

Vedleggsliste

Vedlegg A1 - Lastberegninger.....	3
Vedlegg A2 - Snølastberegning OS Prog.....	10
Vedlegg A3 - Skjevstilling.....	11
Vedlegg A4 - Vindlastberegning OS Prog.....	12
Vedlegg A5 - Utelatelsesberegninger jordskjelv.....	16
Vedlegg A6 - Utelatelsesberegninger jordskjelv.....	18
Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke.....	19
Vedlegg B2 - Håndberegning betongbjelke 1.....	30
Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1.....	38
Vedlegg B4 - Håndberegning betongbjelke 2.....	48
Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2.....	59
Vedlegg B6 - Håndberegning betongbjelke 3.....	67
Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3.....	75
Vedlegg C1 - Beregning stålbjelke.....	84
Vedlegg D1 - Beregninger Conlit.....	90
Vedlegg E1 - Avstivingsberegninger i V-skive.....	91
Vedlegg E2 - Avstivingsberegninger i Mathcad.....	111
Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for en ny løsning.....	115
Vedlegg E4 - Knekkingsberegning eksisterende trappesjakt i BT-snitt.....	134
Vedlegg F1 - MN-diagram $D'/D = 0.6$	136
Vedlegg F2 - MN-diagram $D'/D = 0.7$	137
Vedlegg F3 - Søyle 1.Y: Kun eksisterende.....	138
Vedlegg F4 - Søyle 1.I: Kun eksisterende.....	144
Vedlegg F5 - Søyle 2.Y: Kun eksisterende.....	150
Vedlegg F6 - Søyle 3.I: Kun eksisterende.....	156
Vedlegg F7 - Søyle 1.Y: Eksisterende + påbygg.....	162
Vedlegg F8 - Søyle 1.I: Eksisterende + påbygg.....	168
Vedlegg F9 - Søyle 2.Y: Eksisterende + påbygg.....	175
Vedlegg F10 - Søyle 3.I: Eksisterende + påbygg.....	181
Vedlegg F11 - Kontrollberegning av dimensjonerende søyle i BT-snitt.....	188

Vedlegg F12 - Søy 1.Y: Beregninger av 2 lag SikaWrap 231C.....	190
Vedlegg F13 - Søy 1.I: Beregninger av 2 lag SikaWrap 231C.....	191
Vedlegg F14 - Søy 2.Y: Beregninger av 2 lag SikaWrap 231C.....	192
Vedlegg F15 - Søy 1.Y: Beregninger av 10 lag SikaWrap 231C.....	193
Vedlegg F16 - Søy 1.I: Beregninger av 10 lag SikaWrap 231C.....	194
Vedlegg F17 - Søy 2.Y: Beregninger av 10 lag SikaWrap 231C.....	195

Vedlegg A1 - Lastberegninger

Egenlastberegning

Dekke: Alle plan inneholder betongdekke med samme tykkelse, og beregningene vil dermed bli lik for hver etasje. Dette gjelder fra plan 1 til plan 4, og vi utfører derfor kun beregningen én gang.

$$\rho_c := 2500 \frac{kg}{m^3}$$

Densitet betong

Tabell 11.1

$$t := 0.15 \text{ m}$$

Tykkelse dekke

Dekket vil inneholde mer enn kun betong, som for eksempel gulvbelegg, himling og lignende. Konservativt vil vi anta en ekstra vekt på ca. 100 kg/m².

Ref. notat NODE: Forutsettes lett gulvoppbygning i alle etasjer, maksimalt 100 kg/m².

$$g_e := 100 \frac{kg}{m^2}$$

Ekstra vekt på dekket

$$g_k := (\rho_c \cdot t + g_e) \cdot g = 4.658 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt dekke

Midtre del av dekket i plan 3 skiller seg ut med å ha en tykkelse på 20 cm, og egenvekten her blir dermed som følger.

$$t_i := 0.2 \text{ m}$$

Tykkelse indre dekke plan 3

$$g_{k_i} := (\rho_c \cdot t_i + g_e) \cdot g = 5.884 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt indre dekke plan 3

Tak: Vi kommer til å beregne bygget først som kun eksisterende, og deretter med eksisterende pluss påbygg. På grunn av dette vil det være to forskjellige tak - ett på eksisterende og ett på nytt bygg.

Tak eksisterende bygg

Rotunden ble bygget på 60 tallet, og det ble senere bygget på en etasje sent på 70 tallet. Byggherre opplyser om at det på den tiden ble tatt hensyn til at det skulle kunne bygges to nye etasjer til. Det er blitt antatt av NODE at indre del av dekke over plan 3 (lett tak) rives og erstattes med betongdekke med samme utførelse som dekke over plan 2. På grunn av disse opplysningene blir det antatt at det tidligere har blitt plaststøpt et dekke på 15 cm som er brukt som tak på ytre del av dekket/taket over plan 3.

Taket vil få samme beregninger som dekket

Tak nytt bygg - Ytre sirkel

$$mtak := 15.2 \frac{kg}{m^2}$$

Masse Takplate T130M-75L-930

Vekt av takplate hentet fra:

https://www.ruukki.com/nor/building-envelope/produkter/roof-structure/load-bearing-sheets/load-bearing-sheets-detail/load-bearing-sheet-t130m-75l-930?fbclid=IwAR15MdhhuRPLiFMO2cDwMS86yBTIAzkC7UCzAc-u_s9WNbmgborade4QQXI#egenskaper

Taket vil inneholde ekstra materialer som isolasjon, himling og lignende. Dette medfører en antagelse på ekstra vekt på ca. 150 kg/m². Her tas også vekten av IPE bjelkene i bæresystemet med.

$$gt := 150 \frac{kg}{m^2}$$

Ekstra vekt tak

$$gtak := (mtak + gt) \cdot g = 1.62 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt takplate

Kuppel: Det antas en samlet glasstykkelse på ikke større enn 30 mm, som utgjør en egenlast på ca 0.75 kN/m². I tillegg vil det være noe sekundærstål, som utgjør en egenvekt på maksimalt 0.4 kN/m² - NODE

$$\rho_{glass} := 2500 \frac{kg}{m^3}$$

Densitet glass

no.wikipedia.org/wiki/Tetthet

$$t_{glass} := 30 \text{ mm}$$

$$g_{glass} := \rho_{glass} \cdot t_{glass} \cdot g = 0.735 \frac{kN}{m^2}$$

Dette utgjør en egenvekt på kuppelen på ca. $g_{kuppel} := 1.15 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelastberegninger

NS-EN 1991-1-1 Egenlast og nyttelast

Tabell NA 6.1 Kategori B - Kontorareal

Tabell NA 6.2 $pk := 3.0 \frac{kN}{m^2}$

Snølastberegninger

NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008

Tabell Na.4.1(901) Bergen $S_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$ $H_g := 150 \text{ m}$ $\Delta S_k := 0.5$

NA.4.1(1) Kanalveien ligger opp til 25 moh < $H_g = 150 \text{ m}$ -> $S_k := S_{k0}$

Tabell 5.2 Formfaktor for snølast; Antar takvinkel mellom 0° og 30° -> $\mu_1 := 0.8$

[5.3.6] Tar hensyn til kuppel med vinkel ca. lik 13.6 grader

$h := 0.771 \text{ m}$ $b_1 := 21 \text{ m}$ $b_2 := 9.5 \text{ m}$ $\gamma := 2 \frac{kN}{m^3}$

$L_s := 2 \cdot h = 1.542 \text{ m}$ $5.0 < L_s < 15$ -> $L_s := 5.0 \text{ m}$

5.3.6(1) $\mu_s := 0$ for $\alpha < 15^\circ$

$\mu_w := \min\left(\frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h}, \frac{\gamma \cdot h}{S_k}\right) = 0.771$ $0.8 < \mu_w < 4.0$ -> $\mu_w := 0.8$ (5.8)

$\mu_2 := \mu_s + \mu_w = 0.8$ (5.7)

$S_1 := S_k \cdot \mu_1 = (1.6 \cdot 10^3) \text{ Pa}$ (5.1)

$S_2 := S_k \cdot \mu_2 = (1.6 \cdot 10^3) \text{ Pa}$ (5.1)

Høyden på bygget har ikke noe å si for utregning av snølast, og snølasten vil være lik for eksisterende og nytt bygg.

Vindlastberegninger

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

20-Kantet bygg, med diameter $b := 40 \text{ m}$

Høyde $Z := 21.3 \text{ m}$

Konservativt: Høyeste høyde

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tetthet luft ved ca. 10 grader
no.wikipedia.org/wiki/Luft

$$k_p := 3.5$$

Toppfaktor

[NA.4.5(1)]

Vindretning 1: Løvstakken

Tabell NA.4.1; Kategorinummer II - Terrengruhetskategori II skal alltid regnemessig benyttes når vindkastøkning fra bratt terreng bestemmes, uavhengig av om andre terrengkategorier forekommer (NA.4.3.3(901.4))

$$k_r := 0.19$$

$$Z_0 := 0.05 \text{ m}$$

$$Z_{\min} := 4 \text{ m}$$

Tabell NA.4 (901.1); Bergen, Hordaland $V_{b0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

NA 4.2(2)P Merknad 2. Formel (NA 4.1); Antar alle C-verdier lik 1.0

$$V_b := V_{b0}$$

(NA 4.1)

Figur NA.4 (901.5) Topografieffekt $K_I := 1.75$ $C_0 := 0.9$

$$C_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 1.15 \quad (4.4)$$

$$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot V_b = 26.918 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Stedsvindhastigheten} \quad (4.3)$$

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = 452.863 \text{ Pa} \quad [\text{NA.4.5(1)}]$$

$$I_v := \frac{K_I}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = 0.321 \quad Z_{\min} = 4 \text{ m} < Z = 21.3 \text{ m} < Z_{\max} = 200 \text{ m} \quad (4.7)$$

Overgangssone faktor K3

Sone A: Tabell NA.4.1; Kategorinummer III - Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder.

$$X_b := 1.5 \text{ km}$$

$$\Delta n_{BA} := 2 - 3 = -1$$

Tabell V.1 b) Interpolering $K3 := 0.9 + (1.0 - 0.9) \cdot \frac{1.5 - 0.5}{2.5 - 0.5} = 0.95$

Vindkasthastighetstrykk

$$qkast := [1 + 2 \cdot kp \cdot Iv] \cdot qm \cdot K3 = [1.397] \frac{kN}{m^2} \quad (NA.4.8)$$

Vindretning 2: Byfjorden

Tabell NA.4.1; Kategorinummer III - Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder.

$$kr := 0.22 \quad Z0 := 0.3 \text{ m} \quad Zmin := 8 \text{ m}$$

Ingen topografieeffekt $KI := 1.0 \quad C0 := 1.0$

$$Cr := kr \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z0}\right) = 0.938 \quad (4.4)$$

$$Vm := Cr \cdot C0 \cdot Vb = 24.383 \frac{m}{s} \quad \text{Stedsvindhastigheten} \quad (4.3)$$

$$qm := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot Vm^2 = 371.567 \text{ Pa} \quad [NA.4.5(1)]$$

$$Iv := \frac{KI}{C0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z0}\right)} = 0.235 \quad Zmin = 8 \text{ m} < Z = 21.3 \text{ m} < Zmax = 200 \text{ m} \quad (4.7)$$

Overgangssone faktor K3

Sone A: Tabell NA.4.1; Kategorinummer I - Kystnær, opprørt sjø, åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

$$Xb := 2 \text{ km} \quad \Delta nBA := 3 - 1 = 2$$

Tabell V.1 a) Interpolering $K3 := 1.25 + (1.05 - 1.25) \cdot \frac{2 - 0.5}{2.5 - 0.5} = 1.1$

Vindkasthastighetstrykk

$$qkast := [1 + 2 \cdot kp \cdot Iv] \cdot qm \cdot K3 = [1.08] \frac{kN}{m^2} \quad (NA.4.8)$$

Vindkasthastighetstrykket fra vindretning 1 Løvstakken er dimensjonerende, benytter dermed denne for videre beregninger:

$$qkast := 1.397 \frac{kN}{m^2}$$

[7.9.1] Utvendige formfaktorer

$$vZe := \sqrt{\frac{2 \cdot qkast}{\rho}} = 47.278 \frac{m}{s} \quad \text{Vindhastighet}$$

$$v := 15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s} \quad \text{Kinematisk viskositet for luft}$$

$$Re := \frac{b \cdot vZe}{v} = 1.261 \cdot 10^8 \quad \text{Tallet tilsvarer at vi har en firkantet klosse (7.15)}$$

Tabell 7.11 Kraftfaktor $Cf0 := 1.3$ Velger å se på 10-kant, konservativt.

[6.2] c) For rammekonstruksjoner som har avstivende bærende vegger, og som er lavere enn 100 m og har en høyde mindre enn fire ganger bygningens dybde, kan verdien CsCd settes lik **1.0**.

$$Aref := b \cdot Z = 852 \text{ m}^2 \quad \text{Referanseareal} \quad (7.14)$$

$$\psi := 1.0 \quad (\text{Konservativt}) \quad \text{Endeeffektfaktor} \quad \text{Fig.7.36}$$

$$Cf := Cf0 \cdot \psi = 1.3 \quad \text{Formfaktor/Kraftfaktor} \quad (7.13)$$

D+E = 1.3 (Lo og le firkantet hus)

$$Fw := Cf \cdot qkast \cdot Aref = (1.547 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Vindkraft på konstruksjonen} \quad (5.3)$$

Konservativt får vi en formfaktor tilnærmet lik som for et firkantet bygg (Cf = 1.3), vi skulle egentlig fått lavere på grunn av den sylindriske geometrien.

C_{pe} er tilsvarende vår formfaktor sone A, og går på fasaden lokalt.

$$C_{p0} := -1.5$$

Fig 7.27 - Konservativt, fordi vi har $Re > 10^7$.
Har ikke grunnlag til å gå høyere i Re-tall.

$$\psi := 1.0$$

Finn maksverdi - Antas maks lik 1.0 (7.17)

$$C_{pe} := \psi \cdot C_{p0} = -1.5$$

Sug på utsiden (7.16)

$$F_w := C_{pe} \cdot q_{kast} = -2.096 \frac{kN}{m^2} \quad (5.1)$$

TAK

Liten parapet, men forholdet mellom parapetens høyde og byggets høyde er så liten at det antas skarp takavslutning.

$$b := 40 \text{ m} \quad h := Z = 21.3 \text{ m}$$

Konservativt bruker vi hele trefflaten som diameteren til bygget.

Figur 7.6:

$$e := \min(b, 2 \cdot h) = 40 \text{ m}$$

Tabell 7.2:

$$\text{Sone F} \quad \frac{e}{10} = 4 \text{ m}$$

$$CF := -1.8$$

Figur 7.11:

$$\text{Sone H} \quad \frac{e}{2} = 20 \text{ m}$$

$$CH := -0.7$$

$$CH := -1.2 \quad (CA)$$

$$\text{Sone I} \quad e - \frac{e}{10} - \frac{e}{2} = 16 \text{ m}$$

$$CI := 0.2$$

$$+/- 0.2 ?$$

Sammenligner med bueformede tak og kupler: 7.2.8 - Fig. 7.11 gir $CH = CA = -1.2$

$$q_F := q_{kast} \cdot CF = -2.515 \frac{kN}{m^2}$$

Kraft i sone F - Sug

$$q_H := q_{kast} \cdot CH = -1.676 \frac{kN}{m^2}$$

Kraft i sone H - Sug

$$q_I := q_{kast} \cdot CI = 0.279 \frac{kN}{m^2}$$

Kraft i sone I - Trykk

Innvendig undertrykk og overtrykk

[7.2.9] Merknad 2 $\mu_o := -0.2 \quad \mu_s := 0.3$

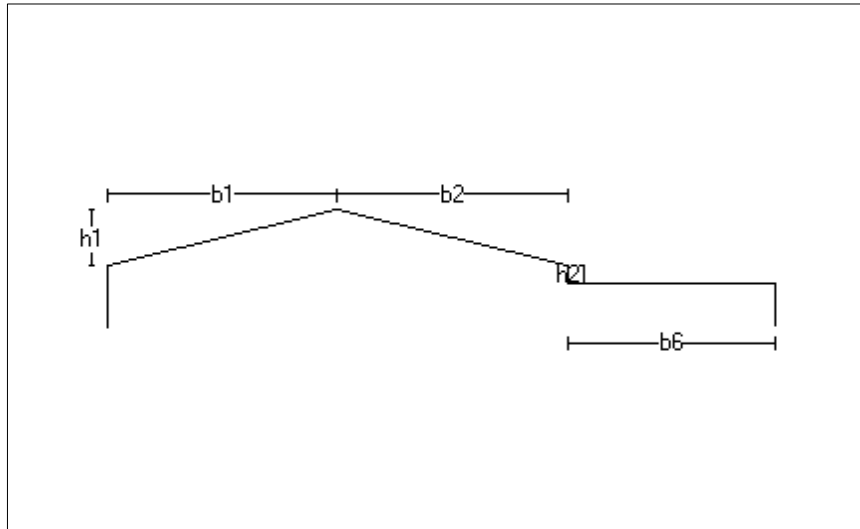
$$q_{\text{overtrykk}} := \mu_o \cdot q_{kast} = -0.279 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{\text{sug}} := \mu_s \cdot q_{kast} = 0.419 \frac{kN}{m^2}$$

Tittel Vedlegg A2 - Snølastberegning OS Prog		Side 1	
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

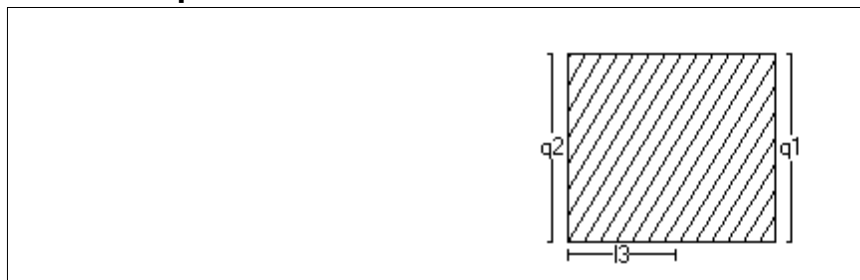
Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster
Data er lagret på fil: C:\Users\katri\Desktop\Bachelor\Snø\Snølast - med kuppel.sls

1. Geometri



b_1	10500	mm
h_1	2540	mm
b_2	10500	mm
h_2	771	mm
b_6	9500	mm

2. Snølast på tak



Last nr.:1		
q_1	1,60	kN/m ²
q_2	1,60	kN/m ²
l_3	5000	mm

3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Kanalveien 90
Byggets plassering (moh)	
Eksponeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	2 kN/m ²

Vedlegg A3 - Skjevstilling

NS 3490:2004 [9.3.4(3)]

En kan benytte 0,5% av alle vertikale laster i en kombinasjon med vindlast

Tar utgangspunkt i en etasje i bygget.

$$r := 20 \text{ m}$$

$$A := \pi \cdot r^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

Lastene som fungerer på dekket - hentet fra *Lastberegninger*:

$$gk := 4.658 \frac{kN}{m^2} \qquad pk := 3 \frac{kN}{m^2} \qquad qkast := 1.388 \frac{kN}{m^2}$$

Total last for etasjen:

$$qed := (gk + pk) \cdot A = (9.623 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Skjevstillingslast:

$$qed_s := qed \cdot 0.005 = 48.117 \text{ kN}$$

Vindlast:

$$Cf := 1.3 \qquad h_{etasje} := 3.7 \text{ m} \qquad b := 40 \text{ m}$$

$$qed_vk := qkast \cdot Cf \cdot h_{etasje} \cdot b = 267.051 \text{ kN}$$

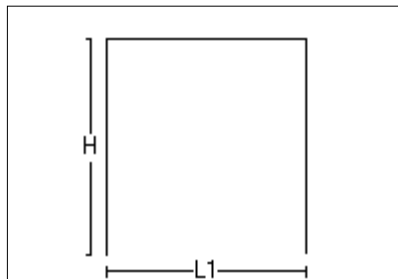
Hvor mye utgjør skjevstillingslasten?

$$q := \frac{qed_s}{qed_vk} \cdot 100 = 18.018$$

Tittel Vedlegg A4 - Vindlastberegning OS Prog		Side 1
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign Dato 10-05-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Bygdata AS
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
Data er lagret på fil: C:\Users\katri\Desktop\Bachelor\Vind\Vindlast - flatt tak1.sls

1. Geometri



H 21300 mm
L1 40000 mm

Byggets lengde, L2: 40000 mm
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s
Byggested, høyde over havet (m): 25 Calt: 1
Returperiode (år):50 Cprob: 1
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året
Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1
Basisvindhastighet: 26 m/s
Høyde Z over grunnivået: 21,3 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s): 24,38 Cr: 0,94

OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.
Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s) : 33,87 Cr: 1,30
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring Xb (m): 2000
Overgangsonedefaktor Cs(Xb): 1,14 Vm(z) : 27,7(lign NA.4(901.2/3))

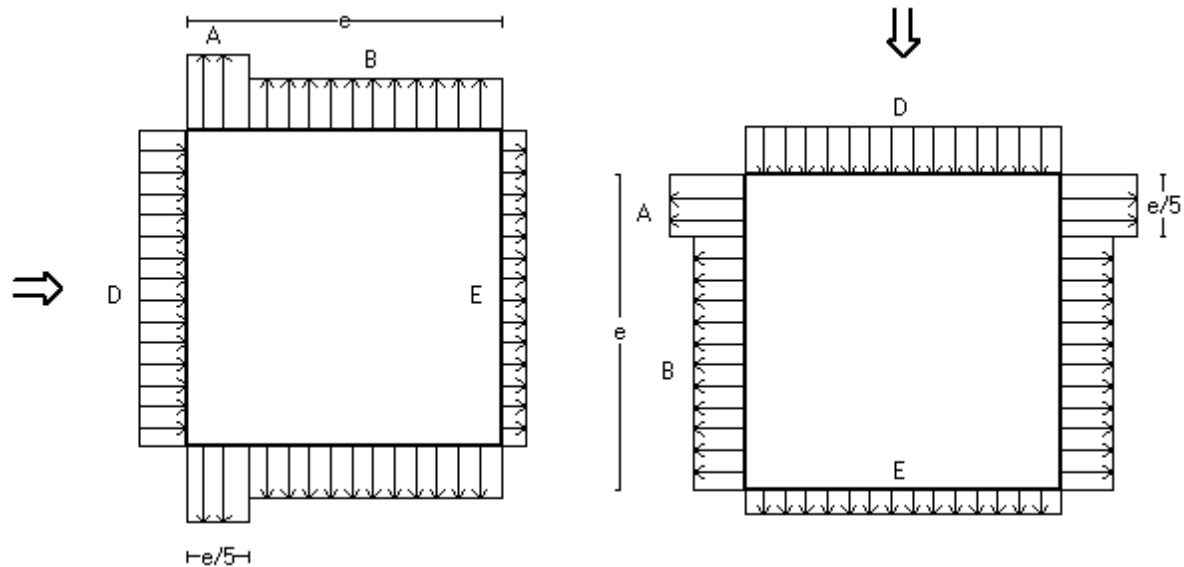
TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.
Terrengrufformfaktor Co(z): 0,9 Turbulensfaktor Ki: 1,75

Vkast: 43,71 m/s
Qkast: 1,194 kN/m²

Tittel Vedlegg A4 - Vindlastberegning OS Prog		Side 2
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign Dato 10-05-2021

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=40000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=40000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,74	-0,38
Utvendig last (kN/m ²)	-1,43	-0,96		0,88	-0,45
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,38
Utvendig last (kN/m ²)	-1,67	-1,31		1,19	-0,45
Utstrekning (mm)	8000	32000		40000	40000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,74	-0,38
Utvendig last (kN/m ²)	-1,43	-0,96		0,88	-0,45
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,38
Utvendig last (kN/m ²)	-1,67	-1,31		1,19	-0,45
Utstrekning (mm)	8000	32000		40000	40000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m²)	-0,36	0,24

Tittel Vedlegg A4 - Vindlastberegning OS Prog		Side 3	
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

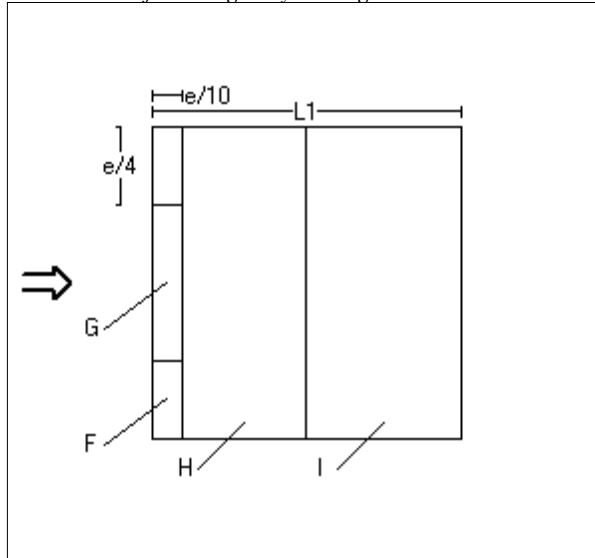
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=40000 mm L2=40000 mm

C_{pe,10} Gjelder for hele bygget. (>=10m²)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



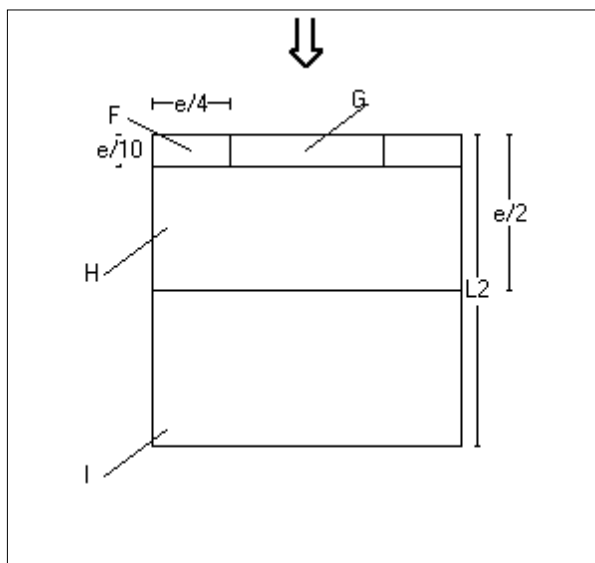
Utstrekning (mm)

e=40000

e/4=10000

e/10=4000

	C_{pe,10}	Last (kN/m²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-2,15	10000x4000
G	-1,20	-1,43	20000x4000
H	-0,70	-0,84	40000x16000
I	+/-0,20	+/-0,24	40000x20000



Utstrekning (mm)

e=40000

e/4=10000

e/10=4000

	C_{pe,10}	Last (kN/m²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-2,15	10000x4000
G	-1,20	-1,43	20000x4000
H	-0,70	-0,84	40000x16000
I	+/-0,20	+/-0,24	40000x20000

Tittel Vedlegg A4 - Vindlastberegning OS Prog		Side 4
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign Dato 10-05-2021

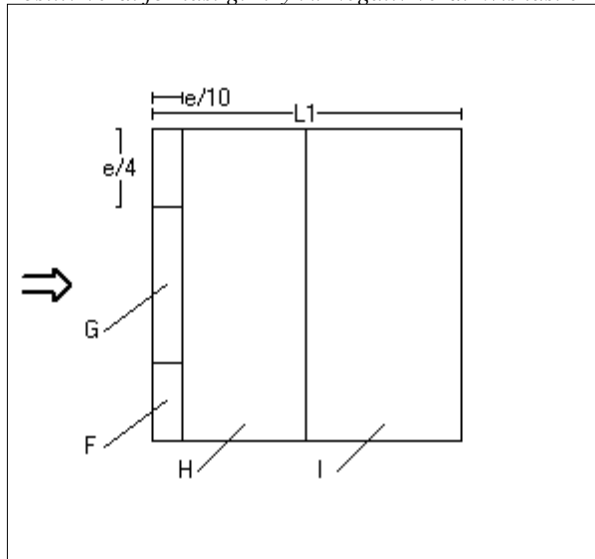
Taktype: Flatt tak

L1=40000 mm L2=40000 mm

Cpe,1 Gjelder for en lokal flate på 1m2. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m2 : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



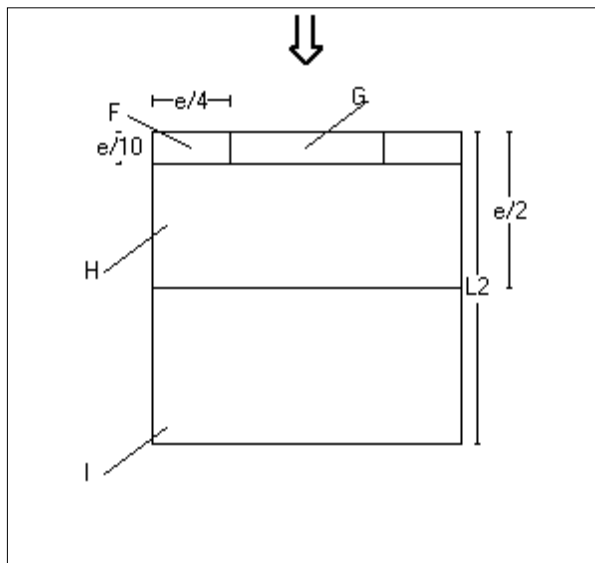
Utstrekning (mm)

e=40000

e/4=10000

e/10=4000

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-2,99	10000x4000
G	-2,00	-2,39	20000x4000
H	-1,20	-1,43	40000x16000
I	+/-0,20	+/-0,24	40000x20000



Utstrekning (mm)

e=40000

e/4=10000

e/10=4000

	Cpe,1	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-2,99	10000x4000
G	-2,00	-2,39	20000x4000
H	-1,20	-1,43	40000x16000
I	+/-0,20	+/-0,24	40000x20000

Vedlegg A5 - Utelatelsesberegninger jordskjelv

Utelatelsesberegning med berggrunnens akselerasjon lik 0.8

Trinn 1.1: Bestem a_{g40Hz}

(Fig. NA.3(901)) $a_{g40Hz} := 0.8 \frac{m}{s^2}$ Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Trinn 1.2: Seismisk faktor

(Ref. Notat nr 2025-4200-01 (NODE)- Kontor: Tab. NA.4(902) klasse II)

Valg av seismisk klasse - Tabell NA.4(902) -> Kontor er i klasse II

Seismisk faktor: For bygg i klasse I kan det ses bort fra seismiske laster. Dette gjelder ikke Rotunden, og beregningene fortsetter.

(Tab.NA.4(901)) $\gamma_1 := 1.0$ Verdi for seismisk faktor avhengig av seismisk klasse

Trinn 1.3: Beregn a_g

[3.2.2.2] $a_g := 0.8 \cdot \gamma_1 \cdot a_{g40Hz} = 0.64 \frac{m}{s^2}$ Dimensjonerende grunnakselerasjon

Trinn 1.4: Velg $q < 1.5$

[5.3.3],[6.1.2(3)] $q := 1.5$ Velges for å kunne bruke utelatelseskriteriene og vanlig kapasitetsberegning.

Trinn 1.5: Bestem grunntype A - E, evt. andre.

Tab. NA.3.1 Antar grunntype A (NODE + grunnboringer gjennomført av Multiconsult)

Trinn 1.6: Bestem S

Tab.NA.3.3 $S := 1.0$ Forsterkningsfaktor for grunnforhold

Trinn 1.7: Hvis

$$\text{NA.3.2.1(5)P} \quad ag \cdot S = 0.64 \frac{m}{s^2} < 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Nei, beregning fortsetter

Trinn 1.8: Bestem T_B , T_C og T_D

$$\text{Tab.NA.3.3} \quad T_B := 0.10 \quad T_C := 0.20 \quad T_D := 1.7$$

Parametere som bestemmer knekkpunktene i responspekteret, $S_d(T_1)$

Trinn 1.9: Beregn byggets første egenperiode T

$$[4.3.3.2.2(3),(4) \text{ og } (5)] \quad H := 21 \text{ m} \quad Ct := 0.05 \quad T_1 := Ct \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.49 \text{ s}$$

Trinn 1.10: Beregn $S_d(T)$

$$[3.2.2.5(4)], \text{ Fig NA.3(903)} \quad \beta := 0.2$$

Dimensjonerende spekter for de parametere bestemt ovenfor

$$T_C < T_1 < T_D:$$

$$S_d(T) := ag \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} = 0.435 \frac{m}{s^2} > \beta \cdot ag = 0.128 \frac{m}{s^2} \quad \text{OK}$$

Trinn 1.11: Hvis

$$\text{NA.3.2.1(5)P} \quad S_d(T) = 0.435 \frac{m}{s^2} < 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2} \quad \text{OK}$$

--> Videre påvisning av seismiske laster er ikke nødvendig.

Vedlegg A6 - Utelatelsesberegninger jordskjelv

Utelatelsesberegning med berggrunnens akselerasjon lik 0.5

Trinn 1.1: Bestem a_{g40Hz}

(Fig. NA.3(901)) $a_{g40Hz} := 0.5 \frac{m}{s^2}$ Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Trinn 1.2: Seismisk faktor

(Ref. Notat nr 2025-4200-01 (NODE)- Kontor: Tab. NA.4(902) klasse II)

Valg av seismisk klasse - Tabell NA.4(902) -> Kontor er i klasse II

Seismisk faktor: For bygg i klasse I kan det ses bort fra seismiske laster. Dette gjelder ikke Rotunden, og beregningene fortsetter.

(Tab.NA.4(901)) $\gamma_1 := 1.0$ Verdi for seismisk faktor avhengig av seismisk klasse

Trinn 1.3: Beregn a_g

[3.2.2.2] $a_g := 0.8 \cdot \gamma_1 \cdot a_{g40Hz} = 0.4 \frac{m}{s^2}$ Dimensjonerende grunnakselerasjon

Trinn 1.4: Velg $q < 1.5$

[5.3.3],[6.1.2(3)] $q := 1.5$ Velges for å kunne bruke utelatelseskriteriene og vanlig kapasitetsberegning.

Trinn 1.5: Bestem grunntype A - E, evt. andre.

Tab. NA.3.1 Antar grunntype A (NODE + grunnboringer gjennomført av Multiconsult)

Trinn 1.6: Bestem S

Tab.NA.3.3 $S := 1.0$ Forsterkningsfaktor for grunnforhold

Trinn 1.7: Hvis

NA.3.2.1(5)P $a_g \cdot S = 0.4 \frac{m}{s^2} < 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2}$ **OK, beregning avsluttes**

Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke

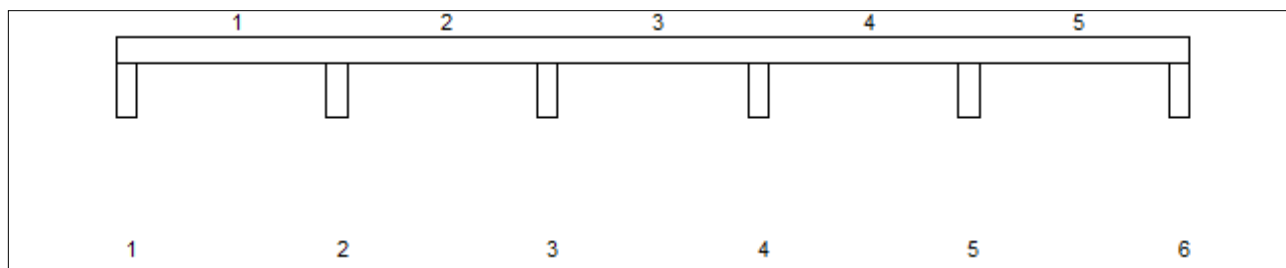
Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 1
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 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\katri\Desktop\Bachelor\Dekke\DekkeBestemtArmering.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

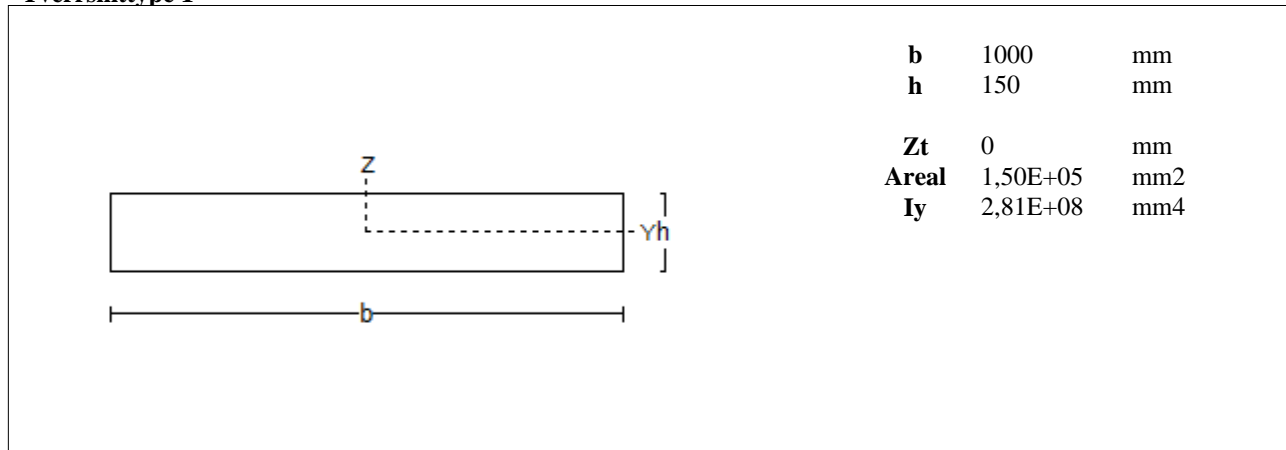
1.0 DEKKE MED 6 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	h.utkr.
Spennvidde	225	4670	4670	4670	4670	4670	225
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

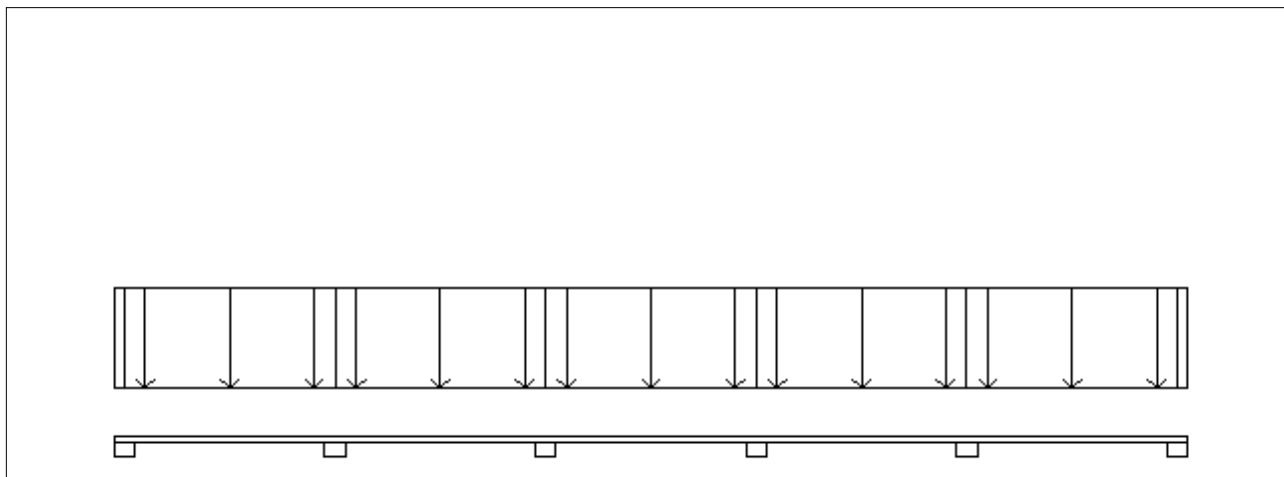


Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 2
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		450					
2	Fri		450					
3	Fri		450					
4	Fri		450					
5	Fri		450					
6	Fri		450					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,30	1,50

PSI-Faktor Kategori B : kontorer
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	3,75	1,00	3,00
2	3,75	1,00	3,00
3	3,75	1,00	3,00
4	3,75	1,00	3,00
5	3,75	1,00	3,00

Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 3
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

1.4 MATERIALDATA

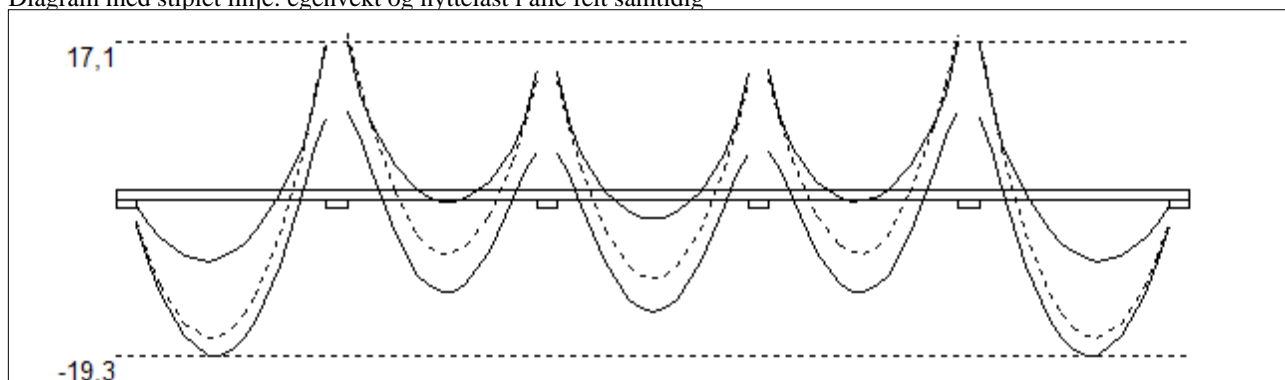
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	130			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,31
Kortids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00024
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00046
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

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 (strek i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-8,0	-11,2	-9,6	-19,3
2	-3,4	-6,0	-4,1	-11,9
3	-4,8	-7,6	-5,7	-14,1
4	-3,4	-6,0	-4,1	-11,9
5	-8,0	-11,2	-9,6	-19,3

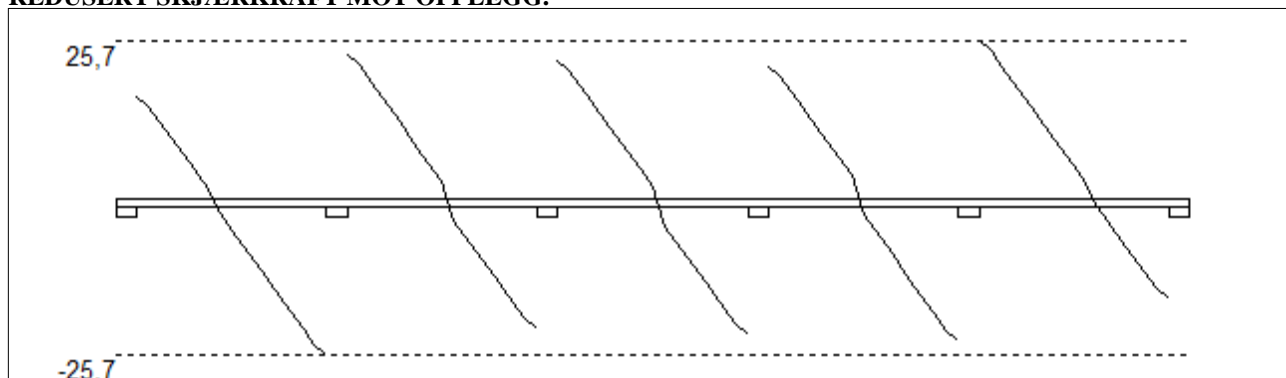
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	8,4	11,4	10,0	17,1
3	5,9	8,7	7,1	13,9
4	5,9	8,7	7,1	13,9
5	8,4	11,4	10,0	17,1
6	0,0	0,0	0,0	0,0

Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 4
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLEGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

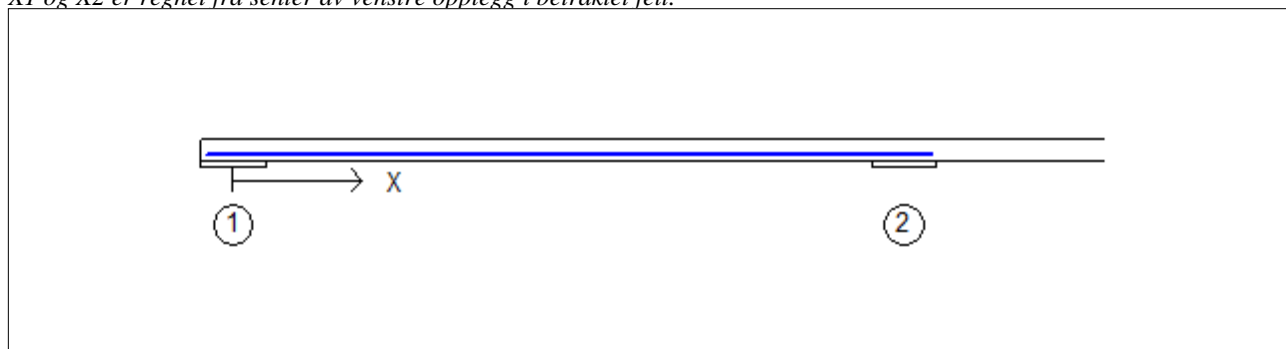
Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			17,6	16,5
2	-26,8	-25,7	24,3	23,2
3	-22,4	-21,3	23,4	22,3
4	-23,4	-22,3	22,4	21,3
5	-24,3	-23,2	26,8	25,7
6	-17,6	-16,5		

3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

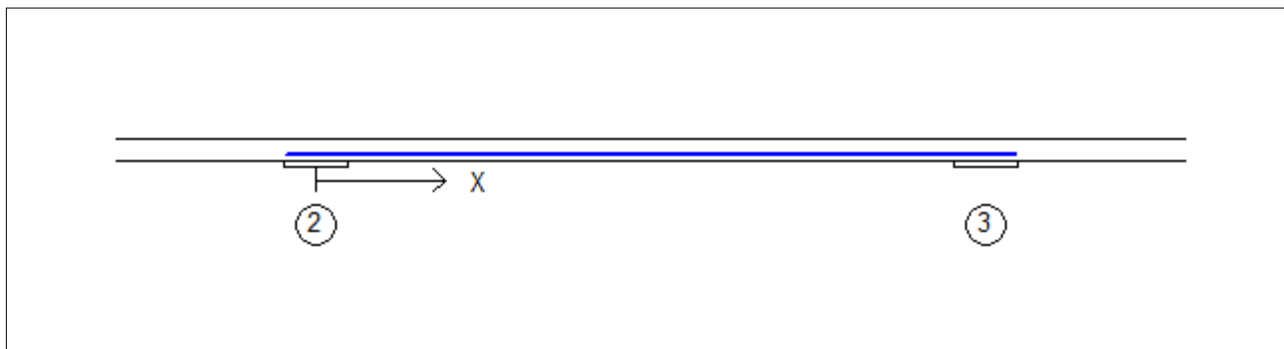
X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.



Bestemt armering i underkant i felt nr: 1

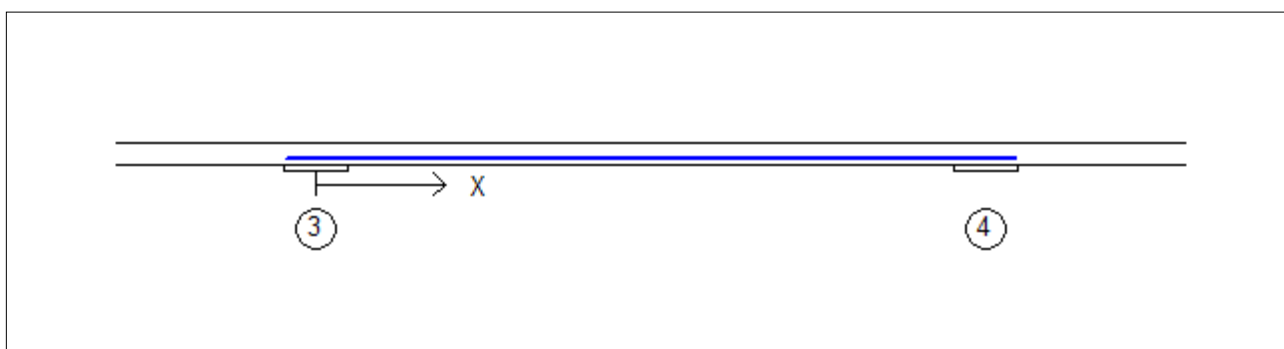
cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
360	10	1	-190	4870	5060	35	41
360	10	1	-190	3630	3820	35	41

Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 5
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021



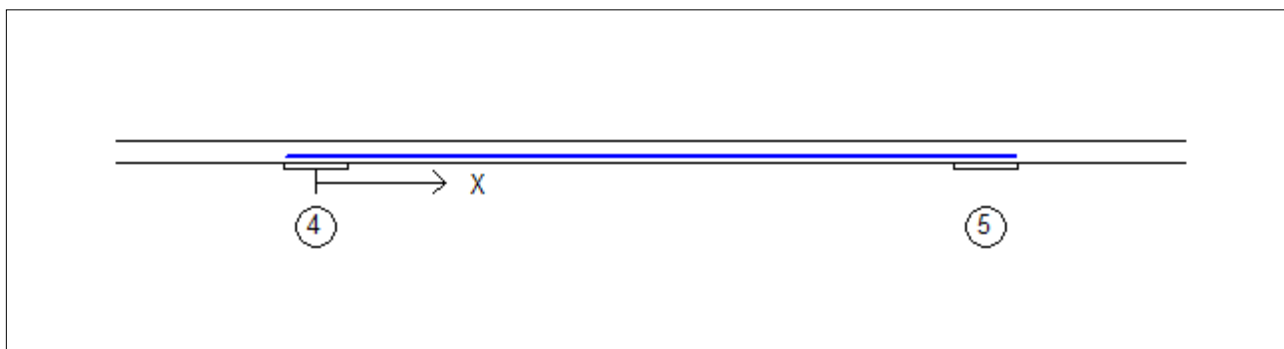
Bestemt armering i underkant i felt nr: 2

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
400	10	1	-200	4870	5070	35	41
640	10	1	1170	3530	2360	35	41



Bestemt armering i underkant i felt nr: 3

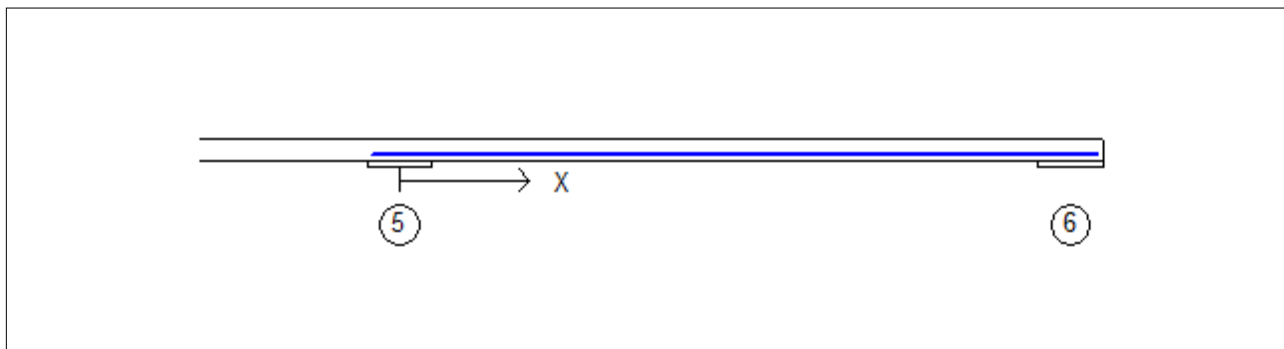
cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
150	10	1	-200	4870	5070	35	41



Bestemt armering i underkant i felt nr: 4

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
400	10	1	-200	4870	5070	35	41
640	10	1	1170	3500	2330	35	41

Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 6
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021



Bestemt armering i underkant i felt nr: 5

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
360	10	1	-200	4860	5060	35	41
360	10	1	1040	4860	3820	35	41

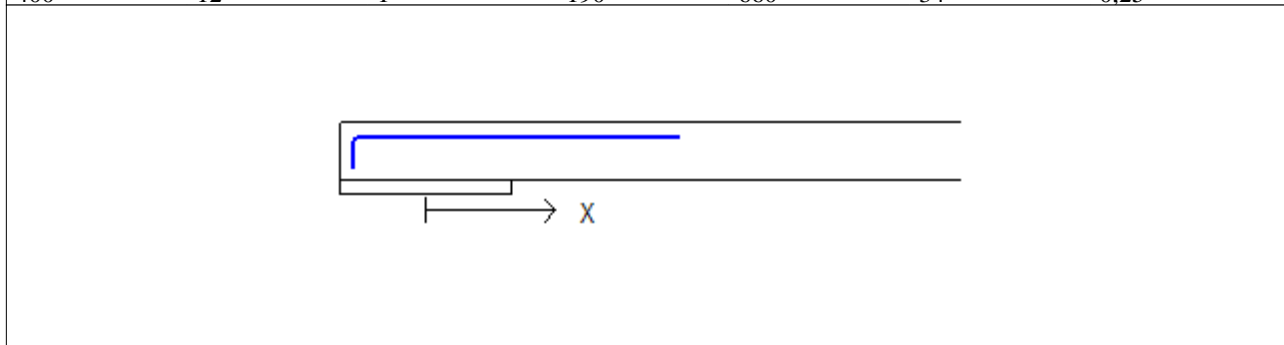
3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

Støttemerking over opplegg nr: 1

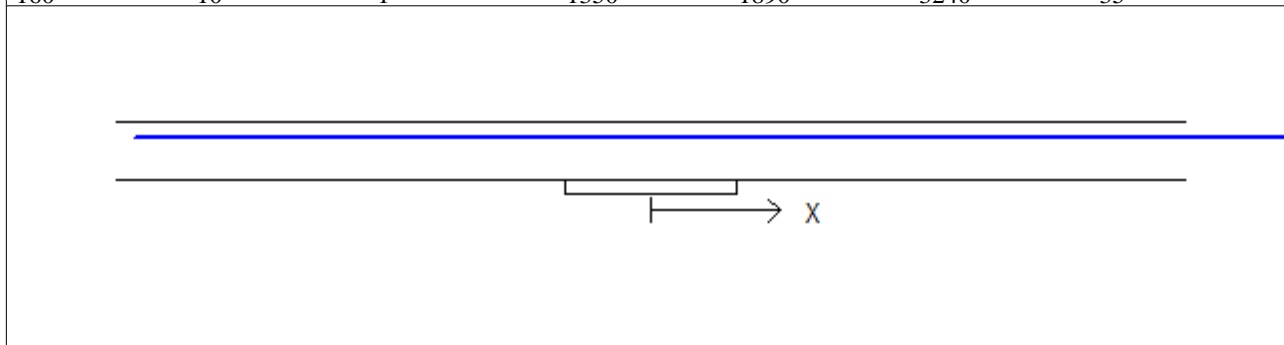
Forankring = forankringsfaktor for venstre bjelkenende (0-1)

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-190	660	34	0,25



Støttemerking over opplegg nr: 2

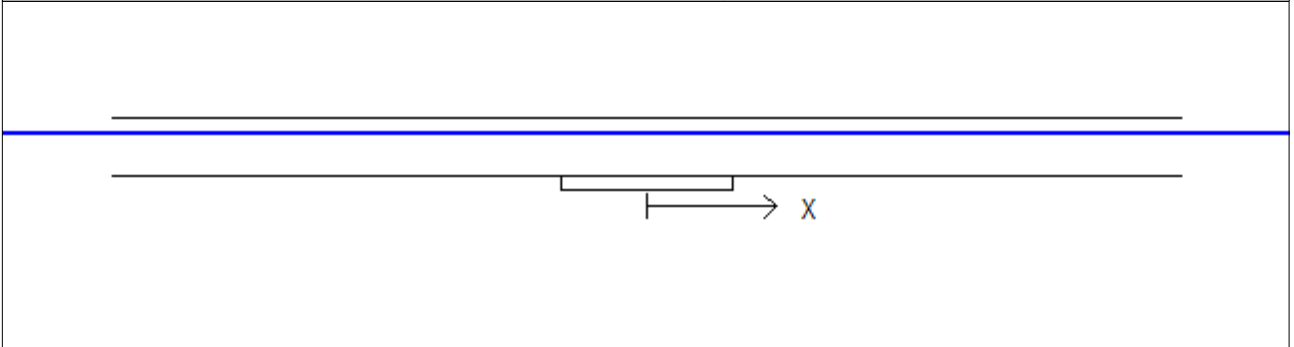
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
160	10	1	-1350	1890	3240	35



Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 7
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

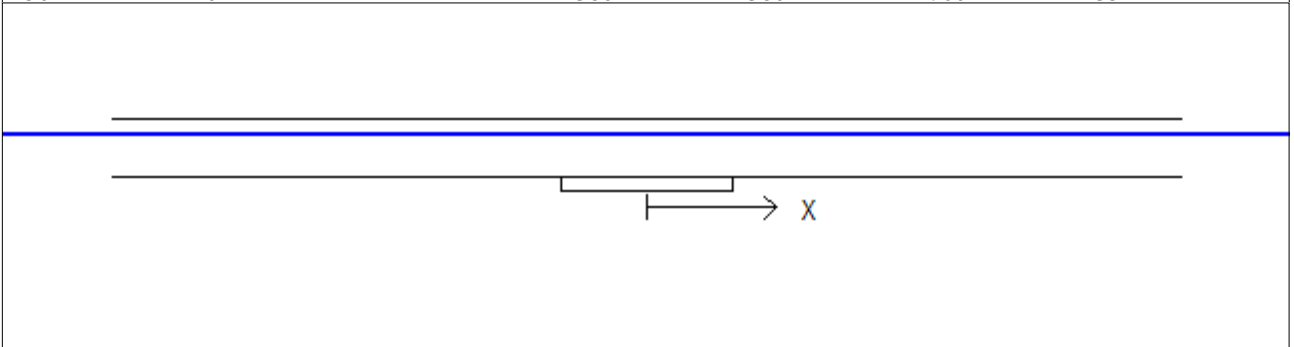
Støttemerking over opplegg nr: 3

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
150	10	1	-2380	2380	4760	35



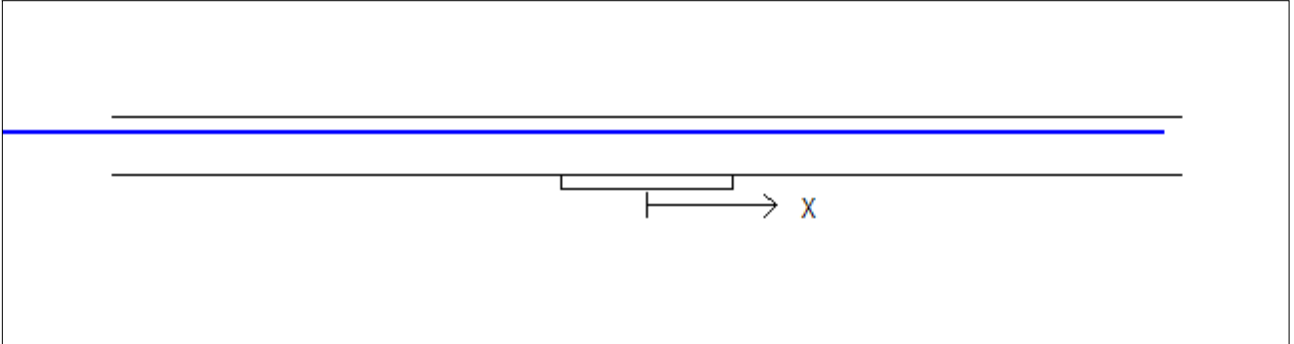
Støttemerking over opplegg nr: 4

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
150	10	1	-2380	2380	4760	35



Støttemerking over opplegg nr: 5

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
160	10	1	-1890	1350	3240	35

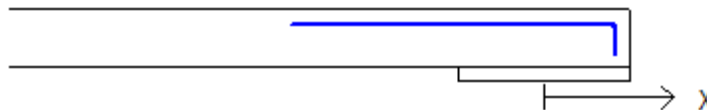


Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 8
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

Støttearmering over opplegg nr: 6

Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-660	190	34	0,25



3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $27 \times D$ Forankringslengde i overkant: $27 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

Opplegg nr 6

Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	218	193	193	0
2	193	193	193	0
3	193	193	193	0
4	193	193	193	0
5	193	218	193	0

Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = $2 h \leq 250$ mm for hovedarmering

Smaks = $3 h \leq 400$ mm for fordelingsarmeringen

* Andre områder:

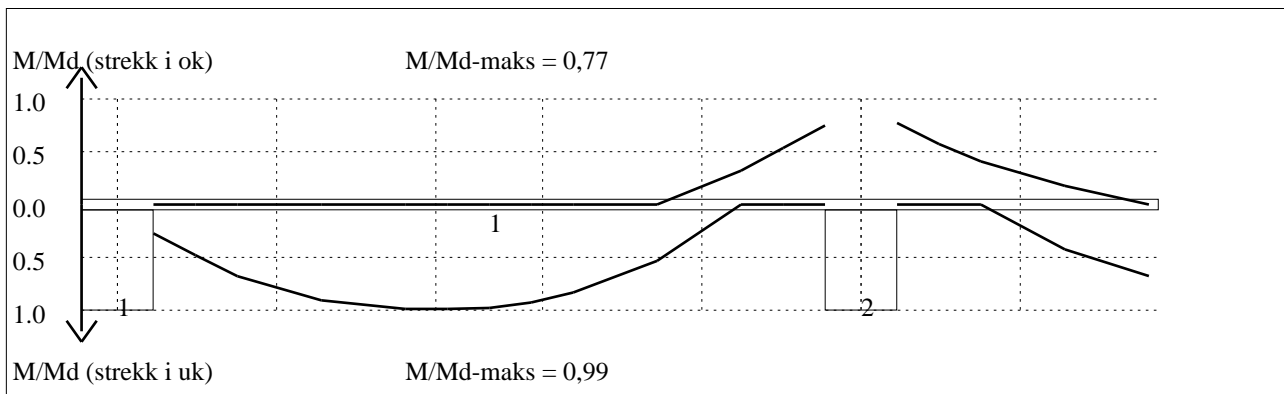
Smaks = $3 h \leq 400$ mm for hovedarmeringen

Smaks = $3.5 h \leq 450$ mm for fordelingsarmeringen

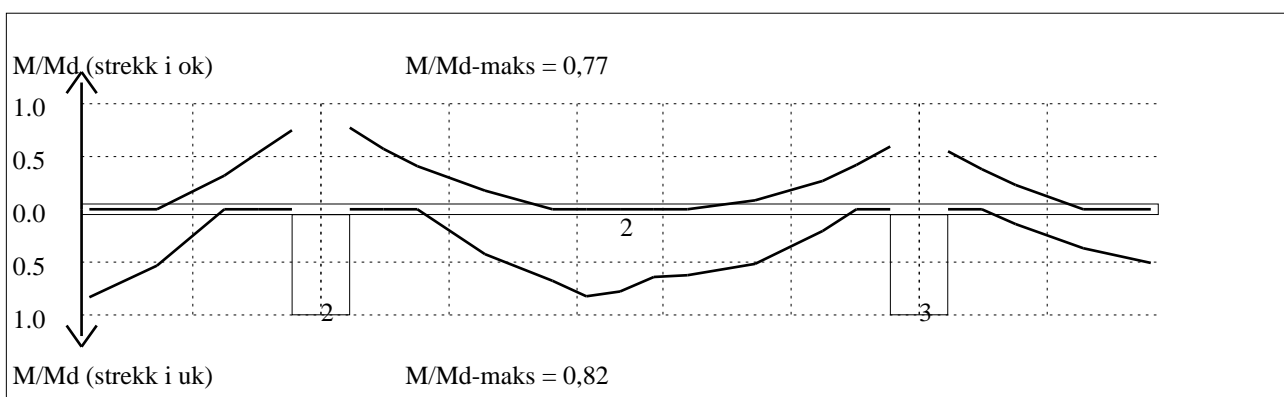
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 9
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

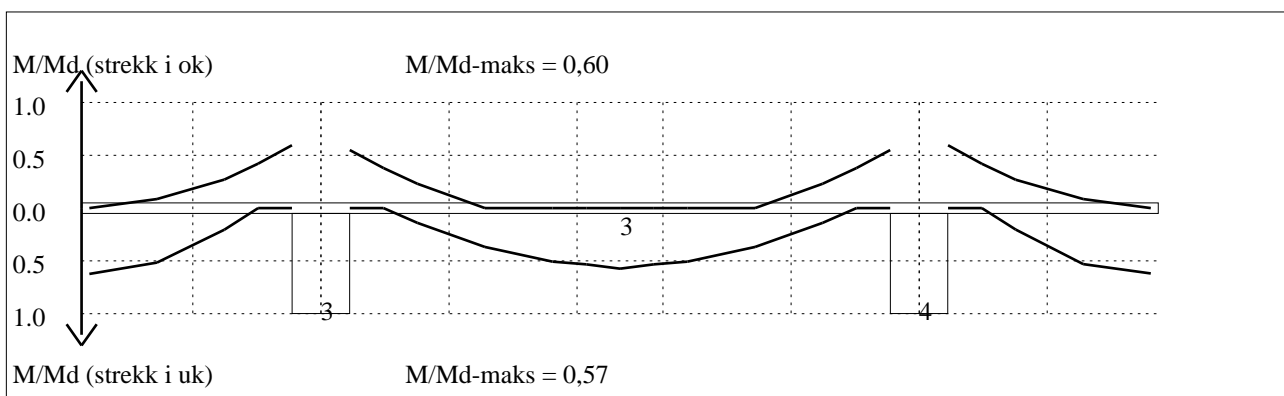
4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

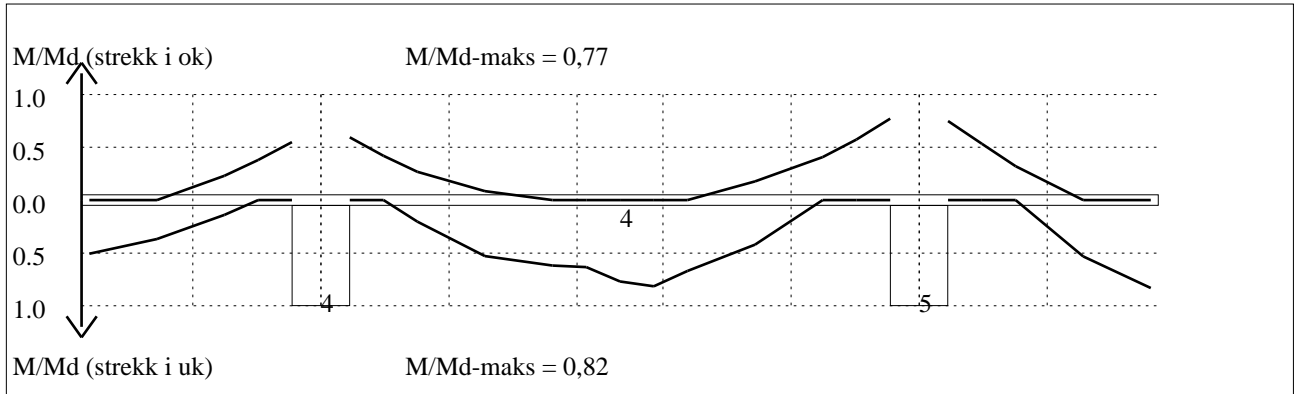


Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

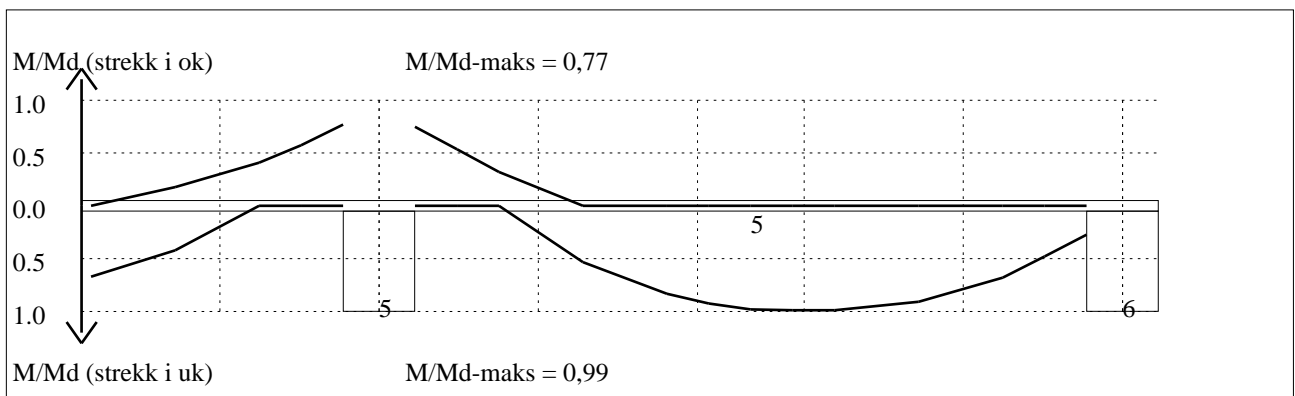


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 10
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 3

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

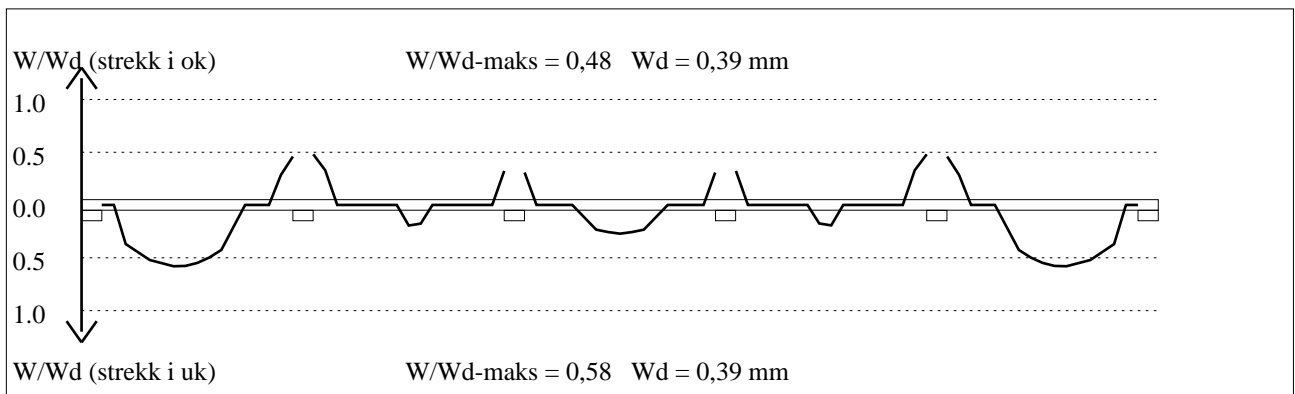
Skjærarmering i felt nr 4

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 5

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

4.3 RISSKONTROLL



Tittel Vedlegg B1 - Dimensjonering av betongdekke			Side 11
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 10-05-2021

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	13	26	30	31
2	0	-1	-1	0
3	1	7	9	10
4	0	-1	-1	0
5	13	26	30	31

5.1 OPPLGGSKREFTER 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			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		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	-9,9	0,00	-6,2	0,00			-6,1	0,00				
2	-25,1	0,00	-15,8	0,00	-9,1	0,00	-7,6	0,00				
3	-21,6	0,00	-13,6	0,00	-8,0	0,00	-7,9	0,00				
4	-21,6	0,00	-13,6	0,00	-7,9	0,00	-8,0	0,00				
5	-25,1	0,00	-15,8	0,00	-7,6	0,00	-9,1	0,00				
6	-9,9	0,00	-6,2	0,00	-6,1	0,00						

5.2 OPPLGGSKREFTER 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			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		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	-11,8	0,00	-9,3	0,00			-9,1	0,00				
2	-30,1	0,00	-23,7	0,00	-13,7	0,00	-11,4	0,00				
3	-25,9	0,00	-20,5	0,00	-12,0	0,00	-11,9	0,00				
4	-25,9	0,00	-20,5	0,00	-11,9	0,00	-12,0	0,00				
5	-30,1	0,00	-23,7	0,00	-11,4	0,00	-13,7	0,00				
6	-11,8	0,00	-9,3	0,00	-9,1	0,00						

Vedlegg B2 - Håndberegning betongbjelke 1

$$bc := 650 \text{ mm} \quad hc := 250 \text{ mm} \quad L := 6.15 \text{ m}$$

$$\text{Densitet betong:} \quad \rho_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Tabell 11.1}$$

$$mc := \rho_c \cdot bc \cdot hc = 406.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabell NA. 2.1N} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$\text{Betongkvalitet B35:} \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tabell 3.1}$$

Kraftberegning

$$\text{Egenvekt bjelke:} \quad g_k := mc \cdot g = 3.984 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{ed} := g_k \cdot 1.2 = 4.781 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Egenvekt betongdekke:} \quad g_{dekke} := 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Trekantlast:} \quad L_b := 3.075 \text{ m}$$

$$q_{trekant} := (g_{dekke} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5) \cdot L_b = 31.026 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft og moment

$$V_{yed} := 64.6 \text{ kN} \quad M_{zed} := 61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{støtte} := 64.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær og moment hentet fra OS-Prog, da bjelken er kontinuerlig

Dimensjonering

$$[\text{NA.3.1.6}] \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkfasthet} \quad (3.15)$$

$$\text{Flytespenning:} \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad [3.2.3]$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad \text{Figur 3.8}$$

Antar lengdearmoring $\varnothing 20$, bøyler $\varnothing 8$ og 50 års dimensjoneringstid.

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygninger med middels luftfuktighet.

$$\text{Tabell NA.4.4N} \quad C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad [\text{NA.4.4.1.3(1)P}]$$

$$C_{minb} := 20 \text{ mm} \quad \text{Stangdiameter} \quad \text{Tabell 4.2}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} \quad [4.4.1.2(2)]$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm} \quad C := C_{nom} \quad (4.1)$$

$$\varnothing b := 8 \text{ mm} \quad \varnothing h := 20 \text{ mm}$$

Bjelke med flenser - Effektiv flensbredde

$$L_0 := 0.7 \cdot L = 4.305 \text{ m} \quad [5.3.2.1(2)] \text{ Fig. 5.2}$$

$$b_w := 450 \text{ mm} \quad b_1 := 1.5 \text{ m} \quad b_0 := b_1 + b_w = 1.95 \text{ m}$$

$$b_{eff1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 0.731 \text{ m} \quad (5.7a)$$

$$b_{eff} := \min(b_{eff1} + b_w, b_0) = (1.181 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (5.7)$$

Høyde tverrsnitt: Bjelke pluss dekke

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := (400 + 650) \text{ mm}$$

$$d := h - C - \frac{\emptyset b}{2} = 347 \text{ mm}$$

Setter flensen lik 400 mm siden OS Prog sa at den ikke skulle bli større enn 422 mm

Tykk eller tynn flens?

$$t := 150 \text{ mm} > 0.33 \cdot d = 114.51 \text{ mm} \quad \text{TYKK}$$

Tykk flens gir grunnlag til å regne på bjelken som et rektangulært tverrsnitt med

$$b := b_{eff} = 1.05 \text{ m}$$

Armering i UK på grunn av feltmoment

Trykksoneens momentkapasitet

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 689.567 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{cd} > M_{zed}$ Delvis utnyttet trykksone. Ekstra trykkarmering ikke nødvendig. OK

Armeringsmengde på grunn av strekk i UK

$$Z_d := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{zed}}{M_{cd}} \right) = 0.985 > 0.95 \quad \rightarrow \quad Z_d := 0.95$$

$$Z := Z_d \cdot d = 329.65 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{zed}}{f_{yd} \cdot Z} = 425.603 \text{ mm}^2$$

$$A_{hovedarm} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{hovedarm}} = 1.355 \quad \rightarrow \quad 2\emptyset 20 \quad A_s := 2 \cdot A_{hovedarm}$$

Er det plass?

$$a := bc - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - 2 \cdot \emptyset h = 524 \text{ mm}$$

$$dg := 32 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum horisontal avstand: } ah := \max(2 \cdot \emptyset h, dg + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

$a > ah$: Plass OK!

[NA.9.2.1.1] Minimumsarmering bjelke

Tabell 3.1 $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 606.278 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

$$A_{smin} = 606.278 \text{ mm}^2 < A_s = 628.319 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Armering i OK på grunn av støttemoment

Antar Ø20 og fortsatt bøyle Ø8.

$$M_{støtte} = 64.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_{trykksone} := bc = 650 \text{ mm} \quad d = 347 \text{ mm}$$

$$\text{Trykksoneens høyde: } X := 0.412 \cdot d = 142.964 \text{ mm}$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{trykksone} \cdot d^2 = 426.875 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Trykksoneens momentkap.}$$

$M_{cd} > M_{zed}$ Delvis utnyttet trykksone. Ekstra trykkarmering ikke nødvendig. OK

Armeringsmengde på grunn av strekk i OK

$$Z_d := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{støtte}}{M_{cd}}\right) = 0.974 > 0.95 \quad \rightarrow \quad Z_d := 0.95$$

$$Z := Z_d \cdot d = 329.65 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{støtte}}{f_{yd} \cdot Z} = 449.325 \text{ mm}^2$$

$$A_{hovedarm} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{hovedarm}} = 1.43 \quad \rightarrow \quad 2\emptyset 20 \quad A_s := 2 \cdot A_{hovedarm}$$

Er det plass?

$$a := bc - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - 2 \cdot \emptyset h = 524 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum horisontal avstand: } ah := \max(2 \cdot \emptyset h, dg + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

$a > ah$: Plass OK!

Minimumsarmering

$$A_{smin} = 606.278 \text{ mm}^2 < A_s = 628.319 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Kontroll bøylearmering

[6.2.3]

Prøver først med fagverksvinkel lik 21.8 grader, som gir minst mulig krav til armering.

$$\Theta := 21.8^\circ \quad \text{Fagverksvinkel}$$

$$\alpha_{cw} := 1.0 \quad f_{ck} := 35 \quad \text{[NA.6.2.3(3)]}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{(NA.6.6N)}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 312.3 \text{ mm}$$

$$VRd_{max} := \alpha_{cw} \cdot bc \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)} = 716.325 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{NA.6.2.1(1)} \\ \text{NA.6.2.3(3)} \end{array}$$

$$U_v := \frac{V_{yed}}{VRd_{max}} = 0.09 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen.

Senteravstand mellom bøyene

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.6.2.3(3)}$$

$$S := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)}{V_{yed}} = 528.302 \text{ mm} \quad (6.8)$$

[9.2.2] Minimumsregler

$f_{ck} := 35$

$f_{yk} := 500$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b} = 80.918 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$h' := d - C - \varnothing b - \frac{\varnothing h}{2} = 294 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 176.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 75 mm, slik at det samsvarer med armeringen i dekket som har senteravstand 150mm. Legger Ø8C75.

Forankring

Ikke nødvendig å regne på forankring for kontinuerlige bjelker **OK**

Deformasjonsberegning bjelke - Bruksgrense

$$qk := gk + pk \cdot Lb = 13.209 \frac{kN}{m}$$

Rissvidde

Eksponeeringsklasse er XC3, og beregningene forekommer i tilnærmet permanent tilstand.

$$C_{mindur} = 25 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$K_c := \min\left(\frac{C_{nom}}{C_{mindur}}, 1.3\right) = 1.3 \quad (\text{NA.901})$$

$$W_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot K_c = 0.39 \text{ mm} \quad \text{Tabell NA.7.1N}$$

Ønsker å redusere kryp i prosjektet -> velger sementtype R.

Kryptall

$$A_c := b_{eff} \cdot t + bc \cdot hc = (3.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal}$$

$$\mu := bc + 2 \cdot hc + 2 \cdot t + (b_{eff} - bc) \cdot t = 2.9 \text{ m} \quad \text{Omkrets utsatt for uttørkning}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{\mu} = 220.69 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tverrsnittsutnyttelse}$$

Forutsetter at det stemples oppunder etter forskalingen er tatt bort, og dette fjernes etter 14 døgn.

Figur 3.1a) $\varphi := 2.2$

$$E_{cm} := 34000 \text{ MPa} \quad \text{Betong} \quad E_{sk} := 200000 \text{ MPa} \quad \text{Stål}$$

Beregner midlere E-modul

$$pk := pk \cdot Lb = 9.225 \frac{kN}{m} \quad gk := gk + g_{dekke} \cdot Lb = 18.307 \frac{kN}{m}$$

$$\text{EC tabell NA.A1.1} \quad \psi_1 := 0.5 \quad \psi_2 := 0.3$$

$$q_{ed} := g_k \cdot 1.0 + p_k \cdot \psi_1 = 22.92 \frac{kN}{m}$$

$$E_g := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (1.063 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$P_{edK} := p_k \cdot (\psi_1 - \psi_2) = 1.845 \frac{kN}{m}$$

$$E_{pK} := E_{cm} = (3.4 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$P_{edL} := p_k \cdot \psi_2 = 2.768 \frac{kN}{m}$$

$$E_{pL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (1.063 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{mid} := \frac{q_{ed}}{\frac{q_{ed}}{E_g} + \frac{P_{edL}}{E_{pL}} + \frac{P_{edK}}{E_{pK}}} = (2.997 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$r_1 := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{E_{sk}}{E_{mid}} = 0.012$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2 \cdot r_1} - r_1 = 0.141$$

Riss

$M_{zed} := 43.7 \cdot kN \cdot m$ Moment i bruksgrense fra OS-Prog K-bjelke (fra over støtten)

$$\sigma_s := \frac{M_{zed}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d \cdot A_s} = 210.292 \text{ MPa}$$

Tabell 7.2N $W_k := 0.4 \text{ mm}$ $\emptyset h = 20 \text{ mm}$ $\rightarrow \sigma_{smax} := 240 \text{ MPa} > \sigma_s$ **OK**

Tabell 7.3N $W_k = 0.4 \text{ mm}$ S100 $\rightarrow \sigma_{smax} := 360 \text{ MPa} > \sigma_s$ **OK**

Nedbøyning

Ofte forekommende!

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (4.135 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\delta_1 := \frac{1}{384} \cdot \frac{q_{ed} \cdot L^4}{E_{mid} \cdot I_c} = 6.889 \text{ mm}$$

Nedbøyningsformel for bjelke over 3 opplegg (Konservativt)

$$\delta_2 := \frac{1}{185} \cdot \frac{q_{ed} \cdot L^4}{E_{mid} \cdot I_c} = 14.3 \text{ mm}$$

Nedbøyningsformel for fast innspent bjelke

$$\delta := \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} = 10.595 \text{ mm}$$

$$< \delta_{krav} := \frac{L}{250} = 24.6 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Bruker middelværdien av nedbøyningene regnet fra de to nedbøyningsformlene over.

Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1

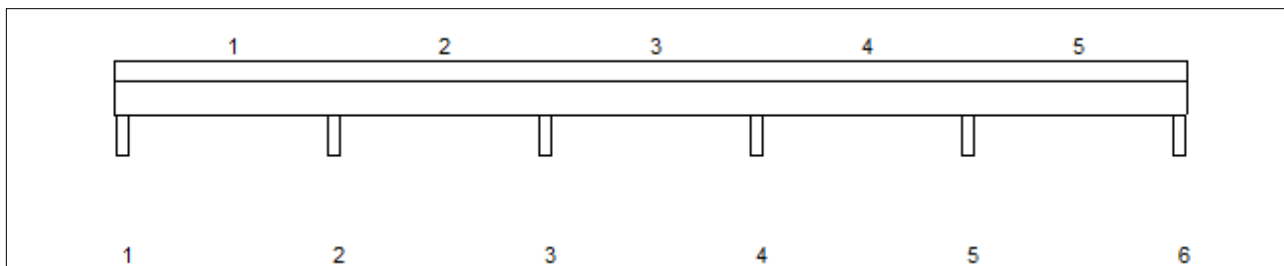
Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 1
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 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\katri\Desktop\Bachelor\Bjelker\Betongbjelke1.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

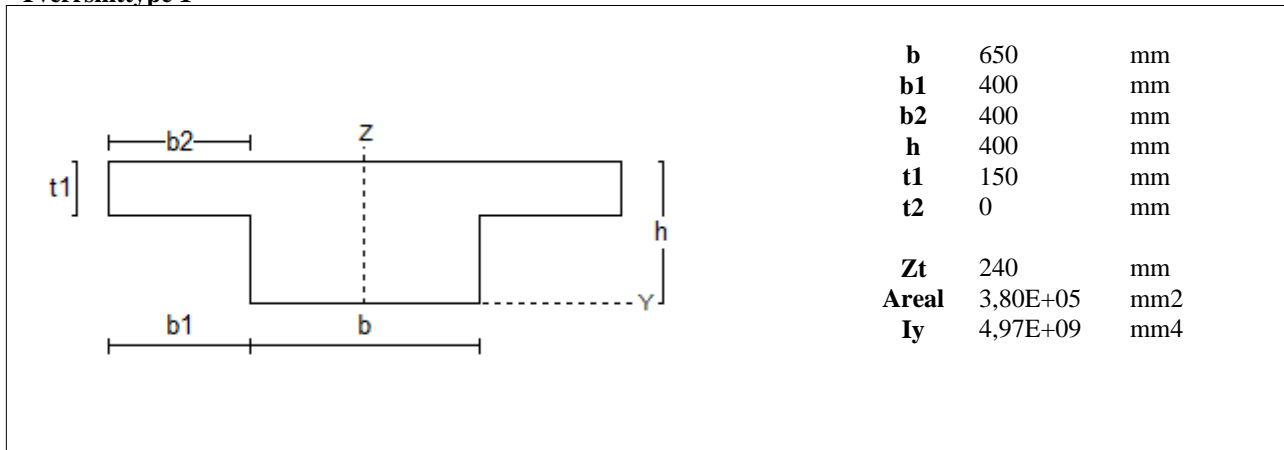
1.0 BJELKE MED 6 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	h.utkr.
Spennvidde	225	6150	6150	6150	6150	6150	225
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1



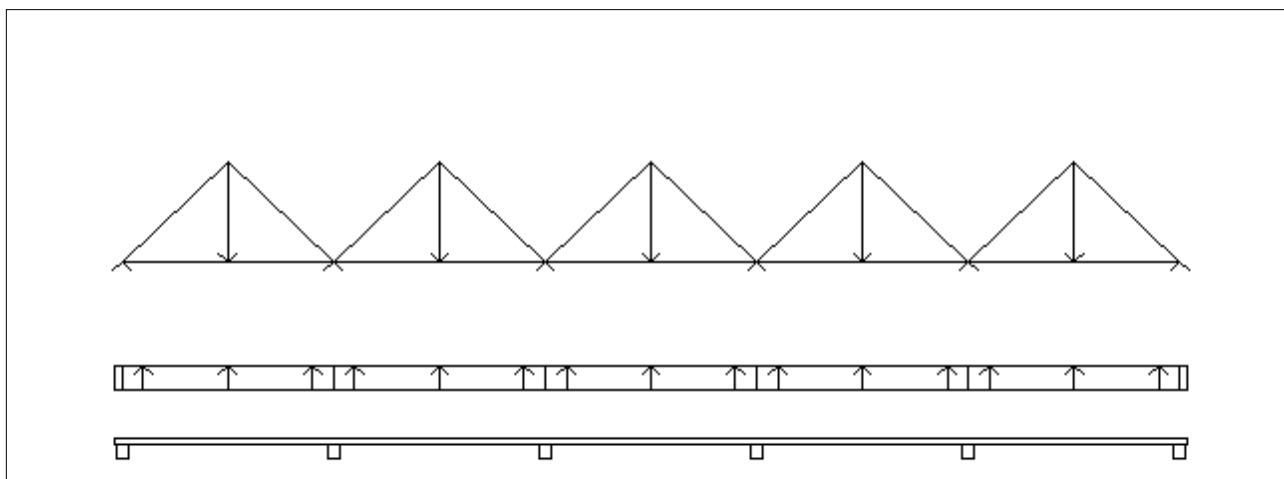
b	650	mm
b1	400	mm
b2	400	mm
h	400	mm
t1	150	mm
t2	0	mm
Zt	240	mm
Areal	3,80E+05	mm ²
Iy	4,97E+09	mm ⁴

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 2
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		350					
2	Fri		350					
3	Fri		350					
4	Fri		350					
5	Fri		350					
6	Fri		350					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,30	1,50

PSI-Faktor Kategori B : kontorer
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	9,50	-5,50	0,00
2	9,50	-5,50	0,00
3	9,50	-5,50	0,00
4	9,50	-5,50	0,00
5	9,50	-5,50	0,00

Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt nr
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	
0,00	14,30	0,00	9,20	0	3075	1
14,30	0,00	9,20	0,00	3075	6150	1
0,00	14,30	0,00	9,20	0	3075	2
14,30	0,00	9,20	0,00	3075	6150	2
0,00	14,30	0,00	9,20	0	3075	3
14,30	0,00	9,20	0,00	3075	6150	3
0,00	14,30	0,00	9,20	0	3075	4
14,30	0,00	9,20	0,00	3075	6150	4
0,00	14,30	0,00	9,20	0	3075	5
14,30	0,00	9,20	0,00	3075	6150	5

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 3
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

1.4 MATERIALDATA

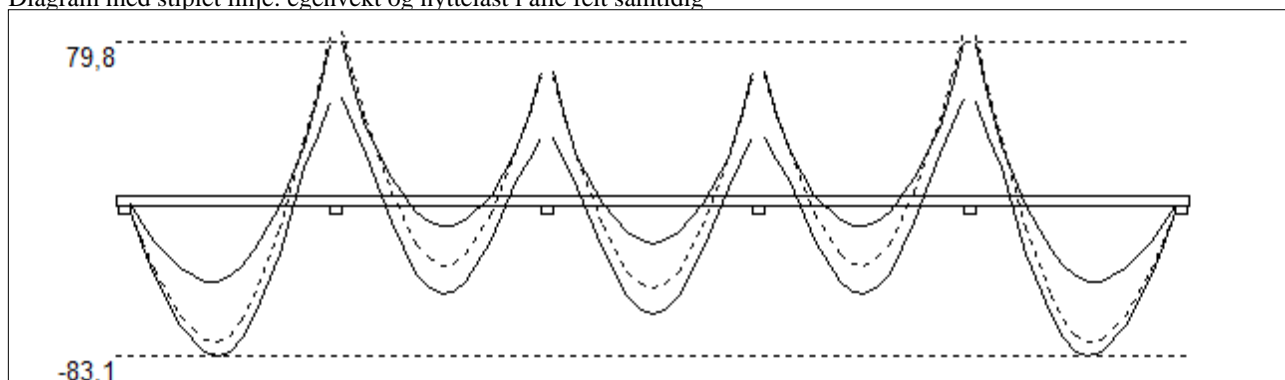
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslags spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyer flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	206			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,13
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00015
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00047
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strek i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-40,0	-51,7	-48,1	-83,1
2	-18,9	-28,4	-22,7	-51,1
3	-25,3	-35,5	-30,4	-61,0
4	-18,9	-28,4	-22,7	-51,1
5	-40,1	-51,7	-48,1	-83,1

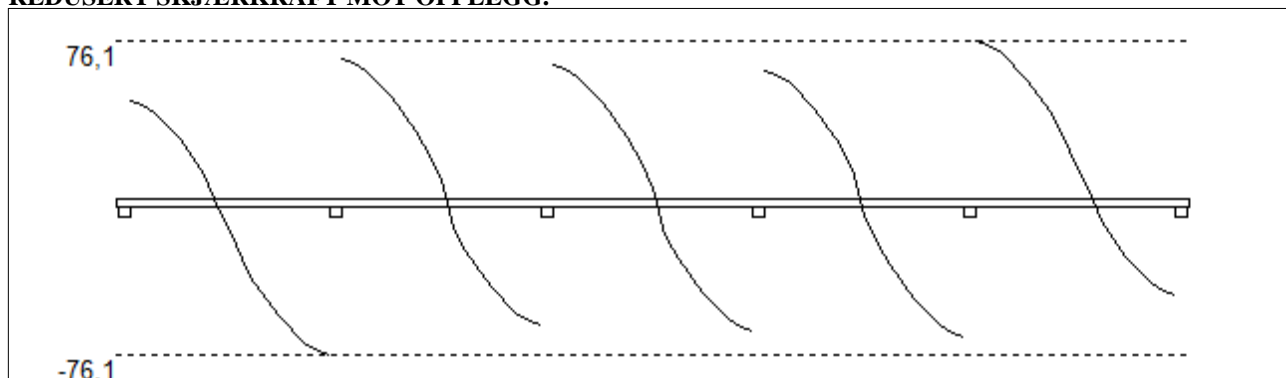
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	45,2	56,6	54,2	79,8
3	33,1	43,7	39,7	64,4
4	33,1	43,7	39,7	64,4
5	45,2	56,7	54,2	79,8
6	0,0	0,0	0,0	0,0

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 4
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLEGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			48,6	46,9
2	-77,8	-76,1	69,1	67,5
3	-63,0	-61,3	66,2	64,6
4	-66,2	-64,6	63,0	61,3
5	-69,1	-67,5	77,8	76,1
6	-48,6	-46,9		

3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.

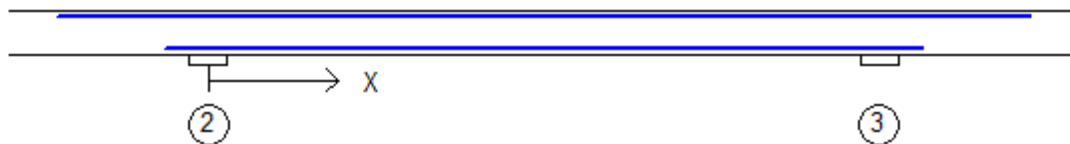
Bestemt armering i overkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-190	7530	7720	46	58

Bestemt armering i underkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-190	6550	6740	46	58

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 5
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Bestemt armering i overkant i felt nr: 2

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1380	7530	8910	46	58

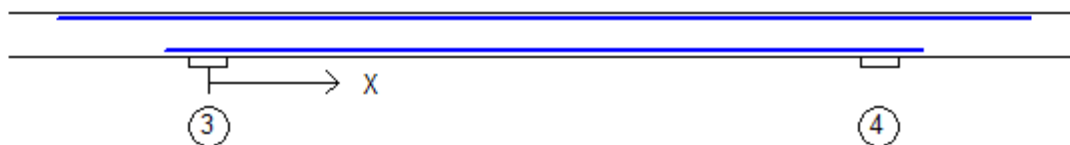


Bestemt armering i underkant i felt nr: 2

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	6550	6950	46	58

Bestemt armering i overkant i felt nr: 3

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1380	7530	8910	46	58

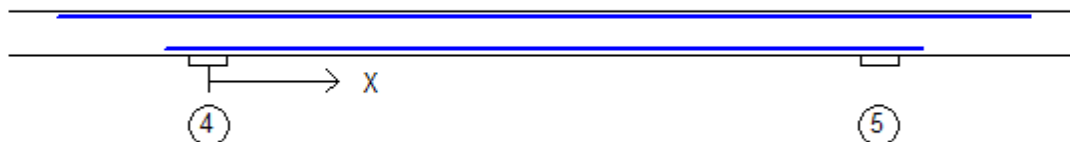


Bestemt armering i underkant i felt nr: 3

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	6550	6950	46	58

Bestemt armering i overkant i felt nr: 4

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1380	7530	8910	46	58



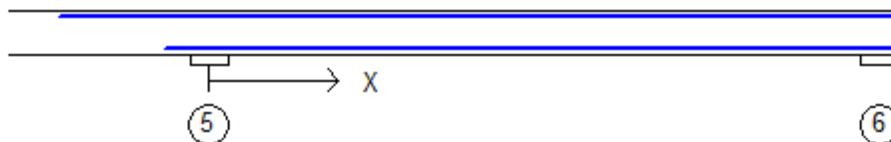
Bestemt armering i underkant i felt nr: 4

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	6550	6950	46	58

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 6
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Bestemt armering i overkant i felt nr: 5

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1380	6340	7720	46	58



Bestemt armering i underkant i felt nr: 5

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	6340	6740	46	58

3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLLEGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $31 \times D$ Forankringslengde i overkant: $44 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyer) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyer.

Opplegg nr 6

Det trengs ikke forankringsbøyer.

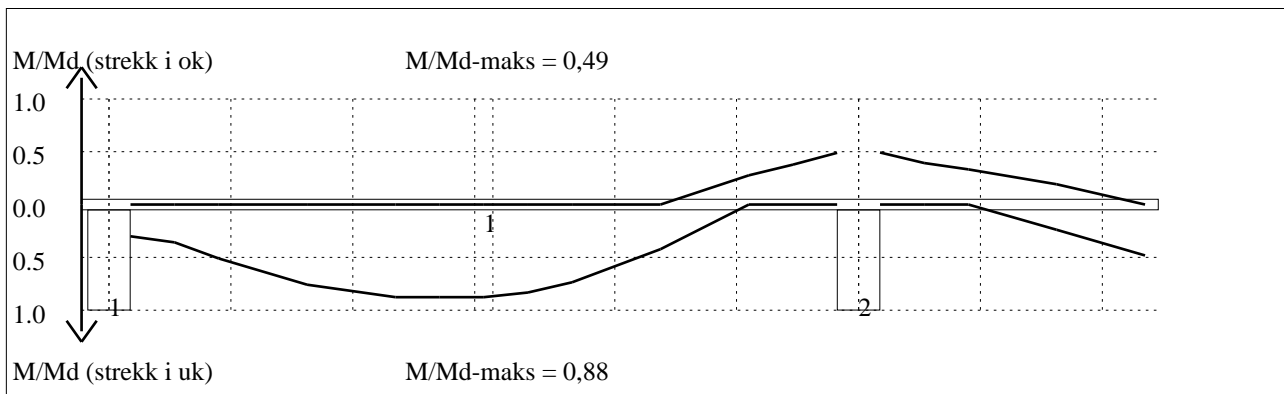
3.4 MINIMUMSARMERING (mm²)

Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

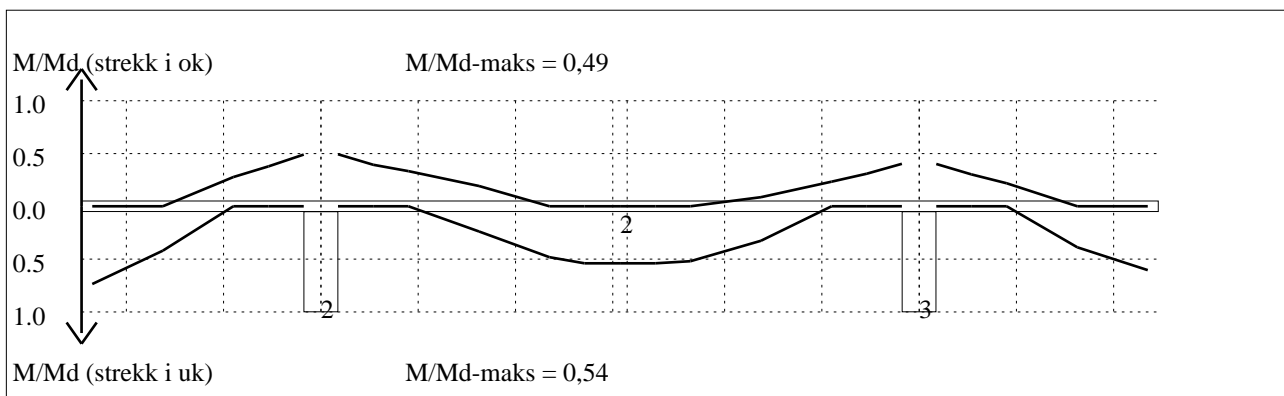
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	628	628	372	372
2	628	628	372	372
3	628	628	372	372
4	628	628	372	372
5	628	628	372	372

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 7
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

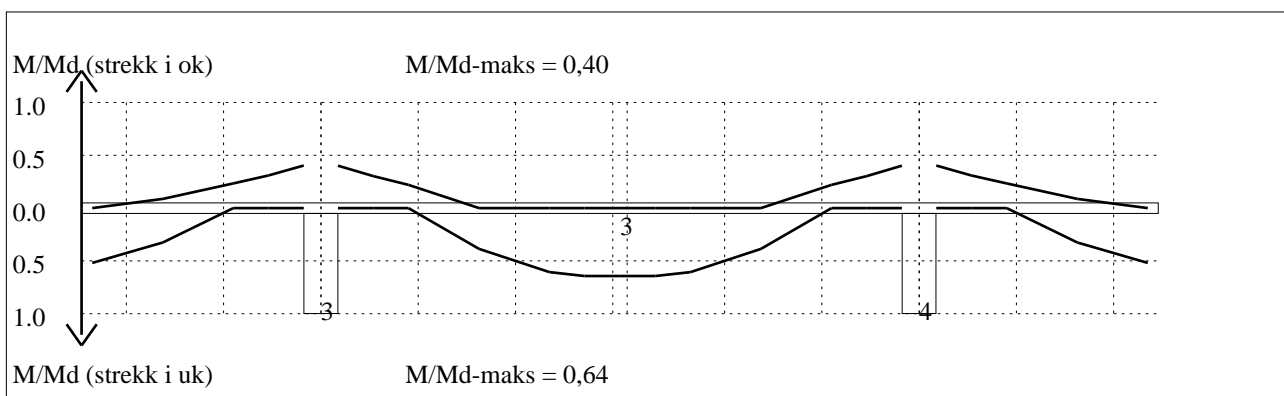
4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

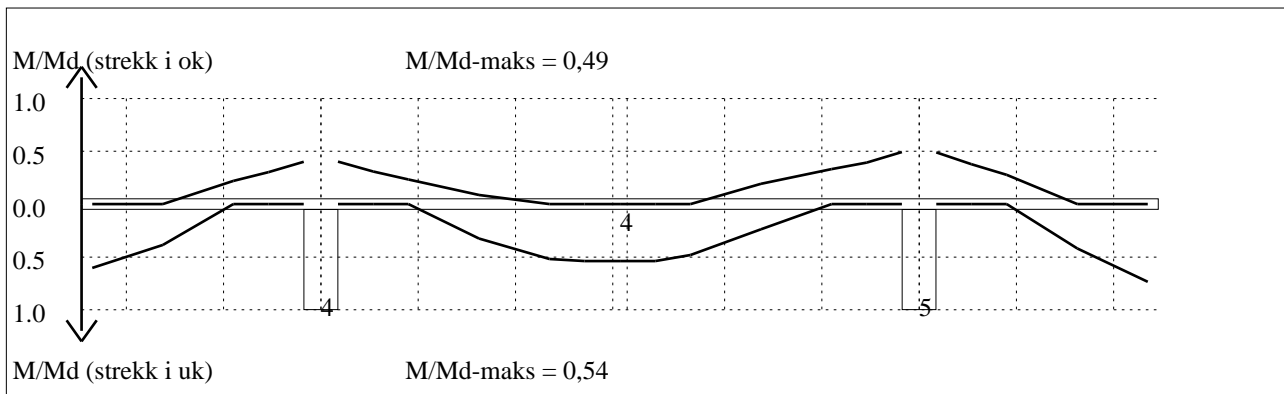


Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

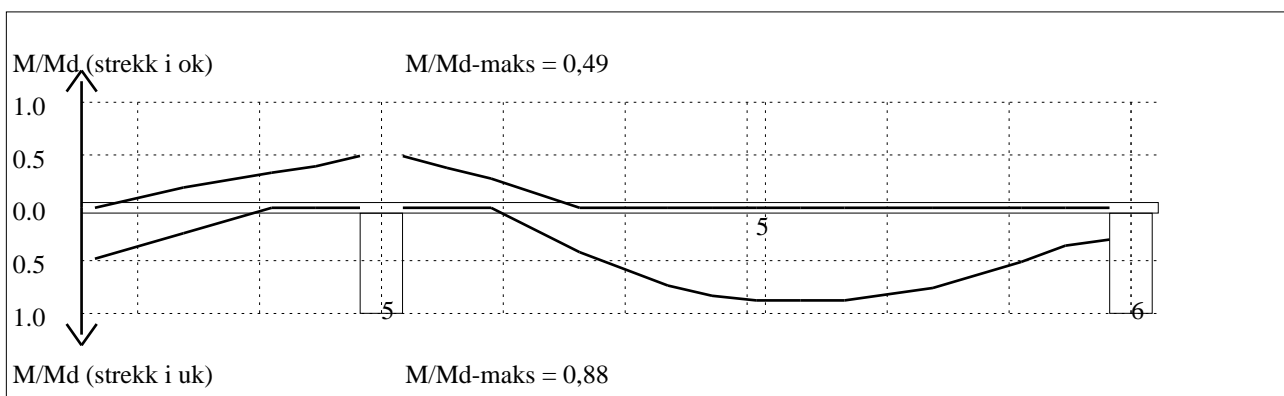


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1		Side 8
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign Dato 15-05-2021



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

Største tillatt avstand på tvers mellom bøyelben EN 1992-1-1 NA.2.2(8). Gjelder for følgende felt: 1, 2, 3, 4, 5

Skjærarmering i felt nr 1 (minimum skjærarmering) = 769 mm²/m Maks bøyelavstand = 170mm

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 2 (minimum skjærarmering) = 769 mm²/m Maks bøyelavstand = 170mm

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 3 (minimum skjærarmering) = 769 mm²/m Maks bøyelavstand = 170mm

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 4 (minimum skjærarmering) = 769 mm²/m Maks bøyelavstand = 170mm

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 5 (minimum skjærarmering) = 769 mm²/m Maks bøyelavstand = 170mm

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 9
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

4.2.1 Skjærarmering i tverretning mellom steg og flens

Kombinasjon av armering for skjær og bøyning: NS-EN 1992-1-1 6.2.4(5) og 6.2.4(2)

Største av: Armering for bøyning + halvparten av skjærarmeringen, hele skjærarmeringen, minimumsarmering

Tverrarmeringen kan utjevnes over en lengde som angitt i NS-EN 1992-1-1 6.2.4(3)

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 1

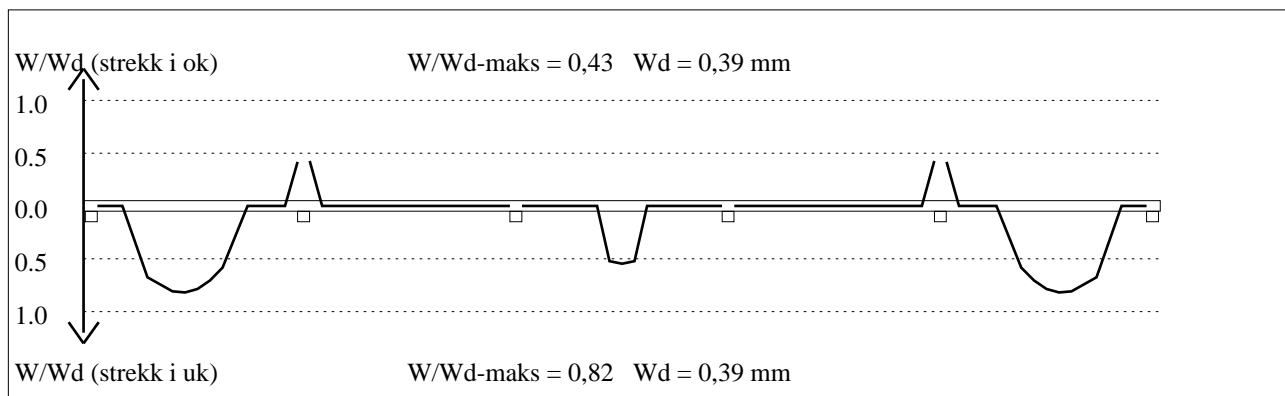
Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 2

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 3

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 4

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 5

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	4	10	11	11
2	0	1	1	1
3	0	1	1	2
4	0	1	1	1
5	4	10	11	11

5.1 OPPLEGGSKREFTER 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			
					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	-26,8	0,00	-10,4	0,00			-11,8	0,00
2	-79,0	0,00	-32,9	0,00	-19,5	0,00	-15,7	0,00
3	-66,5	0,00	-27,4	0,00	-16,7	0,00	-16,5	0,00
4	-66,5	0,00	-27,4	0,00	-16,5	0,00	-16,7	0,00
5	-79,0	0,00	-32,9	0,00	-15,7	0,00	-19,5	0,00
6	-26,8	0,00	-10,4	0,00	-11,8	0,00		

Tittel Vedlegg B3 - Kontroll betongbjelke 1			Side 10
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

5.2 OPPLGGSKREFTER 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			
					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	-32,2	0,00	-15,6	0,00			-17,7	0,00
2	-94,8	0,00	-49,4	0,00	-29,3	0,00	-23,6	0,00
3	-79,8	0,00	-41,0	0,00	-25,1	0,00	-24,7	0,00
4	-79,8	0,00	-41,0	0,00	-24,7	0,00	-25,1	0,00
5	-94,8	0,00	-49,4	0,00	-23,6	0,00	-29,3	0,00
6	-32,2	0,00	-15,6	0,00	-17,7	0,00		

Vedlegg B4 - Håndberegning betongbjelke 2

$$bc := 450 \text{ mm} \quad hc := 550 \text{ mm} \quad L := 9.45 \text{ m}$$

$$\text{Densitet betong:} \quad \rho_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Tabell 11.1}$$

$$mc := \rho_c \cdot bc \cdot hc = 618.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabell NA. 2.1N} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$\text{Betongkvalitet B35:} \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tabell 3.1}$$

Kraftberegning

$$\text{Egenvekt bjelke:} \quad g_k := mc \cdot g = 6.068 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{ed} := g_k \cdot 1.2 = 7.281 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Egenvekt betongdekke:} \quad g_{dekke} := 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{ed} := g_{dekke} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 10.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Lb1 := 2 \cdot 3.075 \text{ m} \quad Q1 := q_{ed} \cdot Lb1 = 62.051 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Lb2 := 2 \cdot 1.595 \text{ m} \quad Q2 := q_{ed} \cdot Lb2 = 32.186 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft og moment

$$L1 := 3.075 \text{ m} \quad F1 := Q1 \cdot \frac{L1}{2} = 95.403 \text{ kN}$$

$$L2 := 1.595 \text{ m} \quad F2 := Q2 \cdot \frac{L2}{2} = 25.668 \text{ kN}$$

$$L3 := 4.78 \text{ m} \quad F3 := Q2 \cdot L3 = 153.848 \text{ kN}$$

$$L4 := \frac{L3}{2} \quad F4 := (Q1 - Q2) \cdot L4 = 71.378 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$V1 := \frac{F1 \cdot L1 \cdot \frac{2}{3} + F4 \cdot \left(L1 + L3 \cdot \frac{1}{3} \right) + F3 \cdot \left(L1 + \frac{L3}{2} \right) + F2 \cdot \left(L1 + L3 + L2 \cdot \frac{1}{3} \right)}{L} = 167.708 \text{ kN}$$

$$V2 := F1 + F2 + F3 + F4 - V1 = 178.589 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft: $Ved1 := \max(V1, V2) = 178.589 \text{ kN}$

Moment

Velger forenklet å si at maks moment ligger midt i felt, til tross for at det dimensjonerende momentet egentlig vil ligge litt mer mot venstre. Snitter dermed bjelken på midten, ser på høyre bjelkedel og beregner momentet midt i felt.

$$L_{\text{høyre}} := \frac{L}{2} = 4.725 \text{ m}$$

Bruker formlike trekanter til å finne lastverdien til trekanten i felt ved snitt.

$$L5 := L_{\text{høyre}} - L2 = 3.13 \text{ m} \qquad Q_{\text{formlik}} := \frac{(Q1 - Q2)}{L3} \cdot L5$$

$$F5 := Q_{\text{formlik}} \cdot \frac{L5}{2} = 30.605 \text{ kN} \qquad F6 := Q2 \cdot L5 = 100.742 \text{ kN}$$

Summen av moment midt i felt gir:

$$Med1 := V1 \cdot L_{\text{høyre}} - F2 \cdot \left(L_{\text{høyre}} - L2 \cdot \frac{2}{3} \right) - F5 \cdot \frac{L5}{3} - F6 \cdot \frac{L5}{2} = 508.841 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

På grunn av egenvekt:

$$Ved2 := ged \cdot \frac{L}{2} = 34.405 \text{ kN} \qquad Med2 := ged \cdot \frac{L^2}{8} = 81.281 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft $Vzed := Ved1 + Ved2 = 212.994 \text{ kN}$

Dimensjonerende moment $Myed := Med1 + Med2 = 590.123 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonering

$$[\text{NA.3.1.6}] \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkfasthet} \quad (3.15)$$

$$\text{Flytespenning:} \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad [3.2.3]$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad \text{Figur 3.8}$$

Antar lengdearmoring $\varnothing 25$, bøyle $\varnothing 8$ og 50 års dimensjoneringstid.

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygninger med middels luftfuktighet.

$$\text{Tabell NA.4.4N} \quad C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad [\text{NA.4.4.1.3(1)P}]$$

$$C_{minb} := 20 \text{ mm} \quad \text{Stangdiameter} \quad \text{Tabell 4.2}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} \quad [4.4.1.2(2)]$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm} \quad C := C_{nom} \quad (4.1)$$

$$\varnothing b := 8 \text{ mm} \quad \varnothing h := 25 \text{ mm}$$

Bjelke med flenser - Effektiv flensbredde

$$L_0 := 1.0 \cdot L = 9.45 \text{ m} \quad [5.3.2.1(2)] \text{ Fig. 5.2}$$

$$b_w := 450 \text{ mm} \quad b_1 := 1.5 \text{ m} \quad b_2 := 1.5 \text{ m} \quad b_0 := b_1 + b_2 + b_w = 3.45 \text{ m}$$

$$b_{eff1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 1.245 \text{ m} \quad (5.7a)$$

$$b_{eff2} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 1.245 \text{ m} \quad (5.7a)$$

$$b_{eff} := \min(b_{eff1} + b_{eff2} + b_w, b_0) = (2.94 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad (5.7)$$

Høyde tverrsnitt: Bjelke pluss dekke $h := 700 \text{ mm}$ $b_{eff} := (600 + 600 + 450) \text{ mm}$

$$d := h - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 644.5 \text{ mm}$$

Tykk eller tynn flens?

$$t := 150 \text{ mm} < 0.33 \cdot d = 212.685 \text{ mm} \quad \text{TINN}$$

Armering i UK på grunn av feltmoment

Trykksoneens momentkapasitet

$$M_{cd} := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot t \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) = (2.796 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{cd} > M_{yed}$ Delvis utnyttet trykksone. Ekstra trykkarmering ikke nødvendig. OK

Armeringsmengde på grunn av strekk i UK

$$A_s := \frac{M_{yed}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right)} = (2.383 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{hovedarm} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{hovedarm}} = 4.855 \quad \rightarrow \quad 5\emptyset 25 \quad A_s := 5 \cdot A_{hovedarm}$$

$$M_{rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) = 607.723 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{yed}}{M_{rd}} = 0.971 \quad \text{OK}$$

Er det plass?

$$a := \frac{bc - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - 5 \cdot \emptyset h}{4} = 59.75 \text{ mm}$$

$$dg := 32 \text{ mm}$$

Minimum horisontal avstand: $ah := \max(2 \cdot \emptyset h, dg + 5 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$

$a > ah$: Plass OK!

[NA.9.2.1.1] Minimumsarmering bjelke

Tabell 3.1 $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bc \cdot d, 0.0013 \cdot bc \cdot d\right) = 482.602 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

$$A_{smin} = 482.602 \text{ mm}^2 < A_s = (2.454 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Kontroll bøylearmering

[6.2.3]

Prøver først med fagverksvinkel lik 21.8 grader, som gir minst mulig krav til armering.

$\Theta := 21.8^\circ$ Fagverksvinkel

$\alpha_{cw} := 1.0$ $f_{ck} := 35$ [NA.6.2.3(3)]

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (\text{NA.6.6N})$$

$z := 0.9 \cdot d = 580.05 \text{ mm}$

$$VR_{dmax} := \alpha_{cw} \cdot bc \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)} = 921.092 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{NA.6.2.1(1)} \\ \text{NA.6.2.3(3)} \end{array}$$

$$U_v := \frac{V_{zed}}{VR_{dmax}} = 0.231 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen.

Senteravstand mellom bøyelene

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset b}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.6.2.3(3)}$$

$$S := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\Theta)}{V_{zed}} = 297.605 \text{ mm} \quad (6.8)$$

[9.2.2] Minimumsregler

$$f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 500$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001 \quad \text{[NA.9.5N]}$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot bc} = 188.809 \text{ mm} \quad \text{(9.4)}$$

$$h' := d - C - \varnothing b - \frac{\varnothing h}{2} = 589 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 353.4 \text{ mm} \quad \text{[NA.9.6N]}$$

Velger å legge bøyer med senteravstand lik 150 mm, slik at armeringen samsvarer med armeringen i dekket. Legger Ø8c150.

Forankring

Standarden stiller tre krav til forankring: Det første kravet må kontrolleres, mens de to neste bør kontrolleres.

Krav 1: Kraftbidrag i lengdearmeringen på grunn av skjærkraft

$$\Delta F_{td1} := 0.5 \cdot V_{zed} \cdot \cot(\Theta) = 266.262 \text{ kN} \quad \text{(6.8)}$$

Krav 2: Minst 25% av armering i felt

$$\Delta F_{td2} := 0.25 \cdot f_{yd} \cdot 6 \cdot A_{hovedarm} = 320.135 \text{ kN} \quad \text{[NA.9.2.1.4(1)]}$$

Krav 3: Minst 15% av feltmomentet i OK

$$\Delta F_{td3} := 0.15 \cdot \frac{M_{yed}}{z} = 152.605 \text{ kN} \quad \text{[9.2.1.2(1)]}$$

$$\eta_1 := 1.0 \quad \text{Gode utstøpningsforhold i UK, dårlig i OK} \quad \text{[8.4.2(2)]}$$

$$\eta_2 := 1.0 \quad \text{Stangdiameter mindre enn 32 mm} \quad \text{[8.4.2(2)]}$$

$$\text{Tabell 3.1} \quad f_{ctk0.05} := 2.2 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{[NA.3.1.6(2)]} \quad \alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05}{\gamma_c} \quad \text{Strekfasthet} \quad (3.16)$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.805 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende heftfasthet} \quad (8.2)$$

$$L_{bd} := 125 \text{ mm}$$

Bjerkens nødvendige forankringslengde

$$S_{rd} := \frac{L_{bd} \cdot 4 \cdot f_{bd}}{\phi h} \cdot A_s = 137.69 \text{ kN} < \Delta F_{td2} = 320.135 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td2} - S_{rd} = 182.445 \text{ kN}$$

Kraft det må forankres for

$$A_{bh} := \frac{\Delta F_{td2} - S_{rd}}{f_{yd}} = 419.624 \text{ mm}^2$$

Prøver med Ø12 som forankringsjern: $\phi_f := 12 \text{ mm}$

$$A_{\text{forankringsjern}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_f}{2} \right)^2 = 113.097 \text{ mm}^2 \quad \text{Må ha 4Ø12 som forankringsjern.}$$

Deformasjonsberegning bjelke - Bruksgrense

$$q_k := g_k + p_k \cdot L_{b1} = 24.518 \frac{kN}{m} \quad \text{Velger konservativt den største lastbredden.}$$

Rissvidde

Eksponeeringsklasse er XC3, og beregningene forekommer i tilnærmet permanent tilstand.

$$c_{mindur} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$K_c := \min \left(\frac{c_{nom}}{c_{mindur}}, 1.3 \right) = 1.3 \quad (NA.901)$$

$$w_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot K_c = 0.39 \text{ mm}$$

Tabell NA.7.1N

Ønsker å redusere kryp i prosjektet -> velger sementtype R.

Kryptall

$$Ac := beff \cdot t + bc \cdot hc = (4.95 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$\mu := bc + 2 \cdot hc + 2 \cdot t + (beff - bc) = 4.7 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørkning

$$h0 := \frac{2 \cdot Ac}{\mu} = 210.638 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittsutnyttelse

Forutsetter at det stemples oppunder etter forskalingen er tatt bort, og dette fjernes etter 14 døgn.

Figur 3.1a) $\varphi := 2.2$

$$Ecm := 34000 \text{ MPa} \quad \text{Betong}$$

$$Esk := 200000 \text{ MPa} \quad \text{Stål}$$

Beregner midlere E-modul

Konservativt brukes den største lastbredden: $Lb1 = 6.15 \text{ m}$

$$pk := pk \cdot Lb1 = 18.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$gk := gk + gdekke \cdot Lb1 = 34.715 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EC tabell NA.A1.1 $\psi1 := 0.5$

$\psi2 := 0.3$

Totallast

$$qed := gk \cdot 1.0 + pk \cdot \psi1 = 43.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Eg := \frac{Ecm}{1 + \varphi} = (1.063 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$PedK := pk \cdot (\psi1 - \psi2) = 3.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EpK := Ecm = (3.4 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$PedL := pk \cdot \psi2 = 5.535 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EpL := \frac{Ecm}{1 + \varphi} = (1.063 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$Emid := \frac{qed}{\frac{ged}{Eg} + \frac{PedL}{EpL} + \frac{PedK}{EpK}} = (3.342 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$r1 := \frac{As}{bc \cdot d} \cdot \frac{Esk}{Emid} = 0.051$$

$$\alpha := \sqrt{r1^2 + 2 \cdot r1} - r1 = 0.272$$

Kraftberegning: Skjær- og moment i bruksgrense

$$\text{Egenvekt bjelke:} \quad gk := mc \cdot g = 6.068 \frac{kN}{m} \quad ged := gk = 6.068 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Egenvekt betongdekke:} \quad gdekke := 4.658 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad pk := 3 \frac{kN}{m^2}$$

$$qed := gdekke + pk = 7.658 \frac{kN}{m^2}$$

$$Lb1 := 2 \cdot 3.075 \text{ m} \quad Q1 := qed \cdot Lb1 = 47.097 \frac{kN}{m}$$

$$Lb2 := 2 \cdot 1.595 \text{ m} \quad Q2 := qed \cdot Lb2 = 24.429 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft og moment

$$L1 := 3.075 \text{ m} \quad F1 := Q1 \cdot \frac{L1}{2} = 72.411 \text{ kN}$$

$$L2 := 1.595 \text{ m} \quad F2 := Q2 \cdot \frac{L2}{2} = 19.482 \text{ kN}$$

$$L3 := 4.78 \text{ m} \quad F3 := Q2 \cdot L3 = 116.771 \text{ kN}$$

$$L4 := \frac{L3}{2} \quad F4 := (Q1 - Q2) \cdot L4 = 54.176 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$V1 := \frac{F1 \cdot L1 \cdot \frac{2}{3} + F4 \cdot \left(L1 + L3 \cdot \frac{1}{3} \right) + F3 \cdot \left(L1 + \frac{L3}{2} \right) + F2 \cdot \left(L1 + L3 + L2 \cdot \frac{1}{3} \right)}{L} = 127.291 \text{ kN}$$

$$V2 := F1 + F2 + F3 + F4 - V1 = 135.549 \text{ kN}$$

$$\text{Dimensjonerende skjærkraft:} \quad Ved1 := \max(V1, V2) = 135.549 \text{ kN}$$

Moment

Velger forenklet å si at maks moment ligger midt i felt, til tross for at det dimensjonerende momentet egentlig vil ligge litt mer mot venstre. Snitter dermed bjelken på midten, ser på høyre bjelkedel og beregner momentet midt i felt.

$$L_{\text{høyre}} := \frac{L}{2} = 4.725 \text{ m}$$

Bruker formlike trekanten til å finne lastverdien til trekanten i felt ved snitt.

$$L5 := L_{\text{høyre}} - L2 = 3.13 \text{ m} \qquad Q_{\text{formlik}} := \frac{(Q1 - Q2)}{L3} \cdot L5$$

$$F5 := Q_{\text{formlik}} \cdot \frac{L5}{2} = 23.229 \text{ kN} \qquad F6 := Q2 \cdot L5 = 76.463 \text{ kN}$$

Summen av moment midt i felt gir:

$$Med1 := V1 \cdot L_{\text{høyre}} - F2 \cdot \left(L_{\text{høyre}} - L2 \cdot \frac{2}{3} \right) - F5 \cdot \frac{L5}{3} - F6 \cdot \frac{L5}{2} = 386.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

På grunn av egenvekt:

$$Ved2 := ged \cdot \frac{L}{2} = 28.671 \text{ kN} \qquad Med2 := ged \cdot \frac{L^2}{8} = 67.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft: $V_{zed} := Ved1 + Ved2 = 164.22 \text{ kN}$

Dimensjonerende moment: $M_{yed} := Med1 + Med2 = 453.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Riss

$$\sigma_s := \frac{M_{yed}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d \cdot A_s} = 315.541 \text{ MPa}$$

Tabell 7.2N $Wk := 0.4 \text{ mm}$ $\emptyset h = 25 \text{ mm}$ $\rightarrow \sigma_{smax} := 240 \text{ MPa} < \sigma_s$ Ikke OK

Tabell 7.3N $Wk = 0.4 \text{ mm}$ S100 $\rightarrow \sigma_{smax} := 360 \text{ MPa} > \sigma_s$ OK

Nedbøyning

Ofte forekommende!

$$q_{ed} := q_{ed} \cdot L_{b1} = 47.097 \frac{kN}{m}$$

Velger konservativt største lastbredde

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot c \cdot d^3 = (4.042 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ed} \cdot L^4}{E_{mid} \cdot I_c} = 36.208 \text{ mm} < \delta_{krav} := \frac{L}{250} = 37.8 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Fritt opplagt, konservativt brukt jevnt fordelt last med største lastbredde lik 3.075 m over hele.

Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2

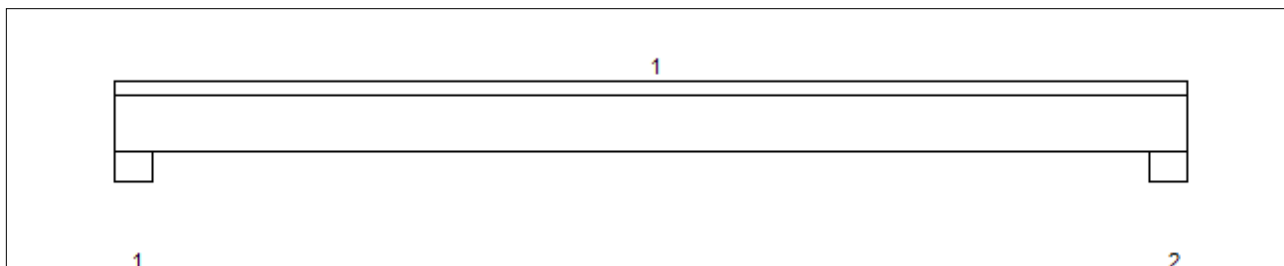
Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2		Side 1	
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 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\katri\Desktop\Bachelor\Bjelker\Betongbjelke 2 og 4.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

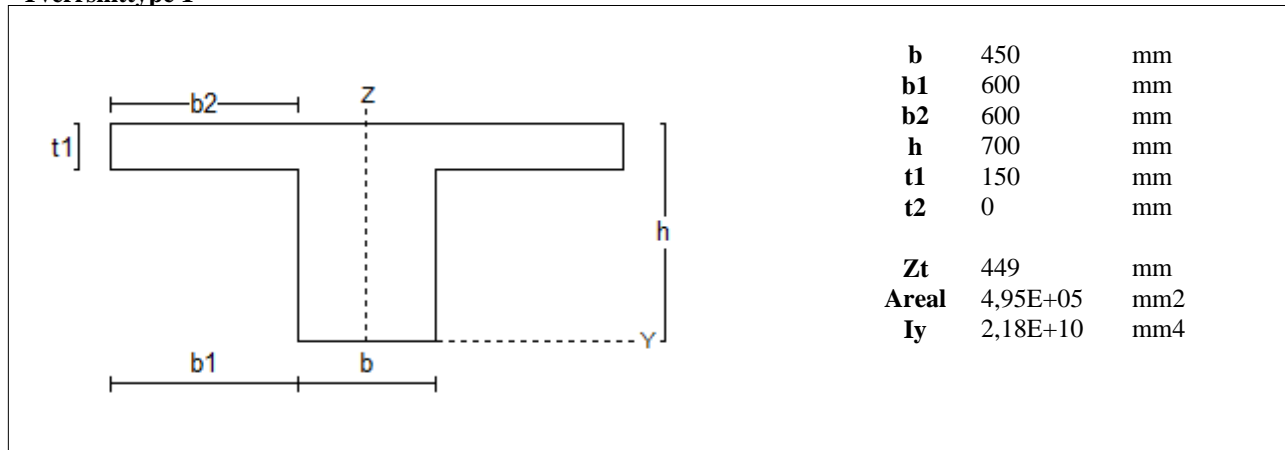
1.0 BJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	175	9450	175
Tverrsnitttype	1	1	1

Tverrsnitttype 1

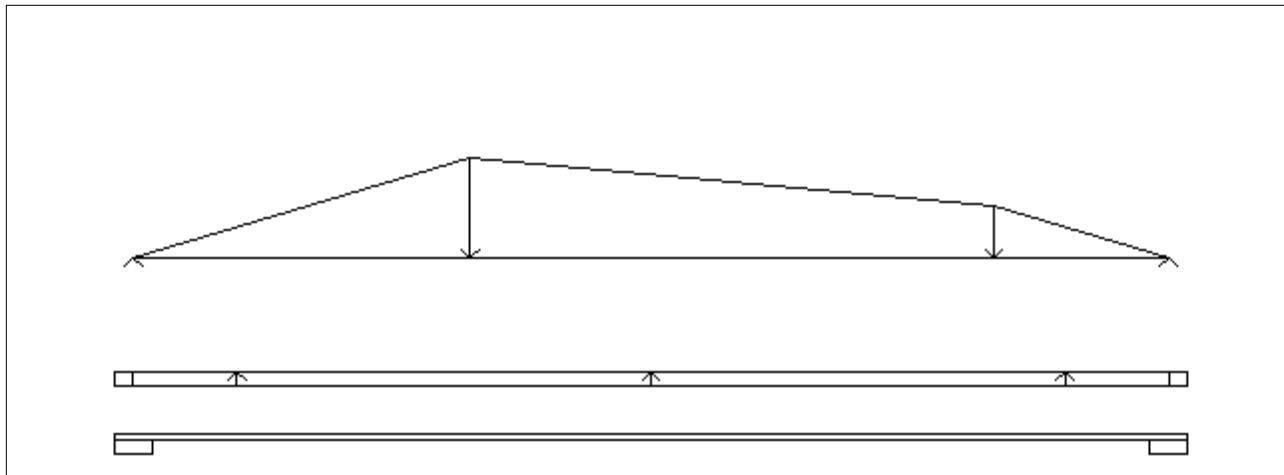


Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 2
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		350					
2	Fri		350					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,30	1,50

PSI-Faktor Kategori B : kontorer
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	12,38	-6,30	0,00

Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
0,00	28,65	0,00	18,50	0	3075	1
28,65	14,86	18,50	9,60	3075	7855	1
14,86	0,00	9,60	0,00	7855	9450	1

Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 3
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

1.4 MATERIALDATA

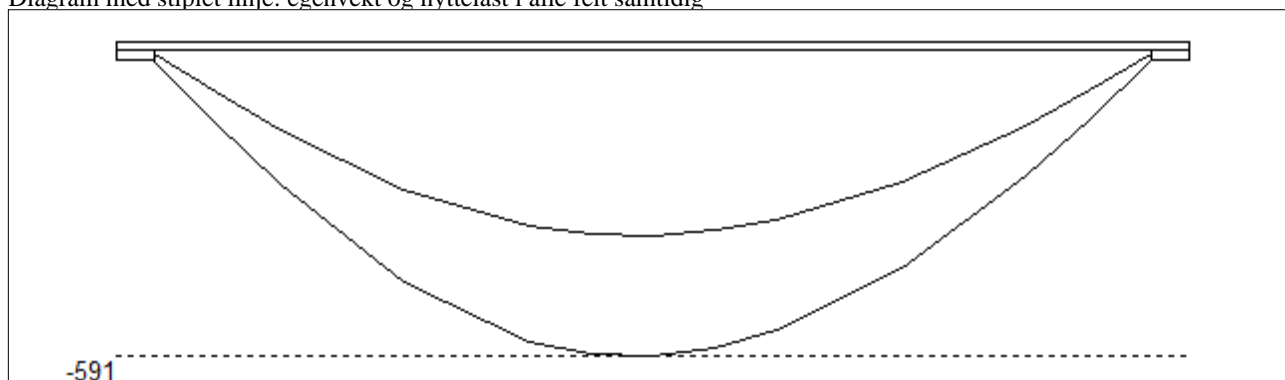
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagsets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyer flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	209			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,12
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00014
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00048
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm ($D = 22$ mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

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	-303	-379	-363	-591

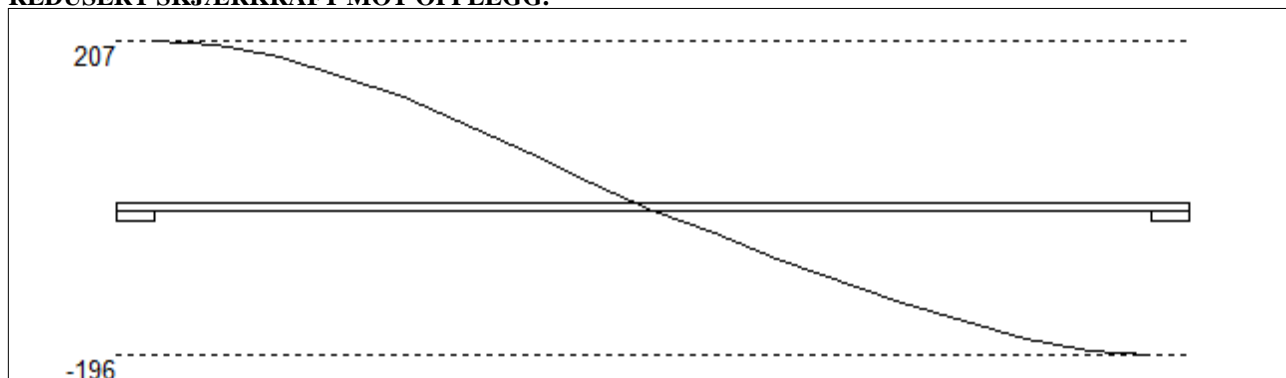
Mg: permanent last Mp: variabel last

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

Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 4
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLEGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			212	207
2	-201	-196		

3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.

Bestemt armering i overkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-140	9590	9730	46	58

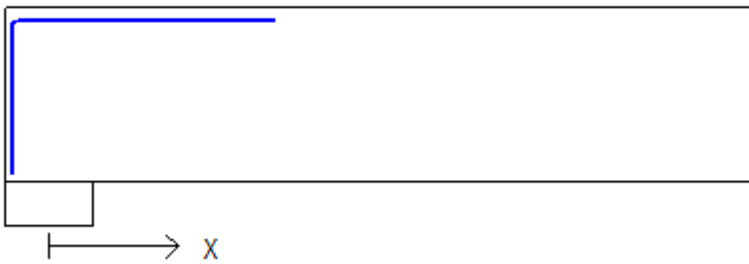
Bestemt armering i underkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
3	25	1	-140	9590	9730	42	58
2	25	1	-140	9590	9730	42	58

Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 5
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

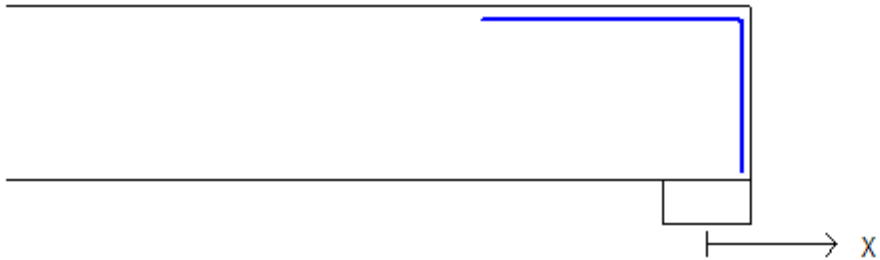
3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLÉGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

Støttearmering over opplegg nr: 1			Forankring = forankringsfaktor for venstre bjelkenende (0-1)			
Antall	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
1	8	1	-140	910	53	1



Støttearmering over opplegg nr: 2			Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)			
Antall	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
1	8	1	-910	140	53	1



3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $31 \times D$ Forankringslengde i overkant: $44 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLÉGG

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

Opplegg nr 2

Det trengs ikke forankringsbøyler.

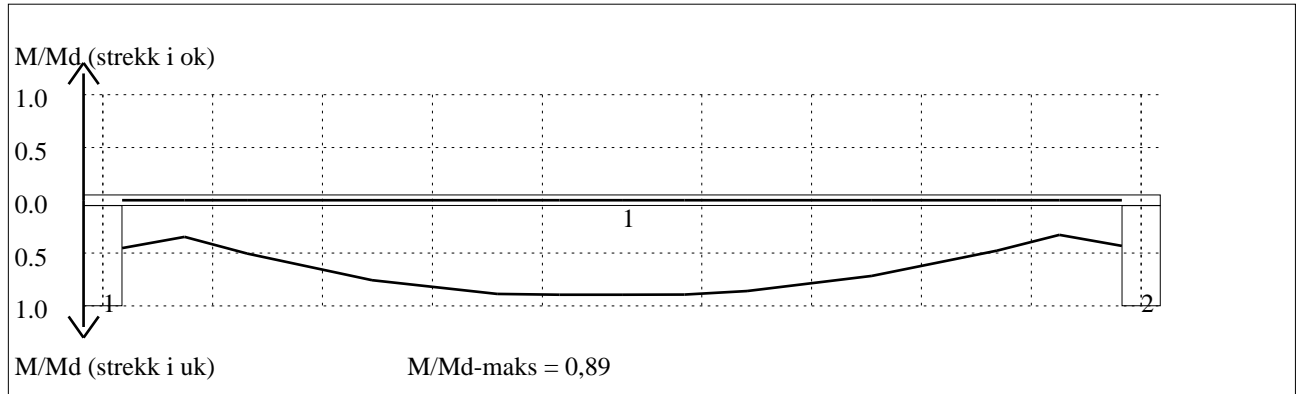
Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 6
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²)

Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

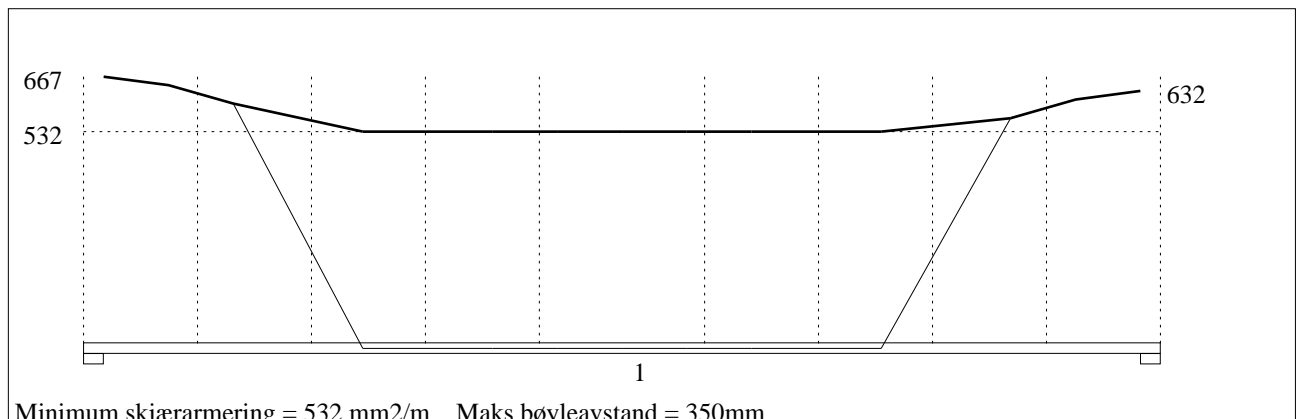
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	982	982	482	482

4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING



Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

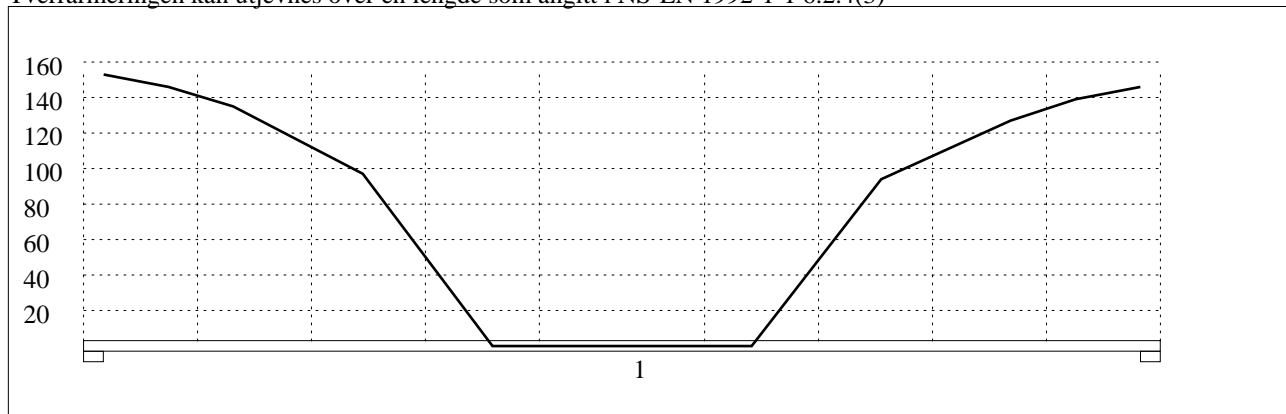
Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 7
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

4.2.1 Skjærarmering i tverretning mellom steg og flens

Kombinasjon av armering for skjær og bøyning: NS-EN 1992-1-1 6.2.4(5) og 6.2.4(2)

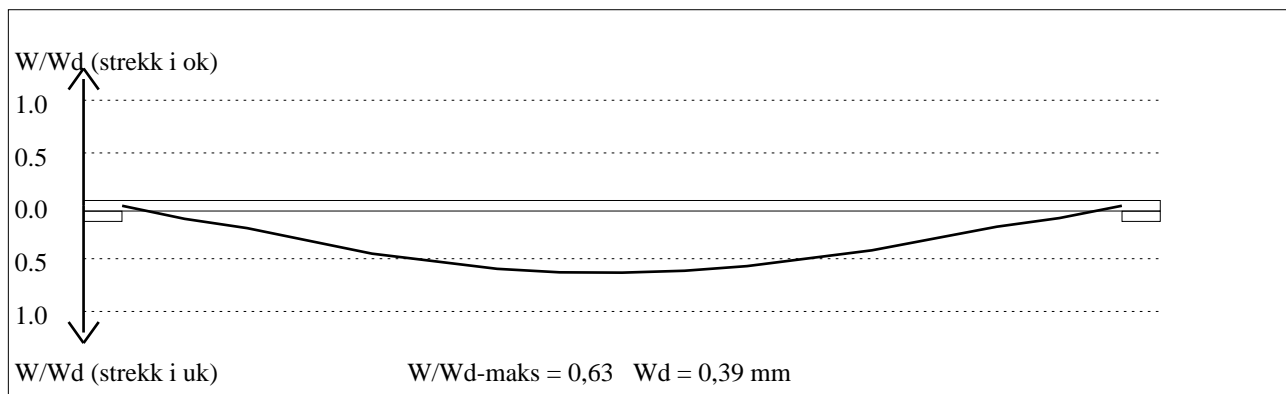
Største av: Armering for bøyning + halvparten av skjærarmeringen, hele skjærarmeringen, minimumsarmering

Tverrarmeringen kan utjevnes over en lengde som angitt i NS-EN 1992-1-1 6.2.4(3)



Skjærarmering i tverretning (mm²/m) 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	17	28	32	32

5.1 OPPLGGSKREFTER 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			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		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	-112,2	0,00	-53,3	0,00			-53,3	0,00				
2	-107,2	0,00	-50,0	0,00	-50,0	0,00						

Tittel Vedlegg B5 - Kontroll betongbjelke 2			Side 8
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

5.2 OPPLGGSKREFTER 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			
					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	-134,7	0,00	-79,9	0,00			-79,9	0,00
2	-128,6	0,00	-75,0	0,00	-75,0	0,00		

Vedlegg B6 - Håndberegning betongbjelke 3

$$bc := 450 \text{ mm} \quad hc := 350 \text{ mm} \quad L := 3.19 \text{ m}$$

$$\text{Densitet betong:} \quad \rho_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Tabell 11.1}$$

$$mc := \rho_c \cdot bc \cdot hc = 393.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabell NA. 2.1N} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$\text{Betongkvalitet B35:} \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tabell 3.1}$$

Kraftberegning

$$\text{Egenvekt bjelke:} \quad g_k := mc \cdot g = 3.861 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{ed} := g_k \cdot 1.2 = 4.634 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Egenvekt betongdekke:} \quad g_{dekke} := 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Trekantlast:} \quad L_b := 1.595 \text{ m}$$

$$q_{trekant} := (g_{dekke} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5) \cdot L_b = 16.093 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft og moment

$$V_{yed} := 20.6 \text{ kN} \quad M_{zed} := 9.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{støtte} := 9.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment og skjær fra OS, siden det er kontinuerlige bjelker.

Dimensjonering

$$[\text{NA.3.1.6}] \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkfasthet} \quad (3.15)$$

$$\text{Flytespenning:} \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad [3.2.3]$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad \text{Figur 3.8}$$

Antar lengdearmering $\varnothing 20$, bøyle $\varnothing 8$ og 50 års dimensjoneringstid.

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygninger med middels luftfuktighet.

$$\text{Tabell NA.4.4N} \quad C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad [\text{NA.4.4.1.3(1)P}]$$

$$C_{minb} := 16 \text{ mm} \quad \text{Stangdiameter} \quad \text{Tabell 4.2}$$

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} \quad [4.4.1.2(2)]$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm} \quad C := C_{nom} \quad (4.1)$$

$$\varnothing b := 8 \text{ mm} \quad \varnothing h := 20 \text{ mm}$$

$$d := hc - C - \varnothing b - \frac{\varnothing h}{2} = 297 \text{ mm}$$

Bjelke med flenser - Effektiv flensbredde

$$L_0 := 0.7 \cdot L = 2.233 \text{ m} \quad [5.3.2.1(2)] \text{ Fig. 5.2}$$

$$b_w := 450 \text{ mm} \quad b_1 := 1.5 \text{ m} \quad b_2 := 1.5 \text{ m} \quad b_0 := b_1 + b_2 + b_w = 3.45 \text{ m}$$

$$b_{eff1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot L_0, 0.2 \cdot L_0) = 0.447 \text{ m} \quad (5.7a)$$

$$(5.7a)$$

$$b_{eff} := \min(b_{eff1} + b_w, b_0) = 896.6 \text{ mm} \quad (5.7)$$

Høyde tverrsnitt: Bjelke pluss dekke $h := 500 \text{ mm}$ $b := (200 + 450) \text{ mm}$

$$d := h - C - \frac{\emptyset b}{2} = 447 \text{ mm}$$

Flensbredden blir så liten at den neglisjeres

Armering i UK på grunn av feltmoment

Trykksoneens momentkapasitet

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot bc \cdot d^2 = 490.406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{cd} > M_{zed}$ Delvis utnyttet trykksone. Ekstra trykkarmering ikke nødvendig. OK

Armeringsmengde på grunn av strekk i UK

$$Z_d := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{zed}}{M_{cd}} \right) = 0.997 > 0.95 \quad \rightarrow \quad Z_d := 0.95$$

$$Z := Z_d \cdot d = 424.65 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{zed}}{f_{yd} \cdot Z} = 51.454 \text{ mm}^2$$

$$A_{hovedarm} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{hovedarm}} = 0.164 \quad \rightarrow \quad 2\emptyset 20 \quad A_s := 2 \cdot A_{hovedarm}$$

Er det plass?

$$a := b - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - 2 \cdot \emptyset h = 524 \text{ mm}$$

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

Minimum horisontal avstand: $a_h := \max(2 \cdot \emptyset h, d_g + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$

$a > a_h$: Plass OK!

[NA.9.2.1.1] Minimumsarmering bjelke

Tabell 3.1 $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 483.475 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

$$A_{smin} = 483.475 \text{ mm}^2 < A_s = 628.319 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Armering i OK på grunn av støttemoment

Antar Ø20 og fortsatt bøyle Ø8.

$$M_{støtte} = 9.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b_{trykksone} := bc = 450 \text{ mm} \quad d = 447 \text{ mm}$$

$$\text{Trykksonens høyde} \quad X := 0.412 \cdot d = 184.164 \text{ mm}$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{trykksone} \cdot d^2 = 490.406 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Trykksonens momentkap.}$$

$$M_{cd} > M_{zed} \quad \text{Delvis utnyttet trykksone. Ekstra trykkarmering ikke nødvendig. OK}$$

Armeringsmengde på grunn av strekk i OK

$$Z_d := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{støtte}}{M_{cd}}\right) = 0.997 > 0.95 \quad \rightarrow \quad Z_d := 0.95$$

$$Z := Z_d \cdot d = 424.65 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{støtte}}{f_{yd} \cdot Z} = 53.079 \text{ mm}^2$$

$$A_{hovedarm} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{A_{hovedarm}} = 0.169 \quad \rightarrow \quad \text{Legger likevel 2Ø20, en i hvert hjørne}$$

$$A_s := 2 \cdot A_{hovedarm}$$

Er det plass?

$$a := bc - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - 2 \cdot \emptyset h = 324 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum horisontal avstand} \quad ah := \max(2 \cdot \emptyset h, dg + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

$a > ah$: Plass OK!

Minimumsarmering

$$A_{smin} = 483.475 \text{ mm}^2 < A_s = 628.319 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Kontroll bøylearmering

[6.2.3]

Prøver først med fagverksvinkel lik 21.8 grader, som gir minst mulig krav til armering.

$$\Theta := 21.8^\circ \quad \text{Fagverksvinkel}$$

$$\alpha_{cw} := 1.0 \quad f_{ck} := 35 \quad \text{[NA.6.2.3(3)]}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{(NA.6.6N)}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 402.3 \text{ mm}$$

$$VRd_{max} := \alpha_{cw} \cdot bc \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)} = 638.833 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{NA.6.2.1(1)} \\ \text{NA.6.2.3(3)} \end{array}$$

$$U_v := \frac{V_{yed}}{VRd_{max}} = 0.032 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen.

Senteravstand mellom bøyler

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset b}{2}\right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.6.2.3(3)}$$

$$S := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\Theta)}{V_{yed}} = (2.134 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{(6.8)}$$

[9.2.2] Minimumsregler

$$f_{ck} := 35$$

$$f_{yk} := 500$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b} = 130.714 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$h' := d - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 394 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 236.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 75 mm, slik at den samsvarer med armeringen i dekket, som har senteravstand 150 mm. Legger Ø8c75.

Forankring

Ikke nødvendig å regne på forankring for kontinuerlige bjelker OK

Deformasjonsberegning bjelke - Bruksgrense

$$q_k := g_k + p_k \cdot L_b = 8.646 \frac{kN}{m}$$

Rissvidde

Eksponeeringsklasse er XC3, og beregningene forekommer i tilnærmet permanent tilstand.

$$C_{mindur} = 25 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$K_c := \min\left(\frac{C_{nom}}{C_{mindur}}, 1.3\right) = 1.3 \quad (\text{NA.901})$$

$$W_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot K_c = 0.39 \text{ mm} \quad \text{Tabell NA.7.1N}$$

Ønsker å redusere kryp i prosjektet -> velger sementtype R

Kryptall

$$Ac := bc \cdot h = (2.25 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$\mu := 2 \cdot bc + 2 \cdot h = 1.9 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørkning

$$h_0 := \frac{2 \cdot Ac}{\mu} = 236.842 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittsutnyttelse

Forutsetter at det stemples oppunder etter forskalingen er tatt bort, og dette fjernes etter 14 døgn.

Figur 3.1a) $\varphi := 2.2$

$$Ecm := 34000 \text{ MPa} \quad \text{Betong}$$

$$Esk := 200000 \text{ MPa} \quad \text{Stål}$$

Beregner midlere E-modul

$$pk := pk \cdot Lb = 4.785 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$gk := gk + gdekk e \cdot Lb = 11.291 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{EC tabell NA.A1.1} \quad \psi_1 := 0.5$$

$$\psi_2 := 0.3$$

$$qed := gk \cdot 1.0 + pk \cdot \psi_1 = 13.683 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Eg := \frac{Ecm}{1 + \varphi} = (1.063 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$PedK := pk \cdot (\psi_1 - \psi_2) = 0.957 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EpK := Ecm = (3.4 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$PedL := pk \cdot \psi_2 = 1.436 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$EpL := \frac{Ecm}{1 + \varphi} = (1.063 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$Emid := \frac{qed}{\frac{ged}{Eg} + \frac{PedL}{EpL} + \frac{PedK}{EpK}} = (2.283 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$r1 := \frac{As}{b \cdot d} \cdot \frac{Esk}{Emid} = 0.019$$

$$\alpha := \sqrt{r1^2 + 2 \cdot r1} - r1 = 0.177$$

Riss

$M_{zed} := 6.2 \cdot kN \cdot m$ Moment i bruksgrense fra OS-Prog K-bjelke (fra over støtten)

$$\sigma_s := \frac{M_{zed}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d \cdot A_s} = 23.456 \text{ MPa}$$

Tabell 7.2N $W_k := 0.4 \text{ mm}$ $\emptyset h = 20 \text{ mm}$ $\rightarrow \sigma_{smax} := 240 \text{ MPa} > \sigma_s$ OK

Tabell 7.3N $W_k = 0.4 \text{ mm}$ S100 $\rightarrow \sigma_{smax} := 360 \text{ MPa} > \sigma_s$ OK

Nedbøyning

Ofte forekommende!

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (8.522 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ed} \cdot L^4}{E_{mid} \cdot I_c} = 0.948 \text{ mm} < \delta_{krav} := \frac{L}{250} = 12.76 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Bruker formel for fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last med lastbredde lik 1.595 m. Dette blir veldig konservativt da vi egentlig har en kontinuerlig bjelke og en trekantlast med største lastbredde lik 1.595 m kun midt i felt. OS-Prog beregner en nedbøyning på 0 mm, OK.

Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3

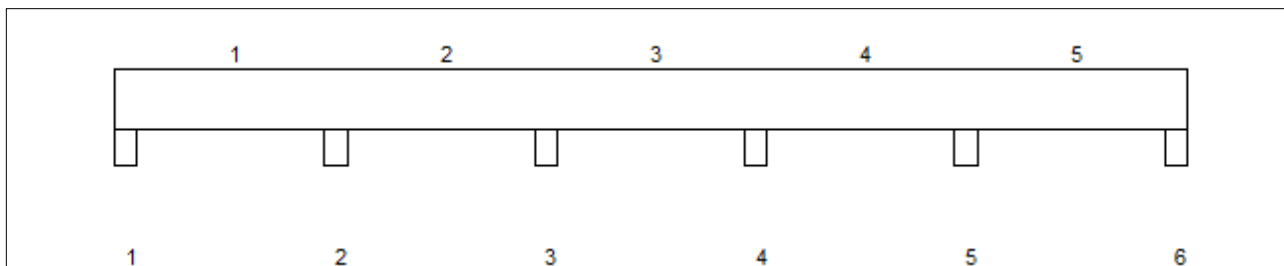
Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 1
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 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\katri\Desktop\Bachelor\Bjelker\Betongbjelke 3 - NY.kbj

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

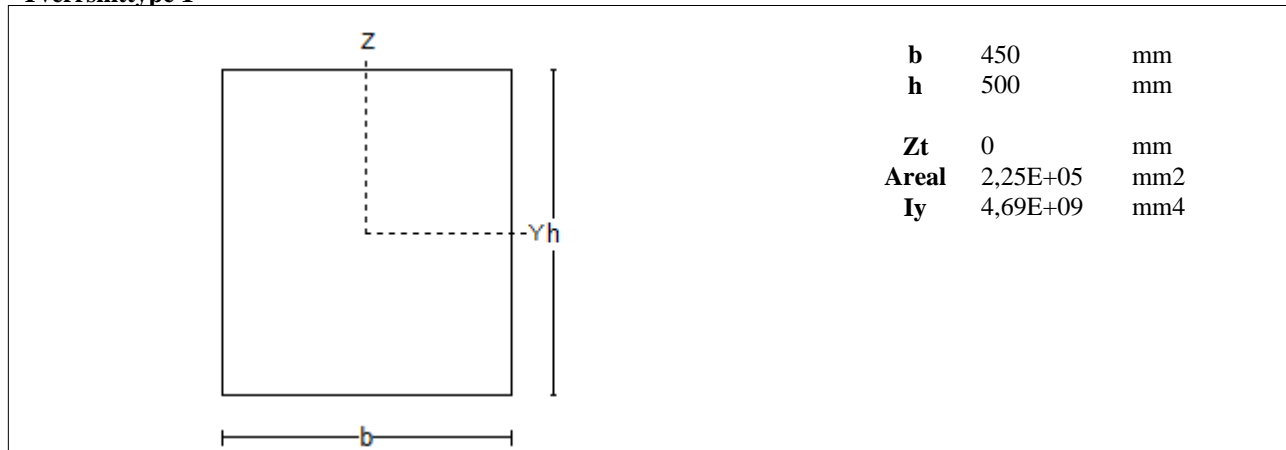
1.0 BJELKE MED 6 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	h.utkr.
Spennvidde	175	3190	3190	3190	3190	3190	175
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

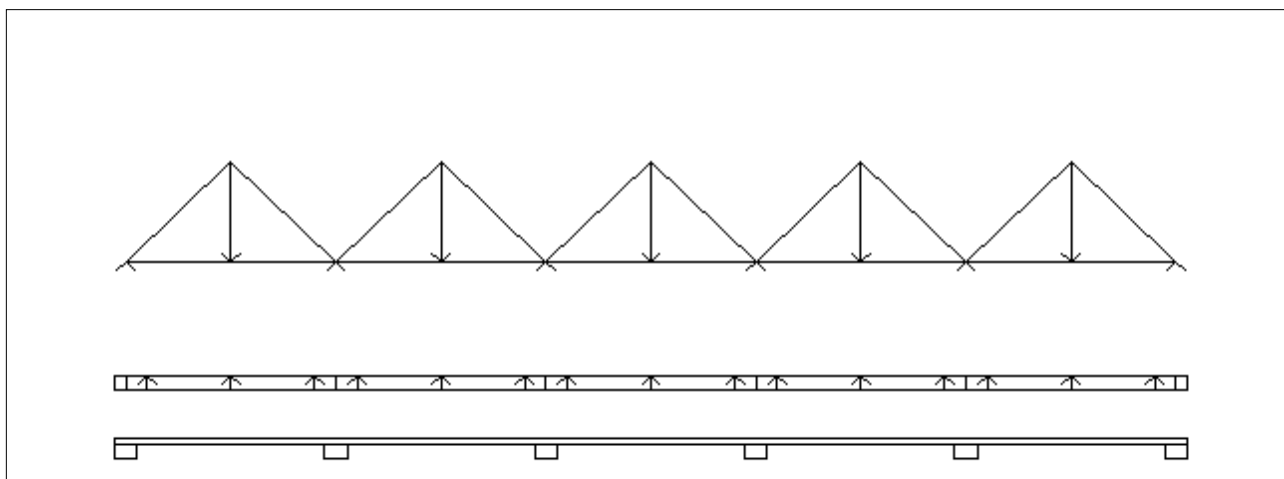


Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 2
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		350					
2	Fri		350					
3	Fri		350					
4	Fri		350					
5	Fri		350					
6	Fri		350					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,50	0,30	1,50

PSI-Faktor Kategori B : kontorer
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	5,63	-1,77	0,00
2	5,63	-1,77	0,00
3	5,63	-1,77	0,00
4	5,63	-1,77	0,00
5	5,63	-1,77	0,00

Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
0,00	7,43	0,00	4,80	0	1595	1
7,43	0,00	4,80	0,00	1595	3190	1
0,00	7,43	0,00	4,80	0	1595	2
7,43	0,00	4,80	0,00	1595	3190	2
0,00	7,43	0,00	4,80	0	1595	3
7,43	0,00	4,80	0,00	1595	3190	3
0,00	7,43	0,00	4,80	0	1595	4
7,43	0,00	4,80	0,00	1595	3190	4
0,00	7,43	0,00	4,80	0	1595	5
7,43	0,00	4,80	0,00	1595	3190	5

Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 3
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

1.4 MATERIALDATA

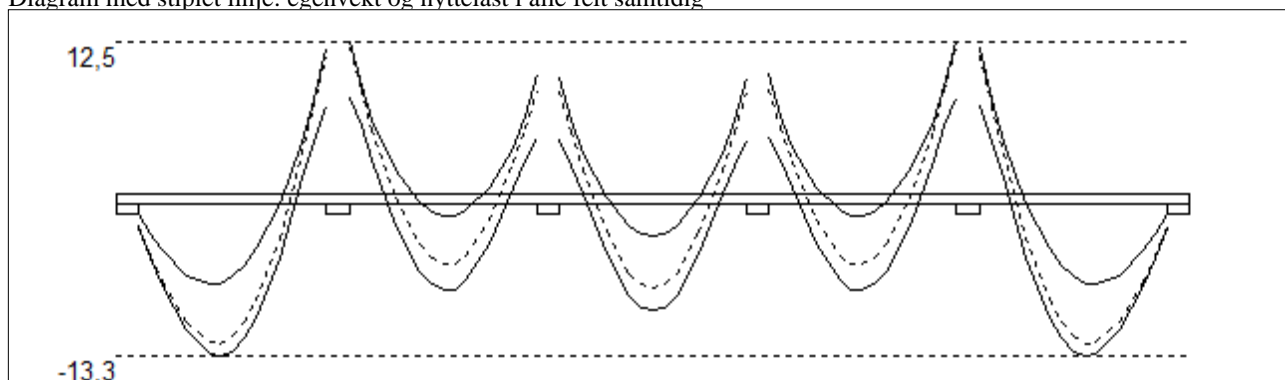
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	237			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,08
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00013
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00047
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

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	-7,0	-8,6	-8,3	-13,3
2	-3,2	-4,6	-3,9	-7,9
3	-4,4	-5,8	-5,2	-9,5
4	-3,2	-4,6	-3,9	-7,9
5	-7,0	-8,6	-8,4	-13,3

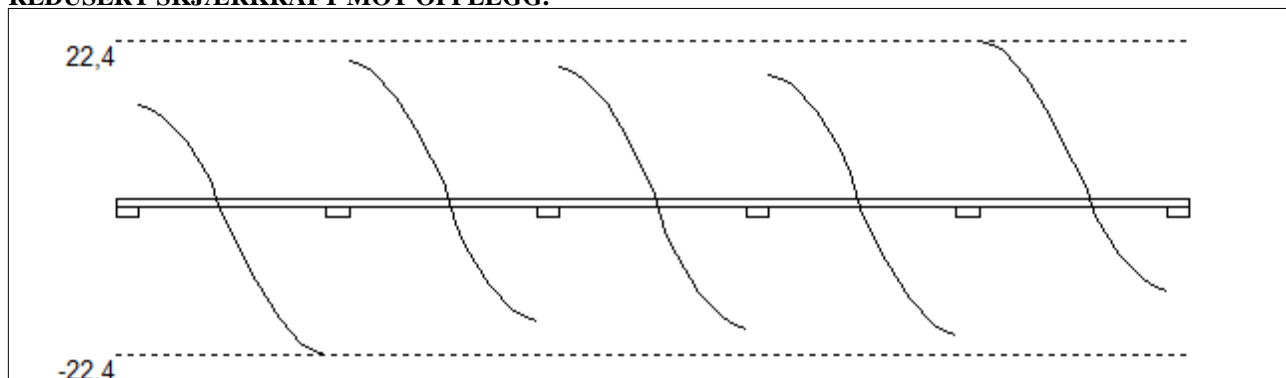
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0,0	0,0	0,0	0,0
2	6,9	8,3	8,3	12,5
3	4,9	6,2	5,9	9,8
4	4,9	6,2	5,9	9,8
5	6,9	8,3	8,3	12,5
6	0,0	0,0	0,0	0,0

Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 4
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLEGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			15,1	13,1
2	-24,4	-22,4	21,5	19,5
3	-19,5	-17,5	20,6	18,6
4	-20,6	-18,6	19,5	17,5
5	-21,5	-19,5	24,4	22,4
6	-15,1	-13,1		

3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.

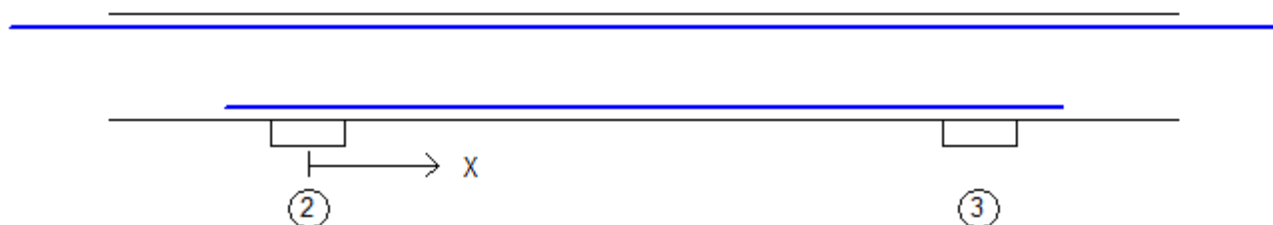
Bestemt armering i overkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-140	4610	4750	50	63

Bestemt armering i underkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-140	3590	3730	50	63

Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 5
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Bestemt armering i overkant i felt nr: 2

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1420	4610	6030	50	63

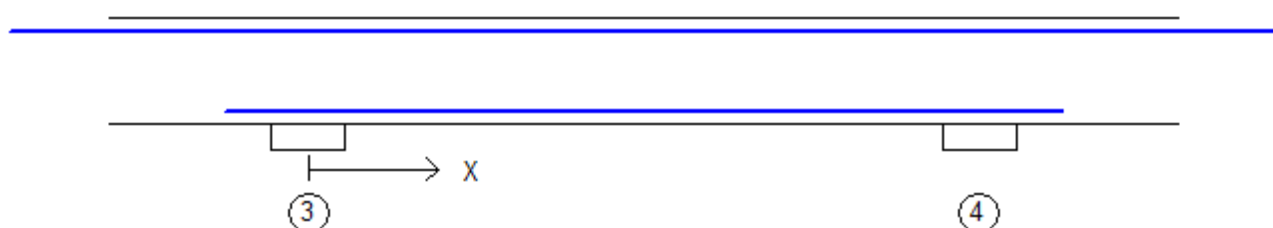


Bestemt armering i underkant i felt nr: 2

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	3590	3990	50	63

Bestemt armering i overkant i felt nr: 3

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1420	4610	6030	50	63

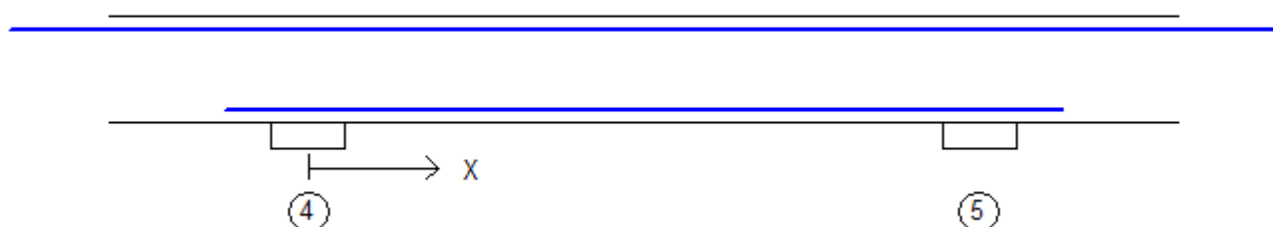


Bestemt armering i underkant i felt nr: 3

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	3590	3990	50	63

Bestemt armering i overkant i felt nr: 4

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1420	4610	6030	50	63



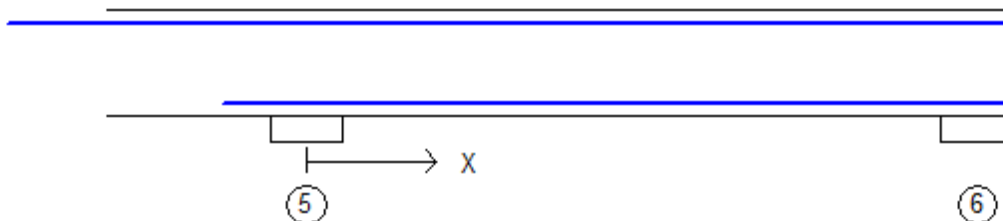
Bestemt armering i underkant i felt nr: 4

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	3590	3990	50	63

Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 6
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Bestemt armering i overkant i felt nr: 5

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-1420	3330	4750	50	63



Bestemt armering i underkant i felt nr: 5

Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	20	1	-400	3330	3730	50	63

3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmoring i felt.

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: $29 \times D$ Forankringslengde i overkant: $42 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyer) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyer.

Opplegg nr 6

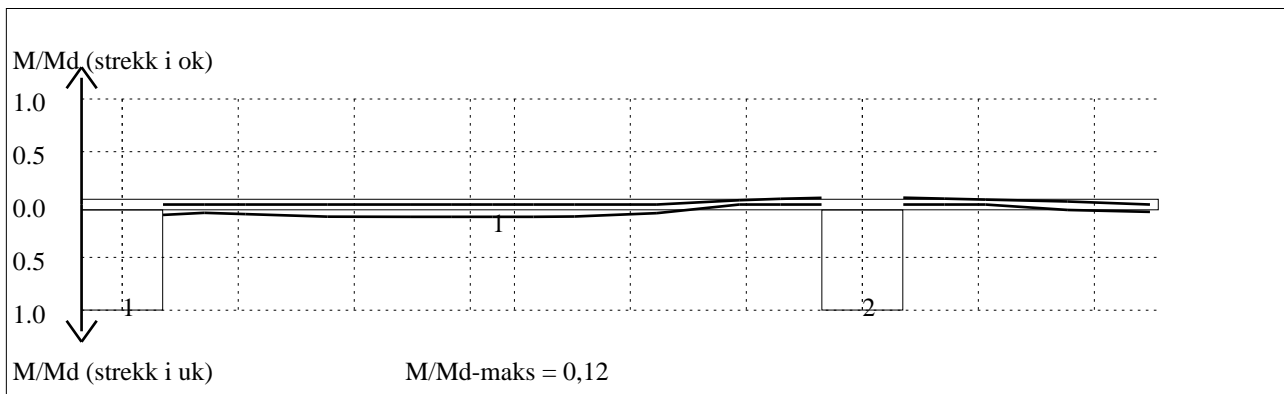
Det trengs ikke forankringsbøyer.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

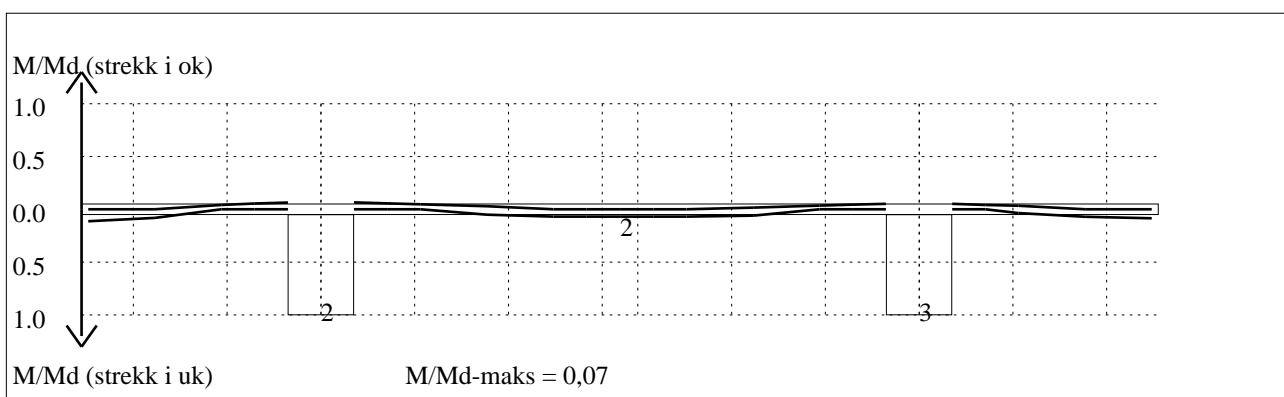
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	628	628	328	328
2	628	628	328	328
3	628	628	328	328
4	628	628	328	328
5	628	628	328	328

Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 7
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

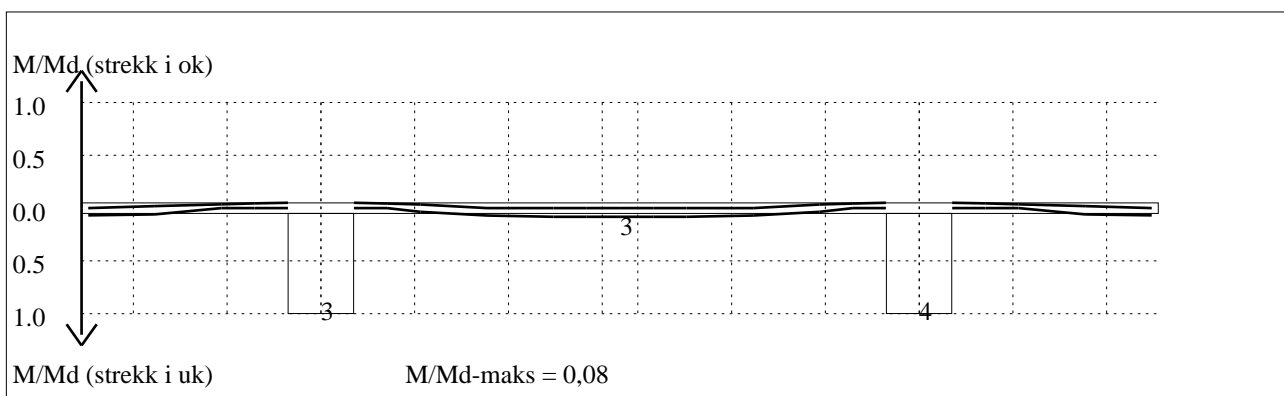
4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m

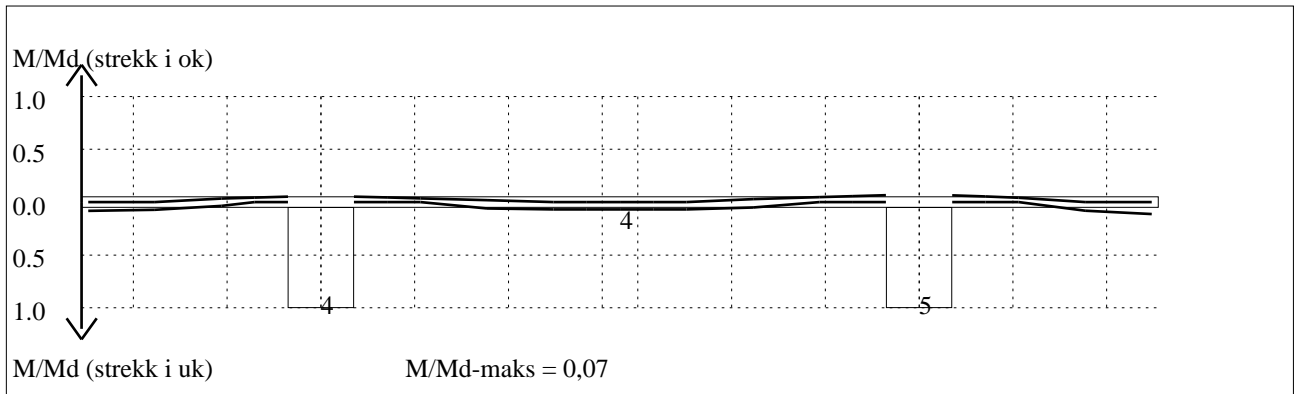


Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m

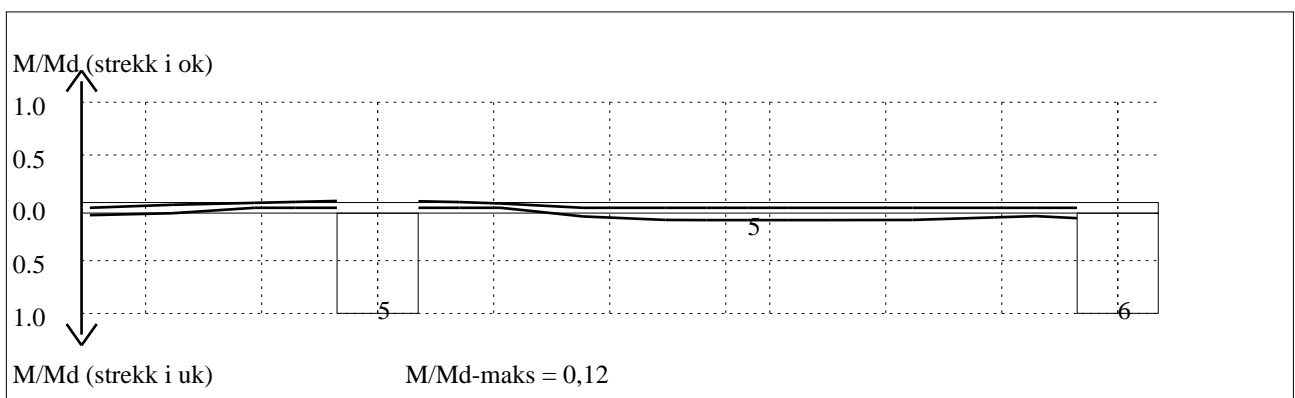


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m

Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 8
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m



Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 0.5 m

4.2 SKJÆRARMERING

Skjærarmering i felt nr 1 (minimum skjærarmering) = 532 mm²/m Maks bøyleavstand = 224mm
Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

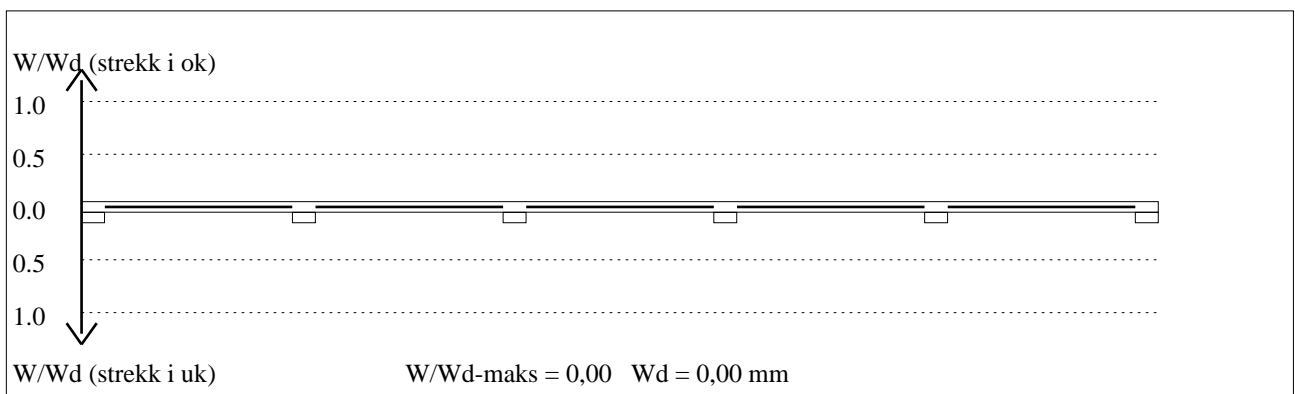
Skjærarmering i felt nr 2 (minimum skjærarmering) = 532 mm²/m Maks bøyleavstand = 224mm
Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 3 (minimum skjærarmering) = 532 mm²/m Maks bøyleavstand = 224mm
Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 4 (minimum skjærarmering) = 532 mm²/m Maks bøyleavstand = 224mm
Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

Skjærarmering i felt nr 5 (minimum skjærarmering) = 532 mm²/m Maks bøyleavstand = 224mm
Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m

4.3 RISSKONTROLL



Tittel Vedlegg B7 - Kontroll betongbjelke 3			Side 9
Prosjekt K90 NLA	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

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	0	0	0	0
2	0	0	0	0
3	0	0	0	0
4	0	0	0	0
5	0	0	0	0

5.1 OPPLGGSKREFTER 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			
					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	-9,9	0,00	-2,8	0,00			-3,2	0,00
2	-27,7	0,00	-8,9	0,00	-5,3	0,00	-4,3	0,00
3	-23,4	0,00	-7,4	0,00	-4,5	0,00	-4,5	0,00
4	-23,4	0,00	-7,4	0,00	-4,5	0,00	-4,5	0,00
5	-27,7	0,00	-8,9	0,00	-4,3	0,00	-5,3	0,00
6	-9,9	0,00	-2,8	0,00	-3,2	0,00		

5.2 OPPLGGSKREFTER 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			
					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	-11,9	0,00	-4,2	0,00			-4,8	0,00
2	-33,2	0,00	-13,4	0,00	-7,9	0,00	-6,4	0,00
3	-28,1	0,00	-11,1	0,00	-6,8	0,00	-6,7	0,00
4	-28,1	0,00	-11,1	0,00	-6,7	0,00	-6,8	0,00
5	-33,2	0,00	-13,4	0,00	-6,4	0,00	-7,9	0,00
6	-11,9	0,00	-4,2	0,00	-4,8	0,00		

Vedlegg C1 - Beregning stålbjelke

IPE400 - Tverrsnittsverdier

$$h := 400 \text{ mm} \quad b := 180 \text{ mm} \quad A := 8450 \text{ mm}^2 \quad L := 9.45 \text{ m}$$

$$ms := 66.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad tw := 8.6 \text{ mm} \quad tf := 13.5 \text{ mm} \quad r := 21 \text{ mm}$$

$$\text{S355:} \quad \text{Tabell 3.1} \quad fy := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tabell 5.2} \quad \varepsilon := 0.81$$

$$\text{NA.6.1(1)2B} \quad \gamma_{m0} := 1.05$$

Kraftberegning

$$\text{Egenvekt bjelke:} \quad gk := ms \cdot g = 0.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad ged := gk \cdot 1.2 = 0.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Egenvekt tak:} \quad gtak := 1.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast:} \quad sk := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindlast:} \quad vk := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad vsug := 0.416 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastbredden varierer og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken.

$$qed := gtak \cdot 1.2 + sk \cdot 1.5 + vk \cdot 0.9 + vsug \cdot 0.9 = 4.969 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Lb1 := 3.19 \text{ m}$$

$$Lb2 := 6.15 \text{ m}$$

$$qed1 := qed \cdot Lb1 = 15.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qed2 := qed \cdot Lb2 = 30.557 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft og moment

Jevnt fordelt egenlast:

$$V_{ed1} := q_{ed} \cdot \frac{L}{2} = 3.687 \text{ kN}$$

$$M_{ed1} := q_{ed} \cdot \frac{L^2}{8} = 8.709 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trapeslast: Deles opp i en trekantlast og en jevnt fordelt last.

Jevnt fordelt last

$$V_{ed2} := q_{ed1} \cdot \frac{L}{2} = 74.89 \text{ kN}$$

$$M_{ed2} := q_{ed1} \cdot \frac{L^2}{8} = 176.929 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trekantlast:

$$V_{ed3} := \frac{1}{3} (q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L = 46.327 \text{ kN}$$

$$M_{ed3} := \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot (q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L^2 = 84.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt dimensjonerende skjærkraft og moment

$$V_{zed} := V_{ed1} + V_{ed2} + V_{ed3} = 124.904 \text{ kN}$$

Konservativt: Summerer sammen maks moment for jevnt fordelt- og trekantlast, til tross for at dette ikke blir helt nøyaktig.

$$M_{yed} := M_{ed1} + M_{ed2} + M_{ed3} = 269.891 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse

Tab.5.2 Steg i trykk

$$c := h - 2 \cdot tf - 2 \cdot r = 331 \text{ mm} \quad t := tw$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 47.517 > 42 \quad \rightarrow \quad \text{Tverrsnittsklasse 4}$$

Tab.5.2 Flens i trykk

$$c := \frac{b}{2} - \frac{tw}{2} - r = 64.7 \text{ mm} \quad t := tf$$

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 5.917 < 9 \quad \rightarrow \quad \text{Tverrsnittsklasse 1}$$

Regner elastisk for hele tverrsnittet.

Skjærknekking: Alle valsede I- og H-profiler oppfyller slankhetskravene for S355, utenom HEA800-1000 og HEB1000. Ref: Stål Håndbok s.126.
Skjærknekking OK!

Tverrsnittsklasse 4 - Plateknekking:

NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009

Vi må redusere stegets areal ved hjelp av plateknekking. Steg - Internal element.

Tabell 4.1

$$\psi := 1.0 \quad K\sigma := 4$$

$$h' := h - 2 \cdot tf \quad \lambda_p := \frac{\frac{h'}{tw}}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K\sigma}} = 0.943 \quad [4.4(2)]$$

$$\text{Grense for formel:} \quad 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} = 0.673 \quad (4.2)$$

$$\lambda_p > 0.673: \quad \rho := \frac{\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0.813$$

$$heff := h' \cdot \rho = 303.331 \text{ mm} \quad hbort := h' - heff = 69.669 \text{ mm}$$

$$A_{eff} := 2 \cdot b \cdot tf + heff \cdot tw = (7.469 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Utrekning av elastisk motstandsmoment:

$$Z0 := \frac{h'}{2} + tf = 200 \text{ mm}$$

$$I_{yeff} := 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot tf^3 + b \cdot tf \cdot \left(Z0 - \frac{tf}{2} \right)^2 \right) + \frac{1}{12} \cdot tw \cdot heff^3 = (2.016 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$Wok := \frac{I_{yeff}}{heff - Z0} = (1.951 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad Wuk := \frac{I_{yeff}}{Z0} = (1.008 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Må velge den minste av Wok og Wuk --> Bruker dermed Wuk videre i beregningene.

[6.2.5] Bøyningsmoment

NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

$$Myed = 269.891 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment

$$MyRd := Wuk \cdot \frac{fy}{\gamma m0} = 340.758 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet} \quad (6.15)$$

$$Um := \frac{Myed}{MyRd} = 0.792 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{Utnyttelse} \quad (6.12)$$

[6.2.6] Skjærkraft

$$Vzed = 124.904 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$\tau Rd := \frac{fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma m0} \quad \text{Dimensjonerende skjærspenning} \quad (6.19)$$

$$A1 := b \cdot tf \quad Z1 := Z0 - \frac{tf}{2} \quad A2 := \frac{heff}{2} \cdot tw \quad Z2 := \frac{heff}{4}$$

$$Sy := A1 \cdot Z1 + A2 \cdot Z2 \quad \text{1. Arealmoment}$$

$$VzRd := \frac{I_{yeff} \cdot tw \cdot \tau Rd}{Sy} = 595.219 \text{ kN} \quad \text{Skjærkapasitet} \quad (6.20)$$

$$Uv := \frac{Vzed}{VzRd} = 0.21 < 0.5 \quad \text{OK} \quad \text{Påvirker ikke kombinert virkning} \quad (6.17)$$

Trykkflensen er fastholdt mot vipping ved nedadrettet kraft. Ved oppadrettet kraft blir momentet såpass lite (fra innvendig trykk) at det sannsynligvis ikke vil vippe.

Nedbøyning

$$I := I_{yeff} \quad L = 9.45 \text{ m} \quad E := 210000 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad [3.2.6(1)]$$

$$q_{ed} := g_{tak} + s_k + v_k + v_{sug} = 3.914 \frac{kN}{m^2} \quad q := q_{ed} \cdot \left(\frac{Lb1 + Lb2}{2} \right)$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 44.838 \text{ mm} > \frac{L}{250} = 37.8 \text{ mm} \quad \text{Krav nedbøyning -> Ikke OK}$$

$$\delta = 44.838 \text{ mm} < \frac{L}{210} = 45 \text{ mm} \quad \text{OK for nedbøyning}$$

Krav på L/250 er ikke OK. Krav til nedbøyning på tak er ikke like strengt som for bjelker/dekker. Ser at det går med L/210, som ifølge Byggforskserien (Blad 520.226, avsnitt 233) oppfyller kravet på at nedbøyningen ikke må være større enn L/200.

Branndimensjonering

NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009

$$q_{ed} := g_{tak} + s_k + v_k + v_{sug} = 3.914 \frac{kN}{m^2} \quad g_{ed} := g_k = 0.65 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ed1} := q_{ed} \cdot Lb1 = 12.486 \frac{kN}{m} \quad q_{ed2} := q_{ed} \cdot Lb2 = 24.071 \frac{kN}{m}$$

$$M_{ed1} := g_{ed} \cdot \frac{L^2}{8} = 7.258 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment i ulykkestilstand}$$

For trapeslast: Deles opp i en trekantlast og en jevnt fordelt last:

Jevnt fordelt last:

$$M_{ed2} := q_{ed1} \cdot \frac{L^2}{8} = 139.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Trekantlast:

$$V_{ed3} := \frac{1}{3} (q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L = 36.494 \text{ kN}$$

$$M_{ed3} := \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot (q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L^2 = 66.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt dimensjonerende skjærkraft og moment

Konservativt: Summerer sammen maks moment for jevnt fordelt- og trekantlast, til tross for at dette ikke blir helt nøyaktig.

$$Myedfi := Med1 + Med2 + Med3 = 213.003 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Medfi := ged \cdot \frac{L^2}{8} = 7.258 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i ulykkestilstand

$$\gamma fi := 1.0$$

NA.2.3(1)

$$Myrdfi := Wok \cdot \frac{fy}{\gamma fi} = 692.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet i ulykkestilstand

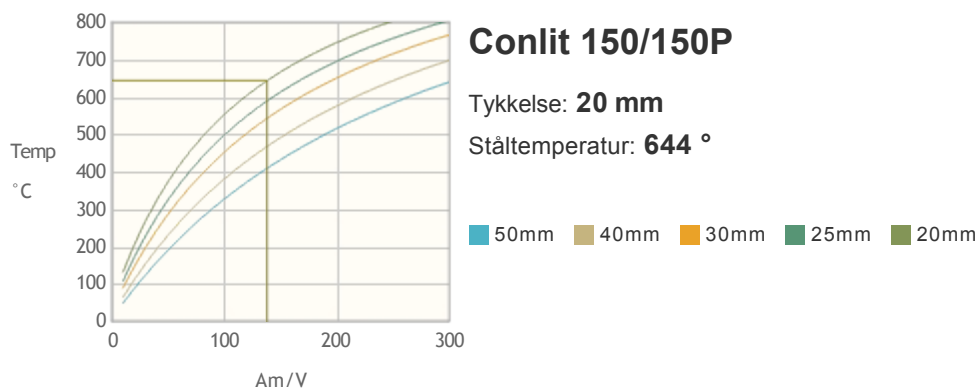
$$\mu 0 := \frac{Myedfi}{Myrdfi} = 0.308$$

$$\Theta := 654 \text{ }^\circ$$

Kritisk ståltemperatur

Tabell 4.1

Prosjektnavn	Vedlegg D1 - Beregning Conlit
Utarbeidet av	Karoline Rage og Katrine Kolbjørnsen



Conlit 300

Tykkelse: **20 mm**
Ståltemperatur: **592 °**

■ 40mm ■ 30mm ■ 25mm ■ 20mm ■ 15mm ■ 10mm

Festemetode	Sveisemetode (Conlit 150 og 300)
Brannklasse	R90
Maks. ståltemperatur	654
Am/V	138
Profil	IPE
Dimensjon	400 : 400 x 180
Antall sider	4 sider

Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning		Side 1	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

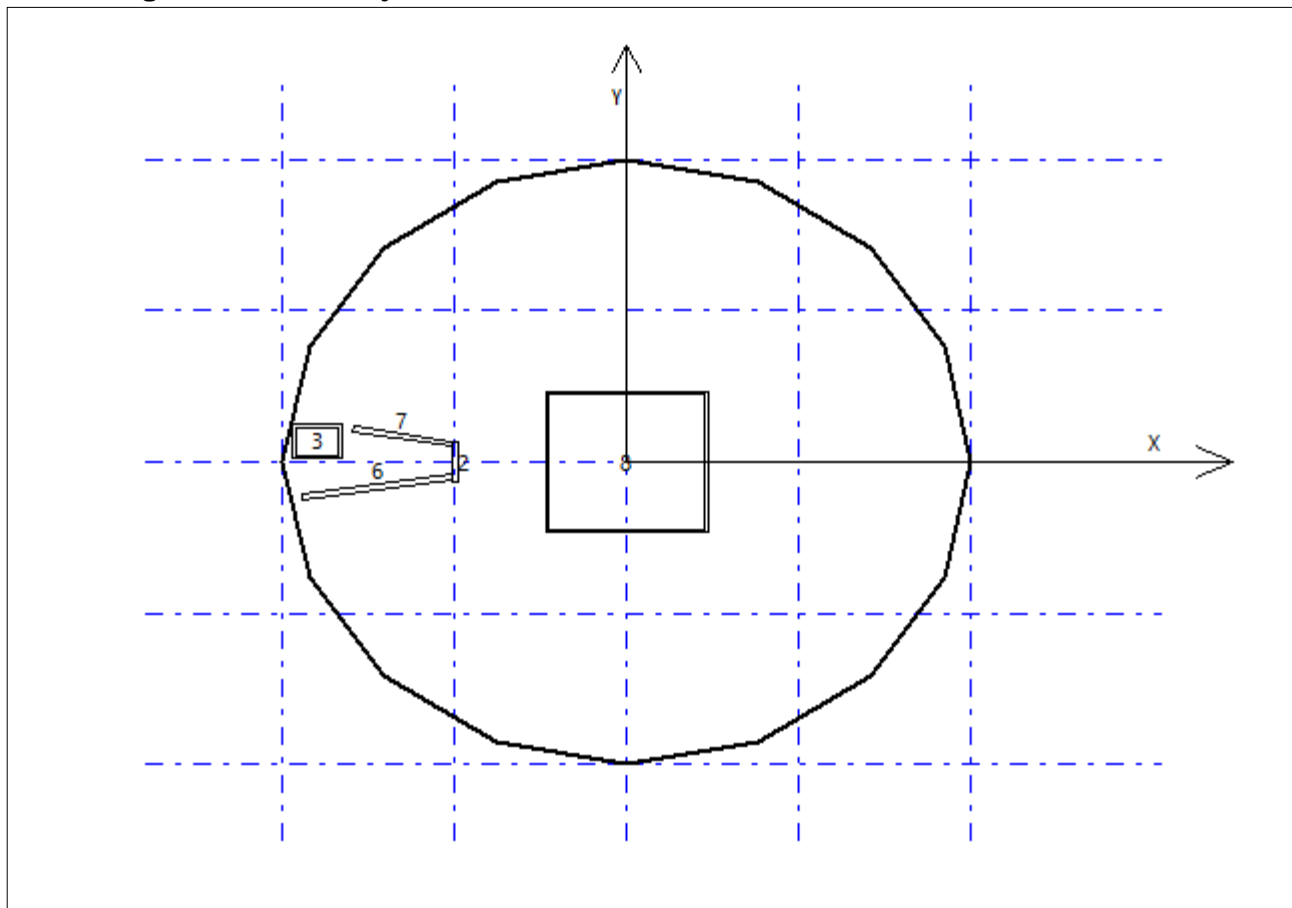
Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.1.0 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 20000 N/mm²
Stivhetsmatrise for veggskiver: Bjelkemodell er benyttet

Antall etasjer:	5
Antall skiver:	8
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	0

Etasjehøyder

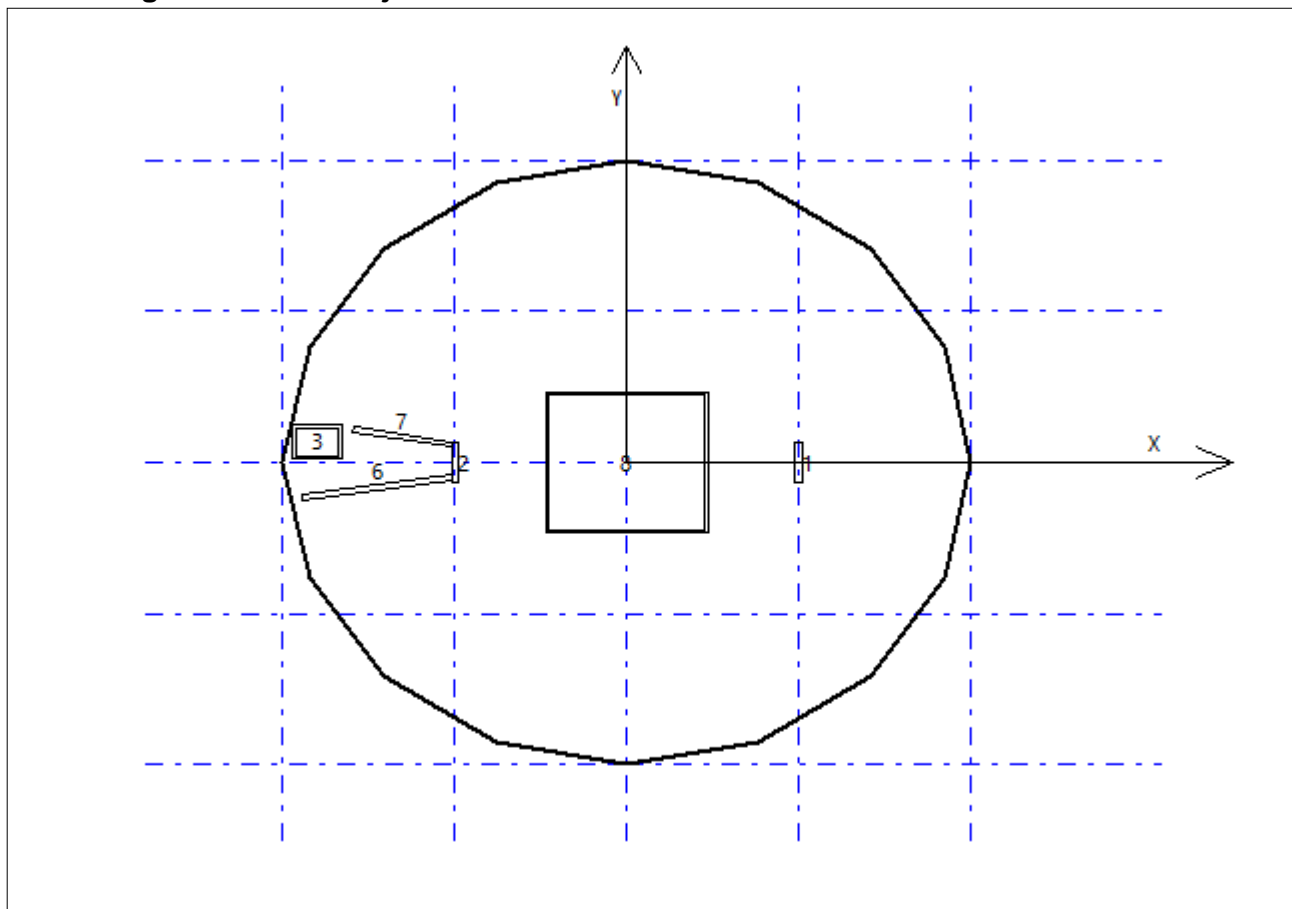
Etasje nr	Etasjehøyde
1	6850
2	3050
3	3450
4	3450
5	4000

Plassering av skiver i etasje nr. 1



Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

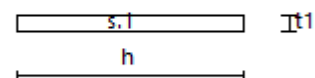
Plassering av skiver i etasje nr. 3



Følgende skiver er ikke aktive : 4 5

Skive nr 1

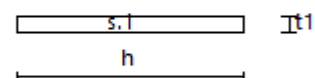
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	10000	3	2710	200
Y (mm)	0	4	2710	200
V(grader)	90,0	5	2710	200
Fra etasje	3			
Til etasje	5			



Randbetingelse: Vertikal fjærstivhet i hvert hjørne i uk: K_v = Randbetingelse: Vertikal fjærstivhet i hvert hjørne i uk: K_v = 200,0 kN/mm (Emodul = 25000 N/mm²)

Skive nr 2

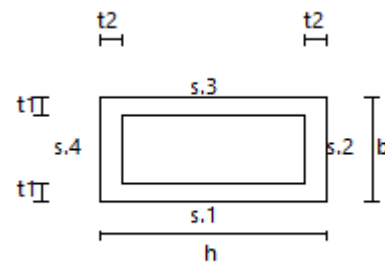
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-10000	1	2700	200
Y (mm)	0	2	2700	200
V(grader)	90,0	3	2700	200
Fra etasje	1	4	2700	200
Til etasje	5	5	2700	200



Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

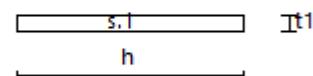
Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	-18000	1	2200	2900	200	200
Y (mm)	1355	2	2200	2900	200	200
V(grader)	0,0	3	2200	2900	200	200
Fra etasje	1	4	2200	2900	200	200
Til etasje	5	5	2200	2900	200	200



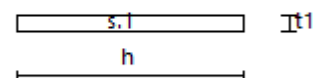
Skive nr 6

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-14520	1	8840	200
Y (mm)	-1655	2	8840	200
V(grader)	9,1	3	8840	200
Fra etasje	1	4	8840	200
Til etasje	5	5	8840	200



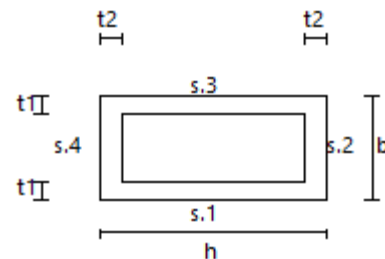
Skive nr 7

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-13040	1	5880	200
Y (mm)	1655	2	5880	200
V(grader)	-9,1	3	5880	200
Fra etasje	1	4	5880	200
Til etasje	5	5	5880	200



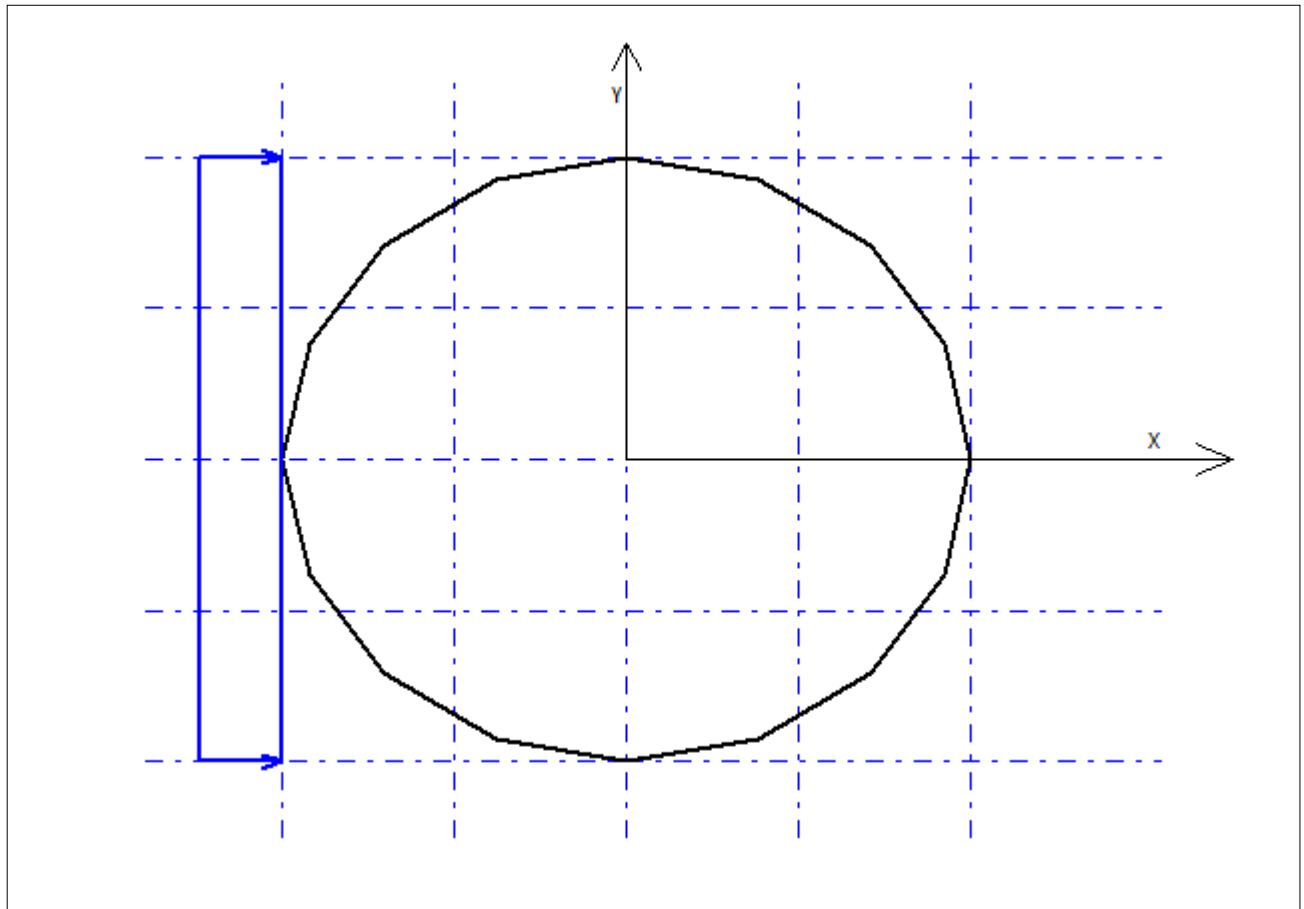
Skive nr 8

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	0	1	9371	9371	150	150
Y (mm)	0	2	9371	9371	150	150
V(grader)	0,0	3	9371	9371	150	150
Fra etasje	1					
Til etasje	3					



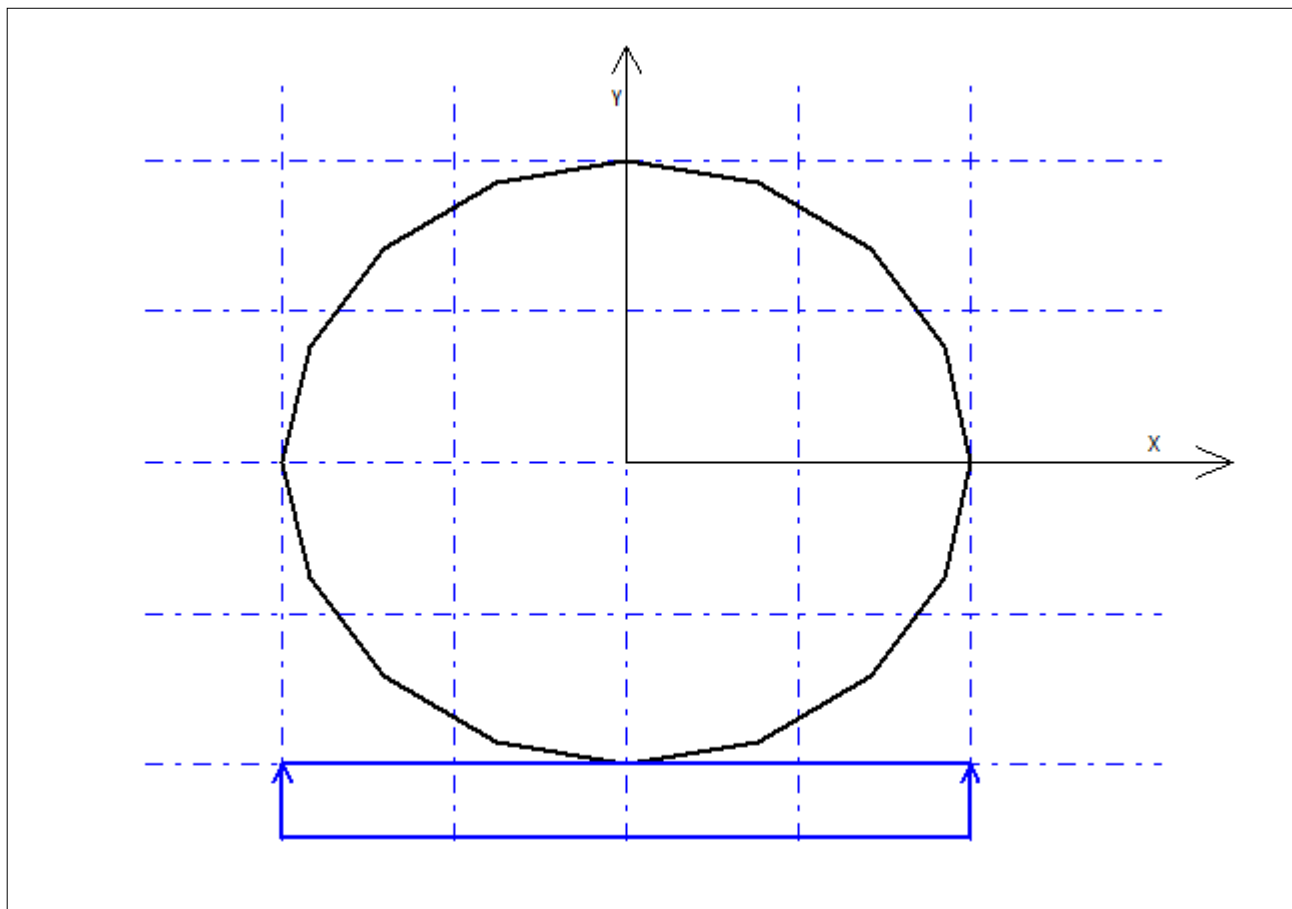
Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lasttilfelle nr 1: Vind X



Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lasttilfelle nr 2: Vind Y



Lastdata for lasttilfelle nr 1: Vind X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	8,0	-20000	-20000	-20000	20000	1	5

Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vind Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	8,0	-20000	20000	-20000	-20000	1	5

Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr	
	1	2
1	1	0
2	0	1

Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Vind X	1	1,5
2 Vind Y	1	1,5

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Påført vertikallast (kN)

Skive nr	over etasje nr 1		over etasje nr 2		over etasje nr 3		over etasje nr 4		over etasje nr 5	
	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Lastfaktorer for vertikallast

	Bruksgrense	Bruddgrense
Egenvekt	1,00	1,20
Nyttelast	1,00	1,50

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m³

Beregningsresultater

Aksialkraft i skive nr 1 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	54	0	54	65	0	65
4	101	0	101	121	0	121
3	148	0	148	177	0	177

Aksialkraft i skive nr 2 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	54	0	54	65	0	65
4	101	0	101	121	0	121
3	147	0	147	177	0	177
2	188	0	188	226	0	226
1	281	0	281	337	0	337

Aksialkraft i skive nr 3 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	188	0	188	226	0	226
4	350	0	350	420	0	420
3	512	0	512	615	0	615
2	656	0	656	787	0	787
1	978	0	978	1173	0	1173

Aksialkraft i skive nr 6 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	177	0	177	212	0	212
4	329	0	329	395	0	395
3	482	0	482	578	0	578
2	617	0	617	740	0	740
1	919	0	919	1103	0	1103

Aksialkraft i skive nr 7 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	118	0	118	141	0	141
4	219	0	219	263	0	263
3	320	0	320	385	0	385
2	410	0	410	492	0	492
1	612	0	612	734	0	734

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Aksialkraft i skive nr 8 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
3	477	0	477	573	0	573
2	899	0	899	1079	0	1079
1	1847	0	1847	2216	0	2216

Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	10000	0	5	1
0,0	0,0	10000	0	4	1
0,0	0,0	10000	0	3	1
0,0	0,0	-10000	0	5	2
0,0	0,0	-10000	0	4	2
0,0	0,0	-10000	0	3	2
0,0	0,0	-10000	0	2	2
0,0	0,0	-10000	0	1	2
0,0	0,0	-18000	1355	5	3
0,0	0,0	-18000	1355	4	3
0,0	0,0	-18000	1355	3	3
0,0	0,0	-18000	1355	2	3
0,0	0,0	-18000	1355	1	3
0,0	0,0	-14520	-1655	5	6
0,0	0,0	-14520	-1655	4	6
0,0	0,0	-14520	-1655	3	6
0,0	0,0	-14520	-1655	2	6
0,0	0,0	-14520	-1655	1	6
0,0	0,0	-13040	1655	5	7
0,0	0,0	-13040	1655	4	7
0,0	0,0	-13040	1655	3	7
0,0	0,0	-13040	1655	2	7
0,0	0,0	-13040	1655	1	7
0,0	0,0	0	0	3	8
0,1	0,0	0	0	2	8
0,0	0,0	0	0	1	8

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lastkombinasjon nr 2 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	10000	0	5	1
0,0	0,1	10000	0	4	1
0,0	-0,1	10000	0	3	1
0,0	0,0	-10000	0	5	2
0,0	0,0	-10000	0	4	2
0,0	0,0	-10000	0	3	2
0,0	0,0	-10000	0	2	2
0,0	0,0	-10000	0	1	2
0,0	0,0	-18000	1355	5	3
0,0	0,0	-18000	1355	4	3
0,0	0,0	-18000	1355	3	3
0,0	0,0	-18000	1355	2	3
0,0	0,0	-18000	1355	1	3
0,0	0,0	-14520	-1655	5	6
0,0	0,1	-14520	-1655	4	6
0,0	0,0	-14520	-1655	3	6
0,0	0,0	-14520	-1655	2	6
0,0	0,0	-14520	-1655	1	6
0,0	0,0	-13040	1655	5	7
0,0	0,0	-13040	1655	4	7
0,0	0,0	-13040	1655	3	7
0,0	0,0	-13040	1655	2	7
0,0	0,0	-13040	1655	1	7
0,0	0,1	0	0	3	8
0,0	0,1	0	0	2	8
0,0	0,1	0	0	1	8

Lastkombinasjon nr 1 Bruksgrense

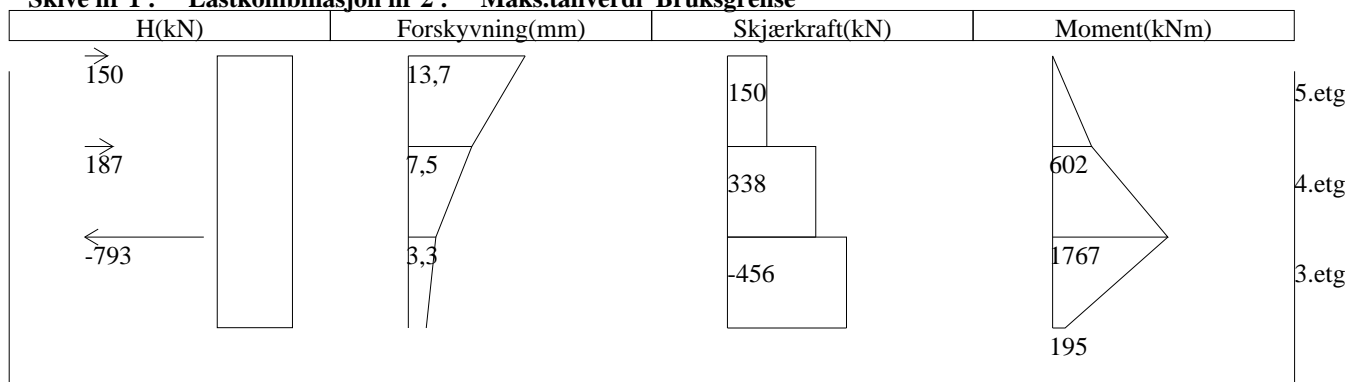
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
5	320,1	0,0	0,2	4	0	0,0006
4	320,1	0,0	0,2	3	0	0,0006
3	320,1	0,0	-0,1	2	0	0,0005
2	320,1	0,0	0,0	1	0	0,0003
1	320,0	0,0	-0,1	1	0	0,0002

Lastkombinasjon nr 2 Bruksgrense

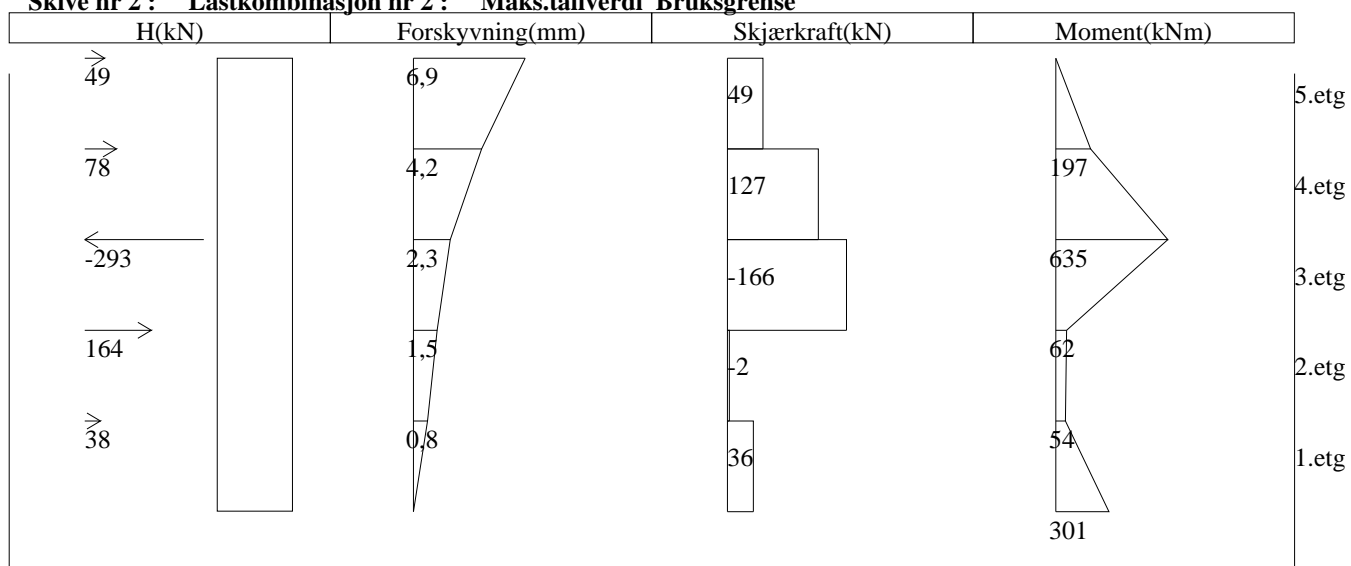
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
5	0,0	320,2	-1,3	0	10	0,0196
4	0,0	320,2	-2,1	0	6	0,0095
3	0,0	320,0	-0,1	0	3	0,0029
2	0,0	320,1	-0,7	0	2	0,0019
1	0,0	320,0	0,8	0	1	0,0014

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

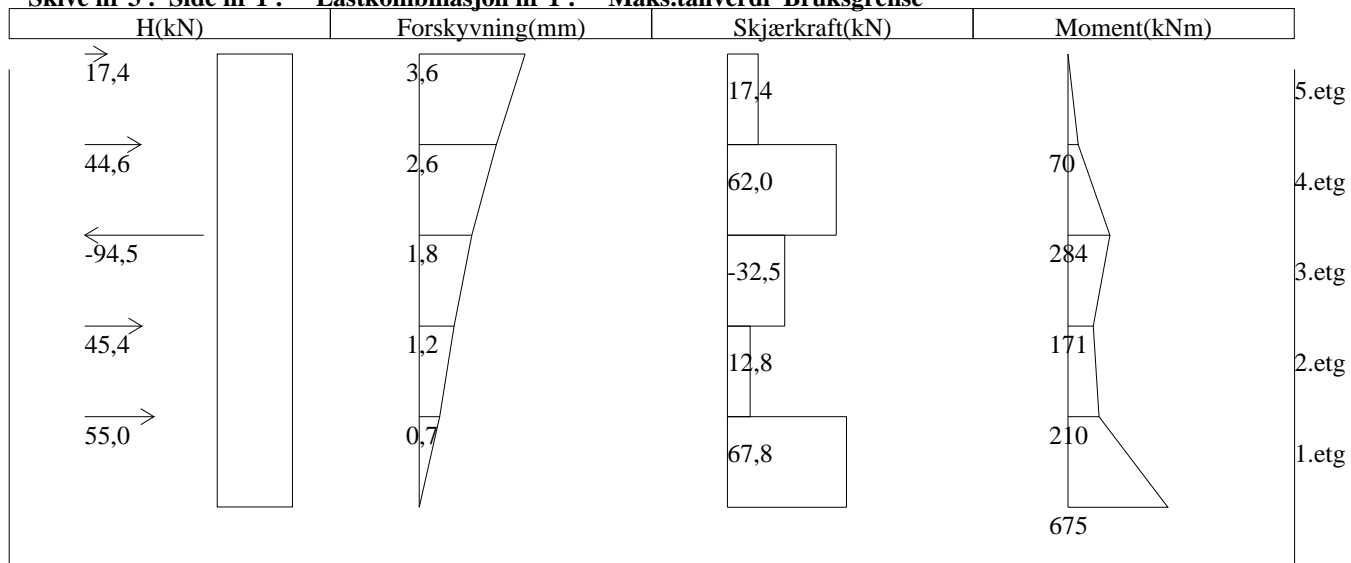
Skive nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

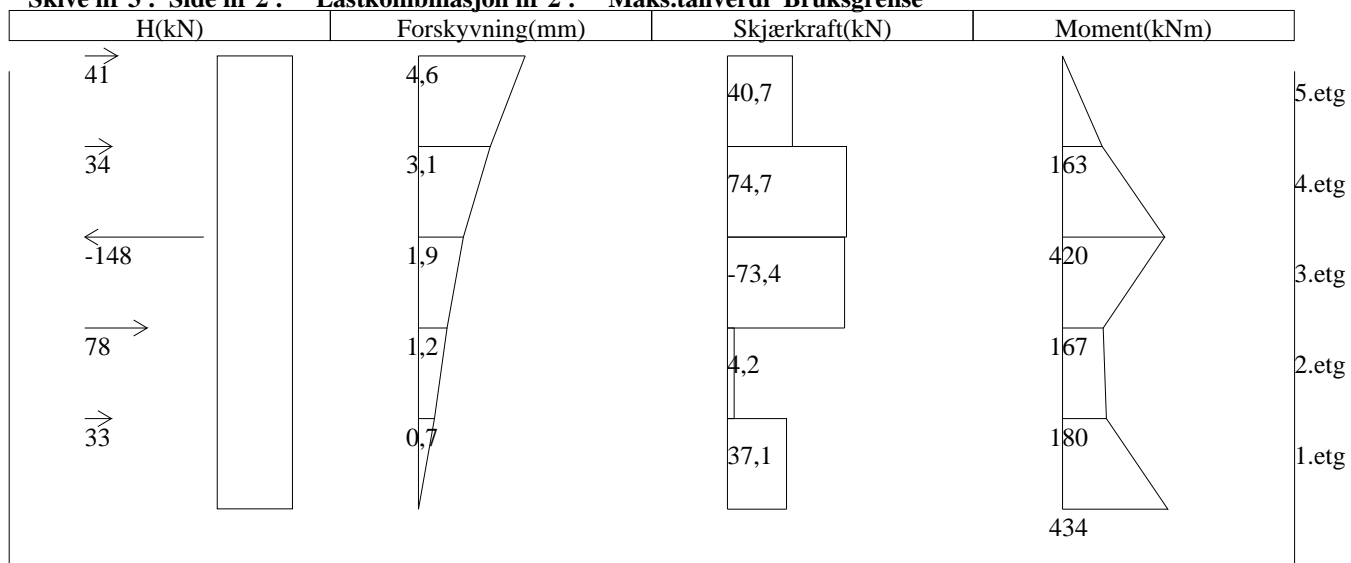


Skive nr 3 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

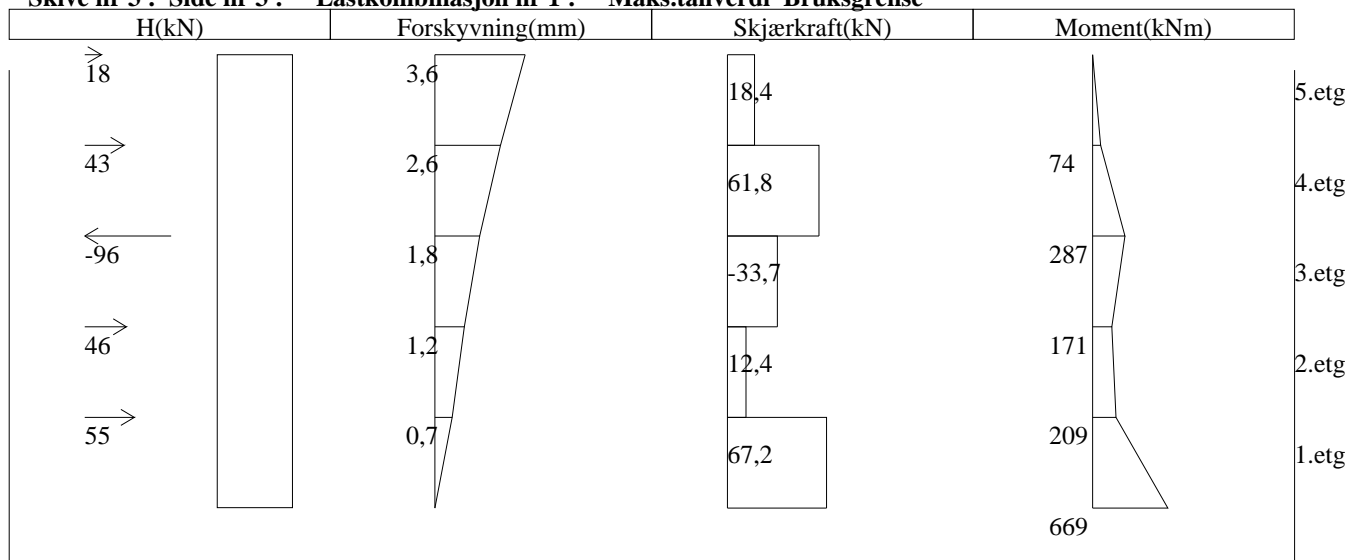


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Skive nr 3 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

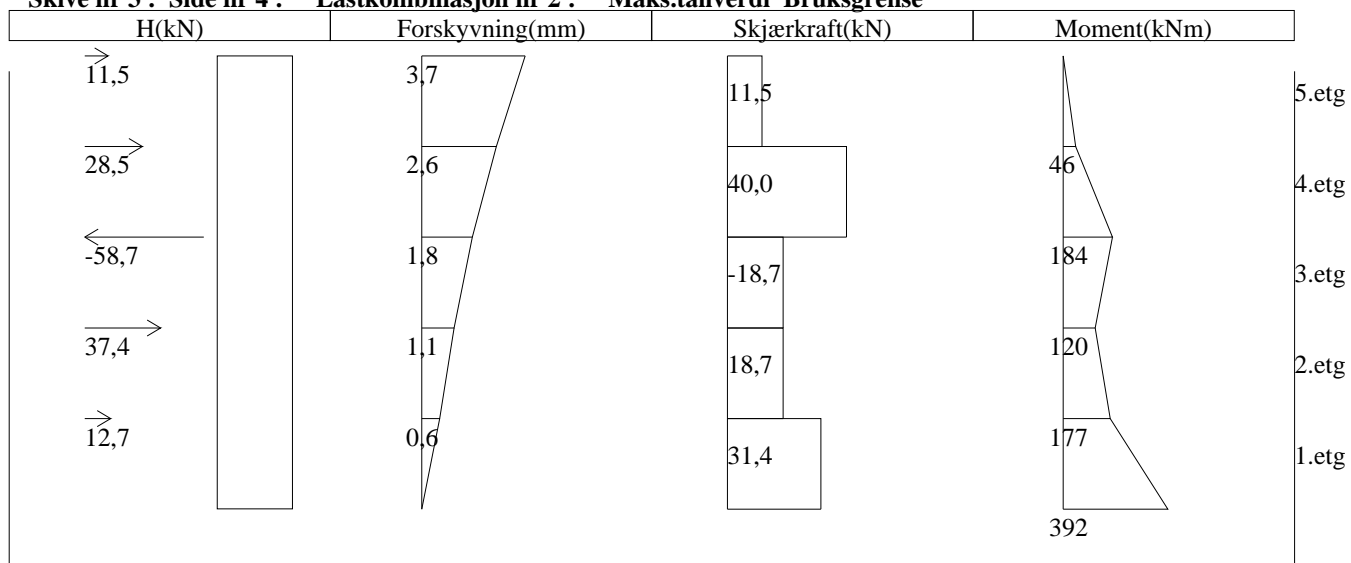


Skive nr 3 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

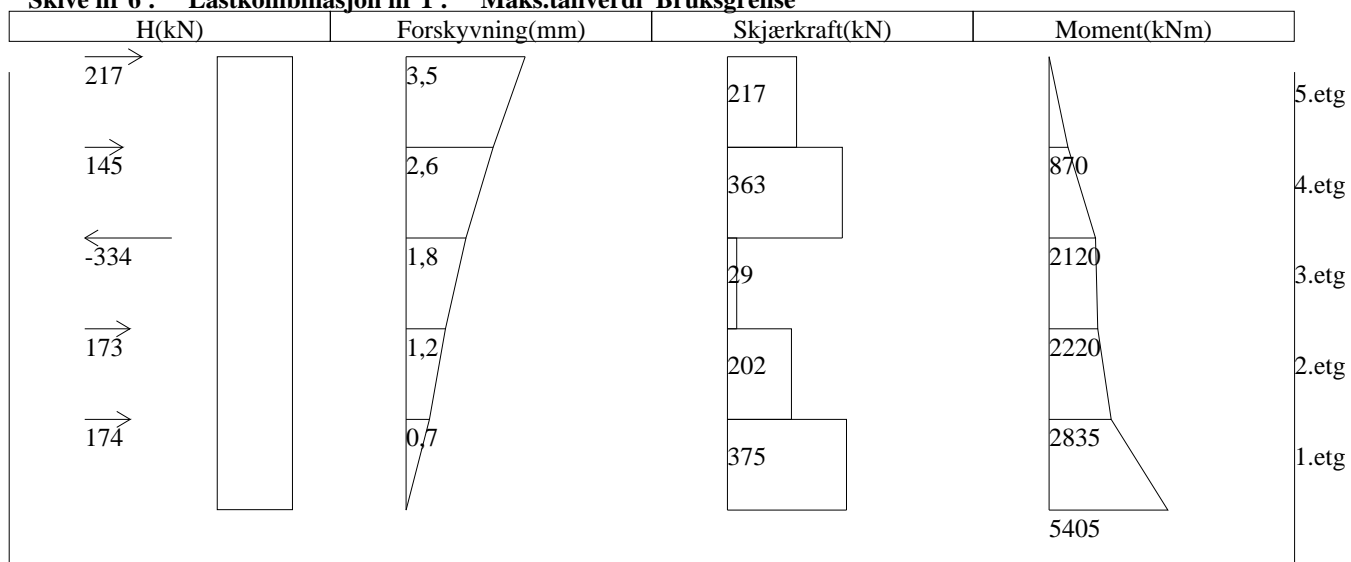


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Skive nr 3 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

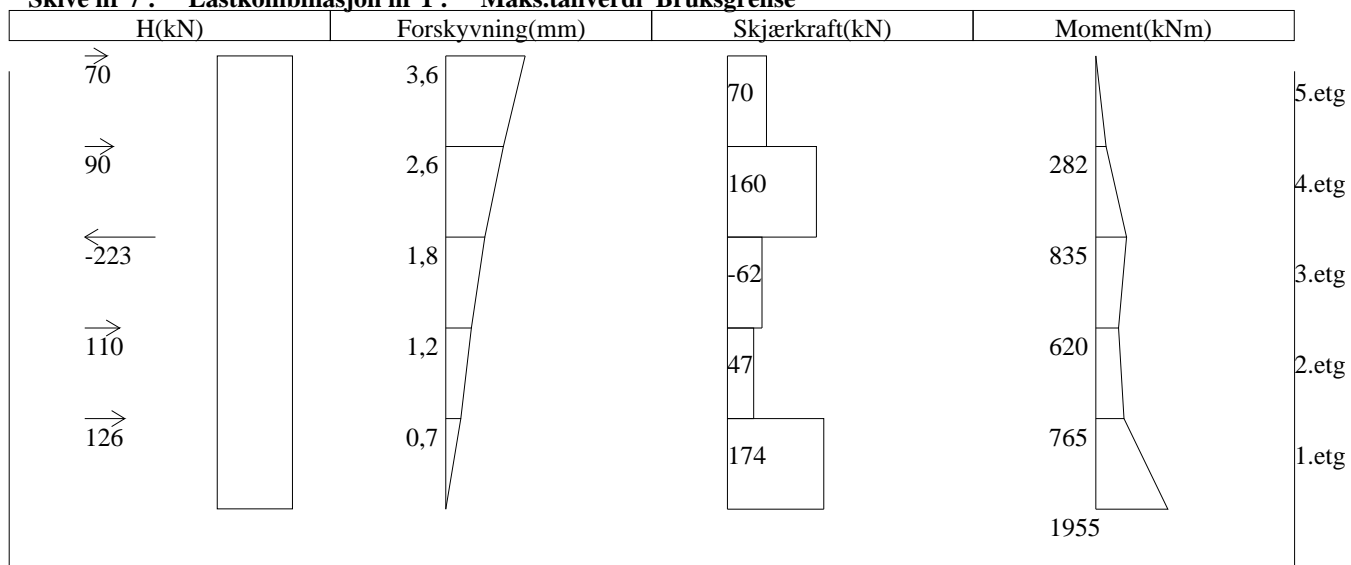


Skive nr 6 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

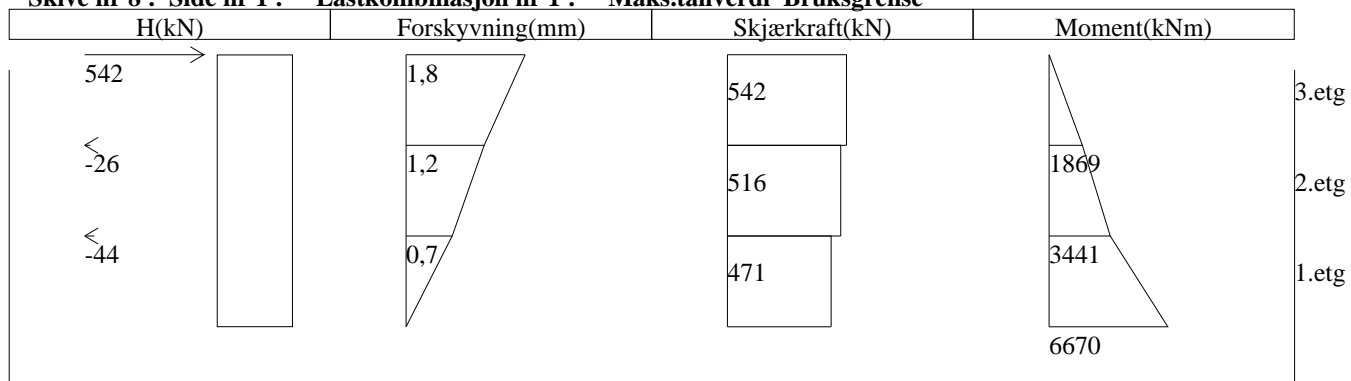


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

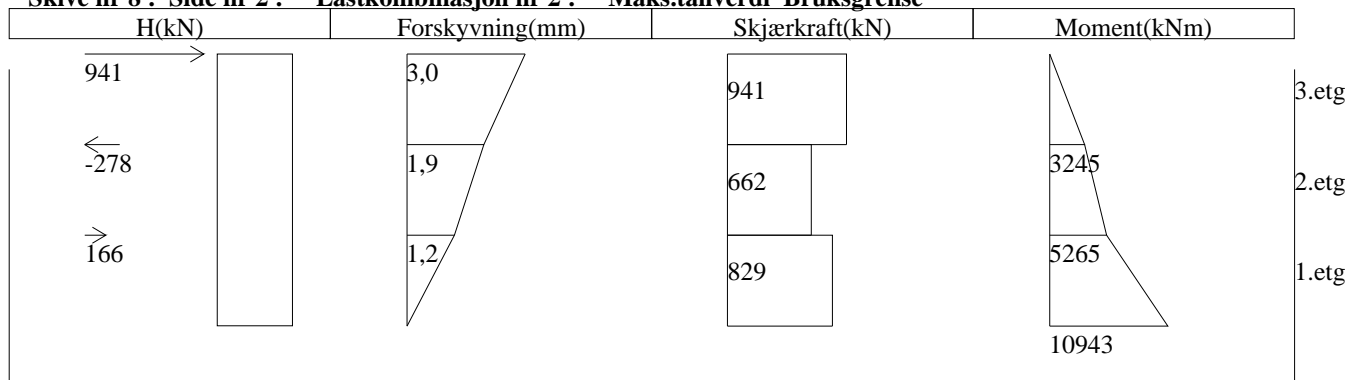
Skive nr 7 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 8 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

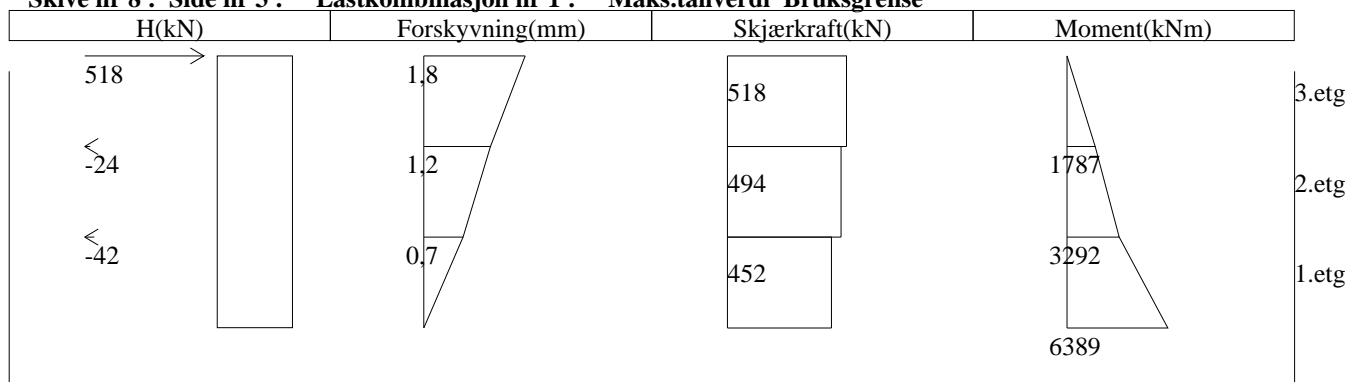


Skive nr 8 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

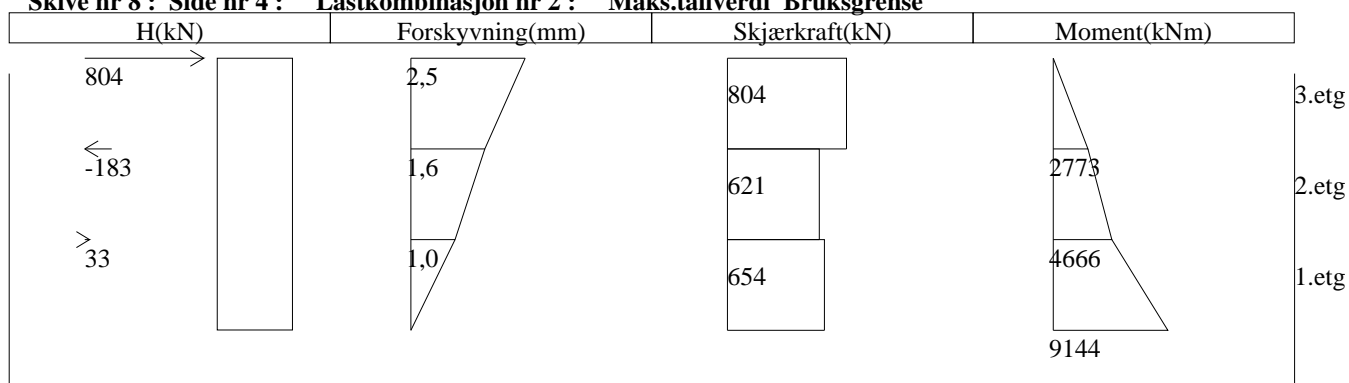


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Skive nr 8 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 8 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

Skive nr 1 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	54	54	602	150
4	101	101	1767	338
3	148	148	195	-456

Skive nr 2 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	54	54	197	49
4	101	101	635	127
3	147	147	62	-166
2	188	188	54	-2
1	281	281	301	36

Skive nr 6 Bruksgrense

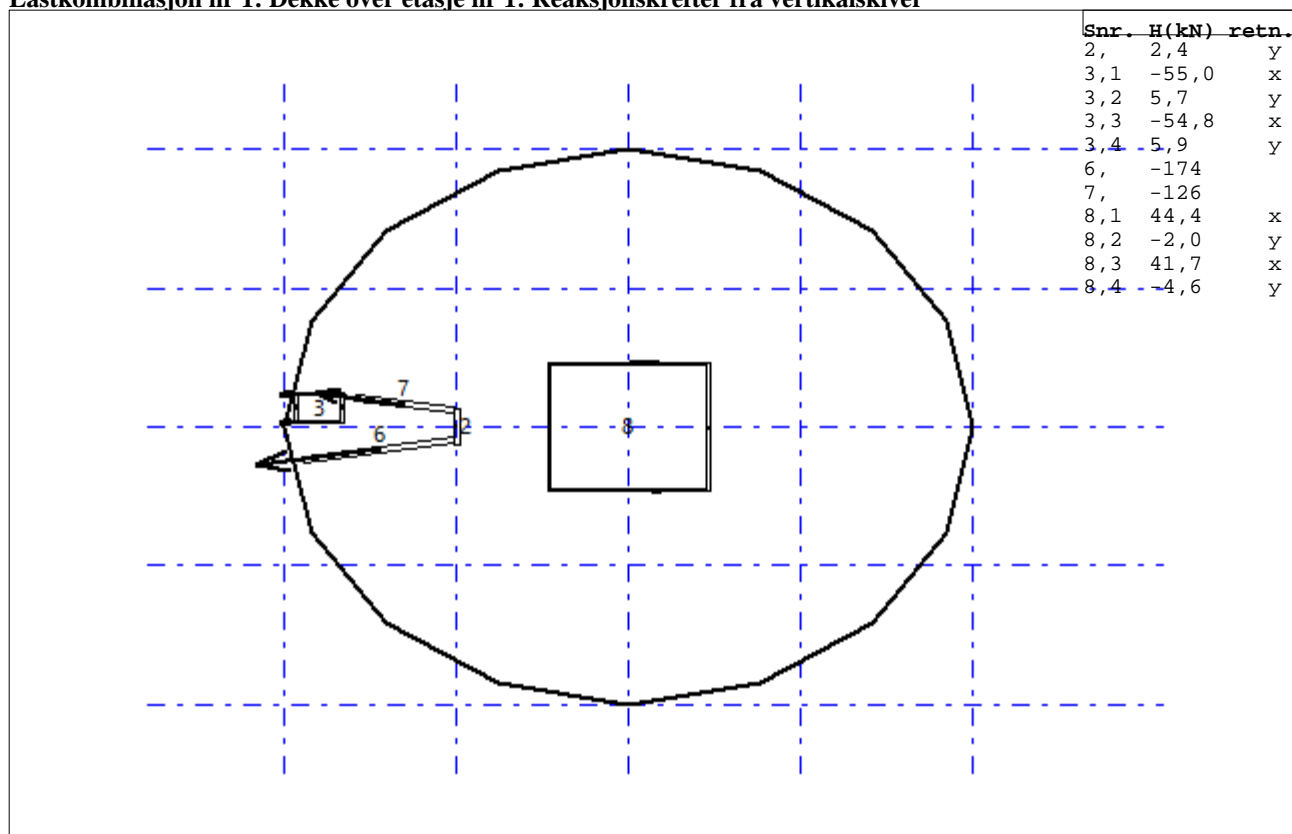
Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	177	177	1008	252
4	329	329	2120	363
3	482	482	2220	-229
2	617	617	2835	202
1	919	919	5405	375

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 14
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Skive nr 7 Bruksgrense

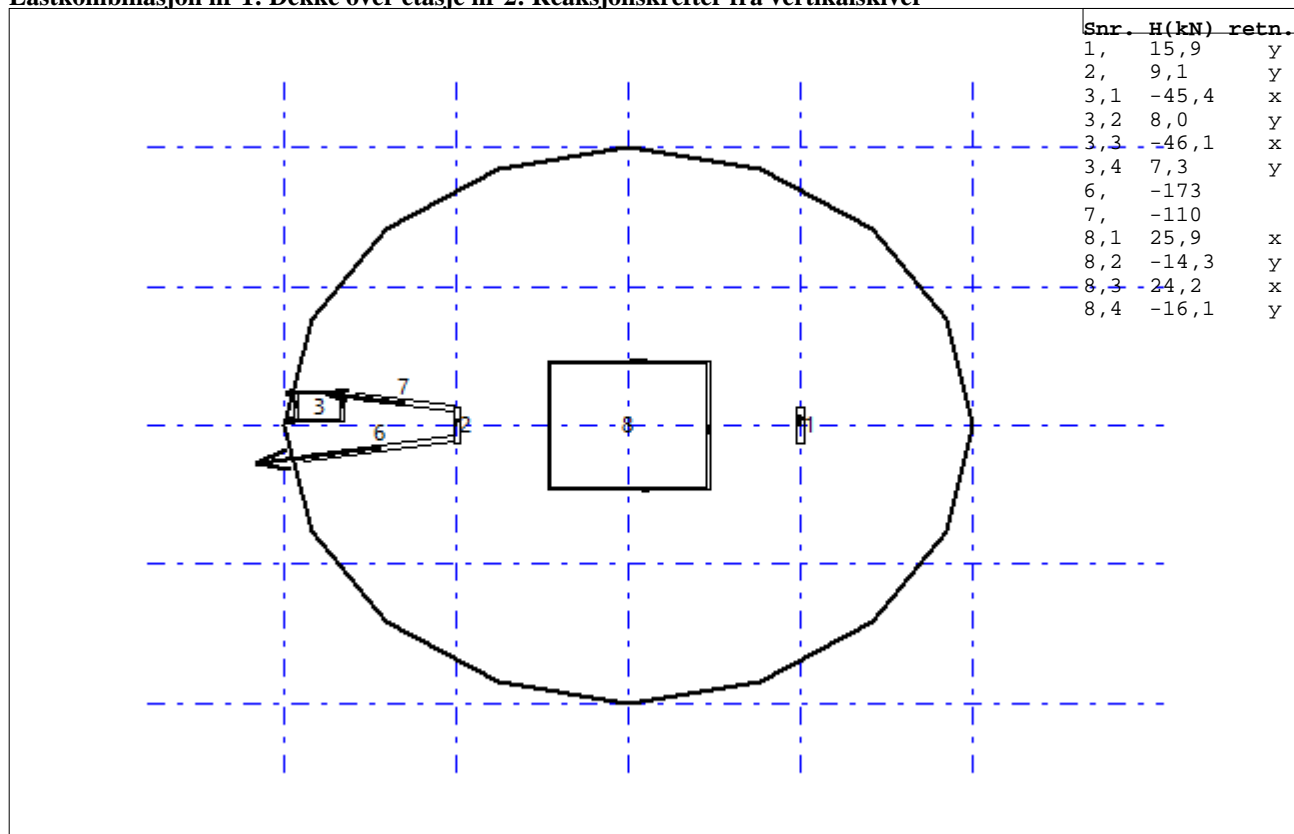
Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	118	118	-717	-179
4	219	219	-1268	160
3	320	320	620	215
2	410	410	765	71
1	612	612	1955	174

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

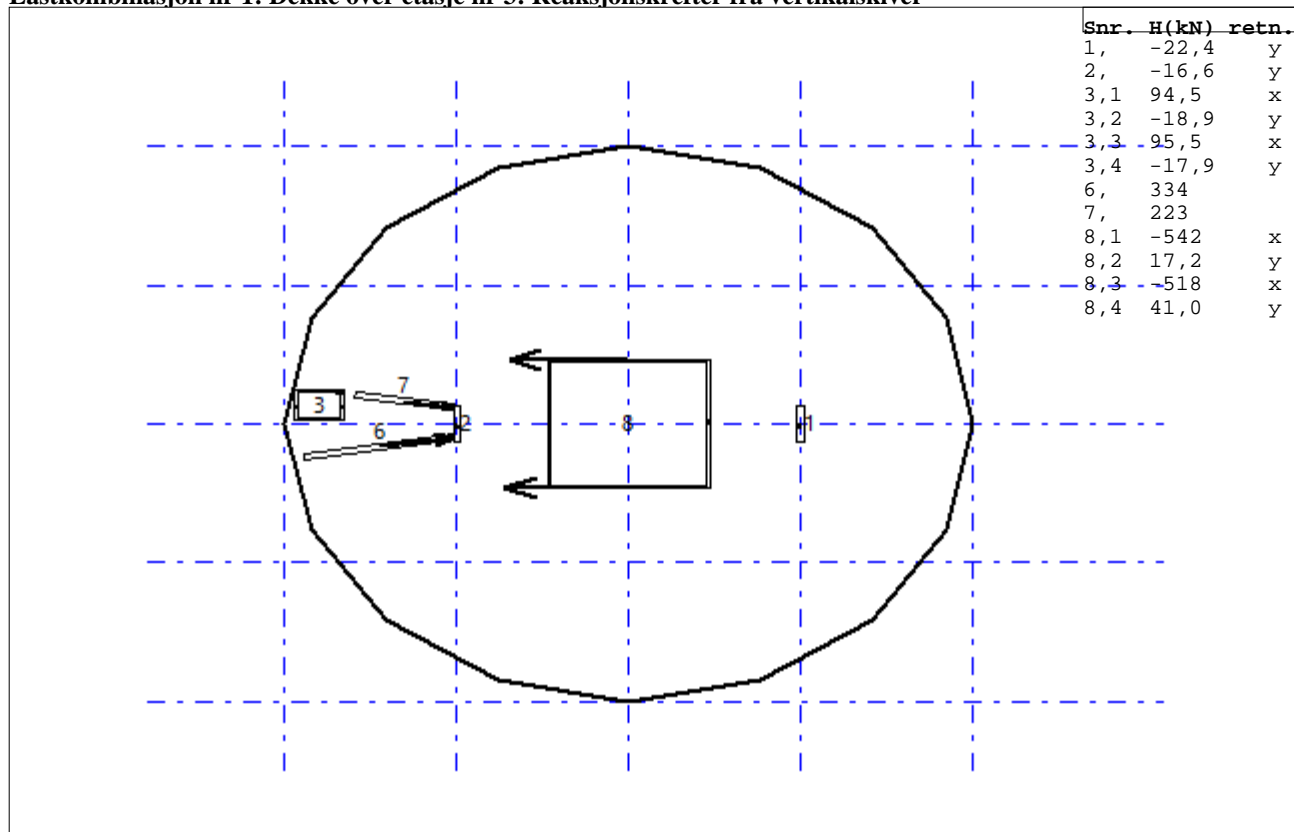


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 15
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

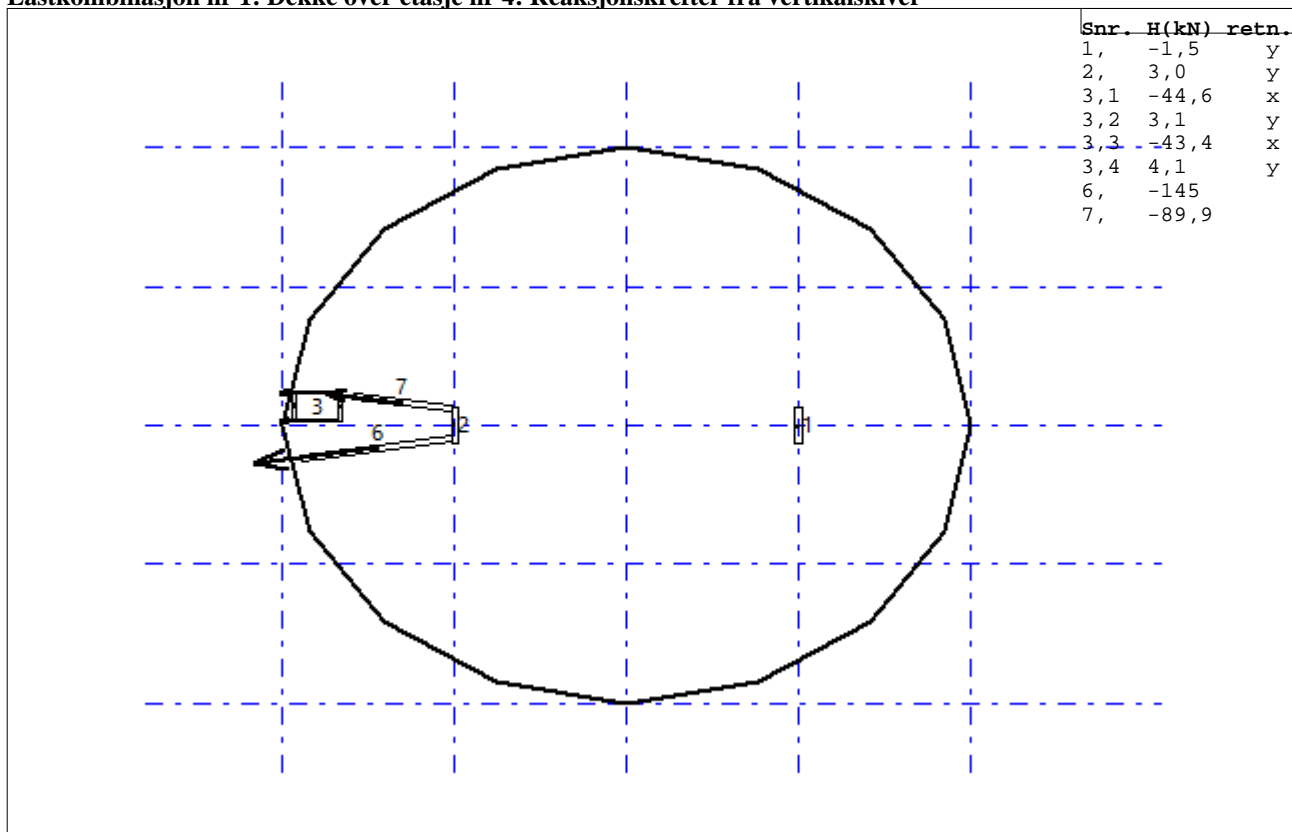


Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

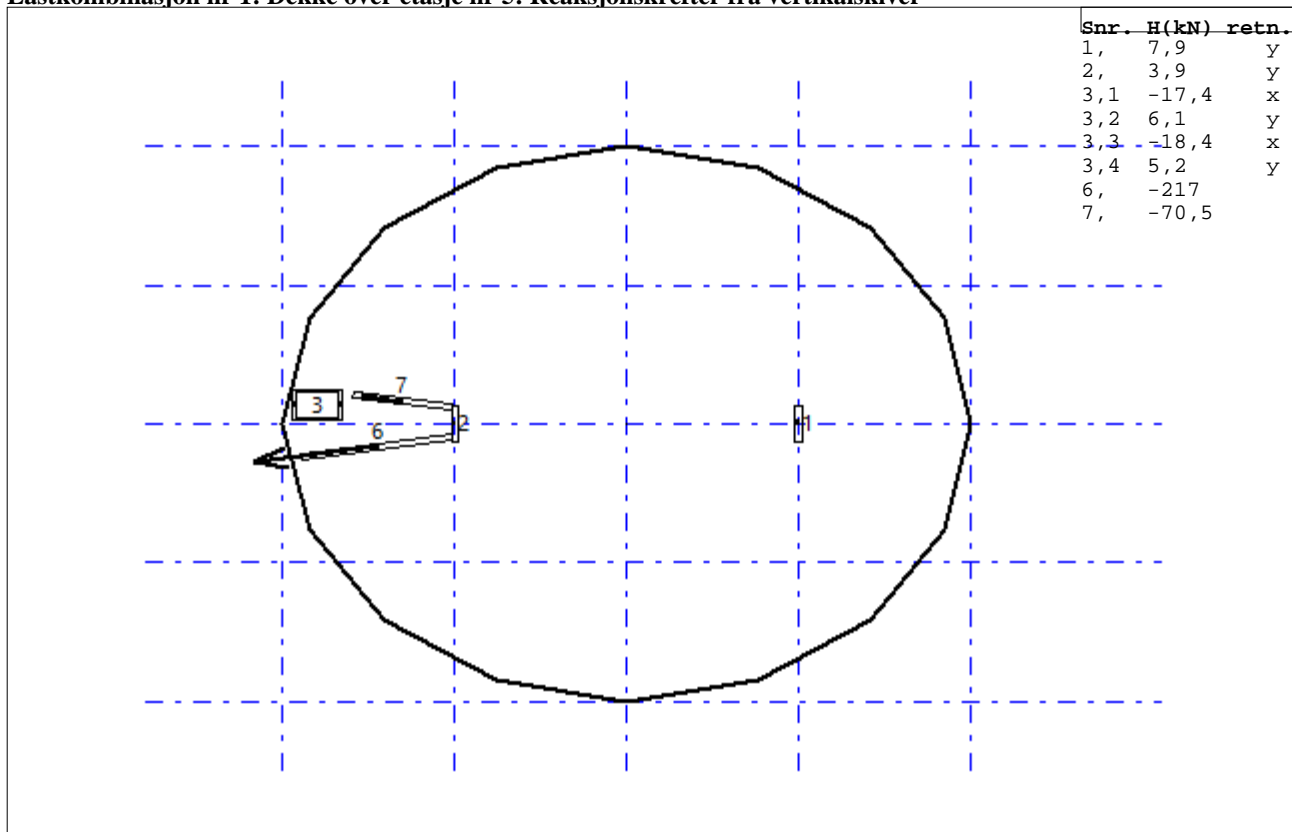


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 16
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

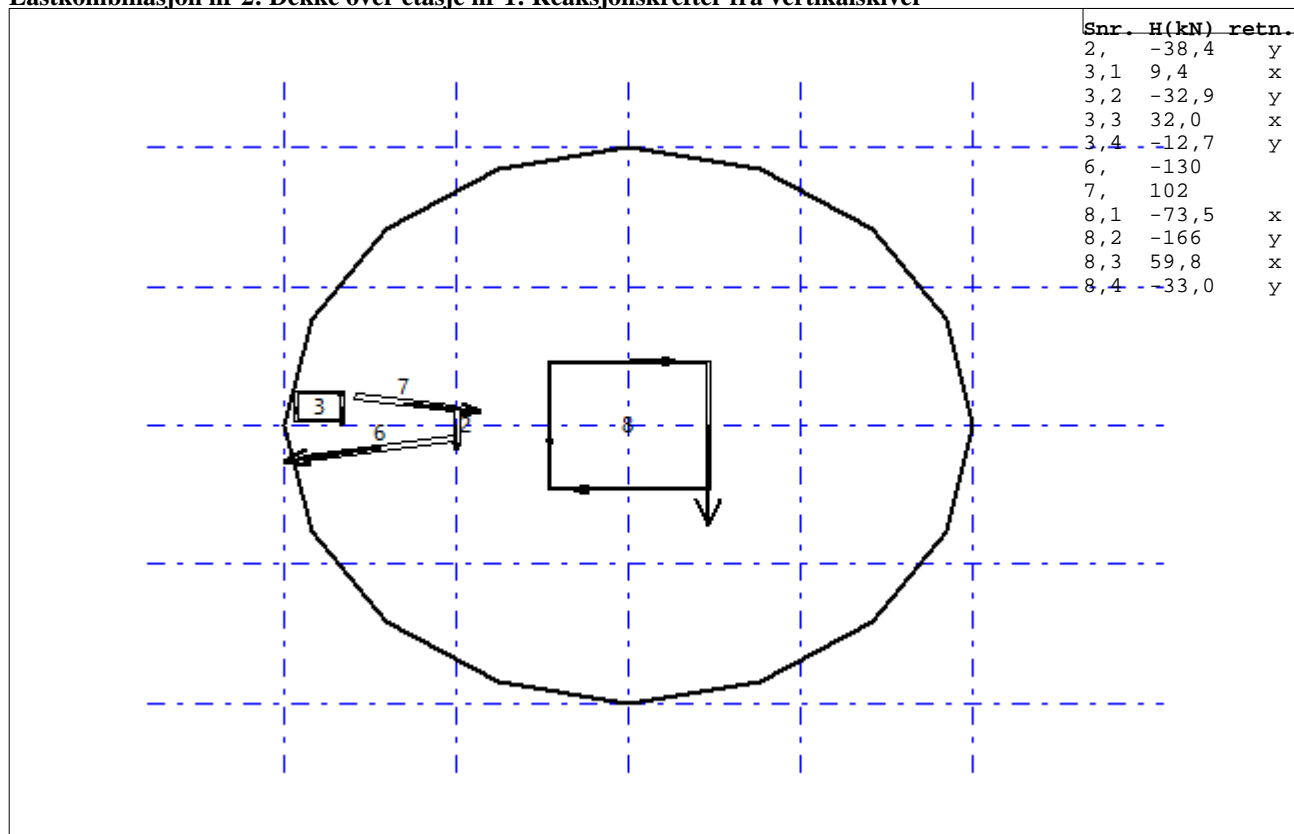


Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 5: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

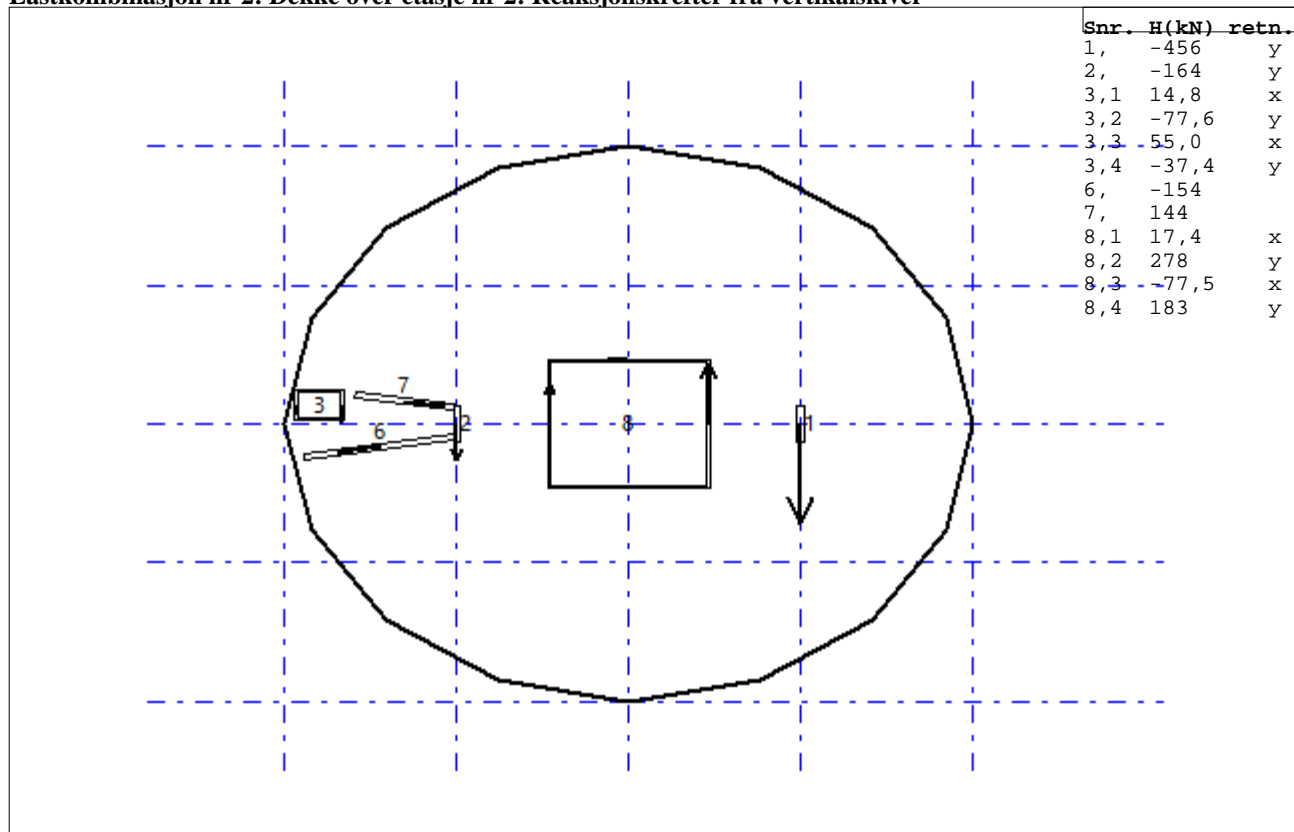


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 17
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

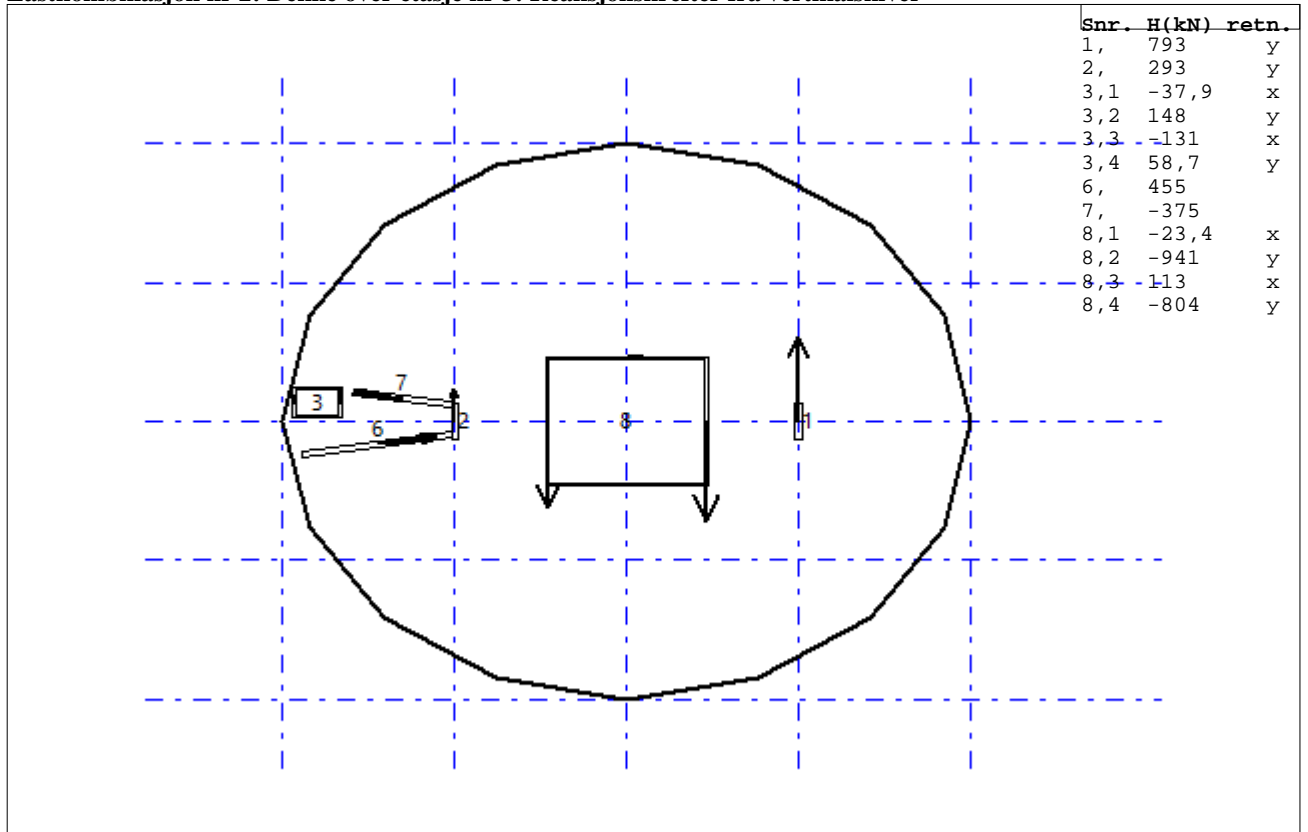


Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

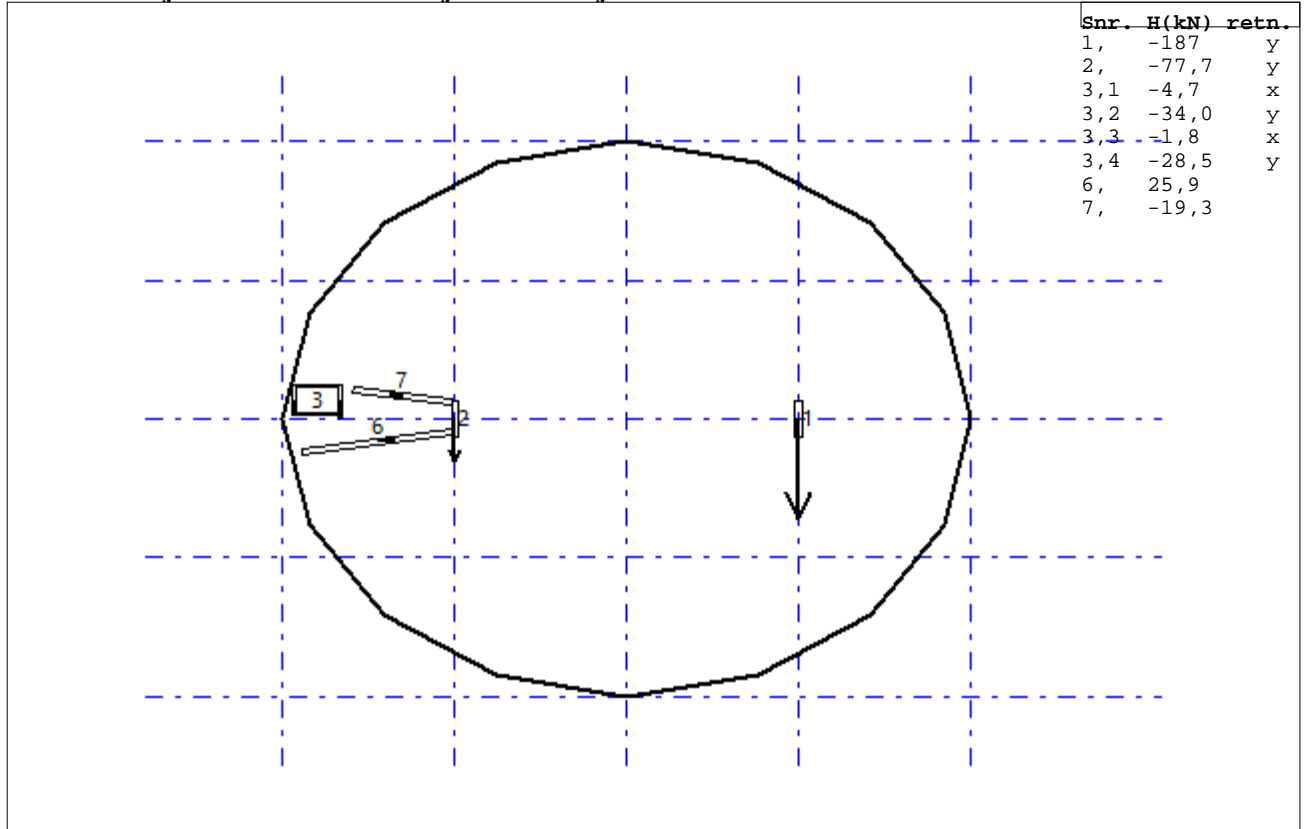


Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 18
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

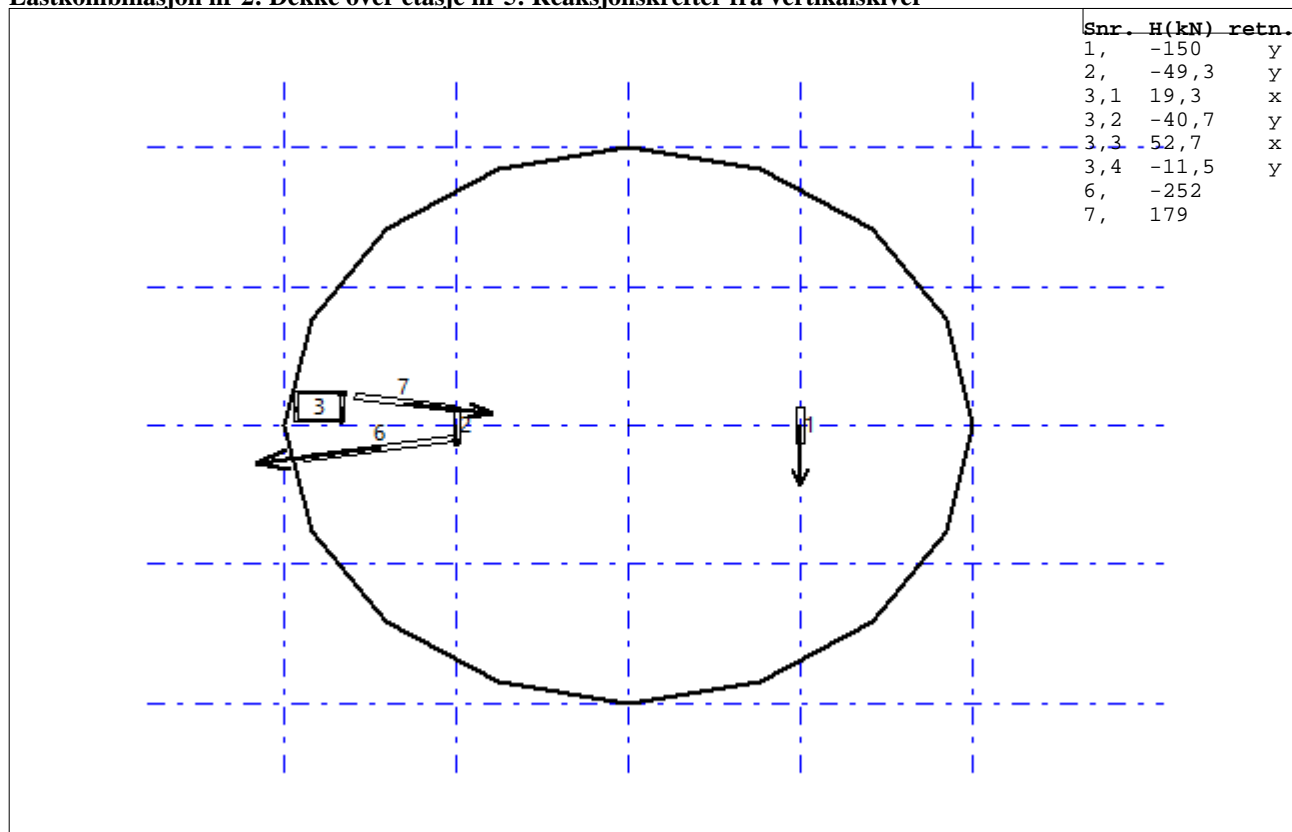


Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 19
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 5: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Maksimum snittkrefter i dekker

Dekke nr 1 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	377	4	-10000	400	80
0	526	6	0	1913	-201
10000	400	-80	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Dekke nr 2 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	29	-82	-10000	400	80
0	-1455	17	0	1871	-134
10000	400	376	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Tittel Vedlegg E1 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 20
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Dekke nr 3 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	761	418	-10000	400	80
0	4881	-13	0	1776	426
10000	400	-873	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Dekke nr 4 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	-143	25	-10000	400	80
0	-272	27	0	1674	26
10000	400	107	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Dekke nr 5 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	591	-40	-10000	400	80
0	96	-10	0	1764	-249
10000	400	70	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Vedlegg E2 - Avstivingsberegninger

$$h := 20 \text{ m}$$

$$b := 20 \text{ m}$$

Rotundens høyde og bredde

Påførte horistonallaster

$$\text{Vindlast: } qkast := 1.388 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Kraftfaktor: } Cf := 1.3$$

For å ta hensyn til skjevstilling økes vindlasten forenklet med 10%.

$$qkast := qkast \cdot 1.10 = 1.527 \frac{kN}{m^2}$$

Kraft påført pga. vind og skjevstilling

Forenklet antas etasjehøyden lik for alle etasjer. Konservativt velges den største etasjehøyden lik 4 meter for alle etasjene.

$$hetg := 4 \text{ m}$$

$$qw := qkast \cdot Cf \cdot hetg = 7.939 \frac{kN}{m}$$

Beregner stivheten til den sirkulære avstiveren

$$t := 150 \text{ mm}$$

$$r1 := 5575 \text{ mm}$$

$$r2 := 5425 \text{ mm}$$

$$I := \frac{\pi}{4} (r1^4 - r2^4) = (7.842 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Erstatter geometrien med et like tykt kvadrat med samme stivhet.

Ett hult kvadrat med tykkelse lik 150 og stivhet lik som den hule sirkulære avstiveren gir en høyde på kvadratet lik 9371 mm.

$$h1 := 9371 \text{ mm}$$

$$h2 := h1 - 300 \text{ mm}$$

$$I_{kvadrat} := \frac{1}{12} (h1^4 - h2^4) = (7.842 \cdot 10^{13}) \text{ mm}^4$$

Rotundens totale moment i bunn av bygget, påført av vindlast + skjevstilling

$$Qkast := qkast \cdot Cf \cdot h \cdot b = 793.936 \text{ kN}$$

$$arm := 14 \text{ m}$$

Momentarm fra kraftens angrepspunkt til bunn av bygget

$$Med := Q_{kast} \cdot arm = (1.112 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot m$$

$$F := \frac{Med}{h1} = (1.186 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Kraftpar i hver av de to aktuelle sidene for lastkomb. 2}$$

Det totale momentet påført Rotunden ved lastkombinasjon 2, hentet fra V-skive

$$MedOS := 21409 \text{ kN} \cdot m$$

Overslagsberegninger av kreftene i den sirkulære avstiveren, basert på verdier hentet fra V-skive. Konservativt settes skive 4 og 5 som inaktiv.

$$\text{Moment i de to aktuelle sidene} \quad M1 := 9144 \text{ kN} \cdot m \quad M2 := 10943 \text{ kN} \cdot m$$

$$Msirkelstiver := M1 + M2 = (2.009 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot m \quad \text{Karakteristisk moment}$$

$$Medsirkel := Msirkelstiver \cdot 1.5 = (3.013 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot m \quad \text{Dimensjonerende moment}$$

Beregnet kraft i hver av de to aktuelle sidene i avstiveren

$$Fed1 := \frac{M1 \cdot 1.5}{h1} = (1.464 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad Fed2 := \frac{M2 \cdot 1.5}{h1} = (1.752 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

For å beregne avstiverens momentkapasitet, beregnes den totale egenvekten til avstiveren pluss delen av dekkene som avstiveren holder. Avstiverens kapasitet er avhengig av at den totale egenvekten er større enn strekkraften påført av momentet.

Overslagsberegninger egenvekt

$$A1 := \pi \cdot r1^2 = (9.764 \cdot 10^7) \text{ mm}^2$$

$$A2 := \pi \cdot r2^2 = (9.246 \cdot 10^7) \text{ mm}^2$$

$$A := A1 - A2 = (5.184 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Arealet til sirkelavstiverens tverrsnitt

Ser på 1/4 av sirkelen??

$$\rho_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Densitet betong

$$msirkel := \rho_c \cdot A \cdot g = 127.085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Avstiverens masse

$$h\text{øyde} := 13.2 \text{ m}$$

Avstiverens høyde fra fundamentnivå til plan 3

$$ged := msirkel \cdot h\ddot{o}yde \cdot 0.9 = (1.51 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Avstiverens egenvekt}$$

Overlagsberegninger av egenvekten til dekkene b\dd{a}ert av avstiveren

$$ge := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Ekstra vekt p\dd{a} dekket}$$

$$r := 7.5 \text{ m} \quad \text{Konservativ radius til dekke som stiveren b\dd{a}erer}$$

$$Adekke := \pi \cdot r^2 = 176.715 \text{ m}^2 \quad \text{Lastflate := Adekke} = 176.715 \text{ m}^2$$

$$\text{Dekketykkelse} \quad t := 150 \text{ mm}$$

$$gk := (\rho c \cdot t + ge) \cdot g = 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt dekke}$$

$$Gdekke1 := gk \cdot Lastflate \cdot 0.9 = 740.848 \text{ kN} \quad \text{Kraft p\dd{a}f\dd{o}rt av et 150 mm tykt dekke}$$

$$\text{Dekketykkelse} \quad t := 200 \text{ mm}$$

$$gk := (\rho c \cdot t + ge) \cdot g = 5.884 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt dekke}$$

$$Gdekke2 := gk \cdot Lastflate \cdot 0.9 = 935.808 \text{ kN} \quad \text{Kraft p\dd{a}f\dd{o}rt av et 200 mm tykt dekke}$$

Total kraft p\dd{a}f\dd{o}rt avstiveren fra dekkene

$$Gdekke := 2 \cdot Gdekke1 + 2 \cdot Gdekke2 = (3.353 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total permanent last i bruddgrense: Egenvekt avstiver + dekker

$$Gtotal := Gdekke + ged = (4.863 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Den sirkul\dd{a}ere avstiverens beregnede momentkapasitet

$$Mrd := Gtotal \cdot (r1 - 75 \text{ mm}) = (2.675 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse} \quad U := \frac{Medsirkel}{Mrd} = 1.127 > 1.0 \quad \text{Ikke OK}$$

Overslagsberegning av forslag til ny løsning

Lengden til skive 1 utvides til å bli tre ganger lengre, i tillegg føres skive 1 helt ned til fundament.

Momentverdier hentet fra V-skive $M1 := 8479 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M2 := 6983 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Medsirkel := (M1 + M2) \cdot 1.5 = (2.319 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$ Dimensjonerende moment

Utnyttelse $U := \frac{Medsirkel}{Mrd} = 0.867 < 1.0 \text{ OK}$

For en konstruksjon påkjent av trykkrefter, bør knekking kontrolleres. Knekking kontrolleres i BT-snitt, med overslagsberegninger her, for den sirkulære avstiveren.

Beregner avstiverens tverrsnittsspenning

$W := \frac{\pi}{4 \cdot r1} \cdot (r1^4 - r2^4) = (1.407 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$ Motstandsmomentet

$Medsirkel := Msirkelstiver \cdot 1.5 = (3.013 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$

$sigma := \frac{Medsirkel}{W} = 2.142 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ Spenningen er relativt liten - ingen problem med at veggen knekker

Kontrollberegninger i BT-snitt viser en knekkingsutnyttelse på 0.24. Kontrollknekking **OK**

Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning		Side 1	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

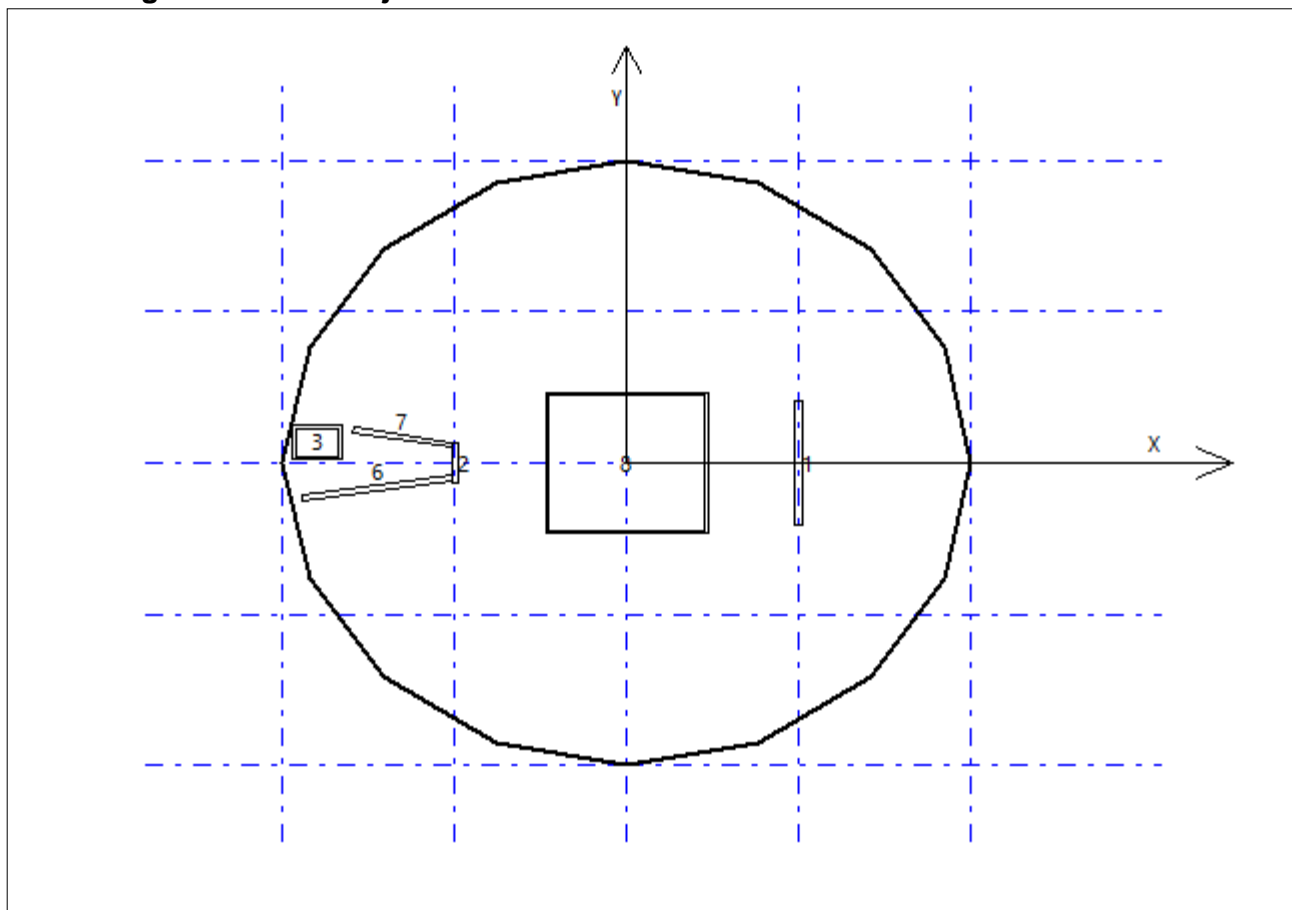
Dataprogram: V-SKIVE versjon 7.1.0 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Data er lagret på fil: C:\Users\karol\Documents\HVL\3 året\BYG150 Bacheloroppgave\Avstivingsberegning.sk1
Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 20000 N/mm²
Stivhetsmatrise for veggskiver: Bjelkemodell er benyttet

Antall etasjer:	5
Antall skiver:	8
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	2
Antall utsparinger:	0

Etasjehøyder

Etasje nr	Etasjehøyde
1	6850
2	3050
3	3450
4	3450
5	4000

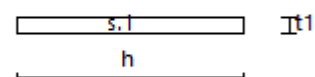
Plassering av skiver i etasje nr. 1



Følgende skiver er ikke aktive : 4 5

Skive nr 1

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	10000	1	8130	200
Y (mm)	0	2	8130	200
V(grader)	90,0	3	8130	200

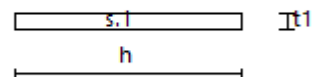


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Fra etasje	1	4	8130	200
Til etasje	5	5	8130	200

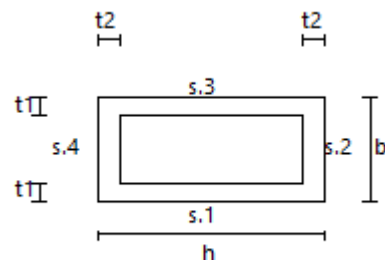
Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-10000	1	2700	200
Y (mm)	0	2	2700	200
V(grader)	90,0	3	2700	200
Fra etasje	1	4	2700	200
Til etasje	5	5	2700	200



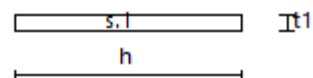
Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	-18000	1	2200	2900	200	200
Y (mm)	1355	2	2200	2900	200	200
V(grader)	0,0	3	2200	2900	200	200
Fra etasje	1	4	2200	2900	200	200
Til etasje	5	5	2200	2900	200	200



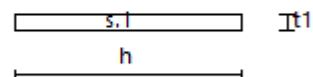
Skive nr 6

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-14520	1	8840	200
Y (mm)	-1655	2	8840	200
V(grader)	9,1	3	8840	200
Fra etasje	1	4	8840	200
Til etasje	5	5	8840	200



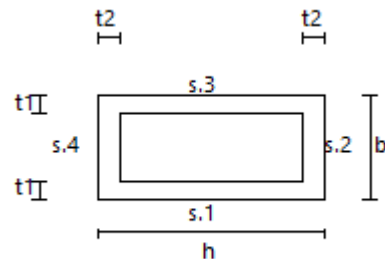
Skive nr 7

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-13040	1	5880	200
Y (mm)	1655	2	5880	200
V(grader)	-9,1	3	5880	200
Fra etasje	1	4	5880	200
Til etasje	5	5	5880	200



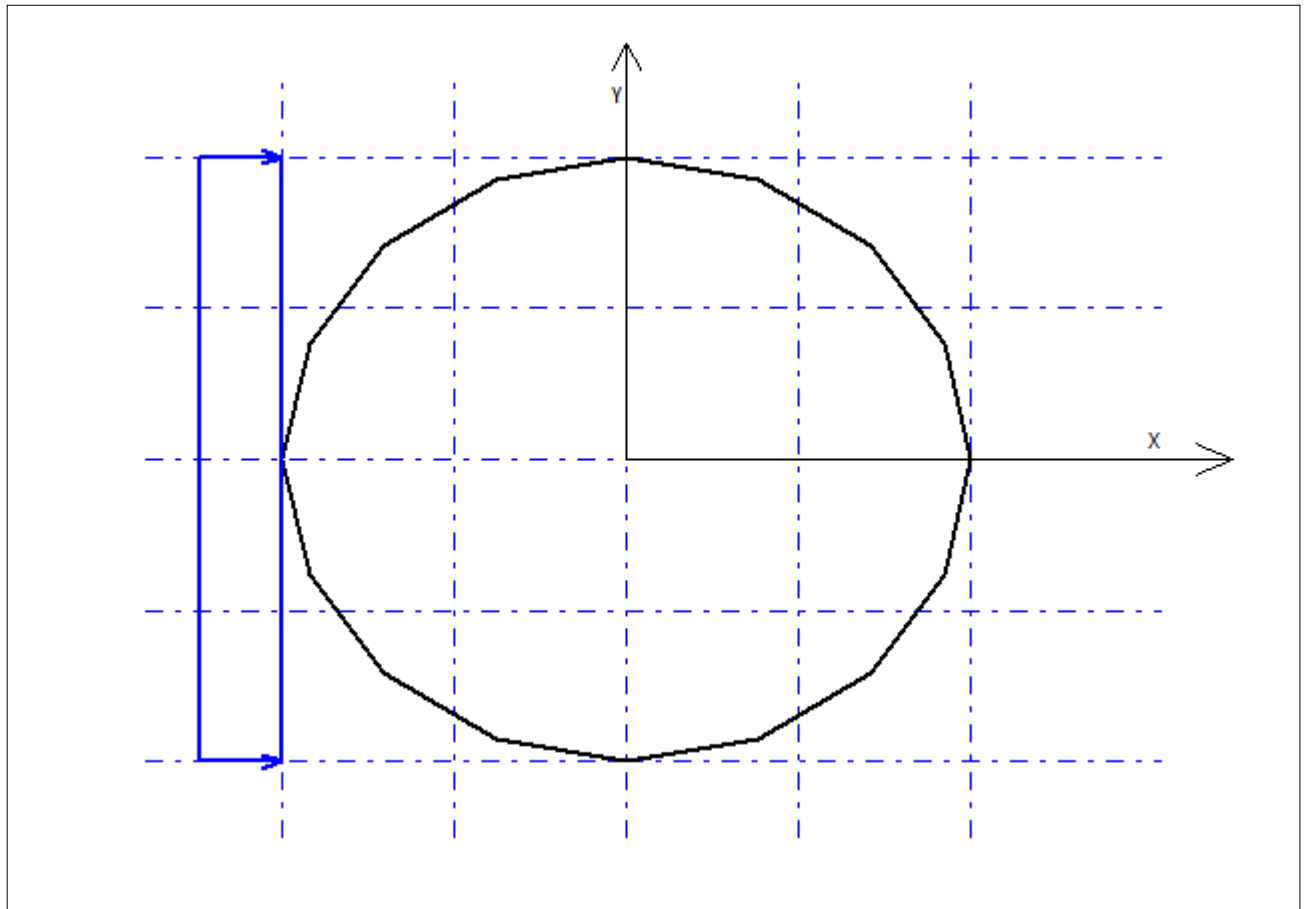
Skive nr 8

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	0	1	9371	9371	150	150
Y (mm)	0	2	9371	9371	150	150
V(grader)	0,0	3	9371	9371	150	150
Fra etasje	1					
Til etasje	3					



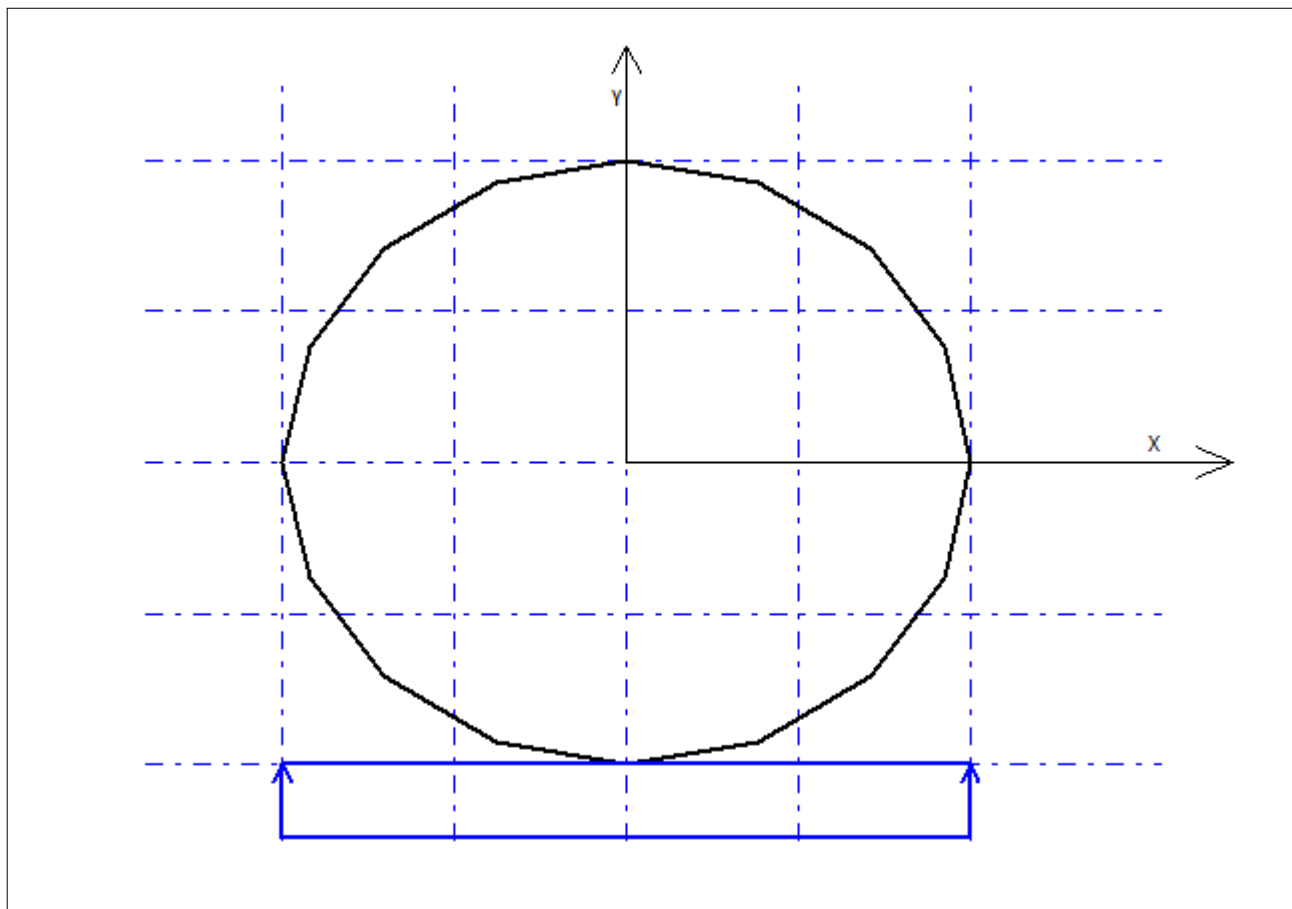
Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning		Side 3	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lasttilfelle nr 1: Vind X



Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lasttilfelle nr 2: Vind Y



Lastdata for lasttilfelle nr 1: Vind X

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	8,0	-20000	-20000	-20000	20000	1	5

Lastdata for lasttilfelle nr 2: Vind Y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	8,0	-20000	20000	-20000	-20000	1	5

Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr	
	1	2
1	1	0
2	0	1

Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Vind X	1	1,5
2 Vind Y	1	1,5

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Påført vertikallast (kN)

Skive nr	over etasje nr 1		over etasje nr 2		over etasje nr 3		over etasje nr 4		over etasje nr 5	
	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Lastfaktorer for vertikallast

	Bruksgrense	Bruddgrense
Egenvekt	1,00	1,20
Nyttelast	1,00	1,50

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m³

Beregningsresultater

Aksialkraft i skive nr 1 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	163	0	163	195	0	195
4	303	0	303	363	0	363
3	443	0	443	532	0	532
2	567	0	567	680	0	680
1	846	0	846	1015	0	1015

Aksialkraft i skive nr 2 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	54	0	54	65	0	65
4	101	0	101	121	0	121
3	147	0	147	177	0	177
2	188	0	188	226	0	226
1	281	0	281	337	0	337

Aksialkraft i skive nr 3 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	188	0	188	226	0	226
4	350	0	350	420	0	420
3	512	0	512	615	0	615
2	656	0	656	787	0	787
1	978	0	978	1173	0	1173

Aksialkraft i skive nr 6 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	177	0	177	212	0	212
4	329	0	329	395	0	395
3	482	0	482	578	0	578
2	617	0	617	740	0	740
1	919	0	919	1103	0	1103

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Aksialkraft i skive nr 7 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
5	118	0	118	141	0	141
4	219	0	219	263	0	263
3	320	0	320	385	0	385
2	410	0	410	492	0	492
1	612	0	612	734	0	734

Aksialkraft i skive nr 8 (kN)

Etasje nr	Bruksgrense			Bruddgrense		
	Egenvekt	Nyttelast	Totallast	Egenvekt	Nyttelast	Totallast
3	477	0	477	573	0	573
2	899	0	899	1079	0	1079
1	1847	0	1847	2216	0	2216

Lastkombinasjon nr 1 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	10000	0	5	1
0,0	0,0	10000	0	4	1
0,0	0,0	10000	0	3	1
0,0	0,0	10000	0	2	1
0,0	0,0	10000	0	1	1
0,0	0,0	-10000	0	5	2
0,0	0,0	-10000	0	4	2
0,0	0,0	-10000	0	3	2
0,0	0,0	-10000	0	2	2
0,0	0,0	-10000	0	1	2
0,0	0,0	-18000	1355	5	3
0,0	0,0	-18000	1355	4	3
0,0	0,0	-18000	1355	3	3
0,0	0,0	-18000	1355	2	3
0,0	0,0	-18000	1355	1	3
0,0	0,0	-14520	-1655	5	6
0,0	0,0	-14520	-1655	4	6
0,0	0,0	-14520	-1655	3	6
0,0	0,0	-14520	-1655	2	6
0,0	0,0	-14520	-1655	1	6
0,0	0,0	-13040	1655	5	7
0,0	0,0	-13040	1655	4	7
0,0	0,0	-13040	1655	3	7
0,0	0,0	-13040	1655	2	7
0,0	0,0	-13040	1655	1	7
0,0	0,0	0	0	3	8
0,1	0,0	0	0	2	8
0,0	0,0	0	0	1	8

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lastkombinasjon nr 2 Horisontale tilleggskrefter på grunn av utbøyning

Px(kN)	Py(kN)	X(mm)	Y(mm)	Etasje nr	Skive nr
0,0	0,0	10000	0	5	1
0,0	0,0	10000	0	4	1
0,0	0,0	10000	0	3	1
0,0	0,0	10000	0	2	1
0,0	0,0	10000	0	1	1
0,0	0,0	-10000	0	5	2
0,0	0,0	-10000	0	4	2
0,0	0,0	-10000	0	3	2
0,0	0,0	-10000	0	2	2
0,0	0,0	-10000	0	1	2
0,0	0,0	-18000	1355	5	3
0,0	0,1	-18000	1355	4	3
0,0	0,0	-18000	1355	3	3
0,0	0,0	-18000	1355	2	3
0,0	0,0	-18000	1355	1	3
0,0	0,0	-14520	-1655	5	6
0,0	0,1	-14520	-1655	4	6
0,0	0,0	-14520	-1655	3	6
0,0	0,0	-14520	-1655	2	6
0,0	0,0	-14520	-1655	1	6
0,0	0,0	-13040	1655	5	7
0,0	0,0	-13040	1655	4	7
0,0	0,0	-13040	1655	3	7
0,0	0,0	-13040	1655	2	7
0,0	0,0	-13040	1655	1	7
0,0	0,1	0	0	3	8
0,0	0,1	0	0	2	8
0,0	0,0	0	0	1	8

Lastkombinasjon nr 1 Bruksgrense

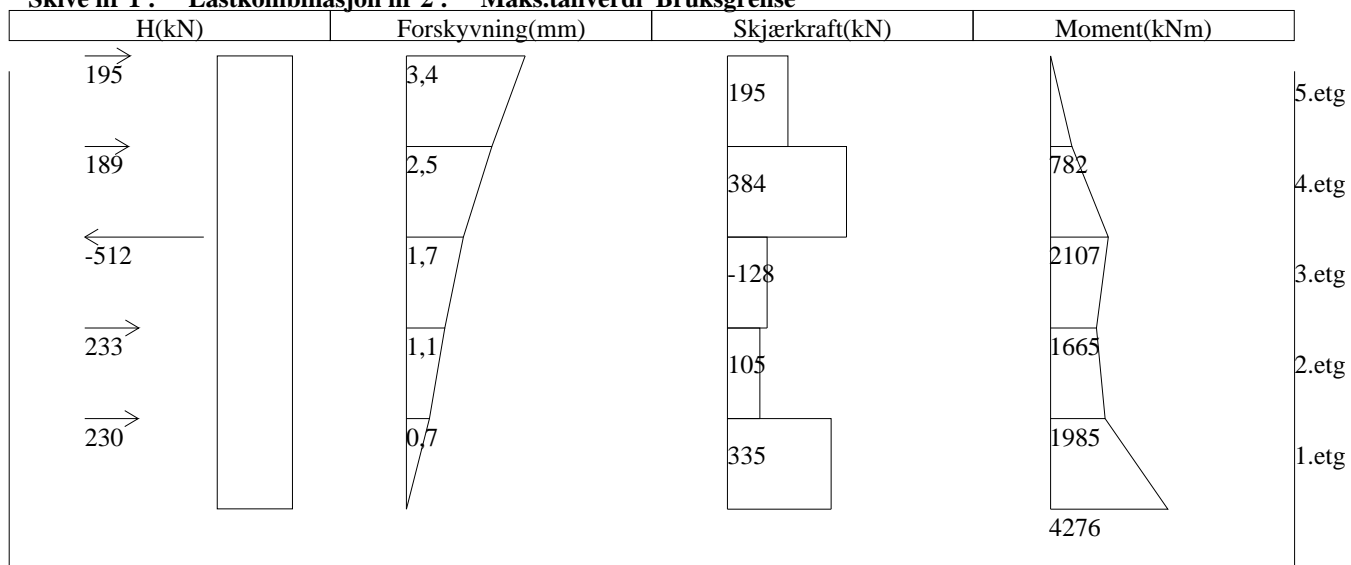
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
5	320,1	0,0	0,2	4	0	0,0011
4	320,2	0,0	0,2	3	0	0,0008
3	320,1	0,0	-0,1	2	0	0,0005
2	320,1	0,0	0,0	1	0	0,0003
1	320,0	0,0	-0,1	1	0	0,0002

Lastkombinasjon nr 2 Bruksgrense

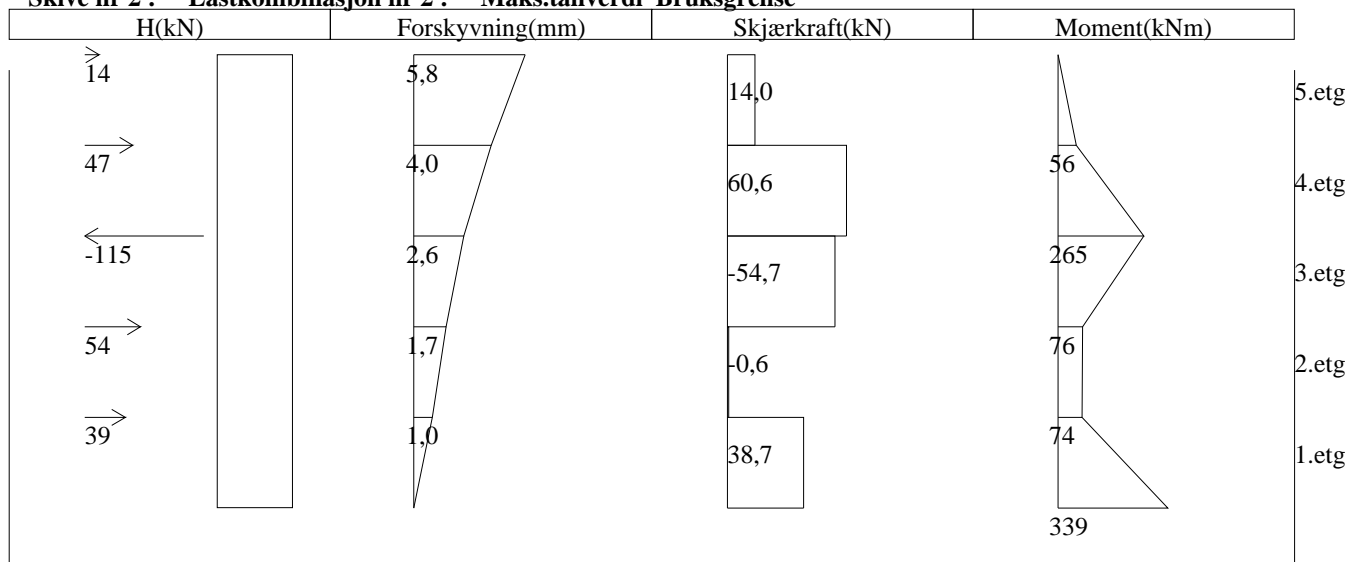
Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
5	0,0	320,2	-1,8	0	5	-0,0068
4	0,0	320,3	-2,9	0	3	-0,0045
3	0,0	320,1	-0,3	0	2	-0,0028
2	0,0	320,2	-0,7	0	1	-0,0016
1	0,0	320,0	1,0	0	1	-0,0009

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Skive nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

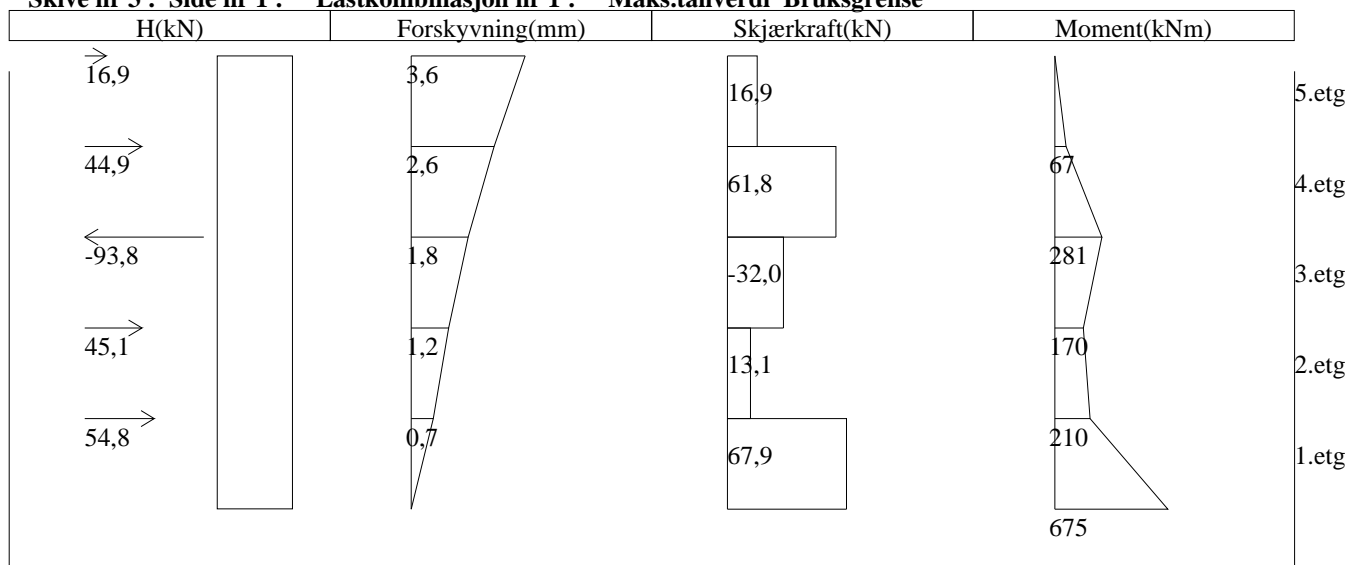


Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

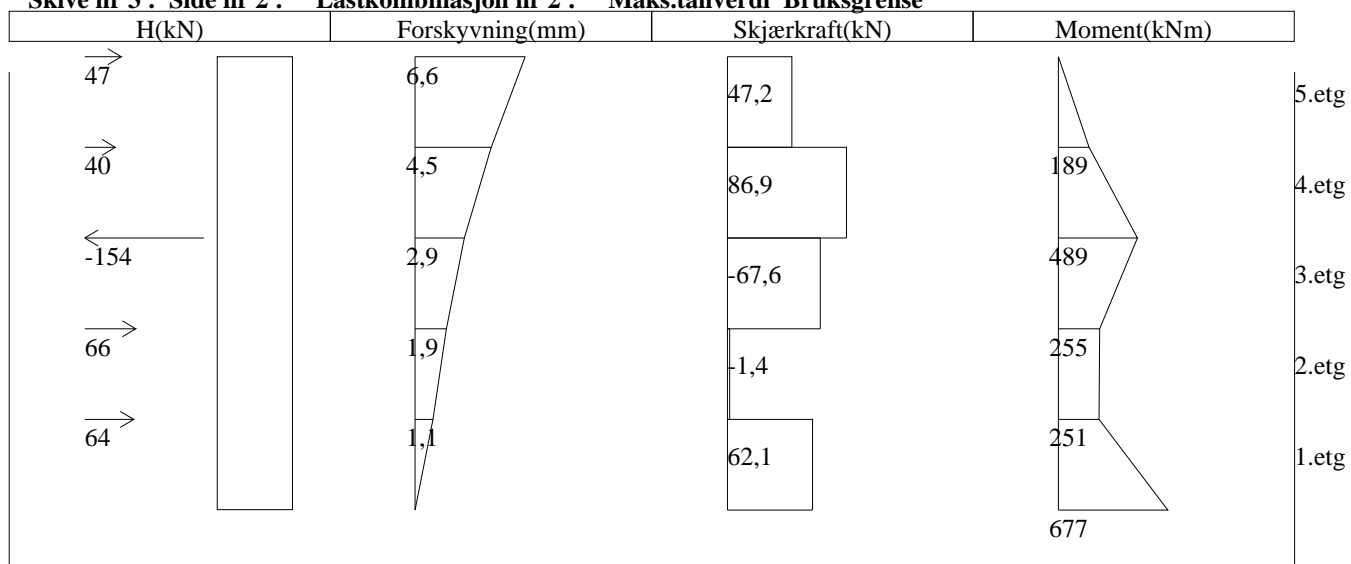


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Skive nr 3 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

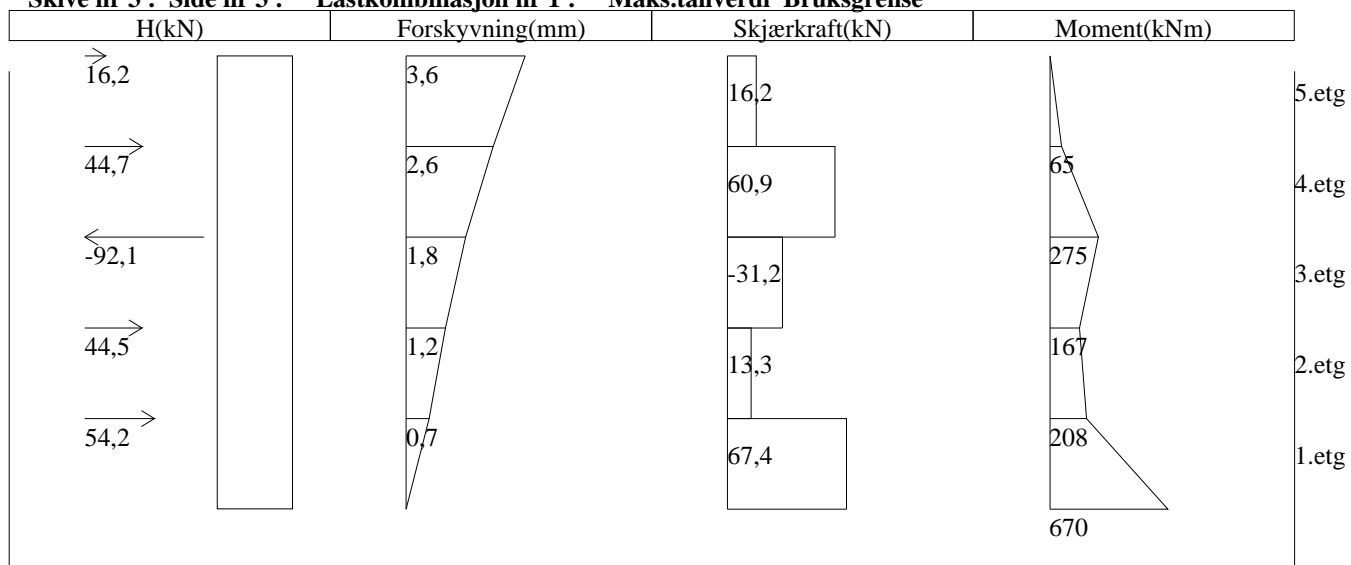


Skive nr 3 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

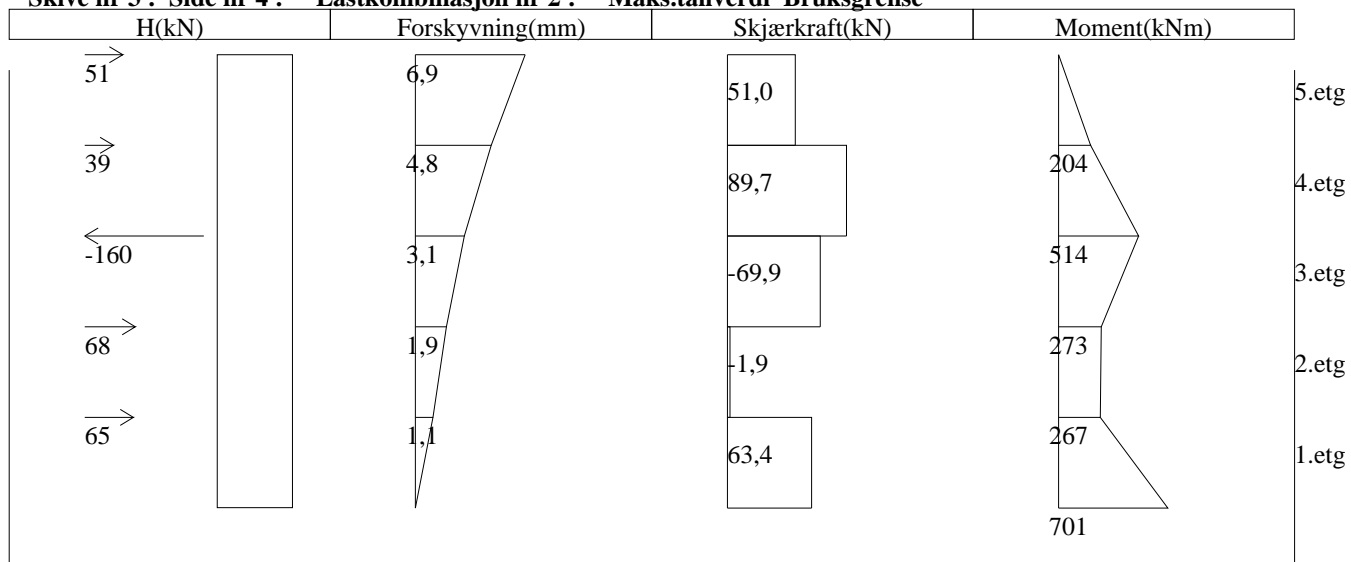


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 10
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Skive nr 3 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

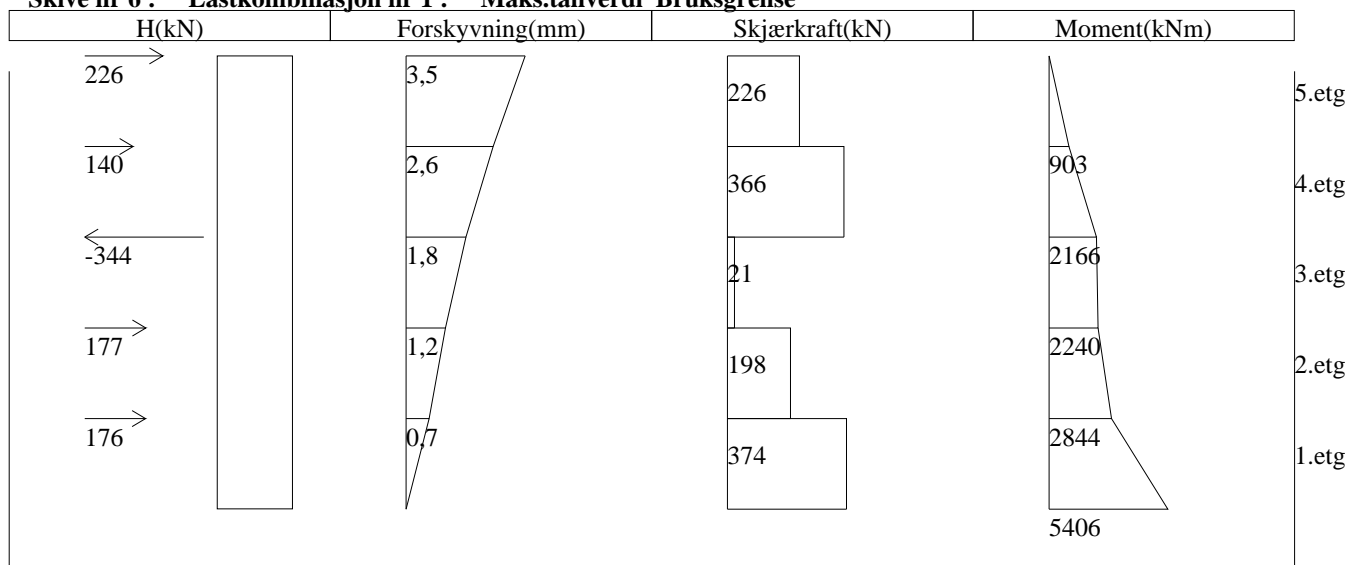


Skive nr 3 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense

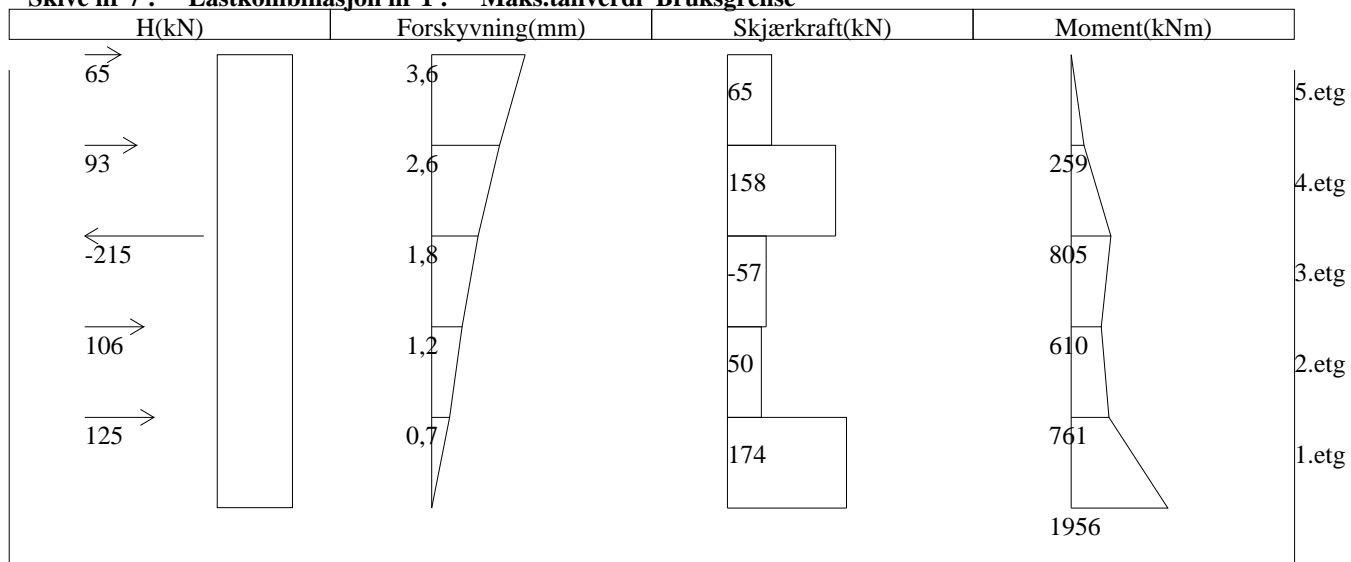


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 11
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

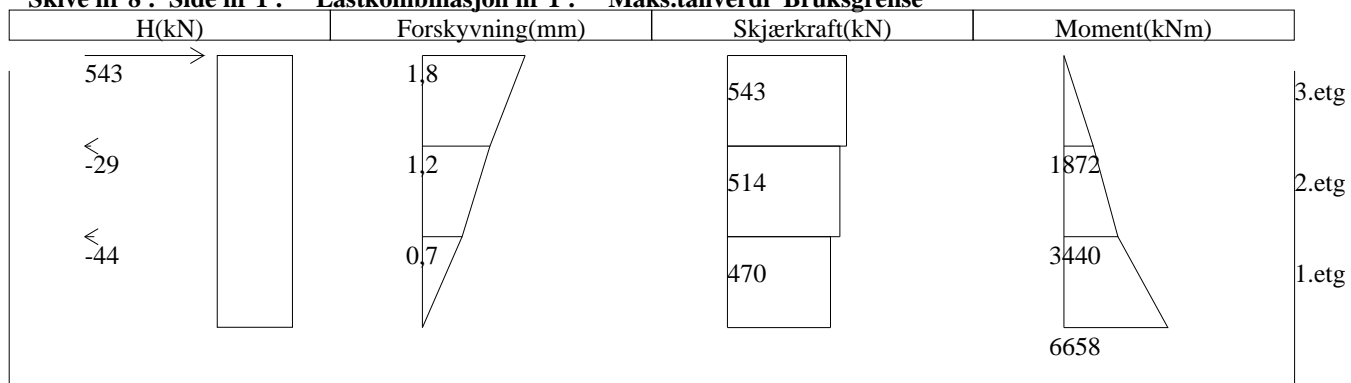
Skive nr 6 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 7 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

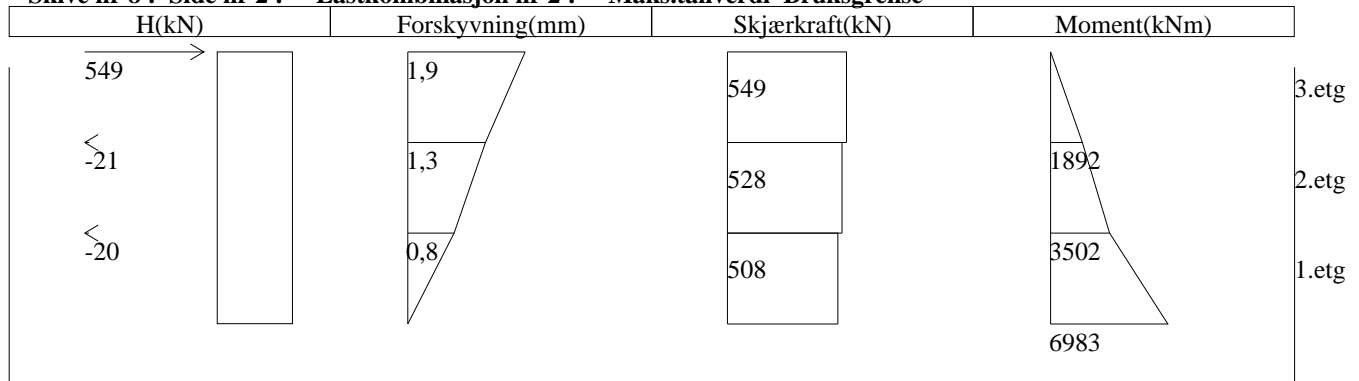


Skive nr 8 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

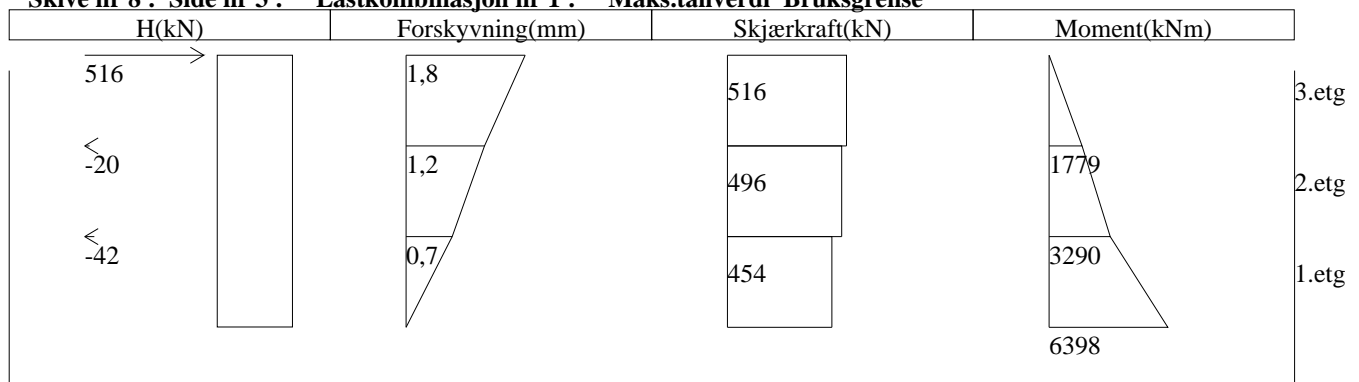


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 12
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

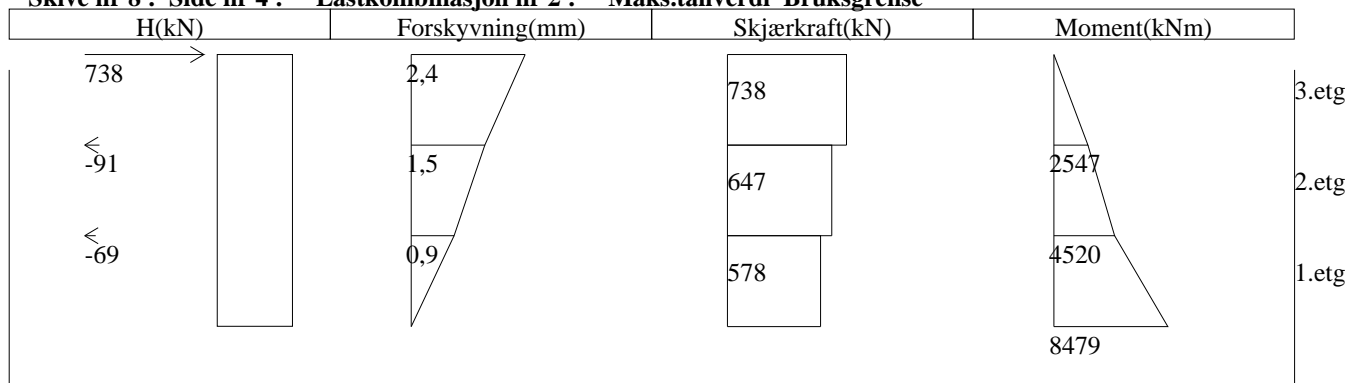
Skive nr 8 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 8 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 8 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

Skive nr 1 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	163	163	782	195
4	303	303	2107	384
3	443	443	1665	-128
2	567	567	1985	105
1	846	846	4276	335

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Skive nr 2 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	54	54	56	14
4	101	101	265	61
3	147	147	76	-55
2	188	188	74	-1
1	281	281	339	39

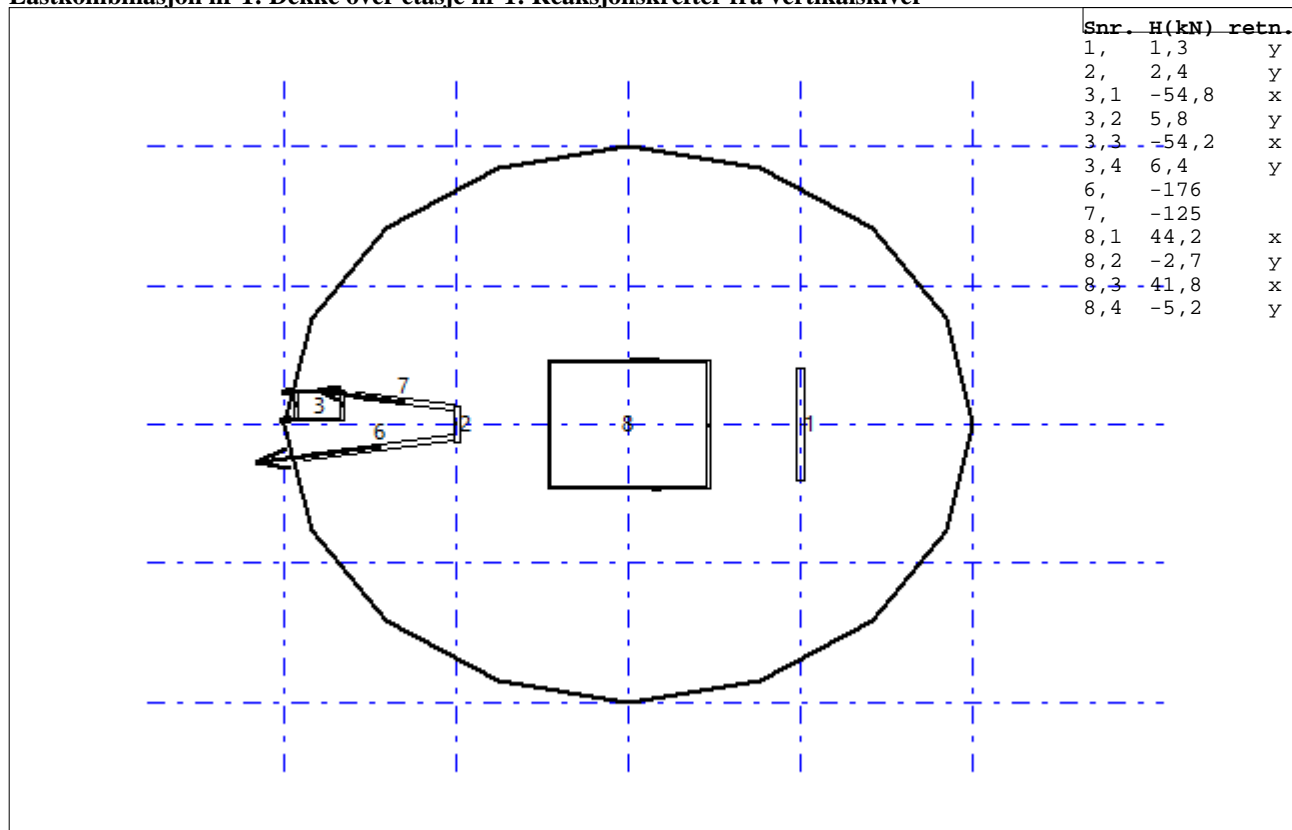
Skive nr 6 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	177	177	903	226
4	329	329	2166	366
3	482	482	2240	21
2	617	617	2844	198
1	919	919	5406	374

Skive nr 7 Bruksgrense

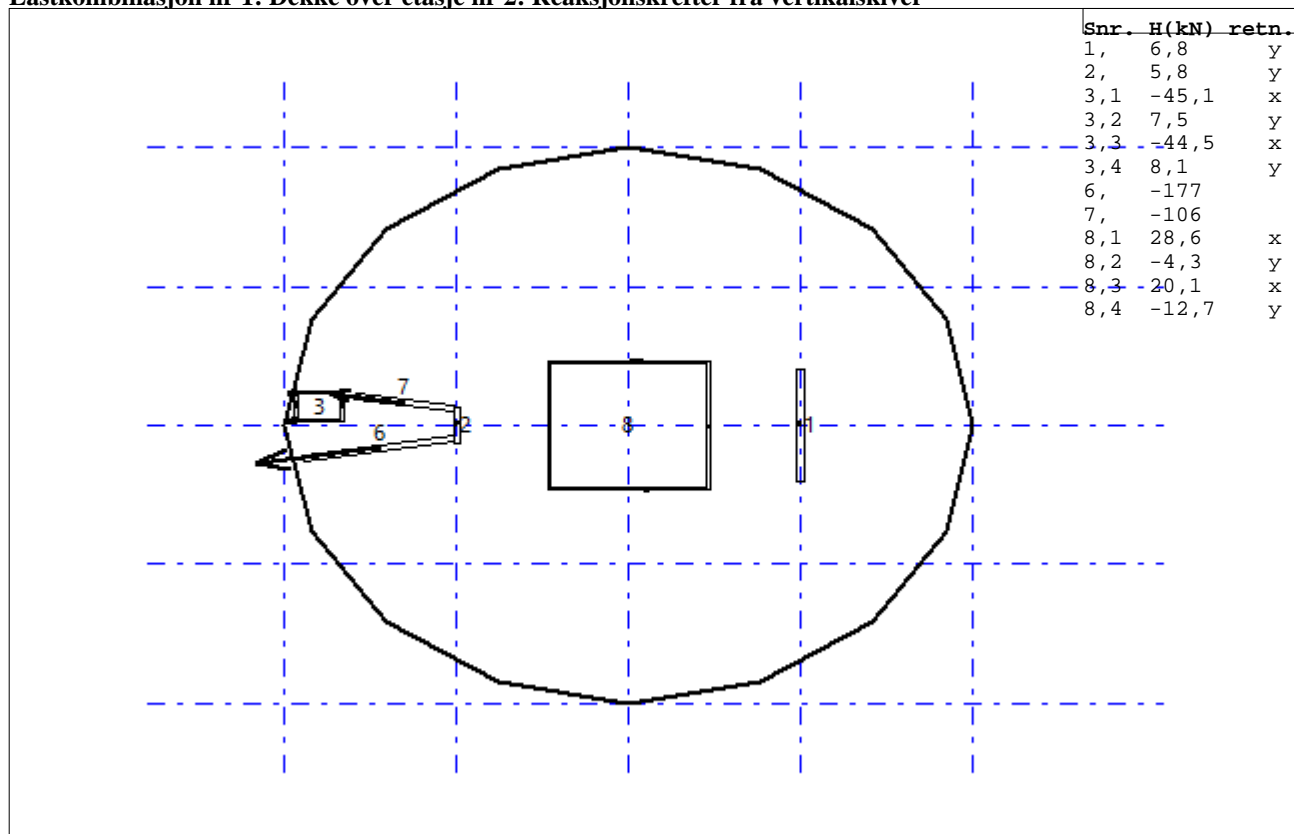
Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
5	118	118	259	65
4	219	219	805	158
3	320	320	610	-57
2	410	410	761	50
1	612	612	1956	174

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

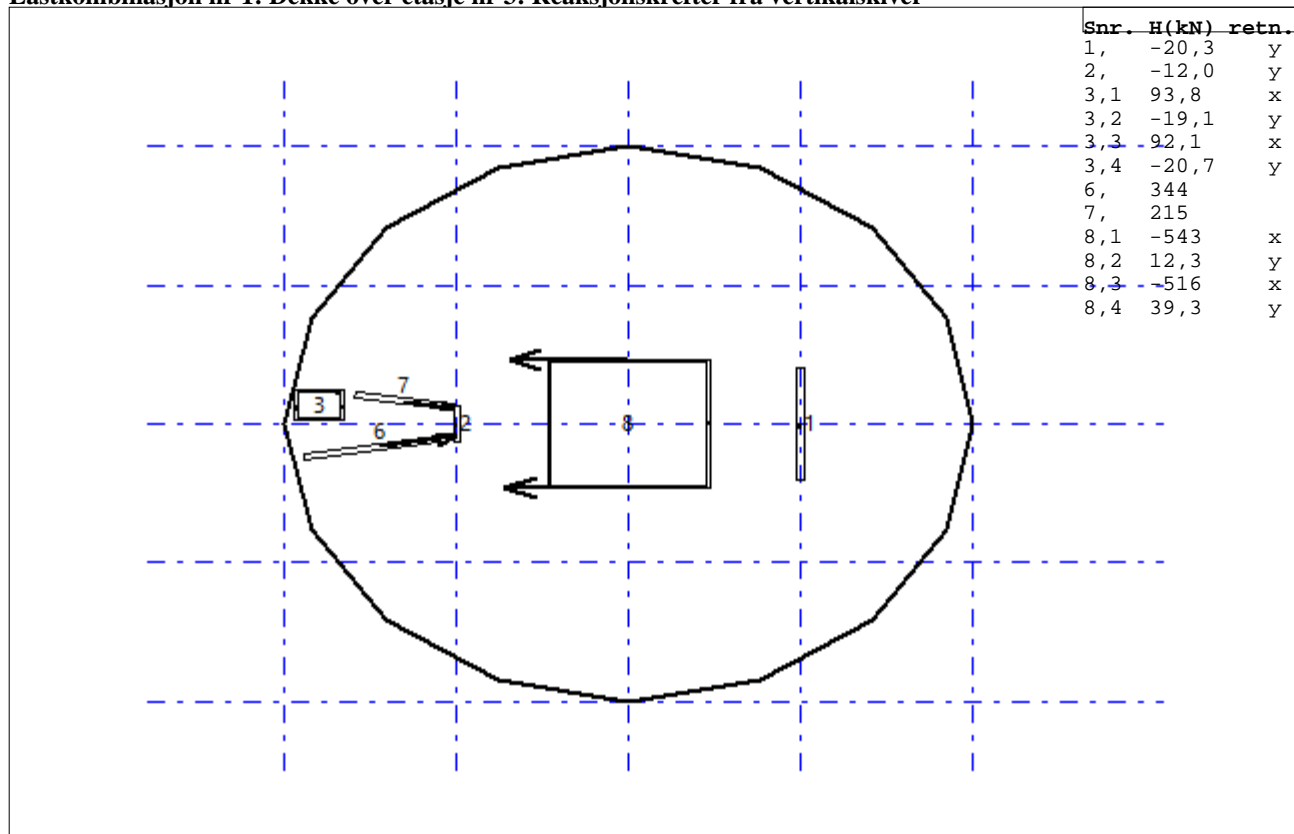


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 14
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

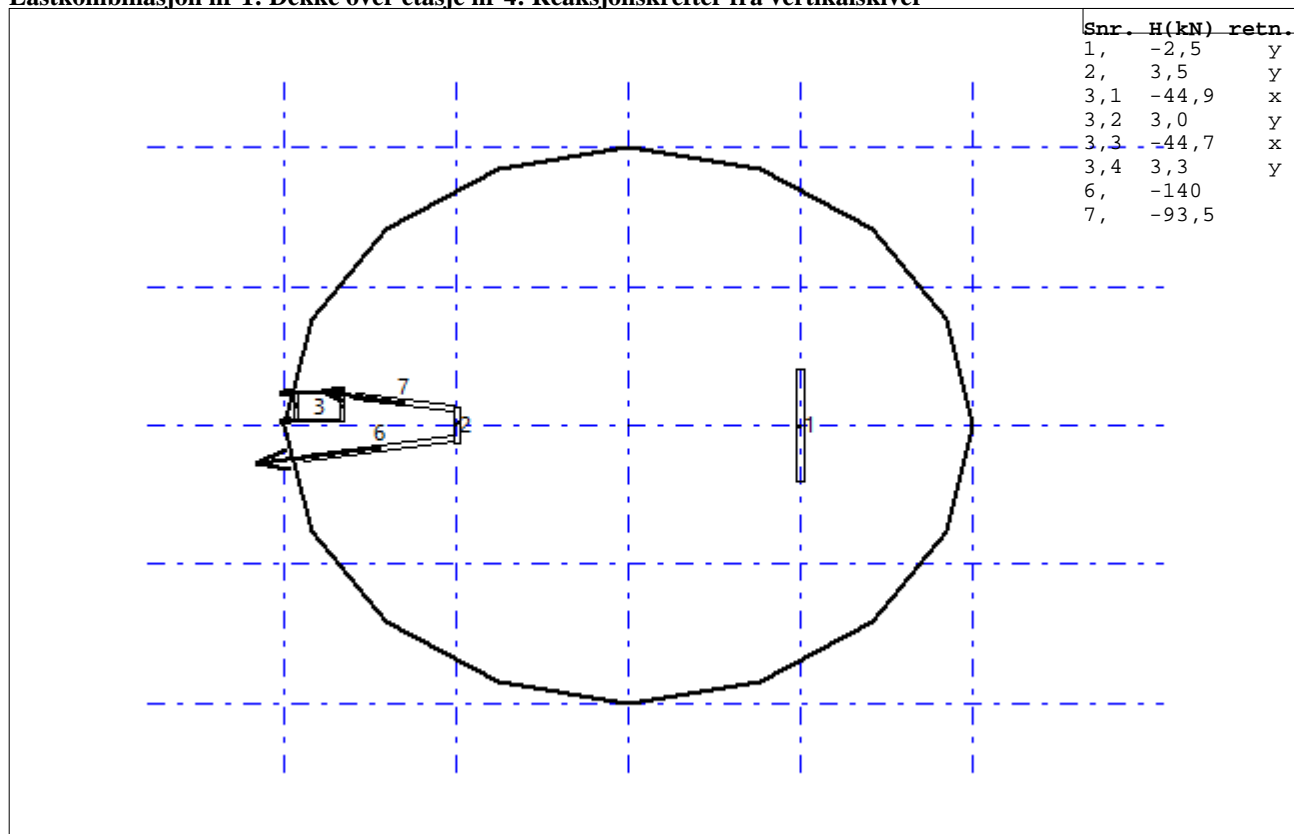


Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

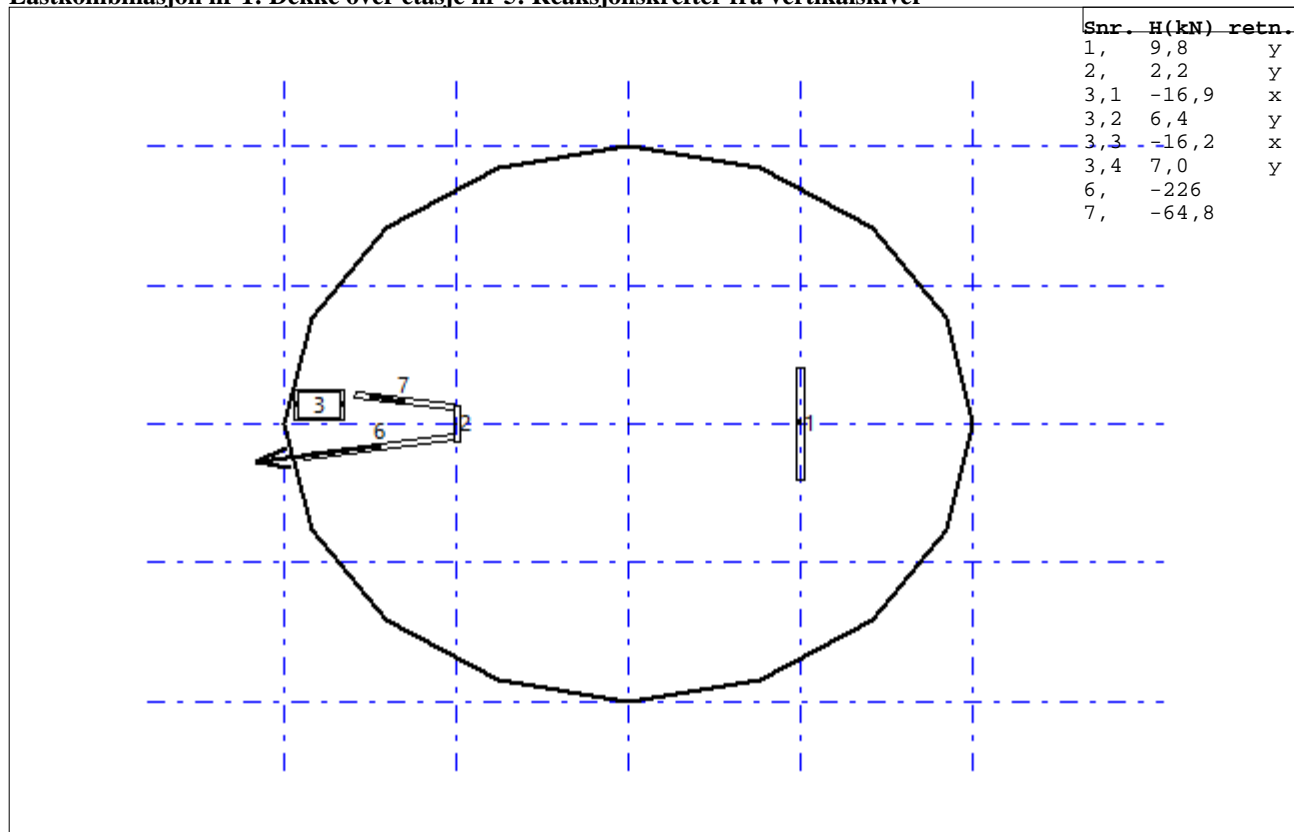


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 15
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

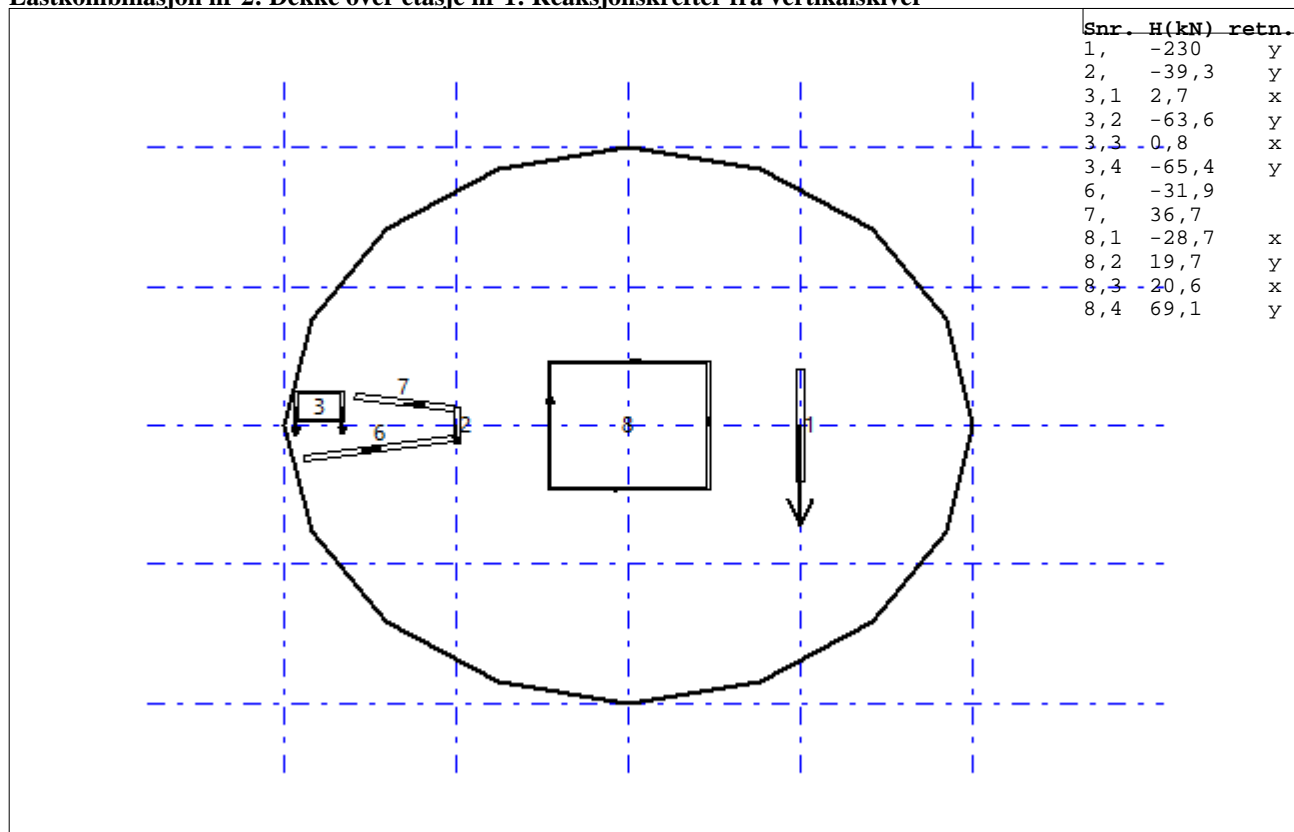


Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 5: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

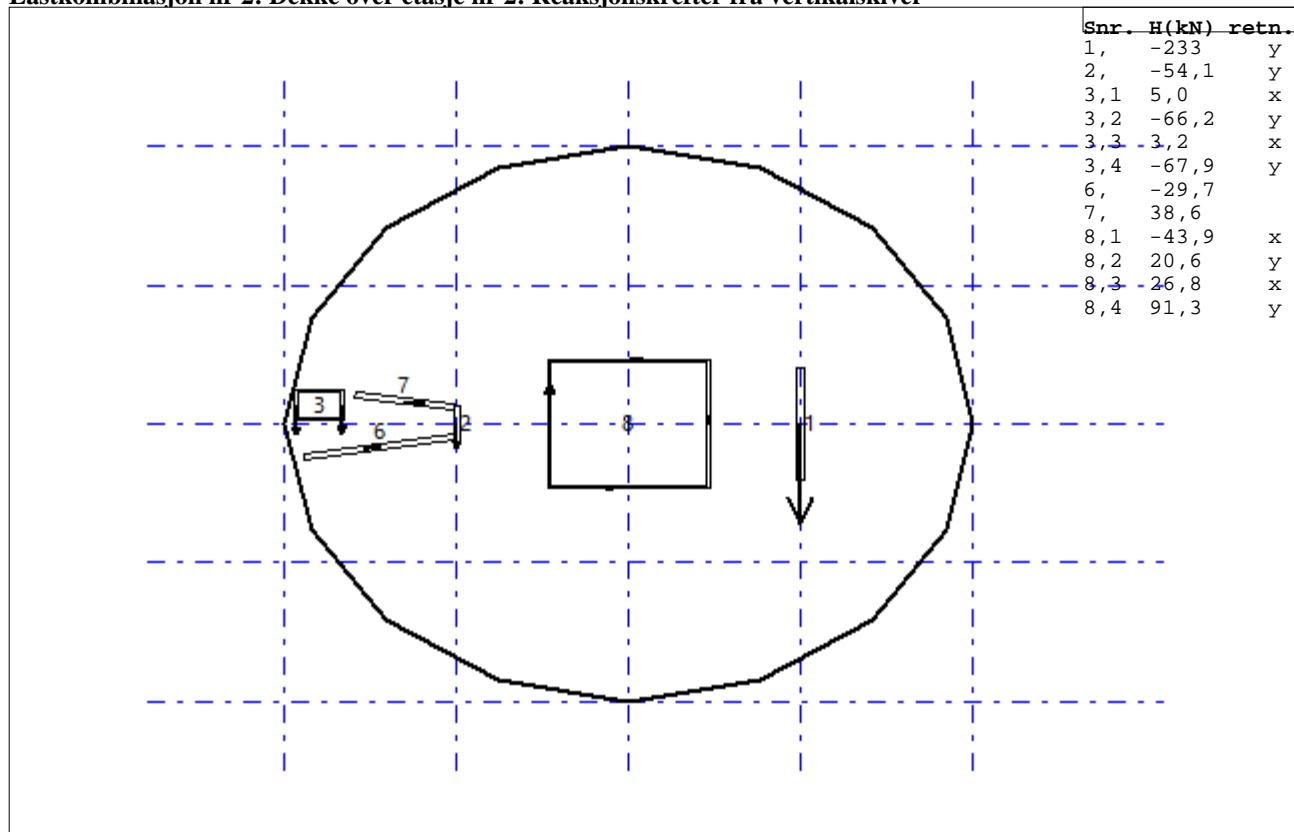


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 16
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

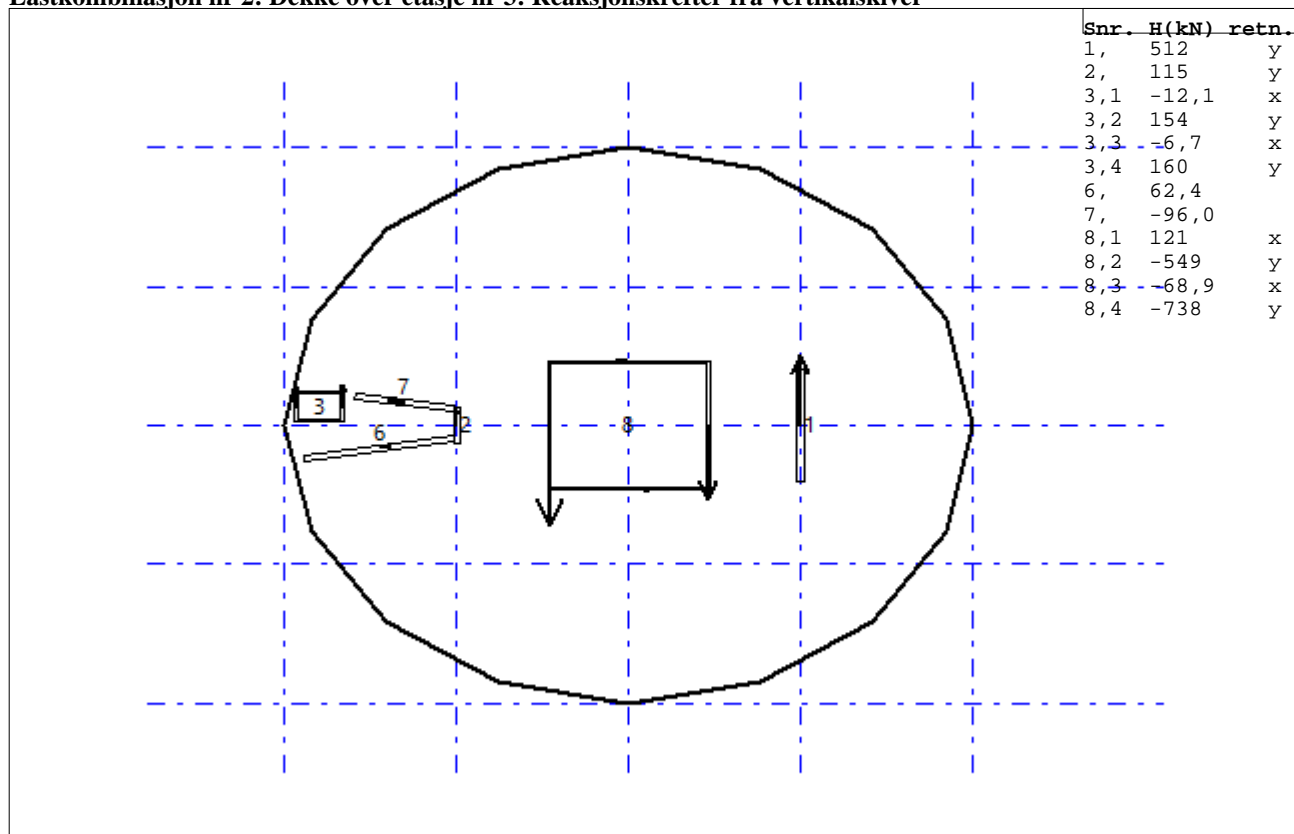


Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

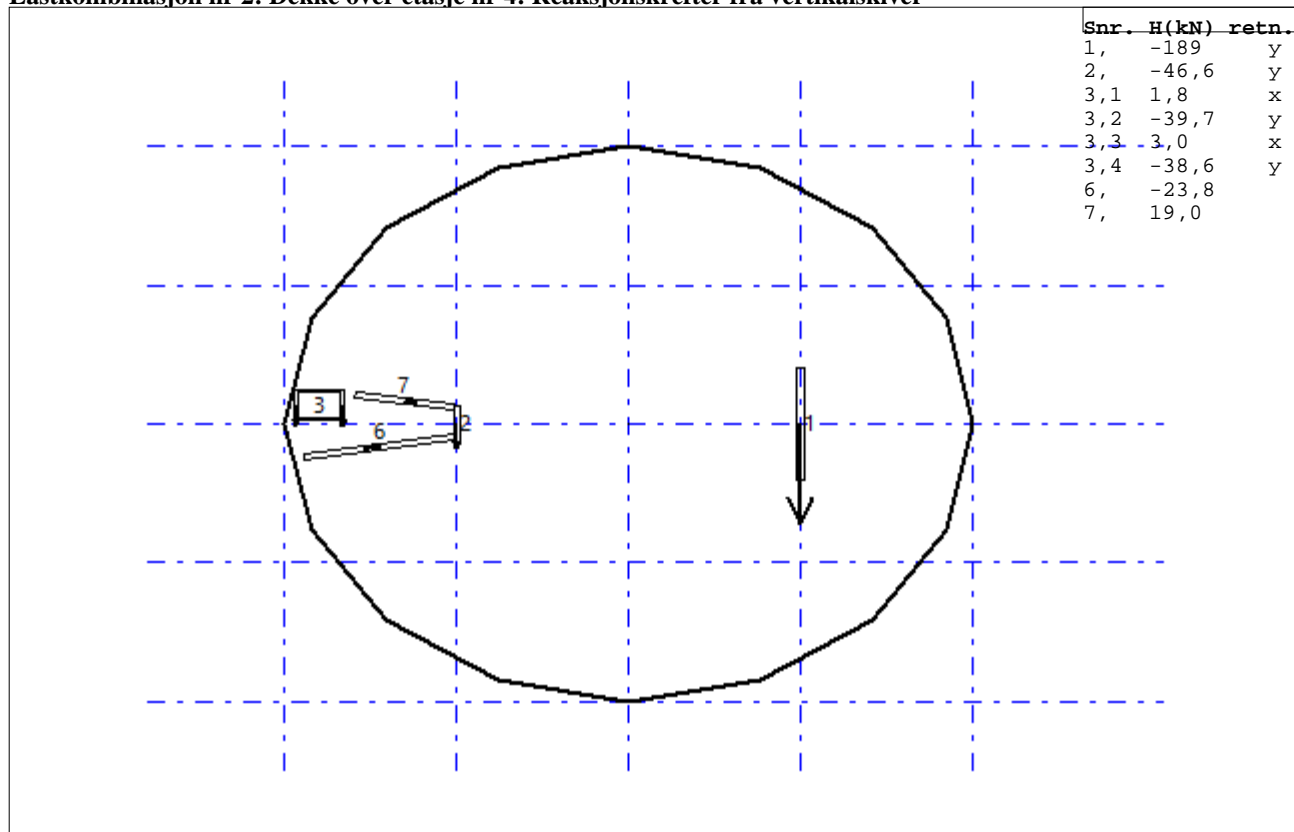


Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 17
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

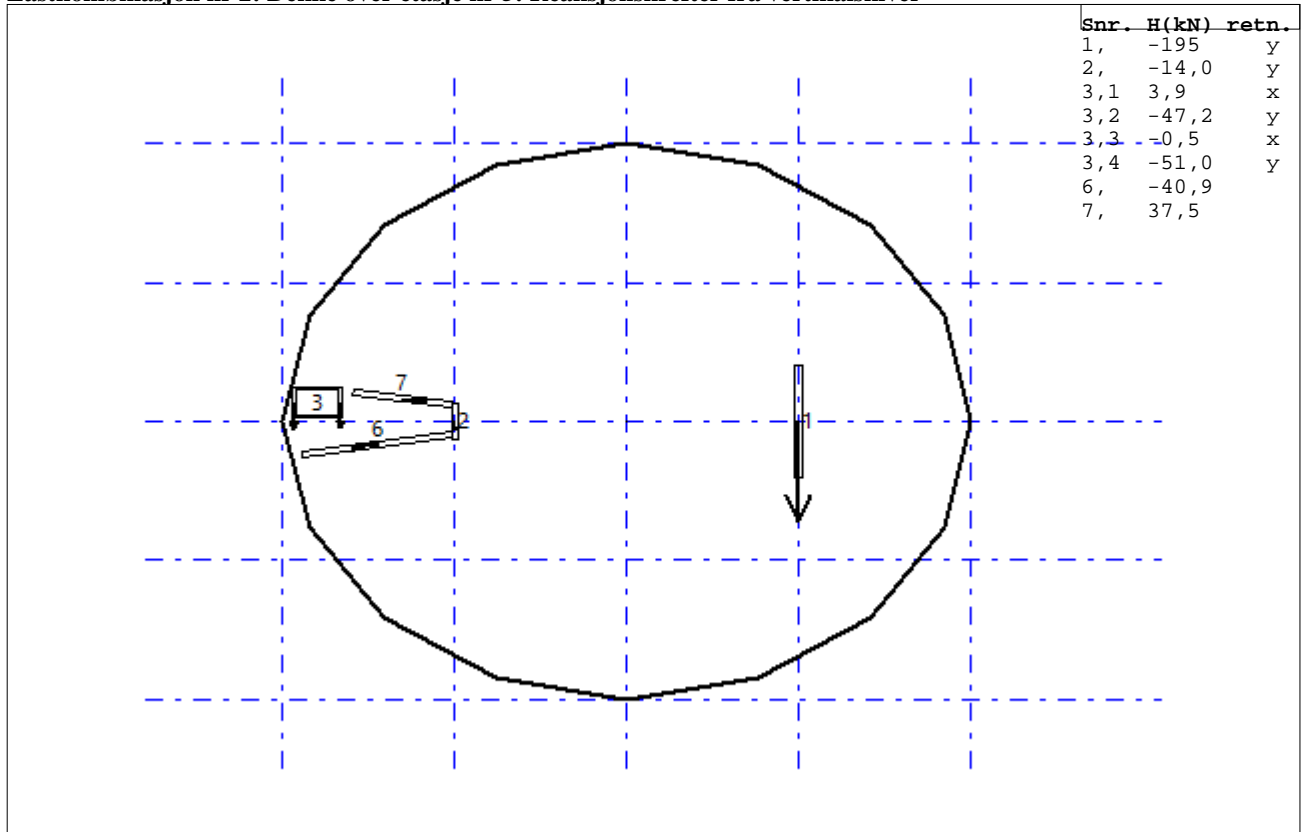


Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 4: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 18
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 5: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Maksimum snittkrefter i dekker

Dekke nr 1 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	-560	-60	-10000	400	80
0	-719	50	0	1921	-60
10000	400	150	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Dekke nr 2 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	-594	-65	-10000	400	80
0	-799	52	0	1873	-73
10000	400	153	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Tittel Vedlegg E3 - Avstivingsberegning i V-skive for ny løsning			Side 19
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2021

Dekke nr 3 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	2731	419	-10000	400	80
0	4633	-124	0	2939	182
10000	400	-592	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Dekke nr 4 Bruksgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	-172	-5	-10000	400	80
0	-286	29	0	1663	-24
10000	400	109	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

Dekke nr 5 Bruksgrense

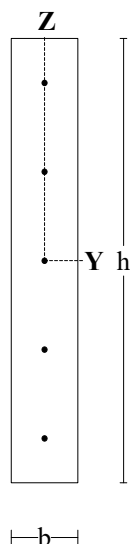
Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
-20000	0	0	-20000	0	0
-10000	-310	-31	-10000	400	80
0	-355	35	0	1788	-63
10000	400	115	10000	400	-80
20000	0	0	20000	0	0

E4 - Knekkingsberegning eksisterende trappesjakt i BT-snitt

Tittel E4 - Knekkingsberegning eksisterende trappesjakt i BT-snitt			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Data er lagret på fil: C:\Users\karol\Documents\HVL\3 året\BYG150 Bacheloroppgave\Knekkning Avstiving.bts
 Dataprogram: BTSNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt



b	150	mm
h	1000	mm
Zt	0	mm
Yt	0	mm
Areal	1,50E+05	mm ²
Iy	1,25E+10	mm ⁴
Iz	2,81E+08	mm ⁴

Maks. bøyleavstand: 150 mm
 Spesielle krav: endesoner og seismisk
 Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)
 bøylearmering d12

Armeringsdata, slakkarmering

D (mm)	12	12	12	12	12
Y (mm)	0	0	0	0	0
Z (mm)	0	200	-200	400	-400

Materialdata

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B25 (C 25/30)	Minimum overdekning	
Densitet kg/m ³	2400	Min. krav	25
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	240	Min. nominell overdekning	35
Skjærarmering flytegrense	240		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	130		

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D_{max}≥16mm. 2.Det grove tilslaget_{max}≥50% av total tilslagsmengde.
 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Korttids Emodul, E _{cm}	31500	Kryptall, FI 0_28	2,46
Trykkfasthet, f _{cd}	14,2	Kryptall, FI 28_5000	3,04
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	2,57	Svinntøyning, 0_28	-,00019
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,02	Svinntøyning, 28_25000	-,00036

Tittel E4 - Knekkingsberegning eksisterende trappesjakt i BT-snitt			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-04-2021

Knekningsdata					
Knekk lengde i Z-retning	0	mm	Knekk lengde i Y-retning	3500	mm
Geometrisk avvik i Z-retning	0	mm	Geometrisk avvik i Y-retning	9	mm
N-langtid/ N-total (for beregning av MN-diagram)			0,500		
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:			Knekk lengde / 300		

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori B - Kontor
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	Krav maks.nedbøyning: Bruk/utstyr stiller krav til nedbøyning
Variabel last (P)	0,50	0,30	1,05	1,50	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1				Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning	
Permanent last		Variabel last		Totalt moment	Utbøyning
Mg_Y	0,0 kNm	Mp_Y	0,0 kNm	MY-total =0,6 kNm	Zretning: 0 mm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	0,0 kNm	MZ-total =6,4 kNm	Yretning: -1 mm
Ng	0,0 kN	Np	-214,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

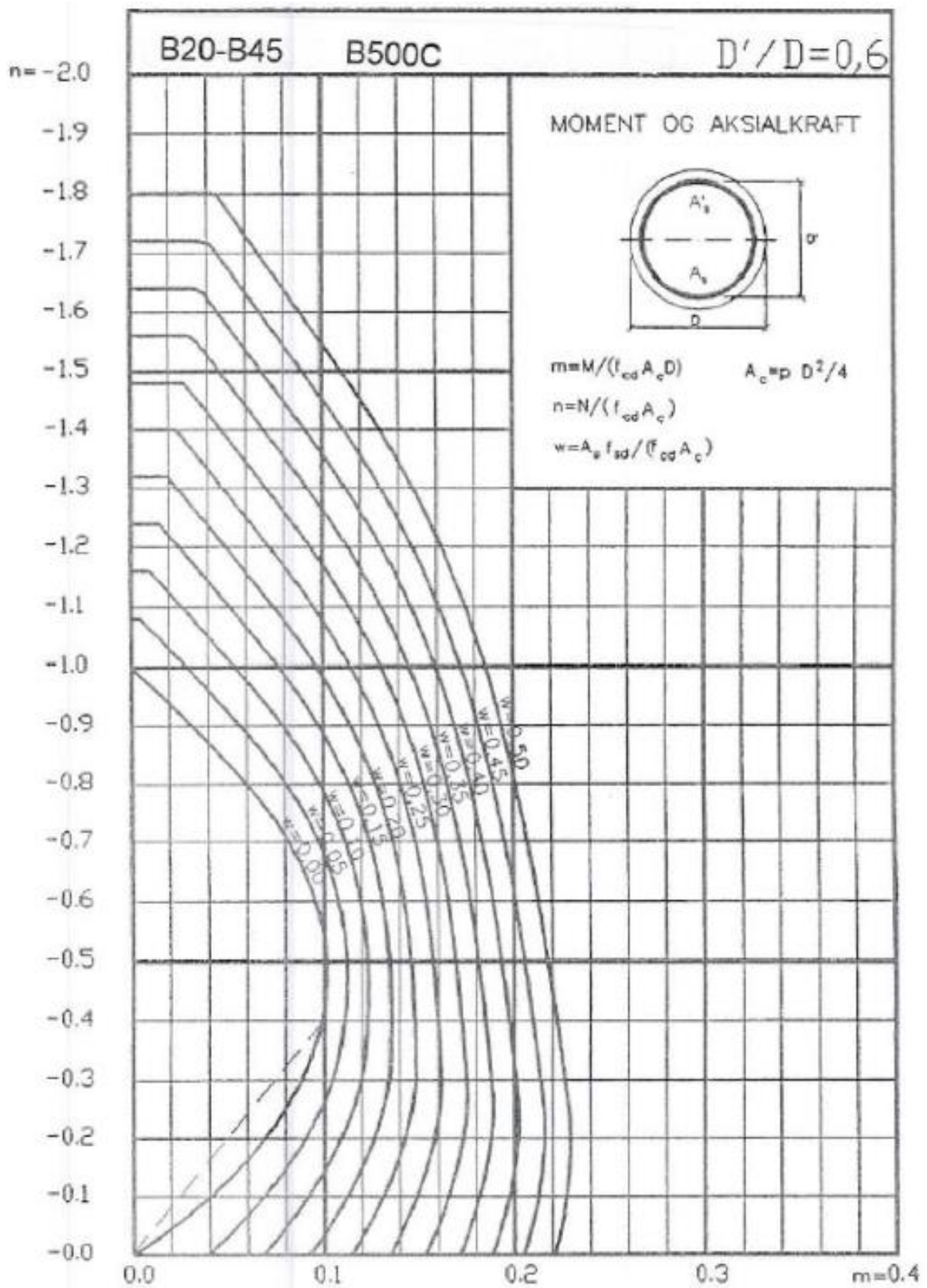
Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1	
N	-321,0
MY inkl. geom.avvik	0,6
MZ inkl. geom.avvik	6,1
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,3
MY,MZ/ MYd,MZd	0,24
SigmaC min	-3,30
SigmaS maks	0,00

Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N	-64,2
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	200
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

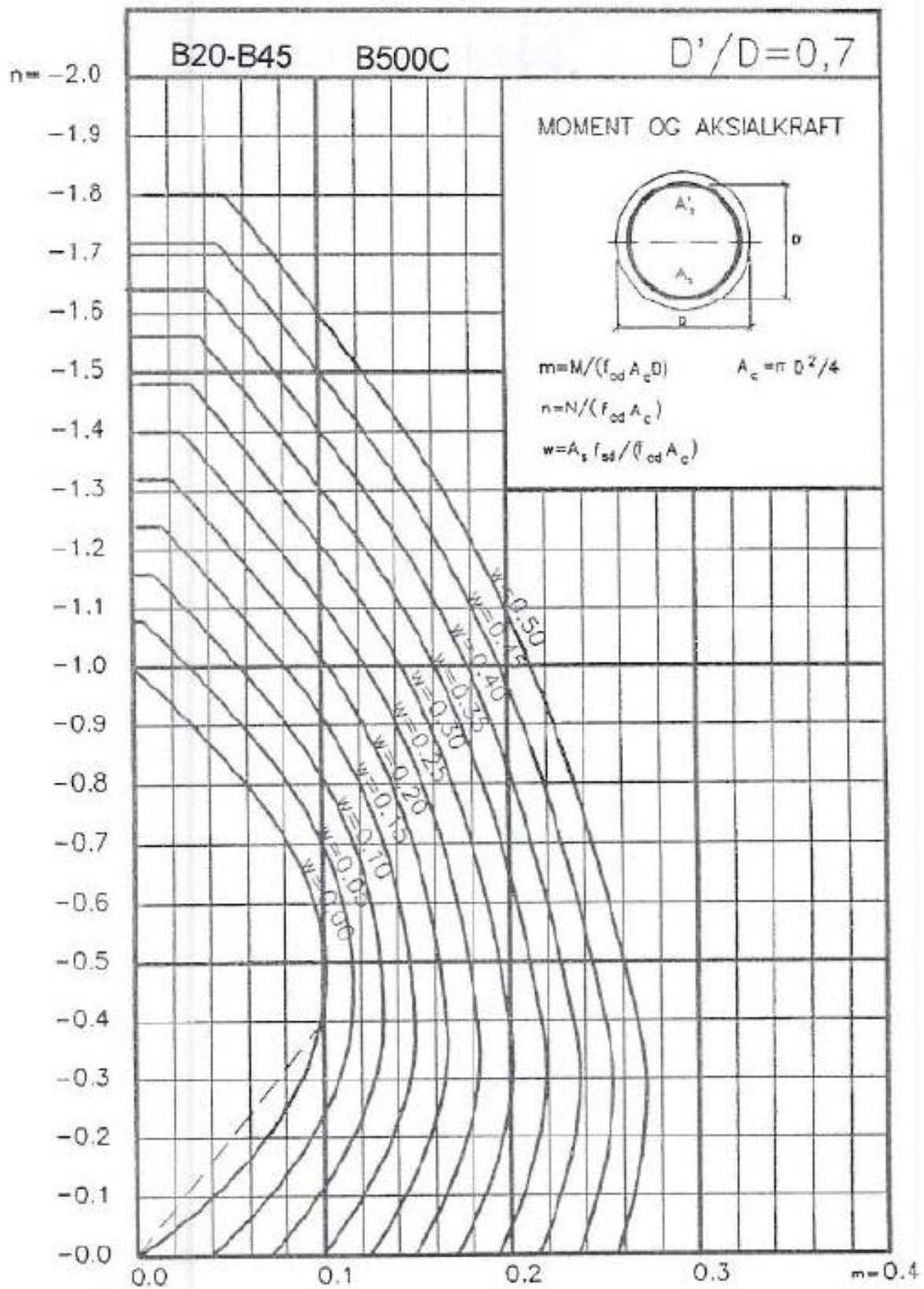
Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm Utbøyning i z-retning. 0 mm

Armering er mindre enn minimumsarmering. Minimumsarmering: 1500 mm²

Vedlegg F1 – MN-diagram $D'/D = 0.6$



Vedlegg F2 – MN-diagram $D'/D = 0.7$



Vedlegg F3 - Søyle 1.Y: Kun eksisterende

Betongsøylens dimensjoner: $L := 3.5 \text{ m}$ $D := 450 \text{ mm}$ $r := \frac{D}{2}$ $A_c := \pi \cdot r^2$

Laster

Egenlast: $gk := 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Multiplisert med tre, på grunn av tre dekker

Nyttelast: $pk := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Multiplisert med to, på grunn av to etasjer

Snølast: $sk := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindlast: $vk := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Sone I, velger konservativt sone I over hele

$$q_{ed} := 3 \cdot gk \cdot 1.2 + 2 \cdot pk \cdot 1.5 + sk \cdot 1.05 + vk \cdot 0.9 = 27.699 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av krefter ned i søyle

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$L_{bjelke} := 9.45 \text{ m}$$

$$L_{b1} := 3.19 \text{ m}$$

$$L_{b2} := 6.15 \text{ m}$$

$$q_{ed1} := q_{ed} \cdot L_{b1} = 88.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ed2} := q_{ed} \cdot L_{b2} = 170.349 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jevnt fordelt last: $Q_{ed1} := \frac{q_{ed1} \cdot L_{bjelke}}{2} = 417.5 \text{ kN}$

Skrått fordelt last: $Q_{ed2} := \frac{(q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L_{bjelke}}{3} = 258.265 \text{ kN}$

Totallast ned i søyle

$$Q_{ed} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 675.766 \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$N_{Ed} := Q_{ed}$ Trykkraft

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$

Gamle konstruksjoner, NS 3473

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 27 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$

Fantes ikke i gamledager (TEM)

$$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$$

Antar Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler Ø8 og lengdearmring Ø20

$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$ $\varnothing_h := 20 \text{ mm}$

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Utvendig betong som er beskyttet mot regn.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

[NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter

Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

[4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

$C := C_{nom}$

(4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $Lk := 1.0 \cdot L = 3.5 \text{ m}$

Figur 5.7a

$$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = 0.002 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.113 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{Lk}{i} = 31.111$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.238$$

[NA.5.8.3.1(1)]

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = (1.797 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.59 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.797 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering etter gammel standard NS3473 - [9.4.1]

$$A_s := \min\left(0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = (1.59 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Velger å bruke Ø20, og det gir 6Ø20: $A_s := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{Ø}h}{2}\right)^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{Ø}h}{2}\right)^4$$

Annet arealmoment armering

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m}$$

Treghetsradius armering

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 3.292 \cdot 10^{-4}$$

Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2} \right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.083 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 14.052 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Leddet i topp og bunn gir null moment i endene.

$$r_m := 1.0 \quad M_{02} = 0 < NEd \cdot \frac{D}{20} = 15.205 \text{ kN} \cdot m \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13 < \lambda n = 14.052 \quad (NA.5.12.bN)$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$w = 0.083 \quad n = 0.238 \quad nu := 1 + w \quad n_{bal} := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$K_r := \min \left(\frac{nu - n}{nu - n_{bal}}, 1.0 \right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 31.111 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.268 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K_\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.334 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 397 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon y d \cdot \text{mm}}{0.45 \cdot d} = 5.262 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 7.022 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L k^2}{c} = 8.602 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri. Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet: } e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := N E d \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 27.334 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 344 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.764 \rightarrow \text{mn-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.021 \quad n = 0.238 \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

mn-diag. 0.7: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.042 \quad n = 0.238 \quad \text{mn-diag 0.7: } m := 0.095 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 121.412 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$\text{Utnyttelse: } U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.225 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$NRd := As \cdot fyd + fcd \cdot Ac = (3.194 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad Un := \frac{NEd}{NRd} = 0.212 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$Uf := Un + Um = 0.437 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Søylen er **43,7%** utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$Asw := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [\text{9.2.2(5)}]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$bw := D \quad fck := 25 \quad fyk := 400$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{fck}}{fyk} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{Asw}{\rho_{wmin} \cdot bw} = 178.722 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 206.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 170 mm. Legger Ø8C170

Vedlegg F4 - Søyle 1.I: Kun eksisterende

$$\text{Betongsøylens dimensjoner: } L := 3.5 \text{ m} \quad D := 450 \text{ mm} \quad r := \frac{D}{2} \quad A_c := \pi \cdot r^2$$

Laster

$$\text{Egenlast: } g_k := 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Multiplisert med tre, på grunn av tre dekker}$$

$$\text{Nyttelast: } p_k := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Multiplisert med to, på grunn av to etasjer}$$

$$\text{Snølast: } s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindlast: } v_k := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sone I, velger konservativt sone I over hele}$$

$$q_{ed} := 3 \cdot g_k \cdot 1.2 + 2 \cdot p_k \cdot 1.5 + s_k \cdot 1.05 + v_k \cdot 0.9 = 27.699 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av krefter ned i søyle

$$L_{bjelkeV} := 9.45 \text{ m}$$

$$L_{bjelkeH} := 10.2 \text{ m}$$

$$L_b := 3.19 \text{ m}$$

$$q_{ed1} := q_{ed} \cdot L_b = 88.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Venstre bjelke

Lastbredden varierer og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$L_{b2} := 6.15 \text{ m} \quad q_{ed2} := q_{ed} \cdot L_{b2} = 170.349 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Jevnt fordelt last: } Q_{ed1} := \frac{q_{ed1} \cdot L_{bjelkeV}}{2} = 417.5 \text{ kN}$$

$$\text{Skrått fordelt last: } Q_{ed2} := \frac{(q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L_{bjelkeV}}{6} = 129.133 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft i søylen fra venstre: } Q_{edV} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 546.633 \text{ kN}$$

Høyre bjelke

Trekantlast med største verdi over søylen. Bruker formel for skrått fordelt last fra byggforsk.

$$Q_{edH} := \frac{q_{ed1} \cdot L_{bjelkeH}}{3} = 300.423 \text{ kN}$$

Totallast ned i søylen

Summerer lastene fra hver side.

$$Q_{ed} := Q_{edV} + Q_{edH} = 847.056 \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$$N_{Ed} := Q_{ed} \quad \text{Trykkraft}$$

Tabell 2.1N

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

Gamle konstruksjoner, NS 3473

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 37 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

$$[NA.3.1.6(1)] \quad \alpha_{cc} := 1.0$$

Fantes ikke i gamledager (TEM)

$$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler Ø8 og lengdearmering Ø20

$$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$$

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

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygning med moderat luftfuktighet.

Tabell NA.4.4N

$$C_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

[NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter

Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

[4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

$C := C_{nom}$

(4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $Lk := 1.0 \cdot L = 3.5 \text{ m}$

Figur 5.7a

$$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = 0.002 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.113 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{Lk}{i} = 31.111$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.298$$

[NA.5.8.3.1(1)]

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = (2.253 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.59 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (2.253 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering etter gammel standard NS 3473 - [9.4.1]

$$A_s := \min\left(0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = (1.59 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Velger å anta Ø20, og det gir 6Ø20:

$$A_s := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2} \right)^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i} \right)^2 = 3.292 \cdot 10^{-4} \quad \text{Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0} \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2} \right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.083 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 15.732 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

Leddet i topp og bunn gir null moment i endene.

$$r_m := 1.0 \quad M_{02} = 0 < N E d \cdot \frac{D}{20} = 19.059 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13 < \lambda n = 15.732 \quad (\text{NA.5.12.bN})$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$w = 0.083 \quad n = 0.298 \quad n_u := 1 + w \quad n_{bal} := 0.4 \quad [\text{5.8.8.3(3)}]$$

$$K_r := \min \left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, 1.0 \right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 31.111 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.268 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.334 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 397 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 5.262 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := K_r \cdot K\varphi \cdot r_0 = 7.022 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot Lk^2}{c} = 8.602 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri.

Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet: } e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt moment for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := N E d \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 34.262 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 344 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.764 \rightarrow \text{mn-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.027 \quad n = 0.298 \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

mn-diag. 0.7: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.042 \quad n = 0.298 \quad \text{mn-diag 0.7:} \quad m := 0.1 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 127.803 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed}$$

Betong kompendium s. 10

$$\text{Utnyttelse:} \quad U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.268 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.194 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad U_n := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.265 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$U_f := U_n + U_m = 0.533 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Søylen er 53,3% utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [\text{9.2.2(5)}]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := D \quad f_{ck} := 25 \quad f_{yk} := 400$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b_w} = 178.722 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 206.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 170 mm. Legger Ø8C170

Vedlegg F5 - Søyle 2.Y: Kun eksisterende

Betongsøylens dimensjoner: $L := 3.2 \text{ m}$ $D := 400 \text{ mm}$ $r := \frac{D}{2}$ $A_c := \pi \cdot r^2$

Laster

Egenlast: $gk := 4.658 \frac{kN}{m^2}$ Multiplisert med to, på grunn av to dekker

Nyttelast: $pk := 3.0 \frac{kN}{m^2}$ Én etasje

Snølast: $sk := 1.6 \frac{kN}{m^2}$

Vindlast: $vk := 0.278 \frac{kN}{m^2}$ Sone I, velger konservativt sone I over hele

$$q_{ed} := 2 \cdot gk \cdot 1.2 + pk \cdot 1.5 + sk \cdot 1.05 + vk \cdot 0.9 = 17.609 \frac{kN}{m^2}$$

Beregning av krefter ned i søyle

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$L_{bjelke} := 9.45 \text{ m}$$

$$L_{b1} := 3.19 \text{ m}$$

$$L_{b2} := 6.15 \text{ m}$$

$$q_{ed1} := q_{ed} \cdot L_{b1} = 56.174 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ed2} := q_{ed} \cdot L_{b2} = 108.298 \frac{kN}{m}$$

Jevnt fordelt last: $Q_{ed1} := \frac{q_{ed1} \cdot L_{bjelke}}{2} = 265.422 \text{ kN}$

Skrått fordelt last: $Q_{ed2} := \frac{(q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L_{bjelke}}{3} = 164.19 \text{ kN}$

Totallast ned i søyle

$$Q_{ed} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 429.612 \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$N_{Ed} := Q_{ed}$ Trykkraft

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$

Gamle konstruksjoner, NS 3473

$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$ Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 27 stål

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$

Fantes ikke i gamledager (TEM)

$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$

Antar Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler Ø8 og lengdearmering Ø20

$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$ $\varnothing_h := 20 \text{ mm}$

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Utvendig betong som er beskyttet mot regn.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$

[NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter

Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$

[4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$

$C := C_{nom}$

(4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $Lk := 1.0 \cdot L = 3.2 \text{ m}$

Figur 5.7a

$$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = 0.001 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.1 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{Lk}{i} = 32$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.191$$

[NA.5.8.3.1(1)]

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = (1.143 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering etter gammel standard NS3473 - [9.4.1]

$$A_s := \min\left(0.01 \cdot A_c, \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Velger å bruke Ø20, og det gir 6Ø20: $A_s := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^4$$

Annet arealmoment armering

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m}$$

Treghetsradius armering

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 4.167 \cdot 10^{-4}$$

Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0 [NA.5.8.3.1(1)]

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2} \right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.105 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 12.726 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Leddet i topp og bunn gir null moment i endene.

$$r_m := 1.0 \quad M_{02} = 0 < NEd \cdot \frac{D}{20} = 8.592 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi = 13 < \lambda n = 12.726 \quad (NA.5.12.bN)$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$w = 0.105 \quad n = 0.191 \quad nu := 1 + w \quad n_{bal} := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$K_r := \min \left(\frac{nu - n}{nu - n_{bal}}, 1.0 \right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 32 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.262 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K_\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.327 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 347 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 6.02 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 7.989 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot Lk^2}{c} = 8.181 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri. Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet: } e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := N E d \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 17.121 \text{ kN} \cdot m \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 294 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.735 \rightarrow \text{mn-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.019 \quad n = 0.191 \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

mn-diag. 0.7: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.053 \quad n = 0.191 \quad \text{mn-diag 0.7: } m := 0.092 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 82.579 \text{ kN} \cdot m > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$\text{Utnyttelse: } U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.207 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$NRd := As \cdot fy_d + fcd \cdot Ac = (2.598 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad Un := \frac{NEd}{NRd} = 0.165 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$Uf := Un + Um = 0.373 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Søylen er 37.3% utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$Asw := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [\text{9.2.2(5)}]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$bw := D \quad fck := 25 \quad fyk := 400$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{fck}}{fyk} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{Asw}{\rho_{wmin} \cdot bw} = 201.062 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 176.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 170 mm. Legger Ø8C170

Vedlegg F6 - Søyle 3.I: Kun Eksisterende

$$\text{Betongsøylens dimensjoner: } L := 3.6 \text{ m} \quad D := 350 \text{ mm} \quad r := \frac{D}{2} \quad A_c := \pi \cdot r^2$$

Laster

$$\text{Egenlast: } gk := 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast: } sk := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindlast: } vk := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sone I, velger konservativt sone I over hele}$$

$$qed := gk \cdot 1.2 + sk \cdot 1.5 + vk \cdot 0.9 = 8.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning krefter ned i søyle

$$L_{bjelkeV} := 9.45 \text{ m}$$

$$L_{bjelkeH} := 10.2 \text{ m}$$

$$Lb := 3.19 \text{ m}$$

$$qed1 := qed \cdot Lb = 26.285 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Venstre bjelke

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$Lb2 := 6.15 \text{ m} \quad qed2 := qed \cdot Lb2 = 50.675 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Jevnt fordelt last: } Q_{ed1} := \frac{qed1 \cdot L_{bjelkeV}}{2} = 124.196 \text{ kN}$$

$$\text{Skrått fordelt last: } Q_{ed2} := \frac{(qed2 - qed1) \cdot L_{bjelkeV}}{6} = 38.414 \text{ kN}$$

$$\text{Kraft i søylen fra venstre: } Q_{edV} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 162.61 \text{ kN}$$

Høyre bjelke

Trekantlast med største verdi over søylen. Vi bruker formel for skrått fordelt last fra byggforsk.

$$Q_{edH} := \frac{q_{ed1} \cdot L_{bjelkeH}}{3} = 89.369 \text{ kN}$$

Totallast ned i søylen

$$Q_{ed} := Q_{edV} + Q_{edH} = 251.979 \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$$N_{Ed} := Q_{ed} \quad \text{Trykkraft}$$

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$ Gamle konstruksjoner, NS 3473

$$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$$

Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 27 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$

Fantes ikke i gamledager (TEM)

$$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$$

Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler Ø8 og lengdearmering Ø20

$$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$$

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

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygning med moderat luftfuktighet.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

[NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter

Tabell 4.2

$$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm} \quad [4.4.1.2(2)]$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm} \quad C := C_{nom} \quad (4.1)$$

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

$$\text{Knekk lengde:} \quad L_k := 1.0 \cdot L = 3.6 \text{ m} \quad \text{Figur 5.7a}$$

$$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = (7.366 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment søyle} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.088 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius søyle} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$\lambda := \frac{L_k}{i} = 41.143 \quad \text{Geometrisk slankhet} \quad (5.14)$$

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.147 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = 670.158 \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = 962.113 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = 962.113 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tegninger viser } 9\text{Ø}20: A_s := 9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{Ø}h}{2}\right)^2 = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad > \text{Minimumsarm. OK}$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{Ø}h}{2}\right)^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 3.628 \cdot 10^{-4} \quad \text{Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0} \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.275 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot \omega}} = 12.656 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Leddets i topp og bunn gir null moment i endene.

$$r_m := 1.0 \quad M_{02} = 0 < NEd \cdot \frac{D}{20} = 4.41 \text{ kN} \cdot m \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A\varphi = 13 < \lambda n = 12.656 \quad (NA.5.12.bN)$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$\omega = 0.275 \quad n = 0.147 \quad n_u := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$K_r := \min\left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}, 1.0\right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 41.143 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.201 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.251 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 297 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon y d \cdot \text{mm}}{0.45 \cdot d} = 7.033 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 8.798 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L k^2}{c} = 11.402 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri. Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet} \quad e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := N E d \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 11.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 244 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.697 \rightarrow \text{mn-diagram 0.6} \quad \text{Betong kompendium s. 9}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.019 \quad n = 0.147 \quad \text{Betong kompendium s. 9}$$

mn-diag. 0.6: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.138 \quad n = 0.147 \quad \text{mn-diag 0.6: } m := 0.112 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 67.348 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 9}$$

$$\text{Utnyttelse: } U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.166 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$NRd := As \cdot fyd + fcd \cdot Ac = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad Un := \frac{NEd}{NRd} = 0.112 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$Uf := Un + Um = 0.278 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Søylen er **27,8%** utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$Asw := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$bw := D \quad fck := 25 \quad fyk := 235$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{fck}}{fyk} = 0.002 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{Asw}{\rho_{wmin} \cdot bw} = 134.999 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 146.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Armeringstegninger viser Ø8C100, som er OK.

Vedlegg F7 - Søyle 1.Y: Eksisterende + påbygg

$$\text{Betongsøylens dimensjoner} \quad L := 3.5 \text{ m} \quad D := 450 \text{ mm} \quad r := \frac{D}{2} \quad A_c := \pi \cdot r^2$$

Laster

$$\text{Egenlast:} \quad gk := 4 \cdot 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 20.252 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad pk := 4 \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Multiplisert med fire, på grunn av fire etasjer}$$

$$\text{Snølast:} \quad sk := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindlast:} \quad vk := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sone I}$$

$$qed := gk \cdot 1.2 + pk \cdot 1.5 + sk \cdot 1.05 + vk \cdot 0.9 = 44.233 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av krefter ned i søyle

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$L_{bjelke} := 9.45 \text{ m}$$

$$Lb1 := 3.19 \text{ m}$$

$$Lb2 := 6.15 \text{ m}$$

$$qed1 := qed \cdot Lb1 = 141.102 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qed2 := qed \cdot Lb2 = 272.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Jevnt fordelt last} \quad Q_{ed1} := \frac{qed1 \cdot L_{bjelke}}{2} = 666.707 \text{ kN}$$

$$\text{Skrått fordelt last} \quad Q_{ed2} := \frac{(qed2 - qed1) \cdot L_{bjelke}}{3} = 412.425 \text{ kN}$$

$$\text{Totallast i søyle} \quad Q_{ed} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = (1.079 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$NEd := Qed$ Trykkraft

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$ Gamle konstruksjoner, NS 3473

$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$ Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 27 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$ Fantet ikke i gamledager (TEM)

$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$ Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler Ø8 og lengdearmering Ø20

$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$ $\varnothing_h := 20 \text{ mm}$

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Utvendig betong som er beskyttet mot regn.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$ [NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$ [4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ $C := C_{nom}$ (4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $L_k := 1.0 \cdot L = 3.5 \text{ m}$ Figur 5.7a

$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = 0.002 \text{ m}^4$	Annet arealmoment søyle	Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1
$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.113 \text{ m}$	Treghetsradius søyle	Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1
$\lambda := \frac{Lk}{i} = 31.111$	Geometrisk slankhet	(5.14)
$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.38$		[NA.5.8.3.1(1)]

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

(NA.9.12N) $A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = (2.87 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$> A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.59 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (2.87 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$ $A_s := 10 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 = (3.142 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Søylen inneholder 6Ø20, og det gir: $A_s := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Dette overholder ikke minimumskravet for armering i søylen - Søylen må forsterkes!!

$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^4$	Annet arealmoment armering	Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1
$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m}$	Treghetsradius armering	Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1
$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 3.292 \cdot 10^{-4}$	Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0	[NA.5.8.3.1(1)]

$K_a := 1.0$

$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2$ Virksom armering

$$w := \frac{fyd \cdot Aeffs}{fcd \cdot Ac} = 0.083 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 17.757 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Leddet i topp og bunn gir null moment i endene.

$$rm := 1.0 \quad M_{02} = 0 < NEd \cdot \frac{D}{20} = 24.28 \text{ kN} \cdot m \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A\varphi = 13 < \lambda n = 17.757 \quad (NA.5.12.bN)$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$w = 0.083 \quad n = 0.38 \quad nu := 1 + w \quad n_{bal} := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$K_r := \min\left(\frac{nu - n}{nu - n_{bal}}, 1.0\right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 31.111 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.268 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.334 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{fyd}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \varnothing b - \frac{\varnothing h}{2} = 397 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 5.262 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := Kr \cdot K\varphi \cdot r_0 = 7.022 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot Lk^2}{c} = 8.602 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri. Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet} \quad e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := NEd \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 43.649 \text{ kN} \cdot m \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 344 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.764 \rightarrow \text{mn-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.034 \quad n = 0.38 \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

mn-diag. 0.7: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.042 \quad n = 0.38 \quad \text{mn-diag. 0.7: } m := 0.11 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 140.583 \text{ kN} \cdot m > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$\text{Utnyttelse} \quad U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.31 < 1.0, \text{ OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$NRd := As \cdot fy_d + fcd \cdot Ac = (3.194 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse} \quad Un := \frac{NEd}{NRd} = 0.338 \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$Uf := Un + Um = 0.648$$

Søylen er **64,8%** utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$Asw := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$bw := D \quad fck := 25 \quad fyk := 400$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{fck}}{fyk} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{Asw}{\rho_{wmin} \cdot bw} = 178.722 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 206.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 170 mm. Legger Ø8C170

Vedlegg F8 - Søyle 1.I: Eksisterende + påbygg

$$\text{Betongsøylens dimensjoner: } L := 3.5 \text{ m} \quad D := 450 \text{ mm} \quad r := \frac{D}{2} \quad A_c := \pi \cdot r^2$$

Laster

$$\text{Egenlast: } gkV := 4 \cdot 4.658 \frac{kN}{m^2} + 1.62 \frac{kN}{m^2} = 20.252 \frac{kN}{m^2}$$

$$gkH := 2 \cdot 4.658 \frac{kN}{m^2} + 5.884 \frac{kN}{m^2} = 15.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$gk_{\text{kuppel}} := 1.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nyttelast: } pk := 3.0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Multiplisert med fire, på grunn av fire etasjer}$$

$$\text{Snølast: } sk := 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Vindlast: } vk := 0.278 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sone I, velger konservativt sone I over hele}$$

$$qedV := gkV \cdot 1.2 + 4 \cdot pk \cdot 1.5 + sk \cdot 1.05 + vk \cdot 0.9 = 44.233 \frac{kN}{m^2}$$

Beregning krefter ned i søyle

$$L_{\text{bjelkeV}} := 9.45 \text{ m}$$

$$L_{\text{bjelkeH}} := 10.2 \text{ m}$$

$$Lb := 3.19 \text{ m}$$

$$qed1 := qedV \cdot Lb = 141.102 \frac{kN}{m}$$

Venstre bjelke

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$Lb2 := 6.15 \text{ m} \quad qed2 := qedV \cdot Lb2 = 272.03 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Jevnt fordelt last: } Q_{ed1} := \frac{qed1 \cdot L_{\text{bjelkeV}}}{2} = 666.707 \text{ kN}$$

Skrått fordelt last: $Q_{ed2} := \frac{(q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L_{bjelkeV}}{6} = 206.212 \text{ kN}$

Kraft i søylen fra venstre: $Q_{edV} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 872.919 \text{ kN}$

Høyre bjelke

Skråstav med tre ulike trekantlaster fra egen-, vind- og snølast.

Lengde skråstav: $L_s := 10 \text{ m}$ Horisontallengde: $L_h := 10.2 \text{ m}$

Egenlast:

$$g_{edH} := g_{kH} \cdot 1.2 \cdot L_b = 58.186 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{edH} := \frac{g_{edH} \cdot L_{bjelkeH}}{3} = 197.831 \text{ kN}$$

$$g_{dkuppel} := g_{kuppel} \cdot 1.2 \cdot L_b = 4.402 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{dkuppel} := \frac{g_{dkuppel} \cdot L_s}{3} = 14.674 \text{ kN}$$

$$G_{ed} := G_{edH} + G_{dkuppel} = 212.505 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$p_d := 3 \cdot p_k \cdot 1.5 \cdot L_b$$

$$P_{ed} := \frac{p_d \cdot L_{bjelkeH}}{3} = 146.421 \text{ kN}$$

Snølast:

$$s_d := s_k \cdot 1.05 \cdot L_b = 5.359 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{ed} := \frac{s_d \cdot L_h}{3} = 18.221 \text{ kN}$$

Vindlast:

$$v_d := v_k \cdot 1.05 \cdot L_b = 0.931 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{edN} := \frac{v_d \cdot L_s}{3} = 3.104 \text{ kN}$$

Vindlast gir laster normalt (N) på skråstaven. Vi regnet ut skjærkraften over søylen normalt på skråstaven, og dekomponerer denne normalt på søylen.

$$V_{ed} := V_{edN} \cdot \cos(13.6) = 1.588 \text{ kN} \quad \text{Kraft ned i søylen på grunn av vind}$$

$$Q_{edH} := G_{ed} + P_{ed} + S_{ed} + V_{ed} = 378.736 \text{ kN}$$

Totallast søyle: $Q_{ed} := Q_{edV} + Q_{edH} = (1.252 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$NEd := Qed$ Trykkraft

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$ Gamle konstruksjoner, NS 3473

$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$ Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 37 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$ Fantest ikke i gamledager (TEM)

$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$ Betongkvalitet B25 Tab.3.1

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler Ø8 og lengdearmering Ø20

$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$ $\varnothing_h := 20 \text{ mm}$

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygning med moderat luftfuktighet.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$ [NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$ [4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ $C := C_{nom}$ (4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $L_k := 1.0 \cdot L = 3.5 \text{ m}$ Figur 5.7a

$$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = 0.002 \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment søyle} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.113 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius søyle} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$\lambda := \frac{Lk}{i} = 31.111 \quad \text{Geometrisk slankhet} \quad (5.14)$$

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.441 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = (3.021 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.59 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (3.021 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{Søylen inneholder 6}\varnothing 20 \quad A_s := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Dette overholder ikke minimumskravet for armering i søylen - Søylen må forsterkes!!

$$\text{Velger å anta } \varnothing 20, \text{ og det gir } 10\varnothing 20: \quad A_s := 10 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^2 = (3.142 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 1.975 \cdot 10^{-4} \quad \text{Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0} \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing h}{2}\right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{fyd \cdot Aeffs}{fcd \cdot Ac} = 0.166 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot Ka \cdot w}} = 17.89 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Leddet i topp og bunn gir null moment i endene.

$$rm := 1.0 \quad M02 = 0 < NEd \cdot \frac{D}{20} = 28.162 \text{ kN} \cdot m \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda_{lim} := 13 \cdot (2 - rm) \cdot A\varphi = 13 < \lambda n = 17.89 \quad (NA.5.12.bN)$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$w = 0.166 \quad n = 0.441 \quad nu := 1 + w \quad nbal := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$Kr := \min\left(\frac{nu - n}{nu - nbal}, 1.0\right) = 0.947 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 31.111 \quad fck := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{fck}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.268 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.334 \quad (5.37)$$

$$Es := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{fyd}{Es} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 397 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 5.262 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := Kr \cdot K\varphi \cdot r_0 = 6.649 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot Lk^2}{c} = 8.145 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri.

Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet} \quad e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := NEd \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 49.819 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 344 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.764 \rightarrow \text{mn-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.039 \quad n = 0.441 \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

mn-diag. 0.7: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.083 \quad n = 0.441 \quad \text{mn-diag 0.7: } m := 0.125 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 159.753 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$\text{Utnyttelse: } U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.312 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$NRd := As \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (3.431 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad U_n := \frac{NEd}{NRd} = 0.365 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$U_f := U_n + U_m = 0.677$$

Søylen er **67.7%** utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [\text{9.2.2(5)}]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$b_w := D \quad f_{ck} := 25 \quad f_{yk} := 400$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b_w} = 178.722 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 206.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 170 mm. Legger Ø8C170

Vedlegg F9 - Søyle 2.Y: Eksisterende + påbygg

$$\text{Betongsøylens dimensjoner} \quad L := 3.2 \text{ m} \quad D := 400 \text{ mm} \quad r := \frac{D}{2} \quad A_c := \pi \cdot r^2$$

Laster

$$\text{Egenlast:} \quad gk := 3 \cdot 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 15.594 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad pk := 3 \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Multiplisert med tre, på grunn av tre etasjer}$$

$$\text{Snølast:} \quad sk := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindlast:} \quad vk := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sone I}$$

$$qed := gk \cdot 1.2 + pk \cdot 1.5 + sk \cdot 1.05 + vk \cdot 0.9 = 34.143 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av krefter ned i søyle

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$L_{bjelke} := 9.45 \text{ m}$$

$$Lb1 := 3.19 \text{ m}$$

$$Lb2 := 6.15 \text{ m}$$

$$qed1 := qed \cdot Lb1 = 108.916 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$qed2 := qed \cdot Lb2 = 209.979 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Jevnt fordelt last} \quad Q_{ed1} := \frac{qed1 \cdot L_{bjelke}}{2} = 514.629 \text{ kN}$$

$$\text{Skrått fordelt last} \quad Q_{ed2} := \frac{(qed2 - qed1) \cdot L_{bjelke}}{3} = 318.349 \text{ kN}$$

$$\text{Totallast i søyle} \quad Q_{ed} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 832.978 \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$Ned := Qed$ Trykkraft

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$ Gamle konstruksjoner, NS 3473

$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$ Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 37 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$ Fantet ikke i gamledager (TEM)

$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$ Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyte Ø8 og lengdearmring Ø20, som i plan 1

$\varnothing_b := 8 \text{ mm}$ $\varnothing_h := 20 \text{ mm}$

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Utvendig betong som er beskyttet mot regn.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$ [NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$ [4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ $C := C_{nom}$ (4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $L_k := 1.0 \cdot L = 3.2 \text{ m}$ Figur 5.7a

$$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = 0.001 \text{ m}^4 \quad \text{Annet arealmoment søyle} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.1 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius søyle} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$\lambda := \frac{Lk}{i} = 32 \quad \text{Geometrisk slankhet} \quad (5.14)$$

$$n := \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.371 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{ed}}{f_{yd}}\right) = (2.215 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (2.215 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad A_s := 10 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 = (3.142 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{Søylen inneholder 6}\emptyset 20, \text{ og det gir: } \quad A_s := 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Dette overholder ikke minimumskravet for armering i søylen - Søylen bør forsterkes!!

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^4 \quad \text{Annet arealmoment armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m} \quad \text{Treghetsradius armering} \quad \text{Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1}$$

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 4.167 \cdot 10^{-4} \quad \text{Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0} \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.105 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 17.72 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

Leddet i topp og bunn gir null moment i endene.

$$r_m := 1.0 \quad M_{02} = 0 < N_{ed} \cdot \frac{D}{20} = 16.66 \text{ kN} \cdot m \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\lambda n_{lim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A\varphi = 13 < \lambda n = 17.72 \quad (NA.5.12.bN)$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$w = 0.105 \quad n = 0.371 \quad nu := 1 + w \quad n_{bal} := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$K_r := \min\left(\frac{nu - n}{nu - n_{bal}}, 1.0\right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 32 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.262 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.327 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [3.2.7(4)]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := D - C - \varnothing b - \frac{\varnothing h}{2} = 347 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 6.02 \cdot 10^{-6} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := Kr \cdot K\varphi \cdot r_0 = 7.989 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot Lk^2}{c} = 8.181 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri. Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet} \quad e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := N_{ed} \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 33.197 \text{ kN} \cdot m \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 294 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.735 \rightarrow \text{mn-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.037 \quad n = 0.371 \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

mn-diag. 0.7: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.053 \quad n = 0.371 \quad \text{mn-diag. 0.7: } m := 0.113 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 101.429 \text{ kN} \cdot m > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 10}$$

$$\text{Utnyttelse} \quad U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.327 < 1.0, \text{ OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$Nrd := As \cdot fyd + fcd \cdot Ac = (2.598 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [\text{NA.5.8.9(4)}]$$

$$\text{Utnyttelse} \quad Un := \frac{Ned}{Nrd} = 0.321 \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$Uf := Un + Um = 0.648$$

Søylen er **64.8%** utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$Asw := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$bw := D \quad fck := 25 \quad fyk := 400$$

$$\rho wmin := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{fck}}{fyk} = 0.001 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$Smax1 := \frac{Asw}{\rho wmin \cdot bw} = 201.062 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$Smax2 := 0.6 \cdot D' = 176.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

Velger å legge bøyler med senteravstand lik 170 mm. Legger Ø8C170

Vedlegg F10 - Søyle 3.I: Eksisterende + påbygg

Betongsøylens dimensjoner: $L := 3.6 \text{ m}$ $D := 350 \text{ mm}$ $r := \frac{D}{2}$ $A_c := \pi \cdot r^2$

Laster

Egenlast: $gkV := 2 \cdot 4.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10.936 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$gkH := 5.884 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$gk_{\text{kuppel}} := 1.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast: $pk := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Multiplisert med to, på grunn av to etasjer

Snølast: $sk := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindlast: $vk := 0.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Sone I, velger konservativt sone I over hele

$$qedV := gkV \cdot 1.2 + 2 \cdot pk \cdot 1.5 + sk \cdot 1.05 + vk \cdot 0.9 = 24.053 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning krefter ned i søyle

$$L_{\text{bjelkeV}} := 9.45 \text{ m}$$

$$L_{\text{bjelkeH}} := 10.2 \text{ m}$$

$$Lb := 3.19 \text{ m}$$

$$qed1 := qedV \cdot Lb = 76.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Venstre bjelke

Lastbredden varierer, og gir en trapesformet lastfordeling på den 9.45 m lange bjelken. For å beregne kraften ned i søylen kombineres formel for jevt fordelt og skrått fordelt last fra byggforsk.

$$Lb2 := 6.15 \text{ m} \quad qed2 := qedV \cdot Lb2 = 147.928 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jevnt fordelt last: $Q_{ed1} := \frac{qed1 \cdot L_{\text{bjelkeV}}}{2} = 362.551 \text{ kN}$

$$Q_{ed2} := \frac{(qed2 - qed1) \cdot L_{\text{bjelkeV}}}{2} = 112.875 \text{ kN}$$

Skrått fordelt last: $Q_{ed2} := \frac{(q_{ed2} - q_{ed1}) \cdot L_{bjelkeV}}{6} = 112.137 \text{ kN}$

Kraft i søylen fra venstre: $Q_{edV} := Q_{ed1} + Q_{ed2} = 474.688 \text{ kN}$

Høyre bjelke

Skråstav med tre ulike trekantlaster fra egen-, vind- og snølast.

Lengde skråstav: $L_s := 10 \text{ m}$

Horisontallengde: $L_h := 10.2 \text{ m}$

Egenlast:

$$g_{edH} := g_{kH} \cdot 1.2 \cdot L_b = 22.524 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{edH} := \frac{g_{edH} \cdot L_{bjelkeH}}{3} = 76.581 \text{ kN}$$

$$g_{dkuppel} := g_{kuppel} \cdot 1.2 \cdot L_b = 4.402 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{dkuppel} := \frac{g_{dkuppel} \cdot L_s}{3} = 14.674 \text{ kN}$$

$$G_{ed} := G_{edH} + G_{dkuppel} = 91.255 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$p_d := p_k \cdot 1.5 \cdot L_b$$

$$P_{ed} := \frac{p_d \cdot L_{bjelkeH}}{3} = 48.807 \text{ kN}$$

Snølast:

$$s_d := s_k \cdot 1.05 \cdot L_b = 5.359 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S_{ed} := \frac{s_d \cdot L_h}{3} = 18.221 \text{ kN}$$

Vindlast:

$$v_d := v_k \cdot 0.9 \cdot L_b = 0.798 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{edN} := \frac{v_d \cdot L_s}{3} = 2.66 \text{ kN}$$

Vindlast gir laster normalt (N) på skråstaven. Vi regnet ut skjærkraften over søylen normalt på skråstaven, og dekomponerer denne normalt på søylen.

$$V_{ed} := V_{edN} \cdot \cos(13.6) = 1.361 \text{ kN}$$

Kraft ned i søylen på grunn av vind

$$Q_{edH} := G_{ed} + P_{ed} + S_{ed} + V_{ed} = 159.645 \text{ kN}$$

Totallast ned i søylen

$$Q_{ed} := Q_{edV} + Q_{edH} = 634.333 \text{ kN}$$

Søylen blir påkjent av en trykkraft, og knekking må vurderes

NS-EN 1992-1-1

$NEd := Qed$ Trykkraft

Tabell 2.1N $\gamma_c := 1.4$ $\gamma_s := 1.25$ Gamle konstruksjoner, NS 3473

$f_{yk} := 235 \frac{N}{mm^2}$ Flyespenningen antas på grunn av gammelt bygg - St 27 stål
Statens vegvesens håndbok R412

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 188 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende flytespenning

[NA.3.1.6(1)] $\alpha_{cc} := 1.0$ Fantes ikke i gamledager (TEM)

$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2}$ Betongkvalitet B25 - NODE Tab.3.1

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.857 \frac{N}{mm^2}$ Dimensjonerende trykkfasthet (3.15)

Antar bøyler $\varnothing 8$ og lengdearmering $\varnothing 20$

$\varnothing b := 8 \text{ mm}$ $\varnothing h := 20 \text{ mm}$

Overdekning

Tabell 4.1: Eksponeringsklasse XC3 - Betong inne i bygning med moderat luftfuktighet.

Tabell NA.4.4N $C_{mindur} := 25 \text{ mm}$

$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$ [NA.4.4.1.3(1)P]

$C_{minb} := 20 \text{ mm}$ Stangdiameter Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{minb}, C_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$ [4.4.1.2(2)]

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ $C := C_{nom}$ (4.1)

Antar leddet i topp og bunn, og velger konservativt knekk lengde 1.0L.

Knekk lengde: $L_k := 1.0 \cdot L = 3.6 \text{ m}$ Figur 5.7a

$I_c := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot r^4 = (7.366 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$ Annet arealmoment søyle Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.088 \text{ m}$$

Treghetsradius søyle

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$\lambda := \frac{Lk}{i} = 41.143$$

Geometrisk slankhet

(5.14)

$$n := \frac{NEd}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.369$$

[NA.5.8.3.1(1)]

[NA.9.5.2(2)] Minimumsarmering

$$(NA.9.12N) \quad A_{s1} := \min\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{NEd}{f_{yd}}\right) = (1.687 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$> \quad A_{s2} := 0.01 \cdot A_c = 962.113 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s1}, A_{s2}) = (1.687 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Tegninger viser 9Ø20: $A_s := 9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2 = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 > \text{Minimumsarm. OK}$

$$I_s := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^4$$

Annet arealmoment armering

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = 0.002 \text{ m}$$

Treghetsradius armering

Stålkonstruksjoner - Profiler og former: Tabell 2.1

$$K_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 3.628 \cdot 10^{-4}$$

Veldig lav, setter den forenklet lik 1.0

[NA.5.8.3.1(1)]

$$K_a := 1.0$$

$$A_{effs} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset h}{2}\right)^2$$

Virksom armering

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.275$$

[NA.5.8.3.1(1)]

$$\lambda n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot \omega}} = 20.08$$

[NA.5.8.3.1(1)]

Uforskyvelig system:

$$\varphi_{eff} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{eff}} = 1 \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

Leddene i topp og bunn gir null moment i endene.

$$r_m := 1.0 \quad M_{02} = 0 < NEd \cdot \frac{D}{20} = 11.101 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{NA.5.8.3.1(1)}]$$

$$\lambda_{nlim} := 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A\varphi = 13 < \lambda_n = 20.08 \quad (\text{NA.5.12.bN})$$

-> Slank! Må ta hensyn til 2. ordens lastvirkning

2.ordens eksentrisitet

$$\omega = 0.275 \quad n = 0.369 \quad nu := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4 \quad [\text{5.8.8.3(3)}]$$

$$Kr := \min\left(\frac{nu - n}{nu - n_{bal}}, 1.0\right) = 1 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 41.143 \quad f_{ck} := 25$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.201 \quad [\text{5.8.8.3(4)}]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{eff}, 1.0) = 1.251 \quad (5.37)$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Elastisitetsmodul armeringsstål} \quad [\text{3.2.7(4)}]$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00094 \quad \text{Dimensjonerende flytespenning} \quad [\text{5.8.8.3(1)}]$$

$$d := D - C - \emptyset b - \frac{\emptyset h}{2} = 297 \text{ mm}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot \text{mm}}{0.45 \cdot d} = 7.033 \cdot 10^{-6} \quad [\text{5.8.8.3(1)}]$$

$$r := Kr \cdot K\varphi \cdot r_0 = 8.798 \cdot 10^{-6} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [\text{5.8.8.2(3)}]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot Lk^2}{c} = 11.402 \text{ mm} \quad [\text{5.8.8.2(3)}]$$

Moment

Ved inngangen til bygget er det et innhukk i vekken, som medfører vindlast på søylene. Vindlasten kan neglisjeres som følge av søylenes geometri. Søylens minimumseksentrisitet for trykkraften gir et moment som må taes hensyn til.

$$\text{Minimumseksentrisitet} \quad e_{min} := \max\left(20 \text{ mm}, \frac{D}{30}\right) = 20 \text{ mm} \quad [6.1(4)]$$

Det blir multiplisert med roten av 2 i beregning av moment for å ta hensyn til biaksialt momen for en symmetrisk sirkulær søyle. (Vektorregning)

$$M_{ed} := NEd \cdot \sqrt{2} \cdot (e_{min} + e_2) = 28.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31)$$

$$D' := D - 2 \cdot C - 2 \cdot \emptyset b - \emptyset h = 244 \text{ mm}$$

$$\frac{D'}{D} = 0.697 \rightarrow \text{mn-diagram 0.6} \quad \text{Betong kompendium s. 9}$$

$$m := \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot D} = 0.047 \quad n = 0.369 \quad \text{Betong kompendium s. 9}$$

mn-diag. 0.6: mn når ikke w-grafen, og det er derfor ingen krav til armering ifht. kreftene. Minimumsarmering er OK.

Momentkapasitet

NS-EN 1992-1-1

$$w := \frac{A_{effs} \cdot f_{yd}}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.138 \quad n = 0.369 \quad \text{mn-diag 0.6: } m := 0.135 \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot D = 81.178 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed} \quad \text{Betong kompendium s. 9}$$

$$\text{Utnyttelse} \quad U_m := \frac{M_{ed}}{M_{cd}} = 0.347 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.12)}$$

Aksialkapasitet

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot A_c = (2.25 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [NA.5.8.3.1(1)]$$

$$\text{Utnyttelse} \quad U_n := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.282 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \text{NS 1993-1-1 (6.9)}$$

Kombinert virkning

NS 1993-1-1 (6.2)

$$U_f := U_n + U_m = 0.629 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Søylen er 62,9% utnyttet, som er godt under 100%. Valgt armering er OK!

Senteravstand mellom bøyene

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing b}{2} \right)^2 = 100.531 \text{ mm}^2 \quad [9.2.2(5)]$$

Minimumsregler NS 3473 [9.2.2]

$$bw := D \quad f_{ck} := 25 \quad f_{yk} := 235$$

$$\rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.002 \quad (\text{NA.9.5N})$$

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot bw} = 134.999 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot D' = 146.4 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.6N})$$

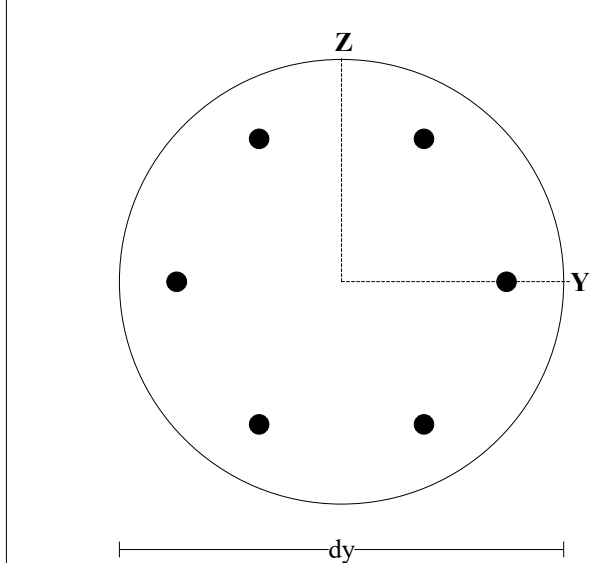
Armeringstegninger viser Ø8C100, som er OK.

Vedlegg F11 - Kontrollberegning av dimensjonerende søyle i BT-snitt

Tittel Vedlegg F11 - Kontrollberegning av dimensjonerende søyle i BT-snit			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 20-04-2021

Dataprogram: BТСNITT versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Tverrsnitt



di	0	mm
dy	450	mm
Zt	0	mm
Yt	0	mm
Areal	1,59E+05	mm ²
Iy	2,01E+09	mm ⁴
Iz	2,01E+09	mm ⁴

Maks. bøyleavstand: 300 mm
Spesielle krav: endesoner og seismisk
Se NS-EN 1992-1-1 9.5.3 og NA.9.5.3(3)
bøylearmering d8

Armeringsdata

Lag nr	Kantavst.	Slakkarmering	Spennarmering
1	58	6d 20	

Materialdata

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B25 (C 25/30)	Minimum overdekning	
Densitet kg/m ³	2400	Min. krav	25
Sement i fasthetsklasse	N	Toleranse	10
Armering flytegrense	235	Min. nominell overdekning	35
Skjærarmering flytegrense	235		
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	225		

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Korttids Emodul, E _{cm}	31500	Kryptall, FI 0_28	2,07
Trykkfasthet, f _{cd}	14,2	Kryptall, FI 28_5000	2,75
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	2,57	Svinntøyning, 0_28	-,00010
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,02	Svinntøyning, 28_25000	-,00038

Knekningsdata

Knekk lengde i Z-retning	3500 mm	Knekk lengde i Y-retning	3500 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	9 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	0 mm
N-langtid/ N-total (for beregning av MN-diagram)			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekk lengde / 300	

Tittel Vedlegg F11 - Kontrollberegning av dimensjonerende søyle i BT-snit			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 20-04-2021

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori B - Kontor
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20	Krav maks.nedbøyning: Bruk/utstyr stiller krav til nedbøyning
Variabel last (P)	0,50	0,30	1,05	1,50	

Snittkrefter. Lasttilfelle nr 1				Bruddgrensetilstand: totalt moment og utbøyning	
Permanent last		Variabel last		Totalt moment	Utbøyning
Mg_Y	25,0 kNm	Mp_Y	7,0 kNm	MY-total =52,7 kNm	Zretning: 4 mm
Mg_Z	0,0 kNm	Mp_Z	0,0 kNm	MZ-total =0,0 kNm	Yretning: 0 mm
Ng	-580,0 kN	Np	-160,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Mg_Y, Mp_Y gir strekk i ok

Dimensjonerende snittkrefter
Momentkontroll og risskontroll: Bidrag fra minste eksentrisitet medtas i MY og MZ.

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Risskontroll. Lasttilfelle nr 1	
N	-936,0	N	-628,0
MY inkl. geom.avvik	48,7	MY inkl. geom.avvik	27,1
MZ inkl. geom.avvik	0,0	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	4,0	MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0	MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md	0,65	senteravstand	151
SigmaC min	-8,01	SigmaS maks	0
SigmaS maks	0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

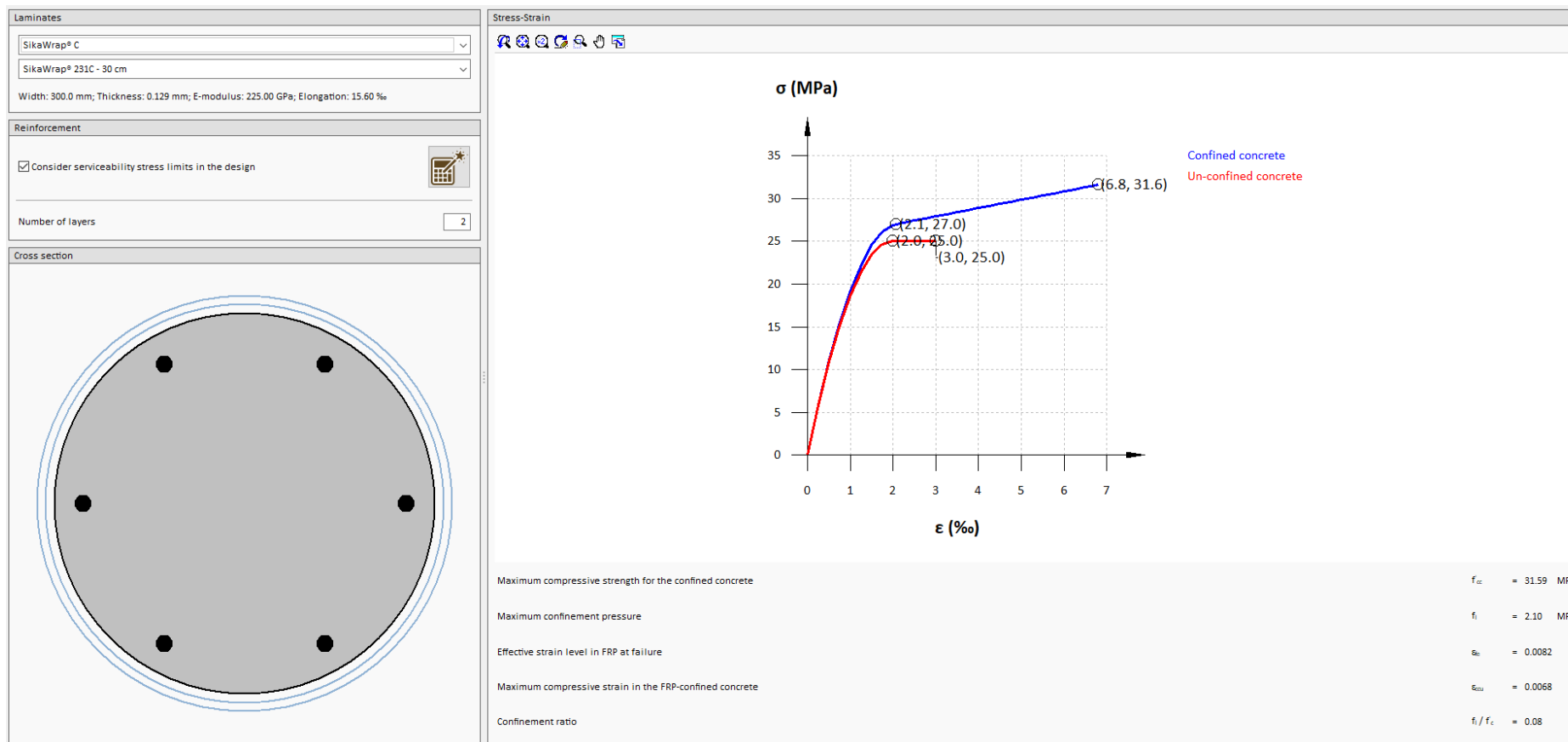
Utbøyning (bruksgrense) y-retning. 0 mm

Utbøyning i z-retning.

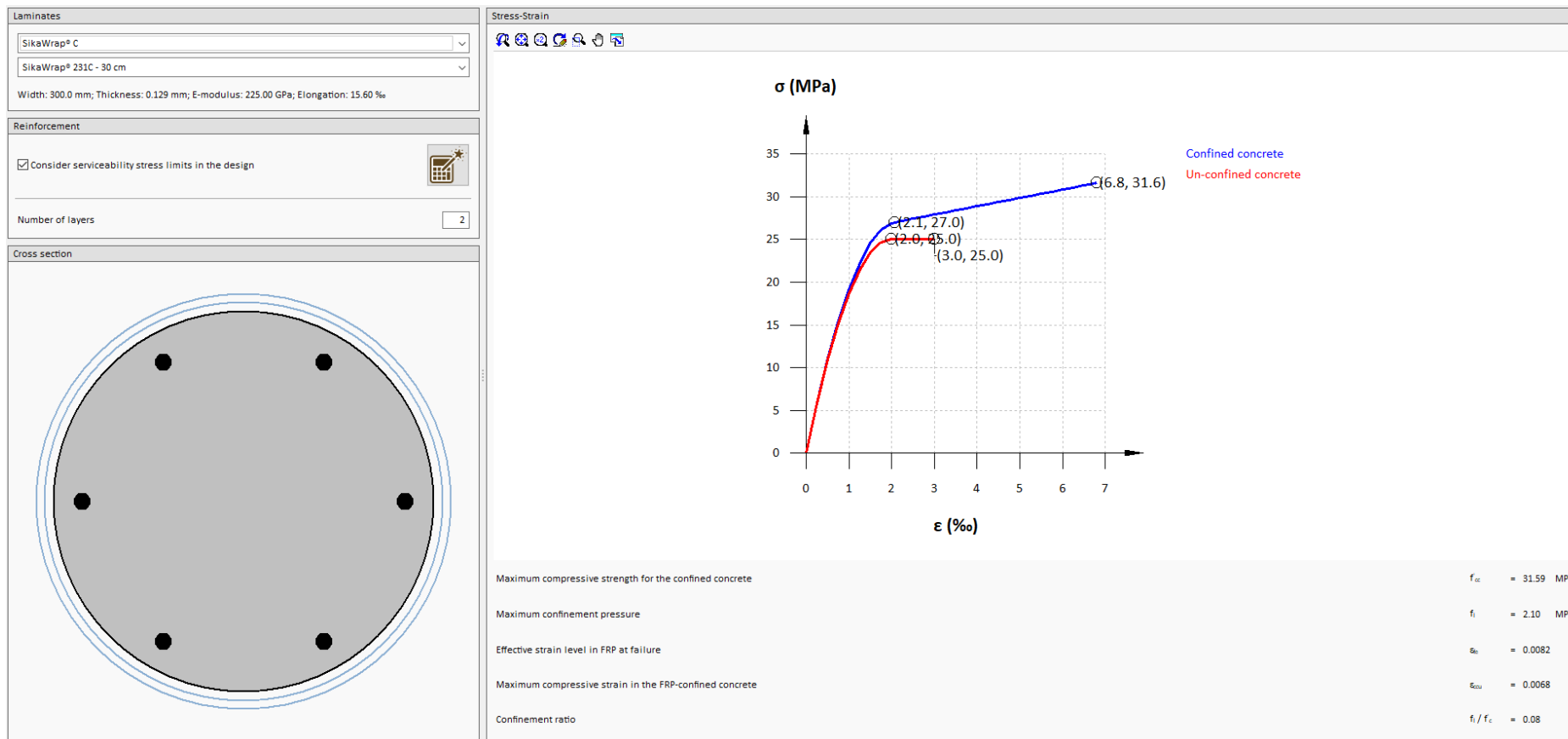
2 mm

Armering er mindre enn minimumsarmering. Minimumsarmering: 2210 mm²

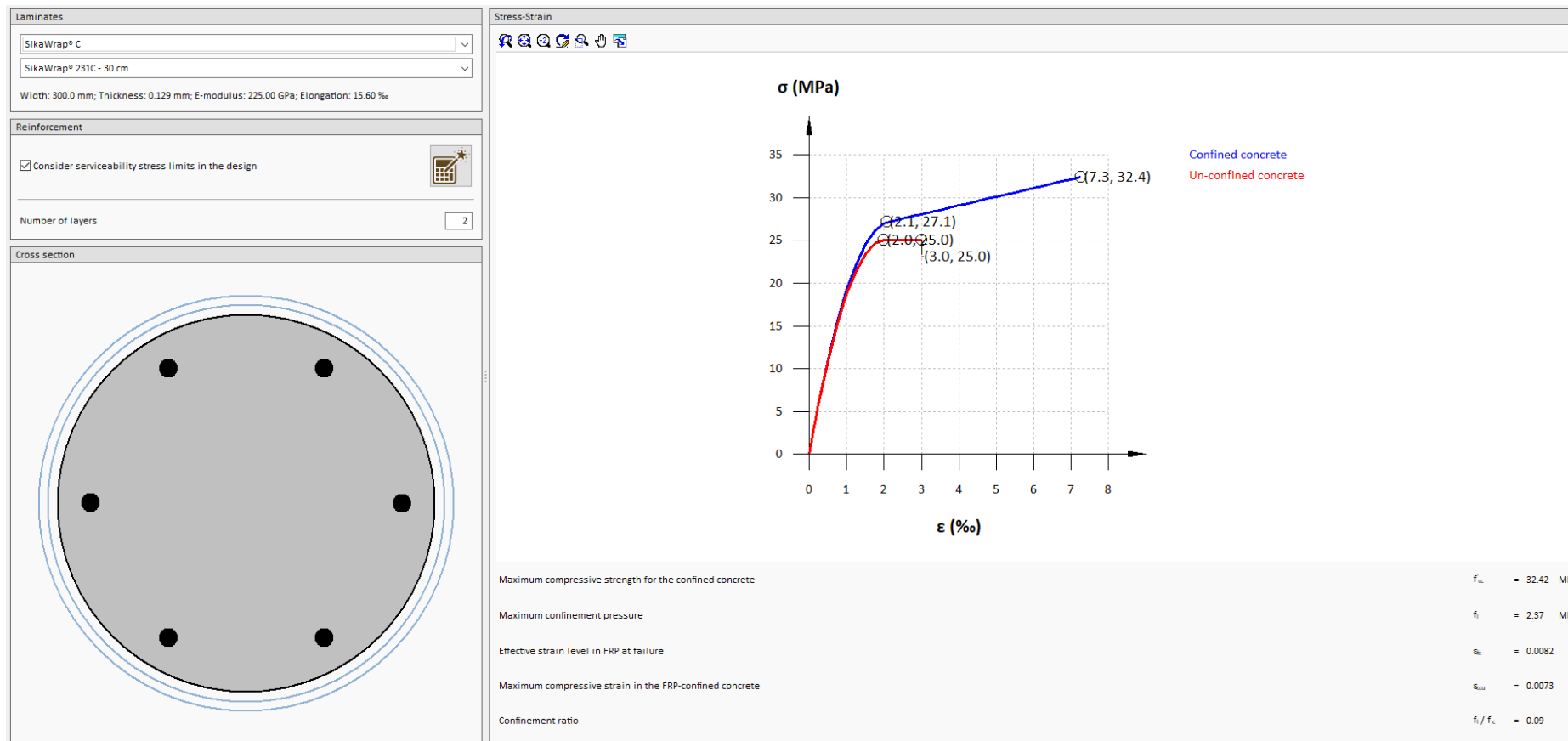
Vedlegg F12 – Søyle 1.Y: Beregninger av 2 lag SikaWrap 231C



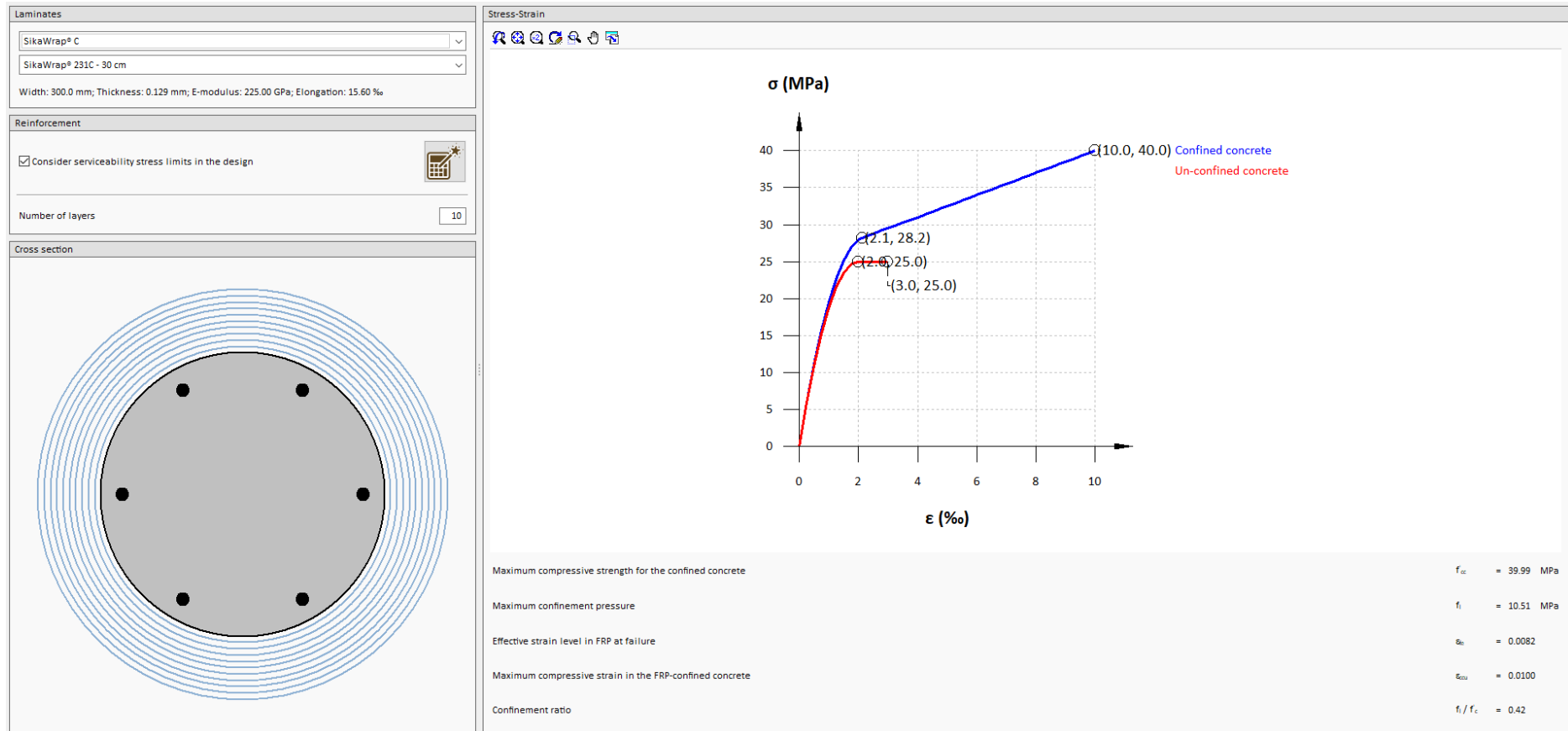
Vedlegg F13 – Søyle 1.I: Beregninger av 2 lag SikaWrap 231C



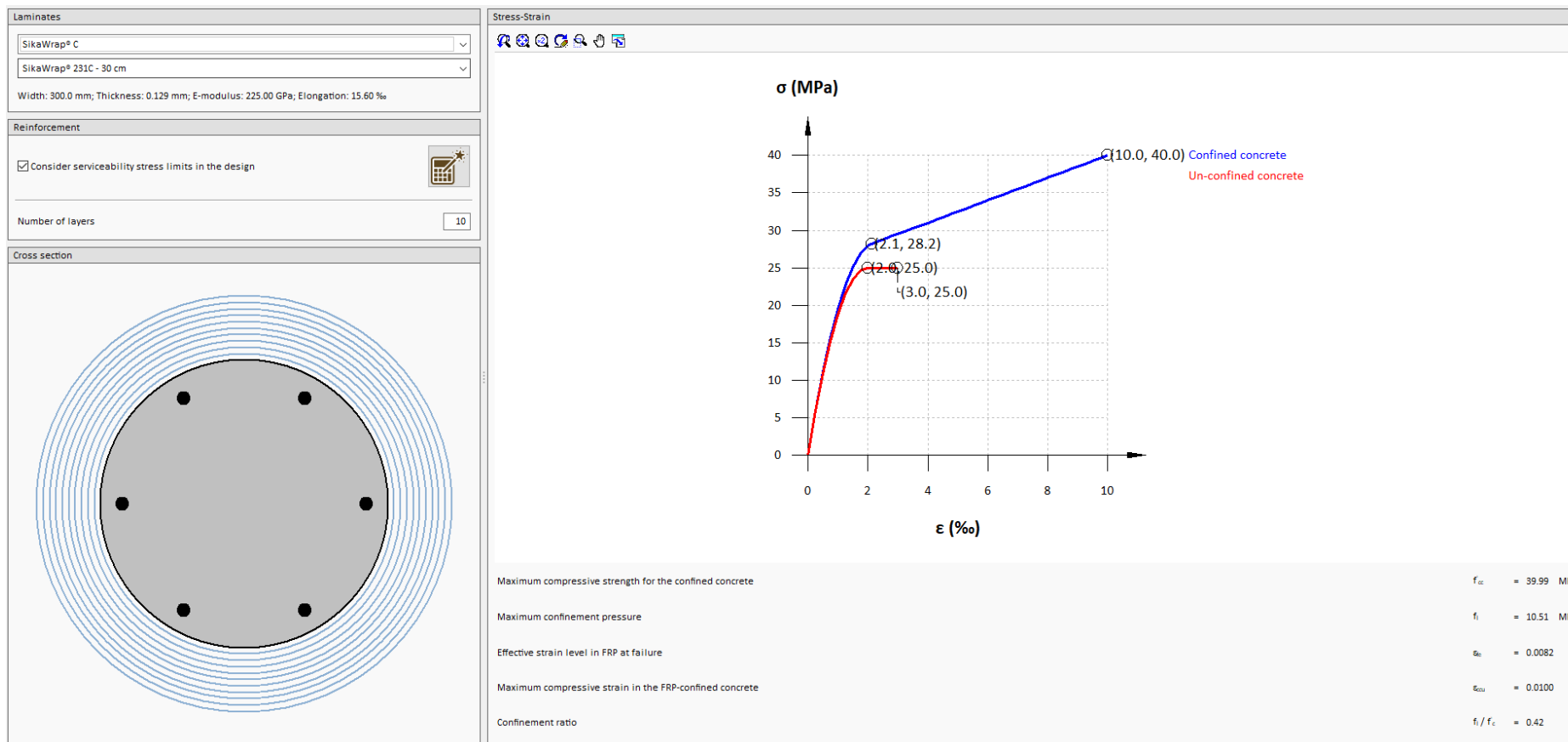
Vedlegg F14 – Søyle 2.Y: Beregninger av 2 lag SikaWrap 231C



Vedlegg F15 – Søyle 1.Y: Beregninger av 10 lag SikaWrap 231C



Vedlegg F16 – Søyle 1.I: Beregninger av 10 lag SikaWrap 231C



Vedlegg F17 – Søyle 2.Y: Beregninger av 10 lag SikaWrap 231C

