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot(\theta) = (5.171 \cdot 10^3) \text{ kN}$ [EC2-6.2.3(7)]

Anvendelse av formelen for forankringslengde for å finne kapasiteten per jern

$$S_{Rd} := \frac{4 \cdot f_{bd_{UK}} \cdot l_{bd_{UK}}}{\phi_{32}} \cdot 49 \cdot A_{32} = (1.714 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Nedbøyning: $\psi_1 := 0.5$ $\psi_2 := 0.3$ $\varphi_1 := 1.6$ $\varphi_2 := 1.2$ [EC2-7.4.3]

$$g := \frac{g_f}{1.35} + \frac{q_{dekke} \cdot L_b}{1.35} = 219.805 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p := \left(\frac{q_{stbotig}}{1.2} + \frac{q_{smø}}{1.05} \right) \cdot L_b = 192.511 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_1 := g$$

$$q_2 := p \cdot \psi_2$$

$$q_3 := p \cdot (\psi_1 - \psi_2)$$

$$\Sigma q := q_1 + q_2 + q_3 = 316.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_1 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = (1.385 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_2 := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = (1.636 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_3 := E_{cm}$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma q}{\frac{q_1}{E_1} + \frac{q_2}{E_2} + \frac{q_3}{E_3}} = (1.544 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_s + A_p}{b_{bj} \cdot d} = 0.073$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.315$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b_{bj} \cdot d^3 = (5.078 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{\Sigma q \cdot l_{bj}^4}{E_{middel} \cdot I_c} = 174.169 \text{ mm}$$

$$\delta_{krav} := \frac{l_{bj}}{250} = 96 \text{ mm}$$

Setter en overhøyde lik 80mm

$$\delta - \delta_{krav} = 78.169 \text{ mm}$$

4 Stålbjelker [EC3-1, EC3-5, EC3-8]

4.1 HEB 1000

Bruddgrense:

Partialfaktor for bygninger ihht. NA i ULS: $\gamma_{M0} := 1.05$

Studentbolig: $q_{stbolig} := 33.5 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.1.2]

Snø: $q_{snø} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot \gamma_{M0} = 2.5 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.1.3]

Vind: $q_{vind} := 3.9 \frac{kN}{m^2} \cdot \gamma_{M0} = 4.1 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A1.4]

Dekke (150mm betong): $q_{dekke} := 13.75 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.35 = 18.6 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.2]

Bjelke: $q_{HEB1000} := \frac{\left(314 \frac{kg}{m}\right)}{\left(101.94 \frac{kg}{kN}\right)} \cdot 1.35 = 4.2 \frac{kN}{m}$

Lager her et regneark som regner ut moment og skjærbelastning per bjelke avhengig av hvor mange bjelker vi ønsker å se på. *Gjennom oppgavens utarbeiding har vi variert antall bjelker for å se hvor mange som trengs. I dette vedlegget vil antallet være låst på 3 stk, men de viktigste dataene noteres ned som egne konstanter og kan derfor ikke alltid finnes i beregningene.

Antall bjelker totalt: $n := 3$

Lastbredde avh. n antall bjelker: $L_{b2} := 32 \frac{m}{(n+1)} = 8 \text{ m}$

Lastbredde kontinuerlig: $L_b := L_{b2} \cdot 1.1 = 8.8 \text{ m}$

Antall bjelker under bolig $n_s := \frac{10 \text{ m}}{L_{b2}} + 1 = 2.3$ $n_{virk} := \text{floor}(n_s) = 2$

Antall punktlaster på alle bjelker, fra én bolig: $n_{pt} := n_{virk} \cdot 2 = 4$ (Kode som runder ned til nærmeste hele.)

Areal gulv: $A_{gulv} := 70 \text{ m}^2$

Sum last én bolig: $Q_{stbolig} := q_{stbolig} \cdot A_{gulv} = 2345 \text{ kN}$

Punktlast på bjelken: $Q_{punkt} := \frac{Q_{stbolig}}{n_{pt}} = 586 \text{ kN}$

Egen- og snølast, jevnt fordelt: $q_{jf} := (q_{snø} + q_{dekke} + q_{vind}) \cdot L_b + q_{HEB1000} = 225.7 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk punktlast som benyttes i OS-prog: $q_{k_total} := 25.7 \frac{kN}{m^2}$

$Q_{stbolig.kar} := q_{k_total} \cdot A_{gulv} = 1799 \text{ kN}$

$Q_{punkt.kar} := \frac{Q_{stbolig.kar}}{n_{pt}} = 450 \text{ kN}$

Punktlaster (stud.bolig) - ULS

Opplagerkrefter: $A_y := \frac{(Q_{punkt} \cdot 6)}{2} = 1759 \text{ kN}$

$$B_y := A_y = 1759 \text{ kN} \quad (\text{Symmetri})$$

Skjærkrefter: $V_y := B_y = 1759 \text{ kN}$

Maks moment punktlaster $M_{Ed,2} := A_y \cdot 12 \text{ m} - Q_{punkt} \cdot (11 + 4 + 3.5) \text{ m} = 10259 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Jevnt fordelt last (vind-, snø- og egenlast)

Spennvidde: $L_{spenn} := 24 \text{ m}$

Feltmoment: $M_{Ed,g2} := \frac{(q_{jf} \cdot L_{spenn}^2)}{8} = 16252 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Vind-, snø- og egenlast)

Opplagerkrefter: $A_{y1} := \frac{(q_{jf} \cdot L_{spenn})}{2} = 2709 \text{ kN}$

$$B_{y1} := A_{y1} = 2709 \text{ kN}$$

Skjærkrefter: $V_{y,g} := A_{y1} = 2709 \text{ kN}$

Summert (3 bjelker)

Sum maks moment bjelke $M_{Ed} := M_{Ed,g2} + M_{Ed,2} = 26511 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Sum maks skjærkraft: $V_{Ed} := V_y + V_{y,g} = 4467 \text{ kN}$

Flere bjelker - HE-1000B

15 bjelker gir 6 stk under $M_{Ed,6} := 3420 \text{ kN} \cdot \text{m}$

boligene: $M_{Ed,g6} := 4288 \text{ kN} \cdot \text{m}$

* $M_{Ed2} := M_{Ed,g6} + M_{Ed,6} = 7708 \text{ kN} \cdot \text{m}$

22 bjelker gir 8 stk under $M_{Ed,8} := 2565 \text{ kN} \cdot \text{m}$

boligene: $M_{Ed,g8} := 3074 \text{ kN} \cdot \text{m}$

* $M_{Ed3} := M_{Ed,g8} + M_{Ed,8} = 5639 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kapasiteter og kontroller

HE-1000B

$$A := 40 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$h_w := 868 \text{ mm}$$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$t_w := 19 \text{ mm}$$

$$t_f := 36 \text{ mm}$$

$$r := 30 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} := 14860 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,y} := 12890 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_{y355} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{y420} := 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

[Stål Håndbok, del 1: 2012]

Tv.sn klasse kontroll

$$\epsilon_{S355} := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{y355}} \right)} = 0.81$$

$$\epsilon_{S420} := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_{y420}} \right)} = 0.75$$

$$\eta := 1.2$$

[EC3, del 1-5:
5.1(2) Merknad 2]

Steg

$$c := h_w = 868 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_w} < 72 \cdot \epsilon_{S420} = 1$$

Steg i tv.sn klasse 1

[EC3; TAB 5.2]

Flens

$$c_1 := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - \frac{r}{2} = 126 \text{ mm} \quad \frac{c_1}{t_f} = 3.5$$

$$3.5 < 9 \cdot \epsilon_{S420} = 1$$

Flens i tv.sn klasse 1

Pålitelighetsklasse

$$CC := 3$$

[EC0: Tabell NA.A1(901)]

Momentkapasitet

Sterk akse:

$$M_{Rd,y} := \frac{f_{y420}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{pl,y} = 5944 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[Plastisk kapasitet pga.
tv.sn. klasse 1]

Kontroll 2 aktive
bjelker:

$$M_{Rd,y} > M_{Ed} = 0$$

IKKE OK

Kontroll 6 aktive
bjelker:

$$M_{Rd,y} > M_{Ed2} = 0$$

IKKE OK

Kontroll 8 aktive
bjelker:

$$M_{Rd,y} > M_{Ed3} = 1$$

OK

$$M_{Ed3} = 5639 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed3}}{M_{Rd,y}} = 0.95$$

[95% utnyttelse]

Skjærkapasitet Sterk akse: $\tau_{Rd.355} := \frac{fy_{355}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 195 \frac{N}{mm^2}$

$$\tau_{Rd.420} := \frac{fy_{420}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 231 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{V1} := \eta \cdot h_w \cdot t_w = 19790 \text{ mm}^2$$

$$A_{V2} := A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 21244 \text{ mm}^2$$

[Velger største Av, siden vi kan benytte plastisk momentkapasitet]

$$V_{Rd.pl.y.355} := \tau_{Rd.355} \cdot A_{V2} = 4147 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.pl.y.420} := \tau_{Rd.420} \cdot A_{V2} = 4906 \text{ kN}$$

Kontroll med 8 aktive bjelker: (Fordi det er det som holder for bøyningmoment.)

Skjærkraft: * $V_{Ed.8} := 952 \text{ kN}$

Skjærkapasitet: $V_{Rd.pl.y.355} > V_{Ed.8} \cdot 2 = 1 \text{ S355 - OK}$

$$V_{Rd.pl.y.420} > V_{Ed.8} \cdot 2 = 1 \text{ S420 - OK}$$

Skjærknekking: $\frac{h_w}{t_w} < 72 \cdot \frac{\epsilon_{S355}}{\eta} = 1 \text{ S355 - OK, vil ikke få problem med skjærknekking}$

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \cdot \frac{\epsilon_{S420}}{\eta} = 0 \text{ S420 - IKKE OK, får problem med skjærknekking}$$

Må redusere skjærkapasitet på grunn av skjærknekking med S420 kvalitet.

$$\lambda_W := \frac{h_w}{86.4 \cdot t_w \cdot \epsilon_{S420}} = 0.71 \quad [\text{EC3-5 (5.5)}]$$

$$\chi_W := 0.6 \quad [\text{EC3-5 Fig. 5.2}]$$

$$V_{bw.Rd} := \frac{\chi_W \cdot fy_{420} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2285 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{bw.Rd}}{V_{Rd.pl.y.420}} = 0.47$$

Kapasiteten er redusert med 47%.

Ny kontroll av skjærkapasiteten: $V_{bw.Rd} > V_{Ed.8} \cdot 2 = 1 \quad \frac{V_{Ed.8}}{V_{bw.Rd}} = 0.42$

42% utnyttet med redusert kapasitet.

Kontroll nedbøyning**Bruksgrense (SLS):**

$\psi_{2.snø} := 0.2$

$\psi_{2.vind} := 0$

Tilnærmet
permanent.
Tab. NA.A1.1

Studentbolig:

$q_{sls.sb} := 25.7 \frac{kN}{m^2}$

Snø:

$q_{sls.snø} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot \psi_{2.snø} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$

Vind:

$q_{sls.vind} := 3.9 \frac{kN}{m^2} \cdot \psi_{2.vind} = 0 \frac{kN}{m^2}$

Dekke (150mm betong):

$q_{sls.dekke} := 13.75 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.0 = 13.8 \frac{kN}{m^2}$

Bjelke:

$q_{sls.HEB1000} := \frac{\left(314 \frac{kg}{m}\right)}{\left(101.94 \frac{kg}{kN}\right)} = 3.1 \frac{kN}{m}$

$E := 210 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

Lastbredde med 8 aktive bjelker:

$L_{b,8} := 1.53 \text{ m}$

Funnet med valg av 12 bjelker.

$q_{sls,8} := (q_{sls.snø} + q_{sls.dekke} + q_{sls.vind}) \cdot L_{b,8} + q_{sls.HEB1000} = 24.9 \frac{kN}{m}$

Finner elastisk annet
arealmoment:

$d := \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} = 482 \text{ mm}$

$I_{el} := \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot t_w^3 + t_f \cdot b \cdot d^2\right) \cdot 2 + \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3 = (6.28 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$

$\text{Nedbøyning jevnt fordelt last: } \delta_{HEB1000,jf} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{sls,8} \cdot L_{spenn}^4}{E \cdot I_{el}} = 81 \text{ mm}$

Nedbøyning punktlaster:

1. punktlast $l_1 := 1000 \text{ mm}$ $l_2 := 23000 \text{ mm}$

2. punktlast $l_3 := 8000 \text{ mm}$ $l_4 := 16000 \text{ mm}$

3. punktlast $l_5 := 8500 \text{ mm}$ $l_6 := 15500 \text{ mm}$

4. punktlast $l_7 := 15500 \text{ mm}$ $l_8 := 8500 \text{ mm}$

5. punktlast $l_9 := 16000 \text{ mm}$ $l_{10} := 8000 \text{ mm}$

6. punktlast $l_{11} := 23000 \text{ mm}$ $l_{12} := 1000 \text{ mm}$

$Q_{8sls} := 112 \text{ kN}$

$Q_{punkt.sls} := Q_{8sls} \cdot 1.0 = 112 \text{ kN}$

$\delta_{HEB1000.pl.1} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E \cdot I_{el}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_1}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_1}{L_{spenn}}\right)^3\right) = 3 \text{ mm}$

$\delta_{HEB1000.pl.2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E \cdot I_{el}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_3}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_3}{L_{spenn}}\right)^3\right) = 21 \text{ mm}$

$\delta_{HEB1000.pl.3} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E \cdot I_{el}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_5}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_5}{L_{spenn}}\right)^3\right) = 22 \text{ mm}$

[TABELL 3.1 (s.27) stålkonstruksjoner: profiler og formler.]

Sum nedbøyning punktlaster: $\delta_{HEB1000,pl} := (\delta_{HEB1000,pl.1} + \delta_{HEB1000,pl.2} + \delta_{HEB1000,pl.3}) \cdot 2 = 91 \text{ mm}$

Krav: $\delta_{krav} := \frac{L_{spenn}}{250} = 96 \text{ mm}$

$$\delta_{HEB1000} := \delta_{HEB1000,jf} + \delta_{HEB1000,pl} = 172 \text{ mm}$$

$$\delta_{HEB1000} < \delta_{krav} = 0$$

IKKE OK for nedbøyning!

Momentkontroll bruksgrense

Kontrollerer elastisk momentkapasitet pga elastisk nedbøyningskontroll.

$$M_{Rd,el} := \frac{f_y A_{20}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{el,y} = 5156 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,bruks} := \frac{2565 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1.3} + \frac{24.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 24^2 \text{ m}^2}{8} = 3766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll: $M_{Ed,bruks} < M_{Rd,el} = 1$ $\frac{M_{Ed,bruks}}{M_{Rd,el}} = 0.73$

Maksmoment fra punktlastene til studentboligene divideres med 1.3 da det er dette som er lastfaktoren fra karakteristisk til bruddgrenselast. For å få det påkjente momentet tilbake til karakteristisk last (og bruksgrense; da lastfaktoren er 1.0) må en dividere med lastfaktoren, også bruker man de jevnt fordelte lastene en kom frem til i bruksgrenseberegningene for nedbøyning.

Bjelken holder med elastisk momentkapasitet for bruksgrenselaster.

Vekt HEB1000

$$n_{HEB1000} := 22 \quad M_{HEB1000} := 314 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$
$$M_{total,HEB1000} := M_{HEB1000} \cdot n_{HEB1000} \cdot L_{spenn} = 165792 \text{ kg}$$

4.2 Platebærere

Kapasiteter og kontroller

$$f_{y355} := 355 \frac{N}{mm^2} \quad f_{y420} := 420 \frac{N}{mm^2}$$

Mål for profilet

$$h := 1400 \text{ mm}$$

$$b := 425 \text{ mm}$$

$$t_w := 15 \text{ mm}$$

$$t_f := 40 \text{ mm}$$

$$a := 5 \text{ mm}$$

$$r := a \cdot \sqrt{2} = 7.1 \text{ mm}$$

$$h_1 := h - t_f \cdot 2 - r \cdot 2 = 1306 \text{ mm}$$

Areal steg

$$A_w := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 19800 \text{ mm}^2$$

Areal flens

$$A_f := b \cdot t_f = 17000 \text{ mm}^2$$

Areal totalt

$$A := A_w + 2 \cdot A_f = 53800 \text{ mm}^2$$

Tv.sn klasse kontroll

$$\varepsilon_{S355} := \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0.81$$

[EC3-1 Tabell 5.2]

$$\varepsilon_{S420} := \sqrt{\frac{235}{420}} = 0.75$$

[EC3-1 Tabell 5.2]

$$\eta := 1.2 \quad (\text{for stål lik eller mindre enn S460})$$

[EC3-1, del 1-5:
5.1(2) Merknad 2]

Går videre med stålqualität S420.

Steg

$$h_1 = 1306 \text{ mm}$$

Steg i tv.sn klasse 3

$$\frac{h_1}{t_w} < 124 \cdot \varepsilon_{S420} = 1$$

[EC3-1; TAB 5.2]

Flens

$$b_1 := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - \frac{r}{2} = 201 \text{ mm}$$

Flens i tv.sn klasse 1

$$\frac{b_1}{t_f} < 9 \cdot \varepsilon_{S420} = 1$$

[EC3-1; TAB 5.2]

Partialfaktor for bygninger ihht.
NA i ULS:

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

[Tabell NA.A1(901)]

Momentkapasitet

$$d := \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} = 680 \text{ mm}$$

$$I_{el} := \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot t_f^3 + A_f \cdot d^2 \right) \cdot 2 + \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3 = (1.86 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$y := \frac{h}{2} = 700 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} := \frac{I_{el}}{y} = (2.66 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Sterk akse:

$$M_{Rd,y} := \frac{f_y A_{20}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{el,y} = 10629 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{EC3-1; (6.14)}]$$

Skjærkapasitet

Sterk akse:

$$\tau_{Rd,420} := \frac{f_y A_{20}}{2 \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 231 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_w := h - 2 \cdot t_f = 1320 \text{ mm}$$

$$A_{Vw} := \eta \cdot h_w \cdot t_w = 23760 \text{ mm}^2$$

$$A_{Vf} := A - (h_w \cdot t_w) = 34000 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,pl,y,420} := \tau_{Rd,420} \cdot A_{Vw} = 5487 \text{ kN} \quad [\text{EC3-1; 6.2.6(3):m}]$$

Kontroll med 2 aktive bjelker(3 totalt):

Påført moment:

$$M_{Ed, IPE1400} := 27286 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkontroll:

$$M_{Rd,y} > M_{Ed, IPE1400} = 0 \quad \text{IKKE OK} \quad [\text{EC3-1; 6.2.5(1)}]$$

Må øke antall bjelker!

Kontroll med 4 aktive bjelker(9 totalt):

Momentkapasitet:

$$M_{Ed, IPE1400,4} := 12183 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{Rd,y} > M_{Ed, IPE1400,4} = 0$$

[EC3-1; 6.2.5(1)]

$$\frac{M_{Ed, IPE1400,4}}{M_{Rd,y}} = 1.15 \quad \text{IKKE OK}$$

Overskrider kapasitet med 15%

Kontroll med 5 aktive bjelker (12 totalt):

Momentkapasitet:

Henter momentet fra regnearket. Bruker n=12 bjelker og får M_{Ed} = 9415 kNm. I ROBOT får vi 9409 kNm. Avviket tilsvarer 6 kNm - neglisjerbart.

$$M_{Ed, IPE1400,5} := 9415 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Rd,y} = 10629 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} > M_{Ed, IPE1400,5} = 1 \quad \text{OK} \quad [\text{EC3-1; 6.2.5(1)}]$$

$$\frac{M_{Ed, IPE1400,5}}{M_{Rd,y}} = 0.89 \quad 89\% \text{ utnyttet}$$

Da kan vi kontrollere for skjærkraft også.

Skjærkraft: $V_{Ed} := 1589 \text{ kN}$
Skjærkapasitet: $V_{Rd,pl,y,420} > V_{Ed} = 1 \quad \text{S420 - OK}$

Skjærknekking:
S420 - UTSATT!
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\epsilon_{S420}}{\eta} = 1 \quad [\text{EC3-1 (6.22)}]$$
$$\lambda_W := \frac{h_w}{86.4 \cdot t_w \cdot \epsilon_{S420}} = 1.36 \quad [\text{EC3-5: (5.5)}]$$
$$\chi_W := 0.6 \quad [\text{EC3-5:Fig. 5.2}]$$

Kapasitet med redusert skjærkraft: $V_{bw,Rd} := \frac{\chi_W \cdot f_{y420} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2744 \text{ kN} \quad [\text{EC3-5: (5.2)}]$
 $V_{Rd,pl,y,420} - V_{bw,Rd} = 2744 \text{ kN}$

Kapasiteten er redusert med 2744 kN. Reduksjonsfaktoren ($\chi_W = 0.6$) / ($\eta = 1.2$) = 0.5. η er ikke inkludert når man regner ut kapasiteten med ny formel. Derfor er det "tilfeldig" at kapasiteten halveres nøyaktig i to.

Kontroll med ny skjærkapasitet: $\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.58 \quad 58\% \text{ utnyttet - OK}$

Bjelken har nok kapasitet **med** redusert skjærkapasitet (på grunn av skjærknekking).

Interaksjon mellom bøyning og skjær:

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{bw,Rd} = 0 \quad [\text{EC3-5; 6.2.8(2)}]$$

Bjelken må kontrolleres!

$$V_{Ed,kritisk} := 0.5 \cdot V_{bw,Rd} = 1372 \text{ kN}$$

Leser av i ROBOT ved $x=1\text{m}$. På dette punktet blir momentet:

$$M_{Ed} := 1521 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{Ed,kritisk}}{V_{Rd,pl,y,420}} - 1 \right)^2 = 0.25$$

Reduksjon er da: $\rho_{red} := 1 - \rho = 0.75 \quad [\text{EC3-1 6.2.8(3)}]$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd,y} \cdot \rho_{red}} = 0.19 \quad [\text{EC3-1 6.2.1(7) (6.2)}]$$

Der bøyning og skjær inntreffer med den største verdien skjær kan ha - før interaksjonen ikke lenger inntreffer - er momentetkapasiteten utnyttet 19% med reduksjonsfaktor - OK.

Kontroll nedbøyning:

Bruksgrense:

Studentbolig:

$$\psi_{2.sn\ddot{o}} := 0.2 \quad \psi_{2.vind} := 0$$

$$q_{sls.sb} := 25.7 \frac{kN}{m^2}$$

Tilnærmet
permanent.
Tab. NA.A1.1

Snø:

$$q_{sls.sn\ddot{o}} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot \psi_{2.sn\ddot{o}} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Vind:

$$q_{sls.vind} := 3.9 \frac{kN}{m^2} \cdot \psi_{2.vind} = 0 \frac{kN}{m^2}$$

Dekke (150mm betong):

$$q_{sls.dekke} := 13.75 \frac{kN}{m^2} = 13.8 \frac{kN}{m^2}$$

Bjelke:

$$q_{sls.IPE1400} := \frac{\left(422 \frac{kg}{m}\right)}{\left(101.94 \frac{kg}{kN}\right)} = 4.1 \frac{kN}{m}$$

$$E := 210 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$$

$$I_{el} = (1.86 \cdot 10^{10}) mm^4$$

$$L_{spenn} := 24 m$$

$$L_b := 2.71 m$$

$$q_{sls} := (q_{sls.sn\ddot{o}} + q_{sls.dekke} + q_{sls.vind}) \cdot L_b + q_{sls.IPE1400} = 43 \frac{kN}{m}$$

Nedbøyning jevnt fordelt last:

$$\delta_{IPE1400.jf} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{sls} \cdot L_{spenn}^4}{E \cdot I_{el}} = 47 mm$$

Nedbøyning punktlaster (studentbolig):

1. punktlast

$$l_1 := 1000 mm \quad l_2 := 23000 mm$$

2. punktlast

$$l_3 := 8000 mm \quad l_4 := 16000 mm$$

3. punktlast

$$l_5 := 8500 mm \quad l_6 := 15500 mm$$

4. punktlast

$$l_7 := 15500 mm \quad l_8 := 8500 mm$$

5. punktlast

$$l_9 := 16000 mm \quad l_{10} := 8000 mm$$

6. punktlast

$$l_{11} := 23000 mm \quad l_{12} := 1000 mm$$

$$Q_{5.sls} := 180 kN$$

$$Q_{punkt.sls} := Q_{5.sls} \cdot 1.0 = 180 kN$$

$$\delta_{IPE1400.pl.1} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E \cdot I_{el}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_1}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_1}{L_{spenn}}\right)^3\right) = 2 mm$$

$$\delta_{IPE1400.pl.2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E \cdot I_{el}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_3}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_3}{L_{spenn}}\right)^3\right) = 11 mm$$

$$\delta_{IPE1400.pl.3} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E \cdot I_{el}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_5}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_5}{L_{spenn}}\right)^3\right) = 12 mm$$

Finner nedbøyning for alle punktlaster fra en side til midten av bjelken og multipliserer dette med to pga. bjelkens symmetri.

$$\text{Sum nedbøyning punktlaster: } \delta_{IPE1400.pl} := (\delta_{IPE1400.pl.1} + \delta_{IPE1400.pl.2} + \delta_{IPE1400.pl.3}) \cdot 2 = 49 \text{ mm}$$

$$\text{Krav: } \delta_{krav} := \frac{L_{spenn}}{250} = 96 \text{ mm}$$

$$\text{Sum nedbøyning: } \delta_{IPE1400} := \delta_{IPE1400.jf} + \delta_{IPE1400.pl} = 97 \text{ mm}$$

$$\delta_{IPE1400} < \delta_{krav} = 0$$

Akkurat IKKE OK for nedbøyning uten overhøyde. 1 mm avvik.

$$\frac{\delta_{IPE1400}}{2} = 48 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} < \delta_{krav} = 1$$

OK for nedbøyning med overhøyde.

$$\text{Nedbøyning for dekke+egenvekt} \\ \text{bjelke isolert: } q_{dekke} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{def.dekke} := q_{dekke} \cdot L_b + q_{sls.IPE1400} = 31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_{dekke.bjelke.jf} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{def.dekke} \cdot L_{spenn}^4}{E \cdot I_{el}} = 35 \text{ mm}$$

Gir en nedbøyning på 35 mm. Trenger derfor ikke "forskalingsstøtter" under støpearbeider av dekket. Da det er overhøyde selv etter belastning i bruksgrense.

Egenvekt platebærere:

For beregninger hva gjelder CO2-utslipp må vi kjenne til bjelkenes totale vekt.

$$M_{IPE1400} := 422 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$n_{IPE1400} := 12$$

$$M_{total.IPE1400} := M_{IPE1400} \cdot n_{IPE1400} \cdot L_{spenn} = 121536 \text{ kg}$$

Kontroll sveiser:

$$f_{u,420} := 520 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad \beta_w := 1.0$$

$$f_{vwd} := \frac{f_{u,420} \cdot \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 240 \frac{N}{mm^2}$$

(Kapasitet per meter
tosidig 5mm kilsveis)

$$F_{wRd} := f_{vwd} \cdot a \cdot 2 = 2402 \frac{kN}{m}$$

Skjærspenningsfordeling hele tverrsnittet:

Skjærspenning - overgang steg til flens, τ :

$$y' := \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} = 680 \text{ mm}$$

$$S_y := A_f \cdot y' = (1.16 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Statisk moment [36]

$$\tau := \frac{S_y \cdot V_{Ed}}{I_{el} \cdot 15 \text{ mm}} = 66 \frac{N}{mm^2}$$

[EC3-1 (6.20)]

Maks skjærspenning, τ_{max} :

$$y'_{steg} := \frac{A_f \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) + \frac{A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}}{A_f + \frac{A_w}{2}} = 551 \text{ mm}$$

Avstand fra NA til stegets
arealsenter

$$S_{y,max} := \left(A_f + \frac{A_w}{2} \right) \cdot y'_{steg} = 14827000 \text{ mm}^3$$

Statisk moment

$$\tau_{max} := \frac{S_{y,max} \cdot V_{Ed}}{I_{el} \cdot 15 \text{ mm}} = 84 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{max} := \sqrt{3 \tau_{max}^2} = 146 \frac{N}{mm^2}$$

Maks skjærspenning flens, τ_{flens} :

$$y' = 680 \text{ mm}$$

Avstand fra NA til flensens
arealsenter

$$\tau_{flens} := \frac{S_y \cdot V_{Ed}}{I_{el} \cdot 425 \text{ mm}} = 2 \frac{N}{mm^2}$$

Største skjærspenning i
flens

Kontroll stålprofil ved maks skjærspenning:

$$\sigma_j := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} \quad [\text{EC3-1 (6.1)}]$$

I tillegg til skjærkapasitetskontrollene som er gjort, ønsker vi å undersøke om spenningen som oppstår pga. lengden på opplegget, altså søylenes breddemål - dette kan gi en tilleggsspenning for trykk opp i steget, som vi tar med i von Mises spenningskontroll.

$$\tau_{max} = 84 \frac{N}{mm^2}$$

Opplegget er 500x500mm og danner en spenningskomponent mellom opplegget og steget på profilet.

$$\sigma_y := \frac{V_{Ed}}{t_w \cdot 500 \text{ mm}} = 212 \frac{N}{mm^2}$$

Von Mises flytekriterium:

$$\sigma_j := \sqrt{\sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} = 257 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{f_{y420}}{\gamma_{M0}} = 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_j}{400 \frac{N}{mm^2}} = 0.64$$

64% utnyttet

[EC3-1 (6.1)]

Stålprofil er OK for maks skjær- og trykkspenning.

Kontroll av kilsveis med von Mises spenningskontroll:

Minste nødvendige a-mål:

$$a_{\min} := \frac{S_y \cdot V_{Ed}}{I_{el} \cdot f_{vwd} \cdot 2} = 2.1 \text{ mm} \quad [\text{EC3-1 (6.20)}]$$

$$\sqrt{3} a_{\min} = 3.6 \text{ mm}$$

Valgt a-mål:

$$a = 5 \text{ mm} \quad 3.6 \text{ mm} < a = 1$$

OK for minimum a-mål

Spenning som oppstår i sveisen:

$$\tau_{\text{sveis}} := \frac{S_y \cdot V_{Ed}}{I_{el} \cdot 2 \cdot a} = 99 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningen fra skjærkraften som oppstår i kilsveisens sveisesnitt.

$$\sigma_{\text{sveis}} := \sqrt{3} \tau_{\text{sveis}} = 171 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{w.Ed} := \sigma_{\text{sveis}} \cdot a \cdot 2 = 1710 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{w.Ed} < F_{wRd} = 1 \quad \frac{F_{w.Ed}}{F_{wRd}} = 0.71 \quad [\text{EC3-8: 4.5.3.3 (4.2)}]$$

$$\sigma_{\text{sveis}} < f_{vwd} = 1 \quad \frac{\sigma_{\text{sveis}}}{f_{vwd}} = 0.71$$

Tosidig sveis med a-mål 5 mm er OK for skjærspenning som går parallelt med sveisesnitt ved opplagene, der dimensjonerende skjærkraft oppstår.

Kontroll stålprofil ved maks momentspenning:

Her virker det ingen skjær- eller normalspenninger, så vi har kun moment om sterk akse.

$$M_{Ed, IPE1400.5} = 9415 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_M := \frac{M_{Ed, IPE1400.5}}{I_{el}} \cdot \frac{h}{2} = 354 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_x := \sigma_M$$

$$\sigma_{j.2} := \sqrt{\sigma_x^2} = 354 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{j.2}}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.89$$

Tverrsnittet flyter ikke for moment i ytterste fiber og er utnyttet med 89%. Dette er i samsvar med kontroll av momentkapasiteten lenger opp. Derfor sier man at disse kontrollene utgjør to sider av samme sak.

5 Limtrebjelker [EC5-1]

5.1 Limtrebjelker

Limtre dimensjonering

Bruddgrense laster (ULS)

Studentbolig: ULS	$q_{stbolig} := 33.5 \frac{kN}{m^2}$	6.10a: [Vedlegg A1.2]
Snø: ULS	$q_{snø} := 2.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.5 \cdot 0.7 = 2.52 \frac{kN}{m^2}$	[Vedlegg A1.3]
Dekke ULS	$q_{dekke} := 13.75 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.35 = 18.56 \frac{kN}{m^2}$	$h_{dekke} := 0.15 \text{ m}$ [Vedlegg A2]
Vind: ULS	$q_{vind} := 3.9 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.05$	[Vedlegg A1.4]
Limtrebjelker GL30c: ULS		[(Table 5)NS-EN 1408]
Bredde:	$b := 1.290 \text{ m}$	
Lengde:	$h := 1.55 \text{ m}$	
Antall:	$n := 12$	
	$d_{bjelke} := 430 \frac{kg}{m^3}$	
	$q_{bjelke} := d_{bjelke} \cdot g \cdot b \cdot h \cdot 1.35 = 11.38 \frac{kN}{m}$	
Lastbredde avh. n antall bjelker:	$L_{b2} := 32 \frac{m}{(n+1)} = 2.46 \text{ m}$	
Lastbredde n=5 bjelker:	$L_b := L_{b2} \cdot 1.1 = 2.71 \text{ m}$	
Areal gulv:	$A_{gulv} := 70 \text{ m}^2$	
Sum last:	$Q_{stbolig} := q_{stbolig} \cdot A_{gulv} = (2.35 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
Punktlast på bjelken:	$Q_{punkt} := \frac{Q_{stbolig}}{10} = 234.5 \text{ kN}$	
Egen- og snølast, jevnt fordelt:	$q_{jf} := (q_{snø} + q_{dekke} + q_{vind}) \cdot L_b + q_{bjelke} = 79.56 \frac{kN}{m}$	
Spennvidde:	$L_{spenn} := 24 \text{ m}$	
Feltmoment:	$M_{Ed1} := \frac{(q_{jf} \cdot L_{spenn}^2)}{8} = 5728.003 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(Egen- og snølast)
Opplagerkrefter:	$A_y := \frac{(Q_{punkt} \cdot 6)}{2} = 703.5 \text{ kN}$	
	$B_y := A_y = 703.5 \text{ kN}$ (Symmetri)	
Maks moment punktlast	$M_{Ed2} := A_y \cdot 12 \text{ m} - Q_{punkt} \cdot (11 + 4 + 3.5) \text{ m} = (4.1 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$	
Sum maks moment bjelke	$M_{Ed} := M_{Ed1} + M_{Ed2} = 9832 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	$V_{Ed} := B_y + q_{jf} \cdot \frac{L_{spenn}}{2} = 1658 \text{ kN}$	



Kontroll i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008 + NA:2010

$$k_{mod} := 0.6$$

$$k_{def} := 0.6$$

Limtre: $\gamma_m := 1.15$

Høydefaktor: Vi bruker ikke høydefaktor når vi har dimensjoner som er større enn 600 mm, for limtre. Vi behøver ikke tenke på dette når vi har h=15000mm [3.3(3)]

Systemfaktor? $k_{sys} := 1.1$ [6.6(1)]

Ingen utsparing i bjelkene [5.2]

Trykk vinkelrett på fiberretning [6.1.5]

$$F_{c,90,d} := V_{Ed} \quad A_{ef} := 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Table 5 limtre}$$

$$L_{spenn} > 2 \cdot h = 1 \quad \text{da er -->} \quad k_{c,90} := 1.5 \quad [6.1.5(3)]$$

$$o_{c90d} := \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = 1.66 \frac{N}{mm^2} \quad (6.4)$$

$$f_{c,90,d} := f_{c90k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 1.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{o_{c90d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = 0.85 \quad (6.3)$$

Bøyning [6.1.6]

$$w := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 0.52 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{Ed}}{w} = 19.03 \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{mzd} := 0 \text{ Pa}$$

$$f_{mk} := 30 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Table 5 limtre}$$

$$f_{myd} := f_{mk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 15.65 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_m := 0.7 \quad \text{For rektangulært tversnitt} \quad [6.1.6(2)]$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd} \cdot k_{sys}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{f_{myd} \cdot k_{sys}} = 1.11 \quad (6.11)$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd} \cdot k_{sys}} \cdot k_m + \frac{\sigma_{mzd}}{f_{myd} \cdot k_{sys}} = 0.77 \quad (6.12)$$

Skjær [6.1.7]:

$$f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad f_{vd} := f_{vk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \quad [(6.13)]$$

$k_{cr} := 0.8$ Tar hensyn til sprekker i tverrsnittet

$$b_{ef} := k_{cr} \cdot b$$

$$\tau_d := \frac{(1.5 \cdot V_{Ed})}{b_{ef} \cdot h} \quad [(6.13)]$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.85$$

Vipping: Betongdekket vil forhindre vipping for bjelkene.

[6.3.3]

Torsjon: Ser ikke på torsjon

Kontroll av betongdekke over trebjelkene

Kontrollerer at en ikke knuser betongen over trebjelkene på denne har en dimensjonerende trykkfasthet f_{cd}

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5} = 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c := \frac{q_{stbotlig} + q_{snø}}{0.150 \cdot m \cdot b} \cdot 1 \text{ m}^2 = 0.19 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 0.01 \quad \text{ok}$$

Bruksgrenselaster(SLS):

Studentbolig: $q_{stbologiSLS} := 25.7 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.1.2]

Snø: $q_{snøSLS} := 2.4 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.1.3]

Dekke: $q_{dekkesLS} := 13.75 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.2]

Vind: $q_{vindSLS} := 3.9 \frac{kN}{m^2}$ [Vedlegg A.1.4]

Limtrebjelker GL30c: Bredde: $b := 1.075 \text{ m}$

Lengde: $h := 1.55 \text{ m}$

Antall: $n := 12$

$$q_{bjelkesLS} := d_{bjelke} \cdot g \cdot b \cdot h = 7.03 \frac{kN}{m}$$

Egenlast i bruksgrense (SLS) $q_{SLSegen} := q_{dekkesLS} \cdot L_b + q_{bjelkesLS} = 44.26 \frac{kN}{m}$

Snølast i bruksgrense (SLS) $q_{SLSsnø} := q_{snøSLS} \cdot L_b = 6.5 \frac{kN}{m}$

Vindlast i bruksgrense(SLS) $q_{SLSvind} := q_{vindSLS} \cdot L_b = 10.56 \frac{kN}{m}$

Nedbøyningskontroll:

Deformasjonsfaktor: $k_{def} := 0.6$

Materialfaktor $\gamma_m := 1.0$

ψ faktor for snølast $\psi_{2s} := 0.2$

ψ faktor for vindlast $\psi_{2v} := 0$

Tabell 3.2

[NS-EN 1190,
tabell NA.A1.1]

Elastisitetens modul: $E_{GL30c} := 13000 \text{ MPa}$

[NS-EN 1194,
tabell 2]

Tregghetsmoment: $I := b \cdot \frac{(h)^3}{12} = (3.3 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$

Nedbøyning punktlaster:

1. punktlast $l_1 := 1000 \text{ mm}$ $l_2 := 23000 \text{ mm}$

2. punktlast $l_3 := 8000 \text{ mm}$ $l_4 := 16000 \text{ mm}$

3. punktlast $l_5 := 8500 \text{ mm}$ $l_6 := 15500 \text{ mm}$

4. punktlast $l_7 := 15500 \text{ mm}$ $l_8 := 8500 \text{ mm}$

5. punktlast $l_9 := 16000 \text{ mm}$ $l_{10} := 8000 \text{ mm}$

6. punktlast $l_{11} := 23000 \text{ mm}$ $l_{12} := 1000 \text{ mm}$

$$Q_{punkt.kar} := 180 \text{ kN}$$

$$Q_{punkt.sls} := Q_{punkt.kar} \cdot 1.0 = 180 \text{ kN}$$

$$\delta_{vind} := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{E_{GL30c} \cdot I} \cdot q_{SLsvind}$$

$$\delta_{fingvind} := \delta_{vind} \cdot (1 + \psi_{2v} \cdot k_{def}) = 10.52 \text{ mm}$$

$$\delta_{snø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{E_{GL30c} \cdot I} \cdot q_{SLsmø}$$

$$\delta_{fingsnø} := \delta_{snø} \cdot (1 + \psi_{2s} \cdot k_{def}) = 7.25 \text{ mm}$$

$$\delta_G := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{E_{GL30c} \cdot I} \cdot q_{SLsegen} = 44.09 \text{ mm} \quad [(2.4)]$$

$$\delta_{pl.1} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E_{GL30c} \cdot I} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_1}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_1}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 1.49 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl.2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E_{GL30c} \cdot I} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_3}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_3}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 10.18 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl.3} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{E_{GL30c} \cdot I} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_5}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_5}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 11 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl} := (\delta_{pl.1} + \delta_{pl.2} + \delta_{pl.3}) \cdot 2 = 44.5 \text{ mm}$$

$$\delta_{fingG} := (\delta_G + \delta_{pl}) \cdot (1 + k_{def}) = 141.74 \text{ mm} \quad [(2.3)]$$

Total nedbøyning

$$\delta_{fin} := \delta_{fingvind} + \delta_{fingsnø} + \delta_{fingG} = 159.51 \text{ mm} \quad [(2.2)]$$

$$\delta_{net.fin} := \frac{L_{spenn}}{250} = 96 \text{ mm} \quad [\text{Tabell NA.7.2}]$$

$$\delta_{net.fin} > \delta_{fin} = 0 \quad \text{Ikke OK}$$

Vinden her er medfølgende variabel last. Har brukt 1, men kunne ha valgt å brukt 0,6, siden det er kombinasjonsverdier av vind. Er til sikker side å bruke 1.

5.2 Samvirke betongdekke og limtrebjelke

Betondekke som flens og Limtrebjelken som steg

Elastisitetmodul:

$$E_{b45} := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{GL30c} := 13000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E := \frac{E_{b45}}{E_{GL30c}} = 2.77$$

[NS-EN 1992-1-1, Tabell 3.1]

[NS-EN 14080, Table 5]

Densitet:

$$\rho_{b45} := 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{GL30c} := 490 \frac{kg}{m^3}$$

Effektiv flensbredde:

$$b_i := \frac{L_b}{1.1} = 0.62 \text{ m}$$

[EC2-1, 5.3.2.1]

$$L_o := 0.7 \cdot L_{spenn}$$

$$b_{eff1} := 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot L_o$$

$$b_{eff1} := \min(b_{eff1}, b_i) = 0.62 \text{ m}$$

$$b_{eff} := 2 \cdot b_{eff1} + b = 2.31 \text{ m}$$

Høgde, bredde, areal steg
Høgde, bredde, areal flens

$$h_s := h = 1.55 \text{ m} \quad b_s := b = 1.08 \text{ m} \quad A_s := h_s \cdot b_s = 1.67 \text{ m}^2$$

$$h_f := h_{dekke} = 0.15 \text{ m} \quad b_f := b_{eff} = 2.31 \text{ m} \quad A_f := h_f \cdot b_f = 0.35 \text{ m}^2$$

Fullt samvirke:

For å finne den totale stivheten til samvirke benyttes Steiners formel, som tar hensyn til geometrien av tverrsnittet og de ulike materialene.

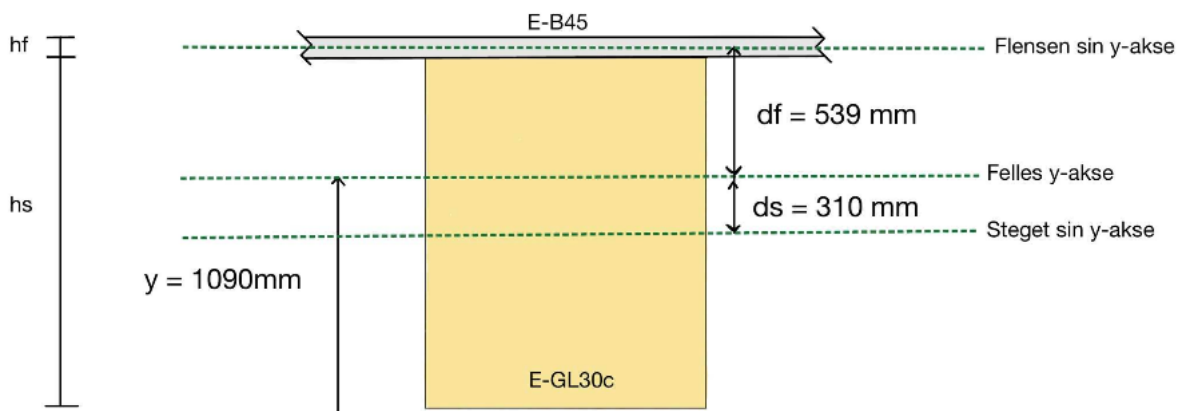
En finner først og fremst tverrsnittets arealsenter (y) ved følgende formel

$$y := \frac{\left(\left(h_s + \frac{h_f}{2} \right) \cdot A_f \cdot E + \frac{h_s}{2} \cdot A_s \right)}{A_f \cdot E + A_s} = (1.09 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

der h_s er høyden til steget og h_f til flensen. A_s er arealet til steget mens A_f er arealet til flensen. E er forholdstallet mellom E-modulen til tre og betong.

$$d_f := \left(h_s + \frac{h_f}{2} - y \right) = 539.75 \text{ mm}$$

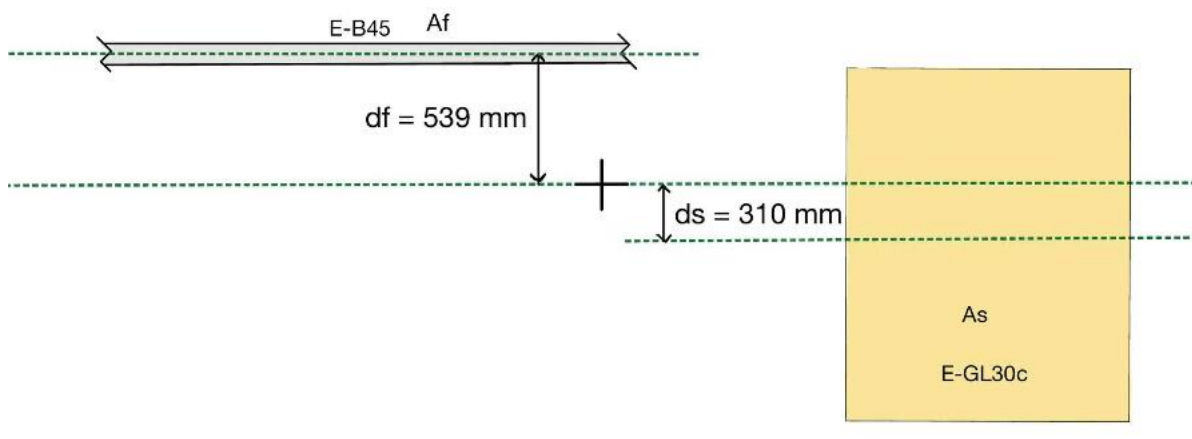
$$d_s := \left(y - \frac{h_s}{2} \right) = 310.25 \text{ mm}$$



Deretter finnes et annet arealsmoment om arealsenteret av de ulike delfaltene. Dette gir et nytt indre arealmoment til betondekket og limtrebjelken. Ettersom en ganger en E-modulen til arealmomentet som gir en ny stivhet for fullt samvirke.

$$I_f := \left(\frac{1}{12} \cdot b_f \cdot h_f^3 + b_f \cdot h_f \cdot (d_f)^2 \right) = 0.1 \text{ m}^4$$

$$I_s := \left(\frac{1}{12} \cdot b_s \cdot h_s^3 + b_s \cdot h_s \cdot (d_s)^2 \right) = 0.49 \text{ m}^4$$



$$EI_{\text{fulltsamvirke}} := E_{b45} \cdot I_f + E_{GL30c} \cdot I_s = (1.01 \cdot 10^{22}) \text{ Pa} \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøyning:

$$\delta_{vind} := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{EI_{fulltsamvirke}} \cdot q_{SLSvind}$$

$$\delta_{fingvind} := \delta_{vind} \cdot (1 + \psi_{2v} \cdot k_{def}) = 4.53 \text{ mm}$$

$$\delta_{snø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{EI_{fulltsamvirke}} \cdot q_{SLSsnø}$$

$$\delta_{fingsnø} := \delta_{snø} \cdot (1 + \psi_{2s} \cdot k_{def}) = 3.12 \text{ mm}$$

$$\delta_G := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{EI_{fulltsamvirke}} \cdot q_{SLSegen} = 18.98 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl.1} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{EI_{fulltsamvirke}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_1}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_1}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 0.64 \text{ mm} \quad [(2.4)]$$

$$\delta_{pl.2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{EI_{fulltsamvirke}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_3}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_3}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 4.38 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl.3} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{EI_{fulltsamvirke}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_5}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_5}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 5 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl} := (\delta_{pl.1} + \delta_{pl.2} + \delta_{pl.3}) \cdot 2 = 19.16 \text{ mm}$$

$$\delta_{fingG} := (\delta_G + \delta_{pl}) \cdot (1 + k_{def}) = 61.03 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{fin} := \delta_{fingvind} + \delta_{fingsnø} + \delta_{fingG} = 68.68 \text{ mm} \quad [(2.3)]$$

$$\delta_{net.fin} := \frac{L_{spenn}}{250} = 96 \text{ mm} \quad [(2.2)]$$

$$\delta_{net.fin} > \delta_{fin} = 1 \quad \text{OK} \quad [\text{Tabell NA.7.2}]$$

Ser at bjelkene følger krava ved fullt samvirke.

Skjærspenning:

$$Q := A_f \cdot d_f + A_s \cdot d_s = (7.04 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

$$\tau := \frac{(V_{Ed} \cdot Q)}{(I_f + I_s) \cdot b_f} = 0.85 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \tau < f_{vd} = 1 \quad \text{Ok for skjær}$$

Delvis samvirke:

Antar en skruetilknytning:

Antar først en skruetilknytning:

Antall skruer pr meter: $n_b := 6$

Skruediameter: $d_b := 26 \text{ mm}$

Avstand mellom forbindelsesemidlene: $s := 250 \text{ mm}$

NS-EN 1995-1-1
Tillegg B

Nedbøyning: B.2 Effektiv bøysetivhet

Stivhetsmodul:

$$\rho_m := 2 \cdot \rho_{GL30c} \cdot \frac{m^3}{kg} = 980$$

[7.1(3)]

Tab 7.1

$$K_{ser} := \rho_m^{1.5} \cdot \frac{d_b}{23} \cdot \frac{N}{mm^2} = (3.47 \cdot 10^4) \frac{N}{mm}$$

$$I_{eff.f} := \frac{1}{12} \cdot b_f \cdot h_f^3 \quad I_{eff.s} := \frac{1}{12} \cdot b_s \cdot h_s^3 \quad (B.3)$$

$$\gamma_1 := \left(1 + \frac{(\pi^2 \cdot E_{b45} \cdot A_f \cdot s)}{K_{ser} \cdot L_{spenn}^2} \right)^{-1} = 0.39 \quad \gamma_2 := 1 \quad (B.5)$$

$$a_2 := \gamma_1 \cdot E_{b45} \cdot A_f \cdot \frac{(h_f + h_s)}{2 \cdot (\gamma_1 \cdot E_{b45} \cdot A_f + \gamma_2 \cdot E_{GL30c} \cdot A_s)} = 156.96 \text{ mm} \quad (B.6)$$

$$a_1 := h_f + \frac{h_s}{2} - \frac{h_f}{2} - a_2 = 693.04 \text{ mm}$$

$$EI_{ef} := E_{GL30c} \cdot I_{eff.s} + E_{GL30c} \cdot \gamma_2 \cdot A_s \cdot a_2^2 + E_{b45} \cdot I_{eff.f} + E_{b45} \cdot \gamma_1 \cdot A_f \cdot a_1^2 = (7.25 \cdot 10^{21}) \text{ Pa} \cdot \text{mm}^4$$

Nedbøyning ved delvis samvirke

$$\delta_{vind} := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{EI_{ef}} \cdot q_{SLsvind}$$

$$\delta_{finqvind} := \delta_{vind} \cdot (1 + \psi_{2v} \cdot k_{def}) = 6.29 \text{ mm}$$

$$\delta_{smø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{EI_{ef}} \cdot q_{SLsmø}$$

$$\delta_{fingsmø} := \delta_{smø} \cdot (1 + \psi_{2s} \cdot k_{def}) = 4.34 \text{ mm}$$

$$\delta_G := \frac{5}{384} \cdot \frac{L_{spenn}^4}{EI_{ef}} \cdot q_{SLSegen} = 26.37 \text{ mm} \quad [(2.4)]$$

$$\delta_{pl.1} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{EI_{ef}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_1}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_1}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 0.89 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl.2} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{EI_{ef}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_3}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_3}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 6.09 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl.3} := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{punkt.sls} \cdot L_{spenn}^3}{EI_{ef}} \cdot \left(3 \cdot \frac{l_5}{L_{spenn}} - 4 \cdot \left(\frac{l_5}{L_{spenn}} \right)^3 \right) = 6 \text{ mm}$$

$$\delta_{pl} := (\delta_{pl.1} + \delta_{pl.2} + \delta_{pl.3}) \cdot 2 = 26.62 \text{ mm}$$

$$\delta_{fingG} := (\delta_G + \delta_{pl}) \cdot (1 + k_{def}) = 84.78 \text{ mm}$$

[(2.3)]

Total nedbøyning $\delta_{fin} := \delta_{finqvind} + \delta_{fingsmø} + \delta_{fingG} = 95.41 \text{ mm}$

[(2.2)]

$$\delta_{net.fin} := \frac{L_{spenn}}{250} = 96 \text{ mm}$$

[Tabell NA.7.2]

$$\delta_{net.fin} > \delta_{fin} = 1 \quad \text{OK}$$

Normalspenninger:

Spenninger i betongdekket/tverrsnittet:

$$\sigma_1 := \frac{(\gamma_1 \cdot E_{b45} \cdot a_1 \cdot M_{Ed})}{EI_{ef}} = 13.33 \frac{N}{mm^2} \quad [(B.7)]$$

$$\sigma_{m.1} := \frac{(0.5 \cdot E_{b45} \cdot h_f \cdot M_{Ed})}{EI_{ef}} = 3.66 \frac{N}{mm^2} \quad [(B.8)]$$

Spenninger i trebjelken/tverrsnittet:

$$\sigma_2 := \frac{(\gamma_1 \cdot E_{GL30c} \cdot a_2 \cdot M_{Ed})}{EI_{ef}} = 1.09 \frac{N}{mm^2} \quad [(B.7)]$$

$$\sigma_{m.2} := \frac{(0.5 \cdot E_{GL30c} \cdot h_s \cdot M_{Ed})}{EI_{ef}} = 13.66 \frac{N}{mm^2} \quad [(B.8)]$$

Spenning på toppen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_1 + \sigma_{m.1} = 16.99 \frac{N}{mm^2}$$

Spenning på bunn av betongtverrsnittet:

$$\sigma_1 - \sigma_{m.1} = 9.67 \frac{N}{mm^2}$$

Spenning på toppen av tretverrsnittet:

$$-\sigma_2 - \sigma_{m.2} = -14.75 \frac{N}{mm^2}$$

Spenning på bunn av tretverrsnittet:

$$-\sigma_2 - \sigma_{m.2} = -14.75 \frac{N}{mm^2}$$

Normalspenning mellom betong- og tretverrsnittet:

$$(\sigma_1 - \sigma_{m.1}) - (-\sigma_2 - \sigma_{m.2}) = 24.42 \frac{N}{mm^2}$$

Største skjærspenning i tverrsnittet, oppstår der normalspenningen er minst

$$\bar{h} := 0.5 \cdot h_f + a_2 = 0.23 \text{ m}$$

$$\tau_{2,max} := \frac{(0.5 \cdot E_{GL30c} \cdot b_s \cdot h^2)}{b_s \cdot EI_{ef}} \cdot V_{Ed} = 0.08 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_{2,max}}{f_{vd}} = 0.04$$

Kontroll forbindelser i bruddgrense:

$$K_u := \frac{2}{3} \cdot K_{ser} = 23.12 \frac{kN}{mm} \quad (2.1)$$

Får mindre samvirke nå, regner derfor på nytt:

$$\gamma_f := \left(1 + \frac{(\pi^2 \cdot E_{b45} \cdot A_f \cdot s)}{K_u \cdot L_{spenn}^2} \right)^{-1} = 0.3 \quad \gamma_s := 1 \quad (B.5)$$

$$a_1 := \gamma_f \cdot E_{b45} \cdot A_f \cdot \frac{(h_f + h_s)}{2 \cdot (\gamma_f \cdot E_{b45} \cdot A_f + \gamma_s \cdot E_{GL30c} \cdot A_s)} = 125.87 \text{ mm} \quad (B.6)$$

$$a_2 := \frac{h_f}{2} + \frac{h_s}{2} - a_1 = 724.13 \text{ mm}$$

$$I_f := \left(\frac{1}{12} \cdot b_f \cdot h_f^3 + \gamma_f \cdot b_f \cdot h_f \cdot (a_2)^2 \right) = 0.06 \text{ m}^4$$

$$I_s := \left(\frac{1}{12} \cdot b_s \cdot h_s^3 + \gamma_s \cdot b_s \cdot h_s \cdot a_1^2 \right) = 0.36 \text{ m}^4$$

$$EI_{eff.brudgrense} := E_{b45} \cdot I_f + E_{GL30c} \cdot I_s = (6.68 \cdot 10^{21}) \text{ Pa} \cdot \text{mm}^4$$

$$F_1 := \frac{\gamma_f \cdot E_{b45} \cdot A_f \cdot a_1 \cdot s}{EI_{eff.brudgrense}} \cdot V_{Ed} = 38.33 \text{ kN} \quad (B.10)$$

Treskruer:

$$d_s := 20 \text{ mm} \quad n_s := 9 \quad t_1 := h_f - 25 \text{ mm} = 0.13 \text{ m}$$

Minimunsavstander:

Parallelt med fiberretning:

$$a_1 := (4 + \cos(0)) d_s = 100 \text{ mm}$$

Vinkelrett på fiberretning:

$$a_2 := 4 d_s = 80 \text{ mm}$$

Belastet ende:

$$a_3 := \max(7 d_s, 80 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$$

Ubelastet ende:

$$a_4 := \max(((1 + 6 \cdot \sin(90)) \cdot d_s), 4 \cdot d_s) = 127.28 \text{ mm}$$

Belastet kant:

$$a_5 := \max(((2 + 2 \sin(90)) \cdot d_s), 3 \cdot d_s) = 75.76 \text{ mm}$$

Ubelastet kant:

$$a_6 := 3 \cdot d_s = 60 \text{ mm}$$

Minimunsavstand mellom skruer og avstand til kant:

Vinkelrett på fiberretning:

Mellom skruer:

$$4 d_s = 80 \text{ mm}$$

Kantavstand:

$$4 \cdot d_s = 80 \text{ mm}$$

I endevend:

Mellom skruer

$$4 d_s = 80 \text{ mm}$$

Kantavstand

$$2.5 d_s = 50 \text{ mm}$$

Forankringslengde til gjenget del: $6 \cdot d_s = 120 \text{ mm}$ $h_s = (1.55 \cdot 10^3) \text{ mm}$

$$6 \cdot d_s < h_s = 1 \quad \text{Kan dermed bruke tabellverdier}$$

Karakteristisk kapasitet til skruene: $F_{v.Rks} := 16922 \text{ N}$

med fuk = 400n/mm² og en diameter på 20mm.

[Tabell 6.7]

Tannede forbindelser "bulldog":

Diameteren på senterhullet til
forbinderen $d_1 := d_s = 20 \text{ mm}$

Diameter på bolten $d_s > d_1 - 1 \text{ mm} = 1$

Tømmerforbindelsens ytre
diameter: $d_c := 75 \text{ mm}$

Hullkantforbindelsens
tykkelse: $h_e := 20 \text{ mm}$

Minimum tykkelse til
tvernsittet $h_f > 2.25 \cdot h_e = 1$

Minimunsavstander:

Parallelt med fiberretning: $a_1 := (1.2 + 0.3 \cdot \cos(0)) \cdot d_c = 112.5 \text{ mm}$

Vinkelrett på fiberretning: $a_2 := 1.2 \cdot d_c = 90 \text{ mm}$

Belastet ende: $a_{3t} := 2 \cdot d_c = 150 \text{ mm}$

Ubelastet ende: $a_{3c} := 1.2 \cdot d_c = 90 \text{ mm}$

Belastet kant: $a_3 := (0.6 + 0.2 \cdot \sin(90)) \cdot d_c = 58.41 \text{ mm}$

Ubelastet kant: $a_4 := 0.6 \cdot d_c = 45 \text{ mm}$

[Tabell 8.3]
Treteknisk handbok

Lest av fra tabell: Tannet
forbinder type C2 med
diameter 75mm $F_{v.Rkc} := 15588 \text{ N}$

[Tabell 8.9]
Treteknisk
handbok

Kapasitet for en forbindelse: $F_{v.Rk} := (F_{v.Rkc} + F_{v.Rks}) \cdot 3 = (9.75 \cdot 10^4) \text{ N}$

$$F_{vRd} := F_{v.Rk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 58.52 \text{ kN}$$

$$\frac{F_1}{F_{vRd}} = 0.66$$

6 Diverse beregninger

6.1 Karbonavtrykkregnskap

Co2 utslipp per km for lastebiler som k yer i gjennomsnitt p  50 km/t

Verdier hentet fra
[ssb.no]

$$CO_{2\text{trailer}} := 1.2548 \frac{\text{kg}}{\text{km}}$$

6.1.1 CO2 Regnskap Betong

$$CO_{2\text{trailer}} := 1.2548 \frac{\text{kg}}{\text{km}}$$

Betong

4.1 km fra Minde til Nordbetong

$$km_{\text{betong}} := 4.1 \text{ km} \cdot 2$$

En trailer tar maks 8 kubikk
betong

$$Kubikk_{\text{pertrailer}} := 8 \text{ m}^3$$

$$Kubikk_{\text{slakk}} := 348 \text{ m}^3$$

$$Kubikk_{\text{spenn}} := 285 \text{ m}^3$$

Karbonavtrykk armering:

$$CO_{2\text{armst l}} := 0.339 \frac{\text{kg}}{\text{kg}} \quad Arm_{\text{prmeter}} := 813 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

[Asplan Viak]

Karbonavtrykk betong:

$$CO_{2\text{betong}} := 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Karbonavtrykk transport:

$$CO_{2T_{\text{slakk}}} := \frac{Kubikk_{\text{slakk}}}{Kubikk_{\text{pertrailer}}} \cdot km_{\text{betong}} \cdot CO_{2\text{trailer}} = 447.587 \text{ kg}$$

$$CO_{2T_{\text{spenn}}} := \frac{Kubikk_{\text{spenn}}}{Kubikk_{\text{pertrailer}}} \cdot km_{\text{betong}} \cdot CO_{2\text{trailer}} = 366.558 \text{ kg}$$

Karbonavtrykk slakkarmering:

$$CO_{2\text{slakk}} := CO_{2\text{betong}} \cdot Kubikk_{\text{slakk}} + CO_{2\text{armst l}} \cdot Arm_{\text{prmeter}} \cdot 24 \text{ m} \cdot 3 = 166003.704 \text{ kg}$$

Karbonavtrykk spennarmering:

$$CO_{2\text{spenn}} := CO_{2\text{betong}} \cdot Kubikk_{\text{spenn}} + CO_{2\text{armst l}} \cdot Arm_{\text{prmeter}} \cdot 24 \text{ m} \cdot 3 = 139543.704 \text{ kg}$$

Total karbonavtrykk slakkarmert betong:

$$SumCO_{2\text{slakk}} := CO_{2T_{\text{slakk}}} + CO_{2\text{slakk}} = (1.665 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

Total karbonavtrykk spennarmert betong:

$$SumCO_{2\text{spenn}} := CO_{2T_{\text{spenn}}} + CO_{2\text{spenn}} = (1.399 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

6.1.2 CO2 Regnskap Stål

Stål

22 km fra Alsaker fabrikk
utenfor Lillehammer til Mide i
Bergen

$$km_{stål} := 22 \text{ km} \cdot 2$$

[kart]

Det er kapasitet til to stålbjelker per trailer:

Karbonavtrykk transport: $CO2T_{stål} := \frac{12}{2} \cdot km_{stål} \cdot CO_{2trailer} = 331.267 \text{ kg}$

2,5 kg CO2 per kg stål

$$CO_2 := 2.5 \frac{\text{kg}}{\text{kg}}$$
$$Kg_{stål} := 10128 \text{ kg}$$

[verdier fått
av Alsaker
stål]

Karbonavtrykk stålbjelke

$$CO_{2stål} := 12 \cdot CO_2 \cdot Kg_{stål} = 303840 \text{ kg}$$

Total karbonavtrykk stålbjelkene:

$$SumCO2_{stål} := CO_{2stål} + CO2T_{stål} = (3.042 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

6.2.3 CO2 Regnskap Tre

Limtre

450km fra Moelven fabrikk
utenfor Lillehammer til
Mide i Bergen

$$km_{moelv_Bergen} := 450 \cdot km \cdot 2$$

[kart]

Det er kapasitet til en limtrebjelke per trailer:

Karbonavtrykk transport $CO2T_{tre} := 12 \cdot km_{moelv_Bergen} \cdot CO_{2trailer} = 13551.84 \text{ kg}$

Co2 utslipp per kvadrat
limtrebjelke fra Moelven

$$Kubikk_{limtre} := 12 \cdot 24 \text{ m} \cdot 1.290 \text{ m} \cdot 1.550 \text{ m} = 575.856 \text{ m}^3$$
$$CO_{2limtre} := 72 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

[Moelven}

Karbonavtrykk limtrebjelkene:

$$CO_{2tre} := CO_{2limtre} \cdot Kubikk_{limtre} = 41461.632 \text{ kg}$$

$$SumCO2_{tre} := CO2T_{tre} + CO_{2tre} = (2.71 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

6.2 Transportregnskap

Limtre

12 stk limtrebjelker fra Moelv til Bergen:

$$sum_{limtre} := 475000$$

Antall km Moelv - Bergen:

$$km_{limtre} := 450 \text{ km}$$

Pris per kilometer:

$$km_{pris} := \frac{sum_{limtre}}{km_{limtre} \cdot 12} = 87.963 \frac{1}{\text{km}}$$

$$= 88 \text{ kr/km}$$

Stålbjelker

Får med to bjelker pr tur.

12 stk stålbjelker fra Askøy til Bergen:

Antall km Askøy - Bergen:

$$km_{stål} := 22 \text{ km}$$

Totalpris transport stålbjelker:

$$sum_{stål} := km_{pris} \cdot km_{stål} \cdot 6 = 11611$$

$$= 11\,611,-$$

VEDLEGG C – Fra programvare

1 Vind

1.1 Vindkasthastighetstrykket i OS-Prog

Viser til vindkasthastighetstrykket som virker på studentboligene beregnet etter forenklet metode i OS-prog.

Vindhastighet og vindkasthastighet (Qkast)

Norge Sverige

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevind Vb,0: 26 m/s

Faktorer for beregning av basisvindhastighet, Vb

Høyde over havet: 17 m → C-alt: 1
Returperiode (år): 50 100 C-prob: 1
Årstidsfaktoren: C-season 1 Hele året

Region (dimensjonerende vindretning)
Bruk retningsfaktor C-dir = 1 C-dir: 1

Terrengkategorier og tilhørende parametre
Kategori: 0 I II III IV
Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder

Overgangssone (Nabosone A)
Xb: 3500 m
Kategori: 0 I II III IV

Terrengformfaktor Co(z) og turbulensfaktor KI
Ingen topografisk påvirkning, Co(z)=1 og KI=1
Skjema for beregning av Co(z) -->

Terrengformfaktor Co(z)	1
Turbulensfaktor KI	1

Høyde fra grunnivå til referansenivå [m]
Ze: 9.2 m

Vis mellomregning

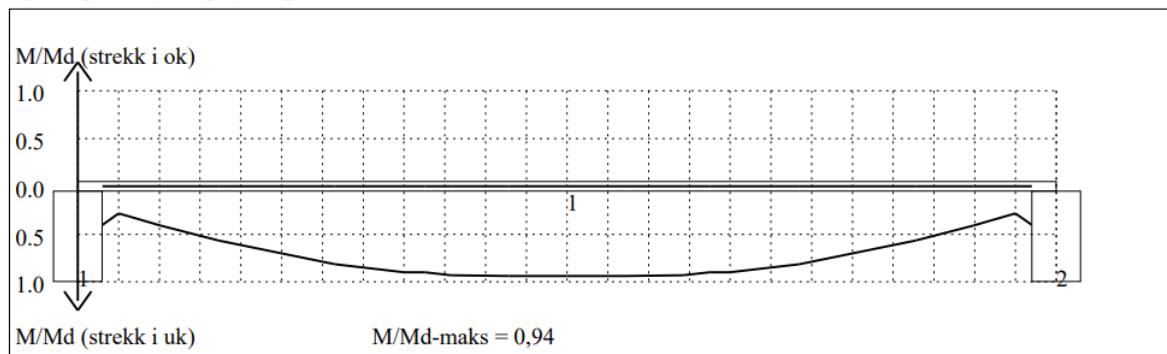
Beregnet vindhastighet

Vkast	34,1	m/s
Qkast	,73	kN/m ²

2 Betong

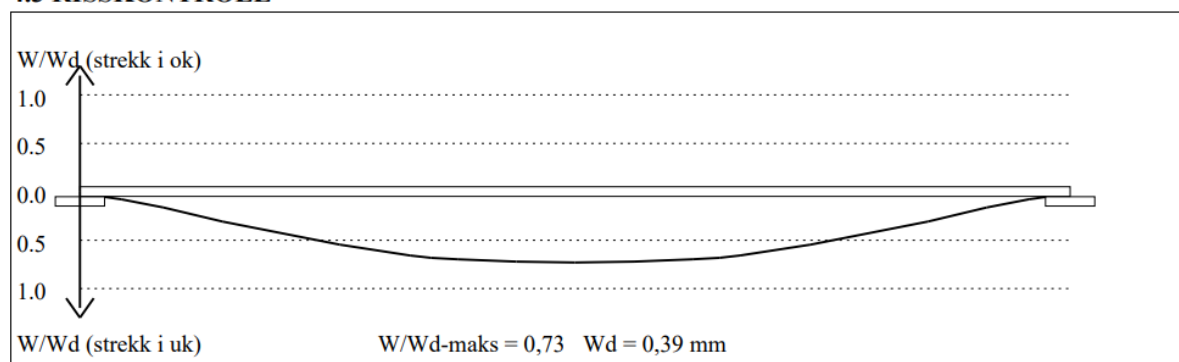
2.1 Kontroller for slakkarmert bjelke i OS-prog

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	61	85	93	93

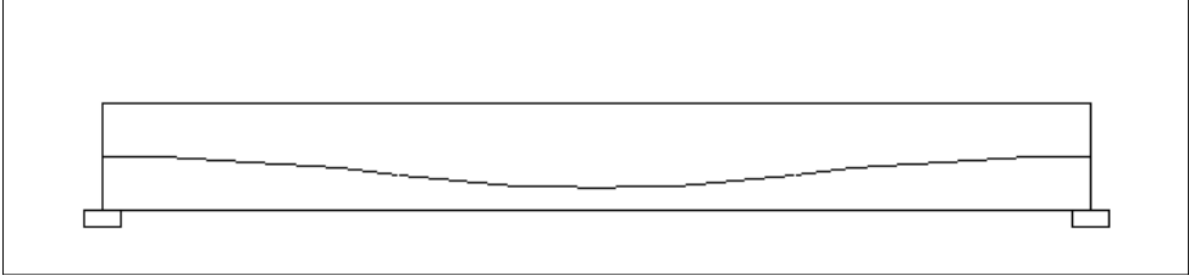
2.2 Kontroller for spennarmert bjelke i OS-prog

Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 2415,0 kN

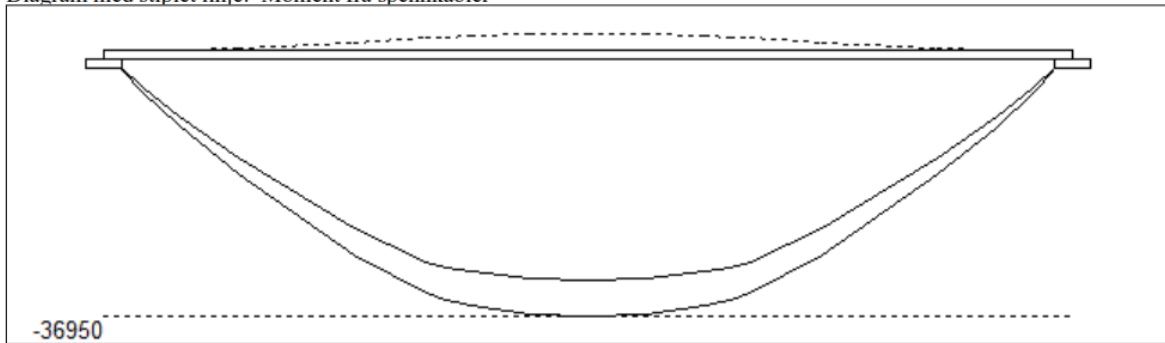


Bjelke med spennkabler



2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: Moment fra spennkabler



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

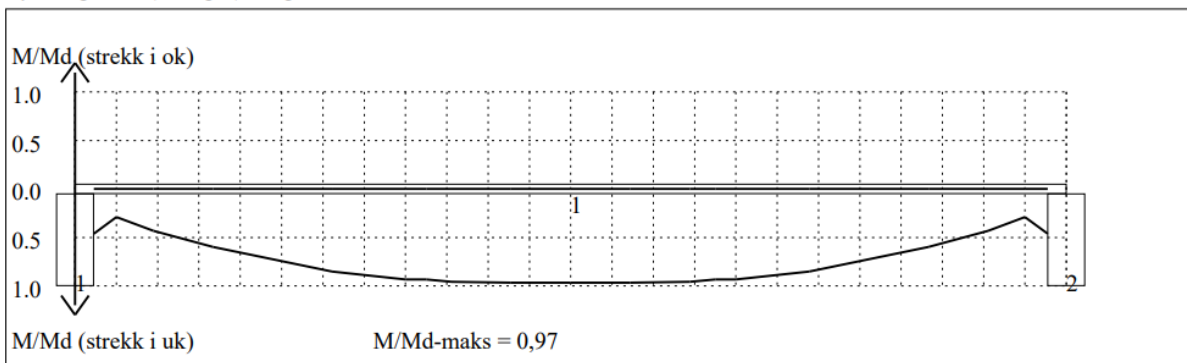
Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-23691	-26340	-31982	-36950

Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

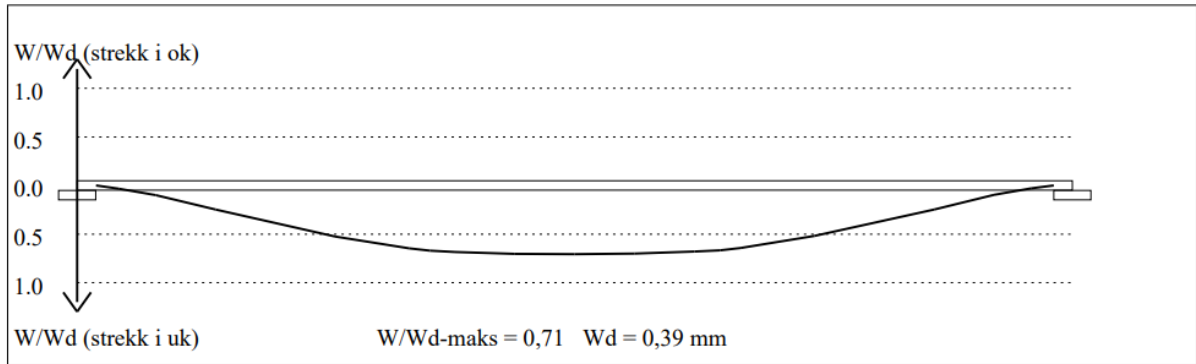
Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	62	89	95	95

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

N_g, M_g : fra egenvekt. N_p, M_p : fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	N_g (kN)	M_g (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)	N_p (kN)	M_p (kNm)
1	-5381	0,00	-828	0,00			-828	0,00
2	-5381	0,00	-828	0,00	-828	0,00		

3 Stål

3.1 HEB1000

OS-Prog

3.1.1 Statisk system og tverrsnittsdata

Titel Beregninger HEB1000			Side 1
Prosjekt Bachelor 2023	Ordre	Sign V. Gut	Dato 19-04-2023

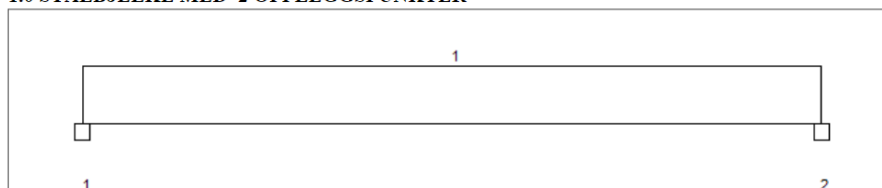
Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002
 Data er lagret på fil: C:\Users\victo\OneDrive - Høgskulen på Vestlandet\BYGGINGENIØR\VÅR 2023\BACHELOR\OS-prog\HEB-1000_VOL2.kbj

INNHOOLD

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

Statisk beregning uten dimensjonering

1.0 STÅLBJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPYER

Felt nr	v.utkr.	l	h.utkr.
Spennvidde	0	24000	0
Tverrsnitttype		1	

Tverrsnitttype 1



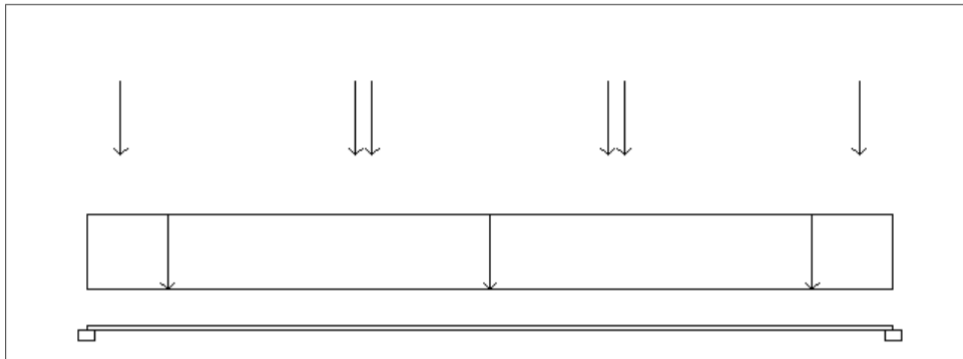
3.1.2 Lastbilde

Tittel Beregninger HEB1000			Side 2
Prosjekt Bachelor 2023	Ordre	Sign V. Gut	Dato 19-04-2023

1.2 SØYLER OG OPPLÉGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyer på bjelkens underside				Søyer på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri	500						
2	Fri	500						

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,35
Variabel last	0,20	0,20	1,05

PSI-Faktor Kategori H4 : TAK - Modifiserte verdier pga krav fra lokale myndigheter
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 3

Bjelkens romvekt: 7850 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	3,14	23,00	5,70

Punktlast (kN)

x: avstand fra punktlast til venstre ende i felt

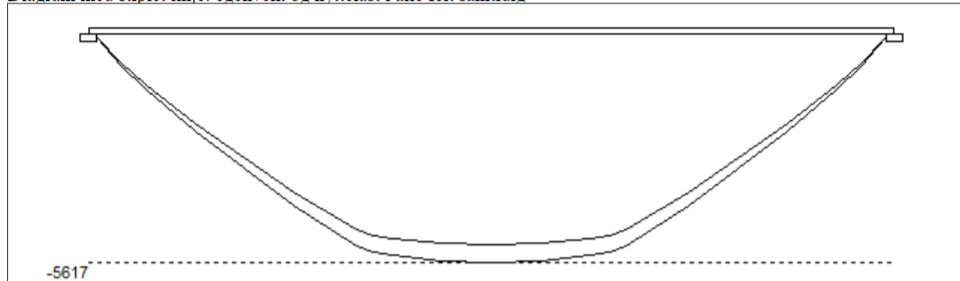
Permanent	Variabel	x (mm)	Felt
112,00	0,00	1000	1
112,00	0,00	8000	1
112,00	0,00	8500	1
112,00	0,00	15500	1
112,00	0,00	16000	1
112,00	0,00	23000	1

3.1.3 Moment- og skjæradiagram + vertikal nedbøyning

Tittel Beregninger HEB1000		Side 3	
Prosjekt Bachelor 2023	Ordre	Sign V. Gut	Dato 19-04-2023

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelest i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-3842	-3924	-5187	-5617

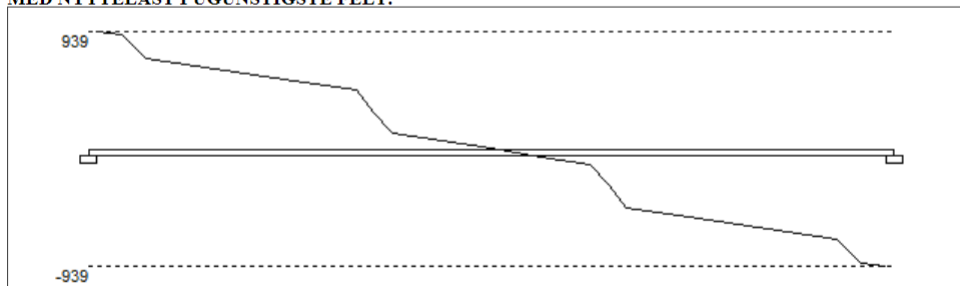
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	0	0	0	0

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg	Høyre side av opplegg
	Vgamma	Vgamma
1		939
2	-939	

4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	166	166	169	169

Titel Beregninger HEB1000			Side 4
Prosjekt Bachelor 2023	Ordre	Sign V. Gut	Dato 19-04-2023

5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-650	0,00	-68	0,00			-68	0,00
2	-650	0,00	-68	0,00	-68	0,00		

5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-877	0,00	-72	0,00			-72	0,00
2	-877	0,00	-72	0,00	-72	0,00		

3.2 Platebærer

ROBOT

Kontroller gjort i ROBOT - Platebærer

3.2.1 Verdier for Platebæreren:

STEEL DESIGN

CODE: NS-EN 1993-1:2005/NA:2015/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1 Simple member_1 **POINT:** 2

COORDINATE: x = 0.50 L = 12.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS - Bruddgrense (5+1)*1.35+(2+3)*1.05+4*1.30

MATERIAL:

S420 M/ML (S420) $f_y = 420.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE1400

h=1400 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=425 mm	Ay=34000 mm ²	Az=19800 mm ²	Ax=53800 mm ²
tw=15 mm	Iy=18601093333 mm ⁴	Iz=512142083 mm ⁴	Ix=19618333 mm ⁴
tf=40 mm	Wely=26572990 mm ³	Welz=2410080 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$M_{y,Ed} = 9409.57$ kN*m
 $M_{y,eI,Rd} = 10629.20$ kN*m
 $M_{y,c,Rd} = 10629.20$ kN*m

Class of section = 3



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.89 < 1.00$ (6.2.5.(1))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_y = 0$ mm < $u_{y,max} = L/200.00 = 120$ mm Verified

Governing Load Case: 7 SLS - Bruksgrense (1+4+5)*1.00+2*0.20

$u_z = 97$ mm < $u_{z,max} = L/200.00 = 120$ mm Verified

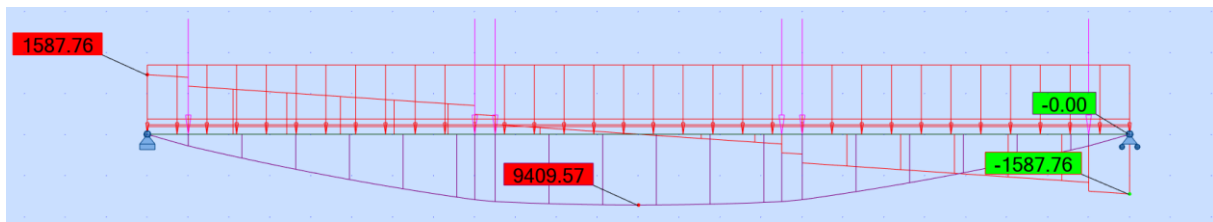
Governing Load Case: 7 SLS - Bruksgrense (1+4+5)*1.00+2*0.20



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

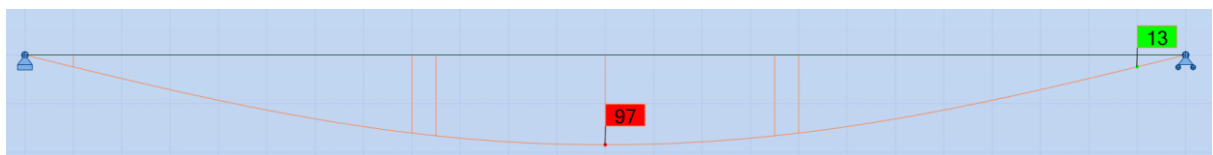
3.2.2 Moment- og skjær diagram - ULS



Results		Messages										
Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)		
1	Simple member_	8%	IPE1400	S420 M/ML	40.82	245.98	0.89	6 ULS - Bruddgrense	0.00	7 SLS - Bruksgrense	0.81	7 SLS - Bruksgrense

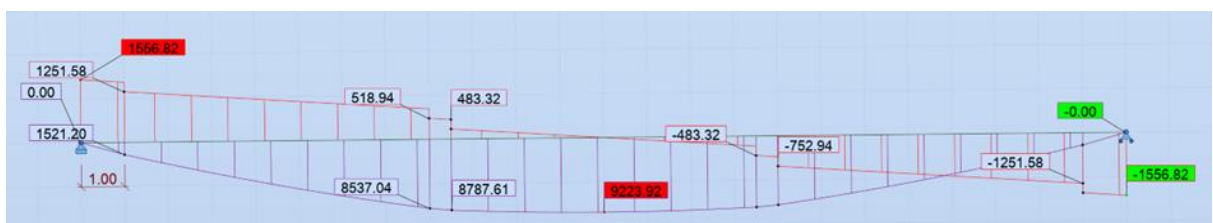
Utnyttelsesgrad for platebæreren i brudd- og bruksgrensetilstand. Viser at beregninger i Mathcad samsvarer med ROBOT.

3.2.3 Vertikal forskyvning - SLS



Vertikal forskyvning i bruksgrensetilstand.

3.2.4 Interaksjon mellom bøyning og skjær. Finner momentet ved $x=1\text{m}$.



Skjær- og momentdiagram platebærer

4 G-PROG Tre

4.1 Tverrsnittskontroll av limtrebjelken i G-prog

tværssnitt limtrebjelke.gw7q - Materialdata
Hjelpinfo

Tretværsnitt

- Materialdata
- Geometri
- Lastvirkninger
- Resultater

TType	Limtre	fm,k	30.00	MPa
GL	GL30c	ft,0,k	19.50	MPa
KfKf	1	ft,90,k	0.50	MPa
Gamma	1.15	fc,0,k	24.50	MPa
ksys	1.10	fc,90,k	2.50	MPa
		fv,k	3.50	MPa
		E0,05	10800	MPa
		E0,mean	13000	MPa
		E90,mean	300	MPa
		Gmean	650	MPa
		Rhok	390	kg/m3

Trematerial

Materialdata

Programmet kontrollerer at det er samsvar mellom materialdata og geometri hva gjelder konstruksjonsvirke eller limtre.

Trykk F1 for hjelp
CAP: NUM: SCR

Tretværsnitt

- Materialdata
- Geometri
- Lastvirkninger
- Resultater

T#	Utm,Ny	Utm,Nz	Utm,My	nmzy'	nmzy'	v'
1	****	****	1.11	1.11	0.77	0.79

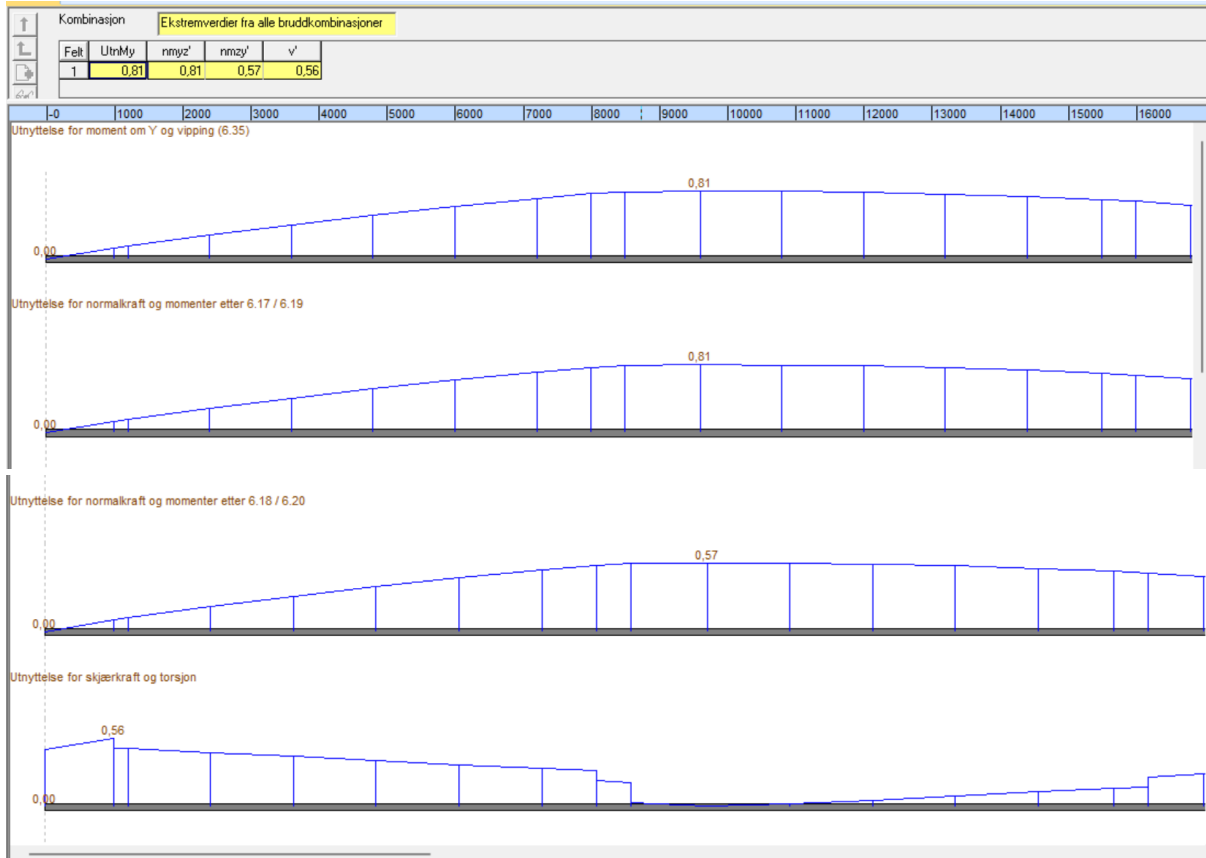
Resultater

Her vises sammenfatningen av resultatene. Delresultatene er vist i skjermbildet nedenfor.

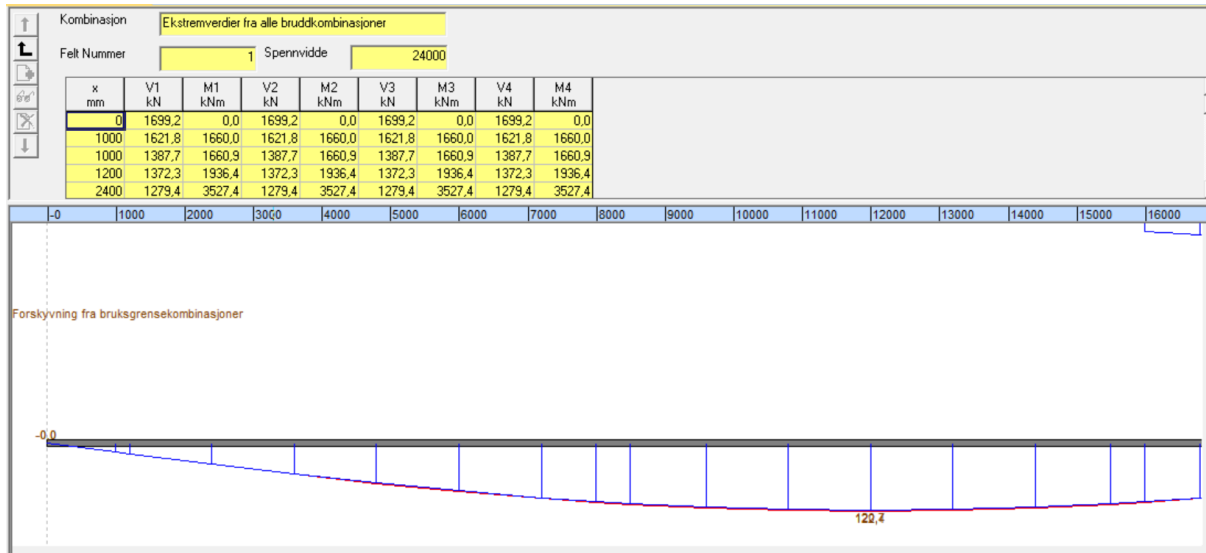
Trykk F1 for hjelp
CAP: NUM: SCR

87

4.2 Kapasitetskontroll av limtrebjelkene



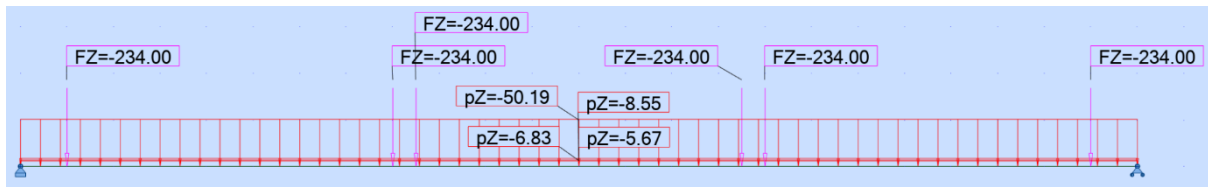
4.3 Nedbøyningskontroll av limtrebjelkene



5 ANNET

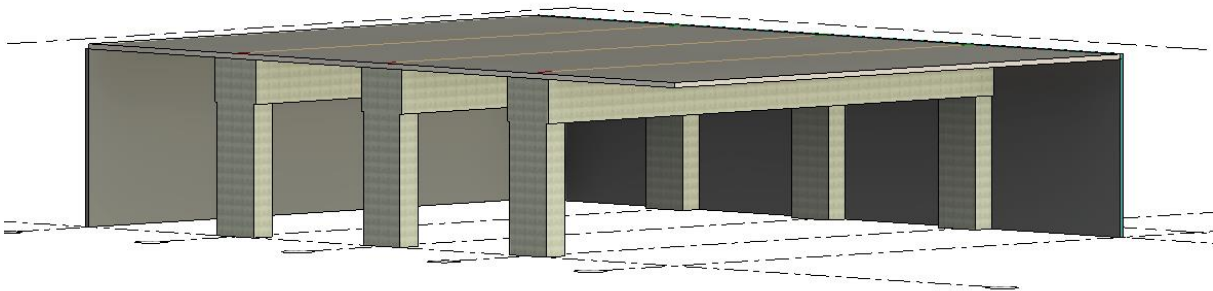
5.1 Statisk system

5.1.1 Lastbilde



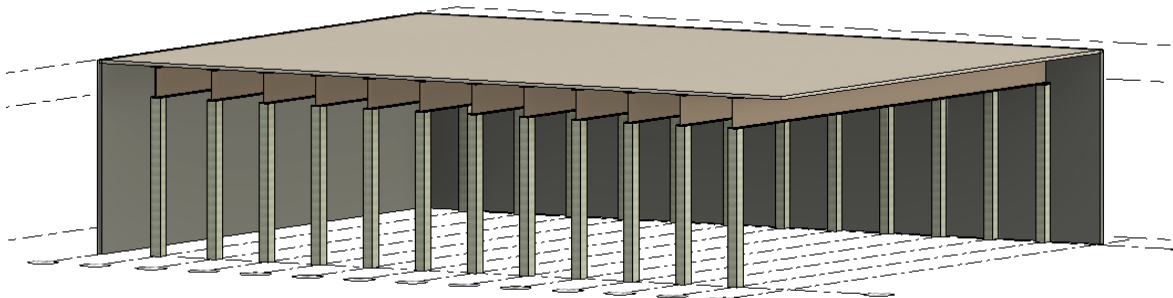
ROBOT

5.1.2 Betongbjelker



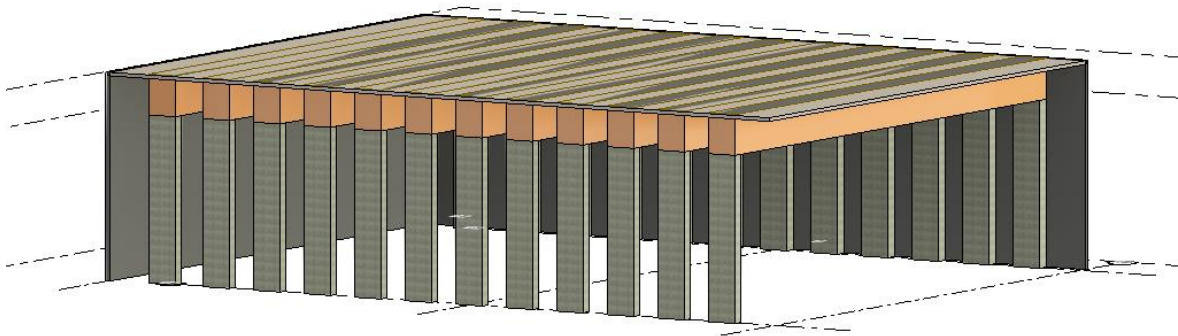
REVIT

5.1.3 Stålbjelker



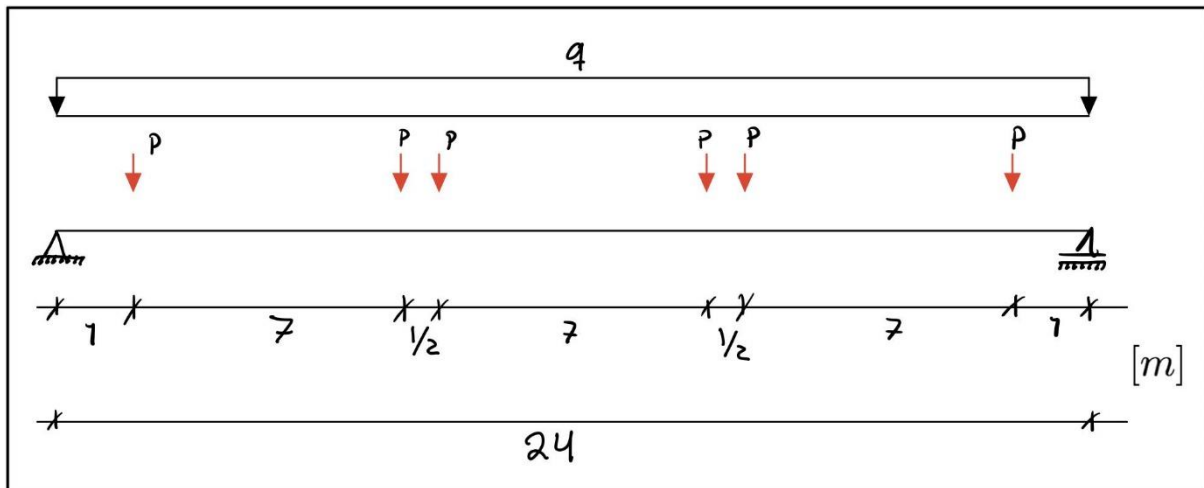
REVIT

5.1.3 Limtrebjelker



Figur x. 12 stk limtrebjelker. Tegnet i Revit.

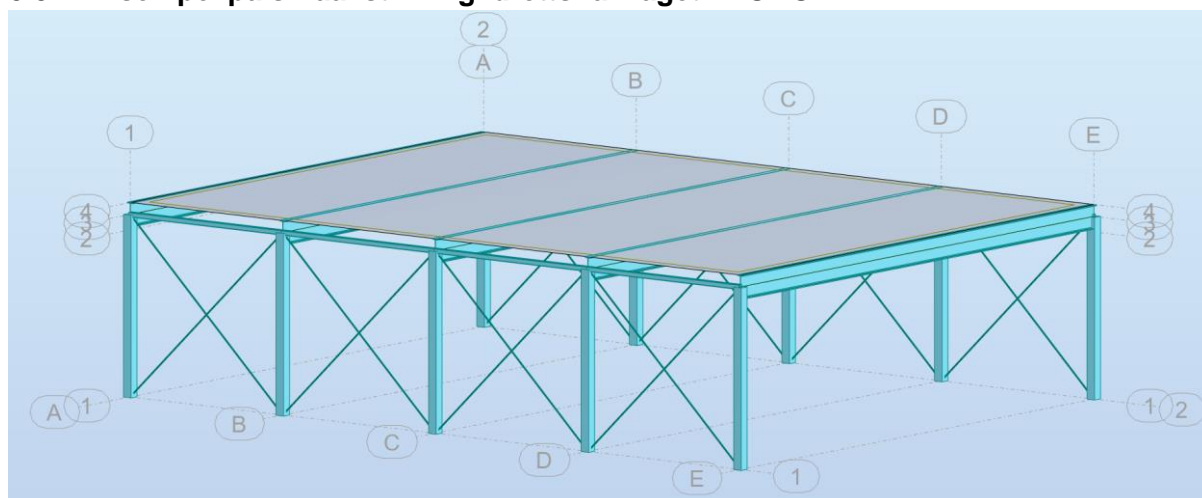
5.1.4 Statisk system med laster



Figur x. Statisk system med laster tegnet i Notability.

5.3 Skråavstivning tegnet i ROBOT

5.3.1 Eksempel på skråavstivning idrettshall laget i ROBOT.



5.4 Prislister betong

Prisantydning for oppføring av betongbjelker, Veidekke

Bjelke - slakkarmert			
Vekt ca 300tonn			
Produksjonstid ca 10dager			
Forskalsreis 7m høyde , 6m bredde	1008 m3	200 kr	201 600,00
Forskale Bunn 6x24m	144 m2	600 kr	86 400,00
Forskaling sidekanter	105,6 m2	700 kr	73 920,00
Betong	116,16 m3	2200 kr	255 552,00
Armering 260kg pr m3	30201 kg	20 kr	604 020,00
Sum			kr 1 221 492,00
Liten byggekran/lastebilkr	1 RS		kr 70 000,00
Div R&D	1 RS		kr 30 000,00
Sum totalt			kr 1 321 492,00

Bjelke - spennarmert			
Vekt ca 300tonn			
Produksjonstid ca 15dager			
Forskalsreis 7m høyde , 6m bredde	1008 m3	200 kr	201 600,00
Forskale Bunn 6x24m	144 m2	600 kr	86 400,00
Forskaling sidekanter	105,6 m2	700 kr	73 920,00
Betong	116,16 m3	2200 kr	255 552,00
Armering 125kg pr m3	14520 kg	24 kr	348 480,00
Innkjøp spennarmering			
Montering spennarmering samt bistand ifm spenning, se for øvrig typisk liste med forbehold under.	1 RS		kr 150 000,00
Sum			kr 1 115 952,00
Liten byggekran/lastebilkr	1 RS		kr 90 000,00
Div R&D	1 RS		kr 40 000,00
Sum totalt			kr 1 245 952,00

Ytelser som bestiller må stå for (vederlagsfritt):

- For modellbaserte prosjekter, besørge utarbeidelse av spennlister, alternativt levere tilfredsstillende underlag for spennlisteberegninger (plottet kabelgeometri el. tilsv.)
- Lossing og lagring av materialer og utstyr.
- Montere innstøpingsgods i formen.
- Eventuell testing av spennstål utover det som er utført av produsenten.
- Assistere vår montør under arbeid med spennarmering med en mann i inntil dager.
- Kontroll av betongfasthet før oppspenning.
- Leverer fersk og klumpfri Standard FA-sement til injiseringen, ca. sekker å 25kg.
- Kapping og forsegling av utstikkende slanger etter injiseringen.
- Nødvendige stillaser og arbeidsplattformer.
- Trykkluft, vann og strøm på arbeidsstedet.
- Adgang til skifte- og spisebrakke for vår montør.
- Innkvartering av våre montører i rimelig nærhet av anlegget, totalt ca. manddøgn.
- Prosjektspesifikke kurs
- Kranassistanse under oppspenningen og for intern transport.
- Ivareta vinterutgifter, så som snømåking, oppvarming o.l.
- Opplasting av returmateriell.

5.5 Beregnet prisoverslag

Priser beregnet med grunnlag i prisoverslaget fra Veidekke

	Betong	Stål	Spennstål	Brureis	Forskaling	Byggekran og div	Total	Eksl. Kran
Slakkarmert	261800	394400	0	201 600	160320	70000	kr 1 088 120,00	kr 1 018 120,00
Spennarmert	180400	342000	319440	201600	160320	90000	kr 1 293 760,00	kr 1 203 760,00