

# Vedlegg Eidsvåg skole:

A: Lastberegninger .....	1
Vedlegg A1 Snølast – Håndberegning .....	1
Vedlegg A2 Snølast - OS Prog.....	2
Vedlegg A3 Vindlast – Håndberegning.....	3
Vedlegg A4 Vindlast - OS prog .....	6
Vedlegg A5 Jordskjelv utelatelsesberegning.....	10
Vedlegg A6 Utregning av krefter på konstruksjonsdelene .....	11
Vedlegg A6.1 Lokk.....	12
Vedlegg A6.2 Drager .....	13
Vedlegg A6.3 Søyler.....	15
Vedlegg A6.4 Fundament.....	17
B: Dimensjonering.....	18
Vedlegg B1 Fagverksbjelke.....	18
Vedlegg B2 Lokk .....	19
Vedlegg B2.1 Lokk kontroll ISY-design .....	24
Vedlegg B3 Drager håndberegning .....	28
Vedlegg B3.1 Drager kontroll K-bjelke.....	35
Vedlegg B3.2 Drager kontroll ISY-design .....	40
Vedlegg B5 Søyler – håndberegning .....	51
Vedlegg B5.1 Søyler kontroll ISY-design .....	60
Vedlegg B7 Fundament.....	66
Vedlegg B8 Støttevegg.....	73
Vedlegg B8.1 Støttevegg kontroll ISY-design .....	79
C: Figurer .....	83
Vedlegg C1.1 Figurer av konstruksjonen .....	83
Vedlegg C1.2 MN-diagram $h'/h = 0.7$ .....	85
Vedlegg C1.3 Bestemme kryptall - Figur 3.1 EC2.....	86
Vedlegg C1.4 Utdrag premissrapport Sweco .....	87
D: Klima .....	91
Vedlegg D1.1 Opprinnelig bæresystem .....	91
Vedlegg D1.2 Forslag til bæresystem.....	92
Vedlegg D1.3 Sammenligning .....	94

# A: Lastberegninger

## Vedlegg A1 Snølast – Håndberegning

### Snølast

Etter NS-EN 1991-1-3

Topografi: Lite påvirkning fra andre bygg osv mtp fjerning av snø på vind

$$C_e := 1.0$$

Tabell NA.5.1

Termisk koeffisient: Lav varmegjennomgang i bygget

$$C_t := 1.0$$

[NA.5.2(8)]

Bergen Kommune, Eidsvåg

Tabell NA.4.1(901): Bergen

$$S_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$H_g := 150 \text{ m}$$

$$H := 45 \text{ m}$$

$$H < H_g \quad \text{--->} \quad S_k := S_{k0} = 2 \frac{kN}{m^2} \quad \text{[NA.4.1(1)]}$$

Idrettshallen ligger under høydegrensen og får ingen økning på grunn av høydefaktor

Takvinkel:  $0 < \alpha < 30^\circ$

$$\mu := 0.8$$

[5.3.2] Flatt tak

$$S := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

(5.1) Dimensjonerende snølast

Snølast gjelder for hele taket. Fønning kan oppstå på grunn av snømåking. Sannsynlig plassering ved kant av tak. Tas hensyn til under dimensjonering ved å plassere snø og nyttelast mest ugunstig for hver konstruksjonsdel.

## Vedlegg A2 Snølast - OS Prog

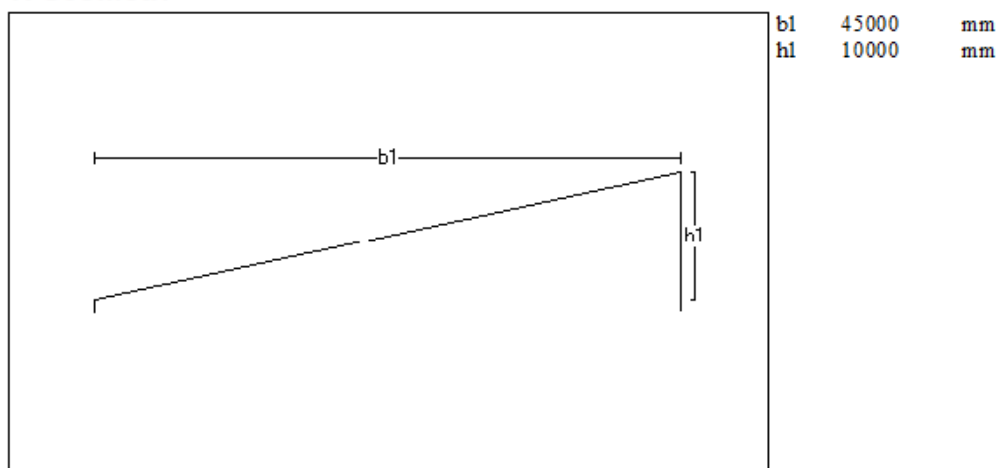
Titel Idrettshall Eidsvåg Skole		Side 1	
Prosjekt Snølast OS	Ordre	Sign	Dato 19-05-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata AS

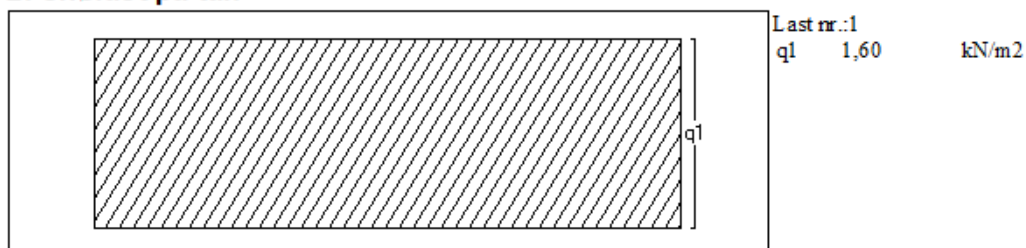
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

Data er lagret på fil: C:\Users\einar\OneDrive\Filer\BACHELOR\Snølast OS-prog.sls

### 1. Geometri



### 2. Snølast på tak



### 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Eidsvågen
Byggets plassering (moh)	50 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	2 kN/m <sup>2</sup>

## Vedlegg A3 Vindlast – Håndberegning

### Vindlast

Etter NS-EN 1991-1-4

Det kontrolleres for to scenarier:

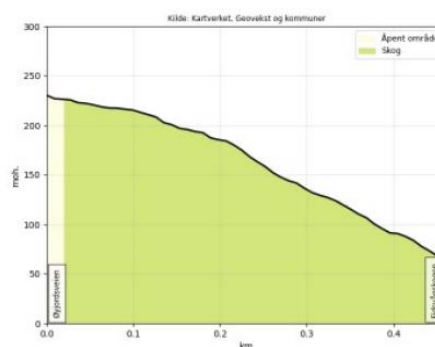
1. Intensitetsøking på grunn av fallvind fra Eidsvågsfjellet (225 moh) i sørvest
2. Overgang fra glatt til ru kategori fra byfjorden i nordvest

$Z := 15 \text{ m}$  Høyde idrettshall, konservativt

$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  Densitet luft  $kp := 3.5$  Toppfaktor, etter NA.4.5(1)

### Retning 1: Fallvind fra Eidsvågsfjellet

Eidsvågsfjellet ligger 230 moh. Byggeplassen 45moh



$$\sin^{-1} \left( \frac{195}{500} \right) = 22.95^\circ \quad \text{Helning til skråning}$$

Krav er helning på minst 25 grader. Oppfyller ikke krav til økning av terrengformfaktor,  $co$  og turbulensfaktor etter NA.4.3.3. Om den hadde oppfylt krav ville turbulens økt mens vindkasthastighet blitt redusert.

Forsetter med alle  $C = 1.0$

Tabell NA.4.1 KAT II: "Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder"

$$kr := 0.19$$

$$z_0 := 0.05 \text{ m}$$

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

$$Cr := kr \cdot \ln \left( \frac{Z}{z_0} \right) = 1.084$$

(4.4) Terrengruhetsfaktor



$V_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$		Tabell NA.4(901.1) Referansevindhastighet Bergen Kommune
Ingen topografieffekter:	$KI := 1.0$ $C0 := 1.0$	Turbulensfaktor Terrengformfaktor
$V_m := C_r \cdot C_0 \cdot V_{b,0} = 28.177 \frac{m}{s}$		(4.3) Stedsvindhastighet
$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot V_m^2 = 496.204 Pa$		[NA.4.5(1)] Vindkasthastighetstrykk
$I_v := \frac{KI}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = 0.175$		(4.7) Turbulensintensitet
$X_b := 0.5 km$ $\Delta n_{BA} := 2 - 3 = -1$		Fra kat II til kat III
$K_3 := 0.9$		Tabell V.1 b) Vindretning fra ru til glatt sone
$q_{kast} := [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v] \cdot q_m \cdot K_3 = [0.995] \frac{kN}{m^2}$		(NA.4.8) Vindkasthastighetstrykk

## Retning 2: Byfjorden

Tabell NA.4.1 KAT III: "Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder"

$kr := 0.22$	$z_0 := 0.3 m$	$z_{min} := 8 m$
Ingen topografieffekter:	$KI := 1.0$ $C0 := 1.0$	Turbulensfaktor Terrengformfaktor
$C_r := kr \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) = 0.861$		Terrengruhetsfaktor
$V_m := C_0 \cdot C_r \cdot V_{b,0} = 22.377 \frac{m}{s}$		(4.3) Stedsvindhastighet
$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot V_m^2 = 312.95 Pa$		[NA.4.5(1)] Vindkasthastighetstrykk
$I_v := \frac{KI}{C_0 \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)} = 0.256$		(4.7) Turbulensintensitet



$$Xb := 1 \text{ km}$$

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

1 km til fjord  
Fra kat III til kat I

Interpolerer:

$$K_3 := 1.25 + (1.05 - 1.25) \cdot \frac{1 - 0.5}{2.5 - 0.5} = 1.2$$

Tabell V.1 a) Vindretning fra glatt til ru sone

$$q_{kast} := [1 + 2 \cdot kp \cdot I_V] \cdot qm \cdot K_3 = [1.048] \frac{kN}{m^2}$$

(NA.4.8) Vindkasthastighetstrykk

Vindretning fra byfjorden blir dimensjonerende

## Vedlegg A4 Vindlast - OS prog

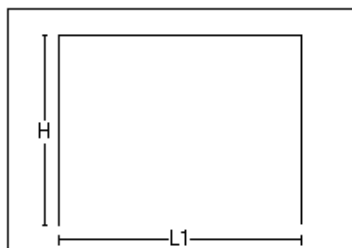
Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole		Side 1	
Prosjekt Vindlast OS	Ordre	Sign	Dato 19-05-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: C:\Users\enar\OneDrive\Filer\BACHELOR\Vindlast os-prog.sls

### 1. Geometri



H 10000 mm  
L1 25560 mm

Byggets lengde, L2: 45560 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 45 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: 10 m

#### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengruhetsfaktoren  $K_t$ : 0,22 Ruhetslengden  $Z_o$  (m): 0,3  $Z_{min}$  (m): 8  $V_m$  (m/s): 20,06  $C_r$ : 0,77

#### OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori 0: Åpent opprørt hav.

Terrengruhetsfaktoren  $K_t$ : 0,16 Ruhetslengden  $Z_o$  (m): 0,003  $Z_{min}$  (m): 2  $V_m$  (m/s): 33,74  $C_r$ : 1,30

Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategoriendring  $X_b$  (m): 1000

Overgangseffaktor  $C_s(X_b)$ : 1,32  $V_m(z)$ : 26,4 (lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor  $C_o(z)$ : 1 Turbulensfaktor  $K_i$ : 1

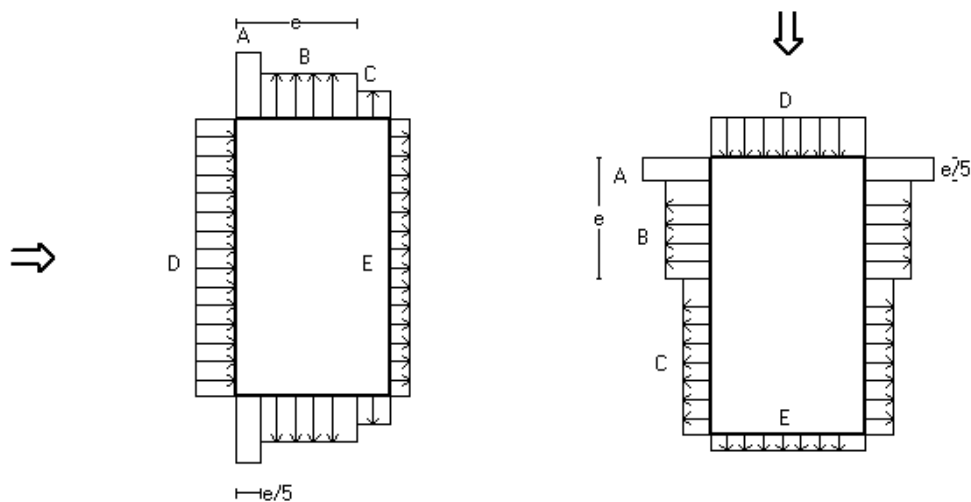
$V_{kast}$  38,70 m/s

$Q_{kast}$  0,936 kN/m<sup>2</sup>

Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole		Side 2	
Prosjekt Vindlast OS	Ordre	Sign	Dato 19-05-2023

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=20000$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=20000$  mm

Vind innfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,12	-0,75	-0,47	0,67	-0,32
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,31	-1,03	-0,47	0,94	-0,32
Utstrekning (mm)	4000	16000	5560	45560	45560

Vind innfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,12	-0,75	-0,47	0,66	-0,28
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,31	-1,03	-0,47	0,94	-0,28
Utstrekning (mm)	4000	16000	25560	25560	25560

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/m <sup>2</sup> )	-0,28	0,19

Titel Idrettshall Eidsvåg Skole		Side 3	
Prosjekt Vindlast OS	Ordre	Sign	Dato 19-05-2023

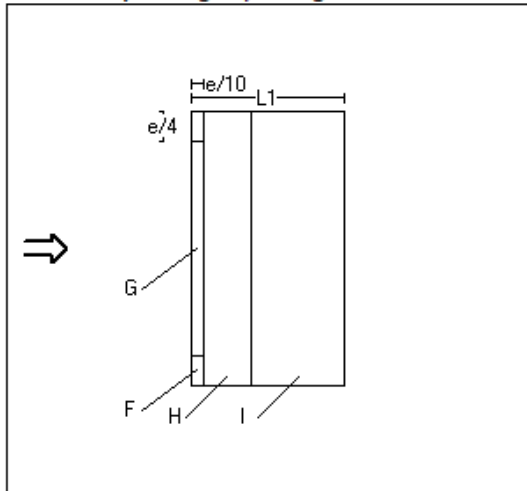
#### 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=25560 mm L2=45560 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

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



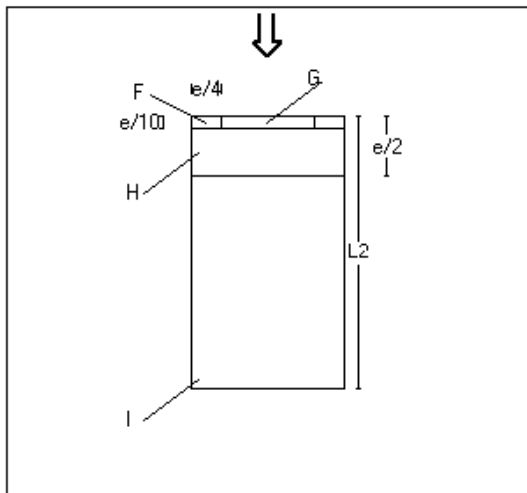
Utstrekning (mm)

e=20000

e/4=5000

e/10=2000

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,69	5000x2000
G	-1,20	-1,12	35560x2000
H	-0,70	-0,66	45560x8000
I	+/-0,20	+/-0,19	45560x15560



Utstrekning (mm)

e=20000

e/4=5000

e/10=2000

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,80	-1,69	5000x2000
G	-1,20	-1,12	15560x2000
H	-0,70	-0,66	25560x8000
I	+/-0,20	+/-0,19	25560x35560

Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole		Side 4	
Prosjekt Vindlast OS	Ordre	Sign	Dato 19-05-2023

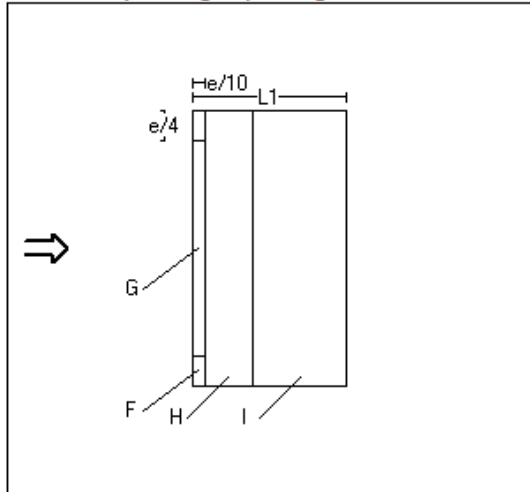
Taktype: Flatt tak

L1=25560 mm L2=45560 mm

$C_{pe,1}$  Gjelder for en lokal flate på 1m<sup>2</sup>. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m<sup>2</sup>:  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

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



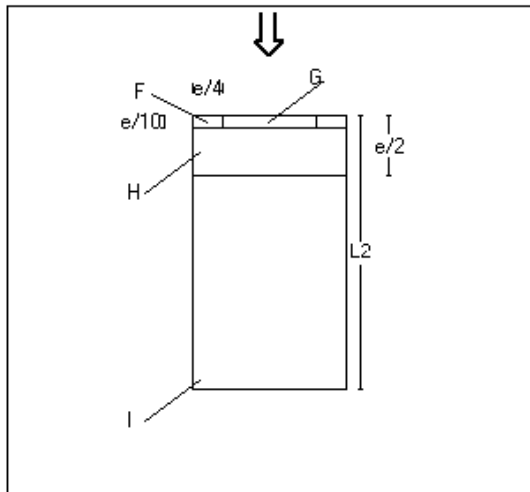
Utstrekning (mm)

e=20000

e/4=5000

e/10=2000

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-2,34	5000x2000
G	-2,00	-1,87	35560x2000
H	-1,20	-1,12	45560x8000
I	+/-0,20	+/-0,19	45560x15560



Utstrekning (mm)

e=20000

e/4=5000

e/10=2000

	C <sub>pe,1</sub>	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-2,34	5000x2000
G	-2,00	-1,87	15560x2000
H	-1,20	-1,12	25560x8000
I	+/-0,20	+/-0,19	25560x35560

## Vedlegg A5 Jordskjelv utelateltesberegning

### Utelateltesberegning jordskjelv

Etter NS-EN 1998-1

$$a_{gR} := 0.5 \frac{m}{s^2}$$

Spissverdi for berggrunnen akselerasjon  
reduisert verdi fra NORSAR

Ref premisissrapport Sweco, idrettshallen plassers i seimisk klasse II.  
Forsterkningsfaktor var høyere når rapport ble skrevet, og dermed måtte seimisk påvirkning tas med.

#### NA.3.2.1(5) gir oversikt over utelatelteskriterer

##### Kriterium 1:

TAB NA.4(902) velger **seimisk klasse II**: "*Byggverk med store, men sjeldne ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller*"

Bygg i seimisk klasse I trenger ikke dimensjoneres for seimiske laster.  
Idrettshallen oppfyller ikke kravene.

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901) for seimisk klasse II

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_{gR} = 0.5 \frac{m}{s^2}$$

[3.2.2.2] Dimensjonerende  
grunnakselerasjon

$$q := 1.5$$

[5.3.3] og [6.1.2(3)]  
For å kunne bruke vanlig kapasitetsberegning og  
utelatelteskriteriene

Grunntype A antas etter TAB. NA.3.1: "*Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon...*"

$$S := 1.0$$

Tabell 3.3: Forsterkningsfaktor for  
grunnforhold A

##### Kriterium 2:

$$a_g S := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 0.5 \frac{m}{s^2} \leq 0.5 \frac{m}{s^2} \quad [\text{NA.3.2.1(5)P}]$$

Akkurat på kravet, er svært lav seimisitet.  
Blir ikke dimensjonert for seimisk last

# Vedlegg A6 Utregning av krefter på konstruksjonsdelene

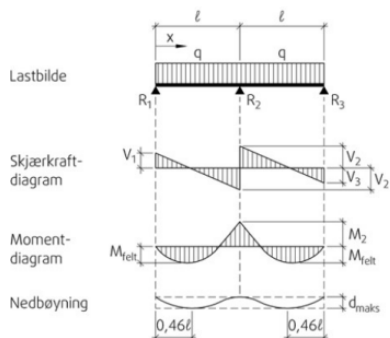
## Utregning av krefter

Etter NS-EN 1991

### Statikkformler fra Byggforsk 421.051

#### 7 Kontinuerlig bjelke med to like spenn

##### 71 Jevnt fordelt last



$$R_1 = V_1 = R_3 = V_3 \dots\dots\dots = \frac{3q\ell}{8}$$

$$V_2 = V_{\text{maks}} \dots\dots\dots = \frac{5q\ell}{8}$$

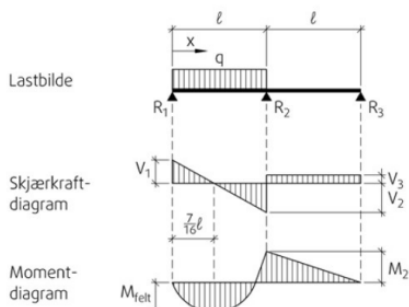
$$R_2 = 2V_2 \dots\dots\dots = \frac{10q\ell}{8}$$

$$M_2 \dots\dots\dots = \frac{q\ell^2}{8}$$

$$M_{\text{felt}} \left( \text{ved } x = \frac{3}{8}\ell \right) \dots\dots\dots = \frac{9q\ell^2}{128}$$

$$d_{\text{maks}} \left( \text{ved } x \approx 0,46\ell \text{ fra } R_1 \text{ og } R_3 \right) = \frac{q\ell^4}{185EI}$$

##### 72 Jevnt fordelt last i ett felt



$$R_1 = V_1 \dots\dots\dots = \frac{7q\ell}{16}$$

$$V_2 \dots\dots\dots = \frac{9q\ell}{16}$$

$$R_2 = V_2 + V_3 \dots\dots\dots = \frac{5q\ell}{8}$$

$$R_3 = V_3 \dots\dots\dots = \frac{q\ell}{16}$$

$$M_{\text{felt}} = M_{\text{maks}} \left( \text{ved } x = \frac{7}{16}\ell \right) \dots\dots\dots = \frac{49q\ell^2}{512}$$

$$M_2 \left( \text{ved opplager } R_2 \right) \dots\dots\dots = \frac{q\ell^2}{16}$$

$$M_x \left( \text{når } x < \ell \right) \dots\dots\dots = \frac{qx}{16} (7\ell - 8x)$$

\*\*\*\*\*

### Karakteristiske laster

$$g_{\text{tak}} := 4 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvekt tak

$$p_k := 5 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk nyttelast

$$S := 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk snølast



## Vedlegg A6.1 Lokk

### Krefter lokk bruddgrense (ULS)

Etter NS-EN 1991

#### Info lokk

$L_y := 45.56 \text{ m}$	Spennlengde y-retning (lengderetning)
$L_x := 5 \text{ m}$	Spennlengde x-retning (hovedbæreretning)
$t := 300 \text{ mm}$	Tykkelse lokk
$b := 1000 \text{ mm}$	Platebredde

$$g_{\text{lokk}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t \cdot b = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Karakteristisk egenvekt lokk}$$

$$p_{k.1} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Karakteristisk nyttelast}$$

$$S := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Karakteristisk snølast}$$

**Lastfaktor: 1.2 for permanent, 1.5 for nytte og 1.05 for snø**

$$q_{ed} := g_{\text{lokk}} \cdot 1.2 + p_{k.1} \cdot 1.5 + S \cdot 1.05 = 18.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende last per meter lokk}$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{ed} \cdot L_x^2}{8} = 56.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{q_{ed} \cdot L_x}{2} = 45.5 \text{ kN}$$

### Krefter lokk bruksgrense (SLS)

$$g_{SLS} := g_{\text{lokk}} \cdot 1.0 = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende egenvekt lokk}$$

$$p_{SLS} := p_{k.1} \cdot 0.7 + S \cdot 0.5 = 4.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Korttids, 0.7 for nyttelast og 0.5 for snølast}$$

$$p_{SLS.lang} := p_{k.1} \cdot 0.6 + S \cdot 0.2 = 3.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Langtids, 0.6 for nyttelast og 0.2 for snølast}$$

$$q_{SLS} := g_{SLS} + p_{SLS.lang} = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Tilnærmet permanent}$$

$$M_{Ed.SLS.UK} := \frac{q_{SLS} \cdot L_x^2}{8} = 33.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Vedlegg A6.2 Drager

### Krefter drager bruddgrense (ULS)

Etter NS-EN 1991

#### Info drager

$$\begin{aligned}L_d &:= 6521 \text{ mm} && \text{Lengde drager} \\b_d &:= 400 \text{ mm} && \text{Bredde drager} \\h_d &:= 900 \text{ mm} && \text{Høyde drager}\end{aligned}$$

$$g_{bjelke} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b_d \cdot h_d = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt betongdrager}$$

$$P_k > 0.33 \cdot g_k \rightarrow 6.10b)$$

**Lastfaktor: 1.2 for permanent, 1.5 for nytte og 1.05 for snø**

$$L_b := 12.8 \text{ m} \quad \text{Lastbredde}$$

$$p_{Ed} := p_k \cdot L_b \cdot 1.5 + S \cdot L_b \cdot 1.05 = 118 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende verdier nyttelast + snølast}$$

$$g_{Ed} := g_{bjelke} \cdot 1.2 + g_{tak} \cdot L_b \cdot 1.2 = 72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende verdier egenvekter}$$

$$q_{Ed} := p_{Ed} + g_{Ed} = 190 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende last per meter betongdrager}$$

#### Plasserer nytte- og snølast i felt (TSS)

$$M_{pked} := \frac{49 \cdot p_{Ed} \cdot L_d^2}{512} = 478 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende moment i felt fra nyttelast i felt}$$

$$M_{ged} := \frac{9 \cdot g_{Ed} \cdot L_d^2}{128} = 216 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende moment fra egenvekt}$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L_d^2}{8} = 1009 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende moment ved støtte}$$

$$V_{Maks} := \frac{5 \cdot p_{Ed} \cdot L_d}{8} + \frac{10 \cdot g_{Ed} \cdot L_d}{8} = 1068 \text{ kN} \quad \text{Maks opplagerkraft}$$

	Håndberegninger	ISY - design statikk
Moment UK	$M_{pked} + M_{ged} = 694 \text{ kN} \cdot \text{m}$	681 kNm OK
Moment opplegg	$M_{Ed} = 1009 \text{ kN} \cdot \text{m}$	889 kNm OK
Maks opplagerkraft	$V_{Maks} = 1068 \text{ kN}$	895 kN OK

$$M_{Felt} := 700 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{støtte} := 950 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{maks} := 1000 \text{ kN}$$

\*\*\*\*\*

## Krefter drager bruksgrense (SLS)

$$g_{SLS} := g_{bjelke} \cdot 1.0 + g_{tak} \cdot L_b \cdot 1.0 = 60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ofte forekommende

$$p_{SLS.korttids} := p_k \cdot L_b \cdot 0.7 + S \cdot L_b \cdot 0.5 = 55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Korttids, 0.7 for nyttelast og 0.5 for snølast

$$q_{SLS} := g_{SLS} + p_{SLS.korttids} = 115 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_1 := \frac{9 \cdot g_{SLS} \cdot L_d^2}{128} = 180 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := \frac{49 \cdot p_{SLS.korttids} \cdot L_d^2}{512} = 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.SLS.UK} := M_1 + M_2 = 404 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed.SLS.OK} := \frac{q_{SLS} \cdot L_d^2}{8} = 613 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Til risviddekontroll

$$p_{SLS.lang} := p_k \cdot L_b \cdot 0.6 + S \cdot L_b \cdot 0.2 = 42.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tilnærmet permanent

$$M_{ED.SLS.UK2} := \frac{9 \cdot g_{SLS} \cdot L_d^2}{128} + \frac{49 \cdot p_{SLS.lang} \cdot L_d^2}{512} = 352.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*\*\*\*\*

## Vedlegg A6.3 Søyle

### Krefter søyler bruddgrense (ULS)

Etter NS-EN 1991

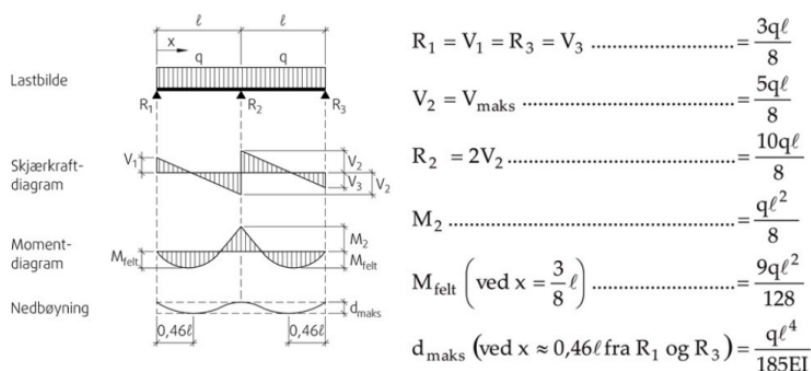
#### Info søyle

$L_s := 9500 \text{ mm}$	Lengde søyle
$b_s := 400 \text{ mm}$	Bredde søyle
$h_s := 400 \text{ mm}$	Høyde søyle

#### Statikkformler fra Byggforsk 421.051

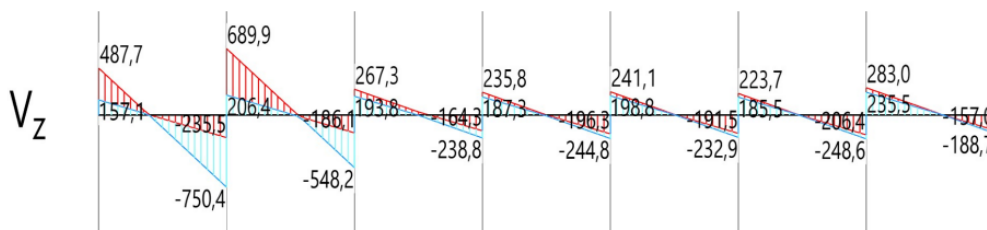
##### 7 Kontinuerlig bjelke med to like spenn

###### 71 Jevnt fordelt last



Plasserer nytte og snølast over 2 felt, som gir størst effekt av rotasjon.

#### Utklipp ISY-design



$$N_{Ed.1} := 689,9 \text{ kN} + 750,4 \text{ kN} = 1440 \text{ kN}$$

Aksiallast i søyle, ISY-statikk

$$l := 6521 \text{ mm}$$

Spennlengde drager

$$q_{Ed} = 190 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last per meter betongdrager

$$N_{Ed.2} := \frac{10 \cdot q_{Ed} \cdot l}{8} = 1547 \text{ kN}$$

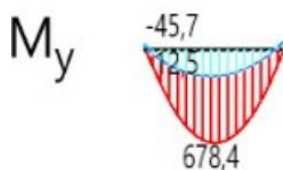
Totallast ned i søyle, håndberegning

## 1.ordens moment

Simulerer samvirket mellom drager og søyle ved å innføre rotasjonsfjærer under opplegg. På denne måten kan momentoverføring til søylen kvantifiseres og dimensjoneres etter, se utfyllende forklaring i kap 5.4.1 i rapport.

$M_{0Ed} := 46 \text{ kN} \cdot \text{m}$       Dimensjonerende moment i søyle

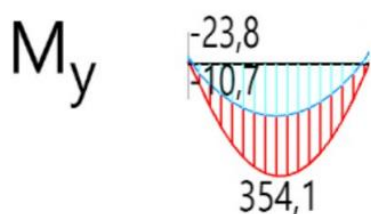
$N_{Ed} := 1500 \text{ kN}$       Dimensjonerende aksiallast i søyle



Oppleggsdetaljer		
Navn	Fjær	
Retning	Frihetsgrader	Fjærkonstant
Z-forskyvning	Innspent	∞ kN/m
Y-rotasjon	Fjær	32 140 kNm/rad

## Krefter søyler bruksgrense (SLS)

Detaljer						
Navn	Bruksgrense (SLS)					
Beregningstype	Bruksgrense (Tilnærmet permanent)					
Lasttilfelle	Lasttype	$Y_{sup}$	$Y_{inf}$	$\psi$		
Click here to add a new row						
• Egenvekt	Variabel totalt	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	<input checked="" type="checkbox"/>	0,00	1,00
▸ Nyttelast	Variabel totalt	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	<input checked="" type="checkbox"/>	0,00	0,60
Egenvekt tak	Permanent	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	1,00
Snølast	Variabel totalt	<input checked="" type="checkbox"/>	1,00	<input checked="" type="checkbox"/>	0,00	0,20



$M_{0.Eqp} := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$

## Vedlegg A6.4 Fundament

### Krefter fundament (ULS)

Etter NS-EN 1991

$$N_{Ed} := 1500 \text{ kN}$$

Aksiallast fra ISY-design

$$e_2 := 78 \text{ mm}$$

Eksentrisitet

$$M_{0,Ed} := 46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

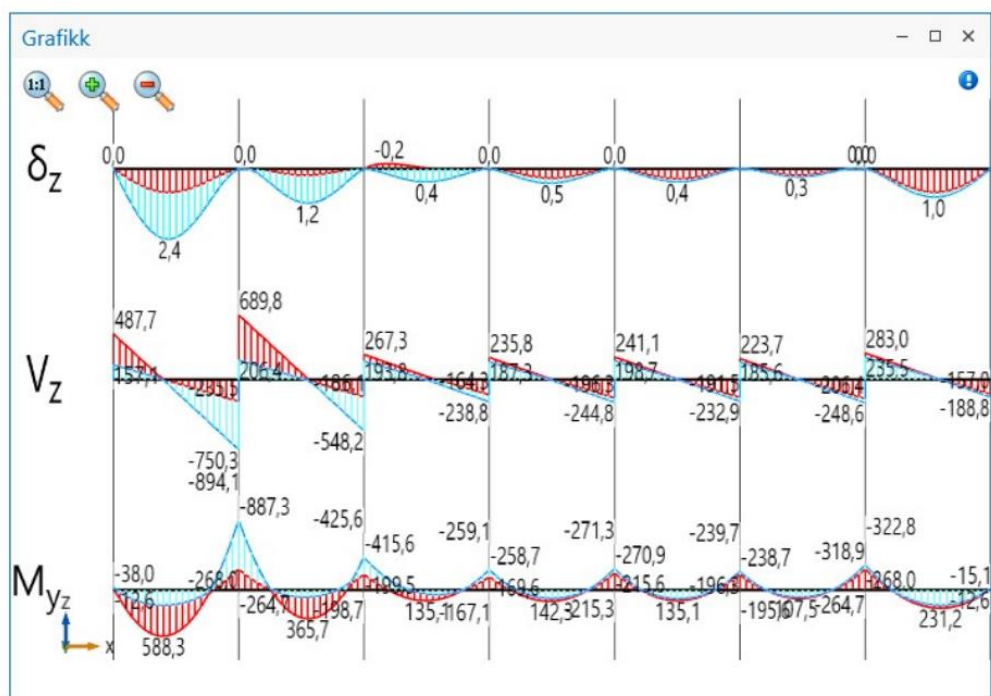
Første ordens moment

$$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 117 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5.33) Nominell andre ordens moment

$$M_{Ed} := M_{0,Ed} + M_2 = 163 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5.31) Dimensjonerende bøyemoment



$P_{z,max}$ [kN]
487,7
1 440,2
815,5
474,6
485,9
456,5
531,6
188,7

Non-Commercial Use Only



# B: Dimensjonering

## Vedlegg B1 Fagverksbjelke

### Eigenfrekvens fagverksbjelke

$L := 25.56 \text{ m}$	Lengde fagverk
$h := 2.2 \text{ m}$	Høyde fagverk
$A_c := 3580 \text{ mm}^2$	Areal gurt RHS150x6.3
$w := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Jevnt fordelt egenvekt
$E := 210000 \text{ MPa}$	E-modul stål
$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	Tyngdeakselerasjon

\*\*\*\*\*

$$I := A_c \cdot \frac{h^2}{2} = (8.664 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^4 \quad \text{Tilnærmet annet arealmoment}$$

1.svingeform fra Tom Irvine "*Bending Frequencies of beams, rods, and pipes*"  
[http://leehite.org/documents/Euler\\_Irvine.pdf](http://leehite.org/documents/Euler_Irvine.pdf)

Simply-Supported at both Ends (Pinned-Pinned)	$f_n = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{n\pi}{L} \right]^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho}}, n=1, 2, 3, \dots$
---	---

$$p := \frac{w}{g} = 815.773 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Masse pr lengde}$$

$$n := 1 \quad \text{Faktor 1.svingeform}$$

$$f_1 := \frac{1}{2 \cdot \pi} \left( \frac{n \cdot \pi}{L} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{p}} = 3.6 \text{ Hz} \quad \text{1.eigenfrekvens}$$

$$T_1 := \frac{1}{f_1} = 0.3 \text{ s} \quad \text{Svingetid}$$

## Vedlegg B2 Lokk

### Dimensjonering lokk

Etter NS-EN 1992

#### Info lokk

$L_y := 45.56 \text{ m}$	Spennlengde y-retning (lengderetning)
$L_x := 5 \text{ m}$	Spennlengde x-retning (hovedbæreretning)
$t := 300 \text{ mm}$	Tykkelse lokk
$b := 1000 \text{ mm}$	Platebredde

B30 betong  
B500NC

$$\frac{L_y}{L_x} = 9.112 \quad \text{-->} \quad \text{Regnes som enveisplate etter oppfylt krav i EC2 5.3.1(5)}$$

#### Krefter

Se vedlegg A.6.1 for utregning

$$M_{Ed} := 56.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := 45.5 \text{ kN}$$

\*\*\*\*\*

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

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

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

$$f_{ck} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tabell 3.1: B30 betong}$$

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{(3.15) Dimensjonerende trykkfasthet}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Figur 3.8: Dimensjonerende flytespenning}$$

\*\*\*\*\*



## Bruddgrense dimensjonering lokk

### Overdekning

Eksponeringsklasse XC4 - Vekselvis vått og tørt	Tabell 4.1
$C_{min.dur} := 25 \text{ mm}$	Tabell NA.4.4N
$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$	[NA.4.4.1.3(1)P]
$C_{min.b} := 16 \text{ mm}$	Tabell 4.2
$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, \Delta C_{dev}) = 25 \text{ mm}$	(4.2) Minste overdekning
$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ $C := C_{nom}$	(4.1) Nominell overdekning
Velger Ø16 for hovedarmering og Ø10 for SDF:	$\emptyset_h := 16 \text{ mm}$ $\emptyset_{SDF} := 10 \text{ mm}$

$$d := t - C - \emptyset_{SDF} - \left(\frac{\emptyset_h}{2}\right) = 247 \text{ mm} \quad \text{Effektiv høyde}$$

### Armering i underkant (UK)

$M_{Ed} = 56.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Formler fra boken "Betongkonstruksjoner" av Svein Ivar Sørensen (side 44)
$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 285.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Trykksone's momentkapasitet (pr meter plate)
$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{cd}} = 0.966 > 0.95 \rightarrow$ Bruker 0.95	
$z := 0.95 \cdot d = 235 \text{ mm}$	(4.28) Indre momentarm
$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 557 \text{ mm}^2$	(4.27) Nødvendig armering (pr m)
$A_{hoved.arm} := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_h}{2}\right)^2 = 201 \text{ mm}^2$	Ø16 tverrsnitt
$ant := \frac{A_s}{A_{hoved.arm}} = 2.8 \rightarrow \frac{1000 \text{ mm}}{ant} = 361 \text{ mm}$	Maks senteravstand
$A_{s.UK} := A_{hoved.arm} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 670 \text{ mm}^2$	Velger Ø16c300 i UK

### Minimumsarmering [NA.9.2.1.1 (1)]

$$A_{s,min} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 372 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.1N})$$

$$A_{s,UK} = 670 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 372 \text{ mm}^2 \quad \text{--> OK}$$

$$A_{SDF} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{SDF}}{2}\right)^2 = 79 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 10 \text{ tverrsnitt}$$

$$ant := \frac{A_{s,min}}{A_{SDF}} = 4.7 \quad \text{--> } \frac{1000 \text{ mm}}{ant} = 211 \text{ mm} \quad \text{Maks senteravstand}$$

$$A_{s,SDF} := A_{SDF} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 393 \text{ mm}^2 \quad A_{s,SDF} > A_{s,min} \text{ --> God design}$$

Velger Ø10c200 SDF

### Smax,slab [NA.9.3.1.1(3)]

$$S_{max,hoved.arm} := \max(2 \cdot t, 250 \text{ mm}) = 600 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \text{--> OK}$$

$$S_{max,SDF} := \max(3 \cdot t, 400 \text{ mm}) = 900 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \quad \text{--> OK}$$

### Skjærarmering [6.2.2]

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.5} \quad [\text{NA.6.2.2(1)}]$$

$$1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.9 < 2.0 \text{ bruker } k := 2.0 \quad [6.2.2(1)]$$

$$\rho_L := \frac{A_{s,UK}}{b \cdot d} = 0.003 < 0.02 \quad \text{OK} \quad [6.2.2(1)]$$

$$V_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{b}{\text{mm}} \cdot \frac{d}{\text{mm}} \cdot N = 119.2 \text{ kN} \quad (6.2.a)$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \cdot \frac{b}{\text{mm}} \cdot \frac{d}{\text{mm}}} \cdot N = 57.2 \text{ kN} \quad (6.2.b) + (6.3N)$$

$$V_{Rd,c} = 119.2 \text{ kN} > V_{Ed} = 45.5 \text{ kN} \quad \text{--> OK ikke behov for skjærarmering}$$

# Bruksgrense dimensjonering lakk

## Kryptall

$$A_c := b \cdot t = (3 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$u := 2 \cdot b = 2 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 300 \text{ mm}$$

(B.6) Effektiv tverrsnittshøyde

Bruker kurver i 3.1.4(4) figur 3.1 for å finne kryptall

$$\varphi := 2.3$$

Kryptall etter figur 3.1

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1: B35 betong

$$E_s := 200000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

[3.2.7(4)] E-modul armeringsstål

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10303 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(7.20) Effektiv E-modul

$$r1 := \frac{E_s}{E_{c,eff}} \cdot \frac{A_{s,UK}}{b \cdot d} = 0.053$$

$$\alpha := \sqrt{(r1)^2 + 2 \cdot r1} - r1 = 0.276$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (5.22 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Treghetsmodul risset stivhet

$$EI := E_{c,eff} \cdot I_c = (5.37 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Stivhet

## Nedbøyning

Nedbøyningsformler fra Byggforsk 421.051

Fra egenvekt

Ofte forekommende

$$g_{SLS} := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Se vedlegg A6.1 for utregning

$$\zeta_{Egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{SLS} \cdot L_x^4}{EI} = 12.1 \text{ mm}$$

Nedbøyning for fritt opplagt bjelke med jevn fordelt last

Fra nyttelast og snølast, korttids

$$p_{SLS} := 4.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Se vedlegg A6.1 for utregning}$$

$$\zeta_{Nyttelast.snø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{SLS} \cdot L_x^4}{EI} = 6.5 \text{ mm} \quad \text{Nedbøyning for fritt opplagt bjelke med jevn fordelt last}$$

$$Tot.nedbøyning := \zeta_{Egenvekt} + \zeta_{Nyttelast.snø} = 18.6 \text{ mm} < \frac{L_x}{250} = 20 \text{ mm}$$

OK etter krav L/250 [7.4.(4)]

Krav for nedbøyning OK. Trenger ikke støpe med overhøyde

## Rissvidde

Eksponeringsklasse XC4  
Tilnærmet permanent tilstand

$$M_{Ed.SLS.UK} := 33.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Se vedlegg A6.1 for utregning}$$

$$C_{min.dur} = 25 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\sigma_s := \frac{M_{Ed.SLS.UK}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \cdot A_{s.UK}} = 225 \text{ MPa}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \varnothing_h = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max1} := 280 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.2N}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad S200 \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max2} := 280 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.3N}$$

OK for rissvidde

# Vedlegg B2.1 Lokk kontroll ISY-design

20.05.2023

ISY\_lokk

## Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Ja

## Materiale

### Materialdata

Betong	Betong	B30
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	30,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Midlere E-modul	$E_{cm}$	32,84 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	38,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	17,0 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	2,90 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,15 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

### Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC4
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	$C_{ind}$	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for $C_{dur}$	$\Delta C_{dur}$	0 mm
Minimum overdekning	$C_{dur}$	25 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

### Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	$\epsilon_{c1}$	-2,16 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	$\epsilon_{cu1}$	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	$\epsilon_{c2}$	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	$\epsilon_{cu2}$	-3,50 ‰
Eksponent n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

### Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	N
Relativ fuktighet	RH	80 ‰
Svinntøyning	$\epsilon_{cs}$	-0,25 ‰
Kryptallet	$\Phi$	1,68
Langtids E-modul	$E_{cl}$	12,64 GPa
Alder ved pålasting	$t_0$	28 dager

## Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Dekke
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0$	300 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	1 000 mm
Areal	Areal	300 000 mm <sup>2</sup>
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	$S_y$	11 250 000 mm <sup>3</sup>
Arealtreghetsmoment om y-akse	$I_y$	2 250 000 000 mm <sup>4</sup>
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)
Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	300 mm

## Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Ja
------------------------	------------------------	----

### Armeringsmaterialer

#### Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	$\gamma_s$	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet $f_{tk} / f_{yk}$	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	$\epsilon_{uk}$	75,0 ‰
Tøyningsgrense	$\epsilon_{lim}$	100,0 ‰
Største armeringstøyning	$\epsilon_{ud}$	30,0 ‰
Toleranse	$\Delta C_{dev}$	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{tk}$	520 MPa

### Lengdearmering

Navn	s	$\Phi$	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Bunnlag 1		250	16	1 Slakkarmering	35	Underkant

## Snittkrefter

### Bruddgrensekrefter

## Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$M_{EdMax,y}$ [kNm]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$V_{EdMax,z}$ [kN]	$V_{Ed,Redusert,z}$ [kN]
Last	57	0	0	46	46	46

## Bruksgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	Lasttype
Last	34	0	Tilnærmet permanent

## Bruddgrense

## Momentkapasitet

Navn	$U_{tm}$	$M_{y,dim}$ [kNm]	$\epsilon_{c,max,kap}$ [%]	$\epsilon_{s,max,kap}$ [%]	$\epsilon_{c,max}$ [%]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$\epsilon_{cc,max}$ [%]
Last	0,80	69	-4,12	29,99	-1,15	1,87	-0,37

## Skjærkapasitet

## Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tm,trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$ [kN]	$U_{tm,strekk,z}$	$V_{Rd,z,strekk}$ [kN]	$A_{sw,z,statisk}$ [mm <sup>2</sup> /m]
Last	Nei	0,04	1 104	0,36	127	0

## Minimumsarmering

## Lengdearmering

Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	387 mm <sup>2</sup>
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	12 000 mm <sup>2</sup>
Største senteravstand for strekkarmering	$S_{ms,p}$	250 mm
Største senteravstand for trykkarmering	$S_{ms,p,avtrappet}$	400 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

## Tverrarmering

Minste tillatte fordelingsarmeringsareal	$A_{s,tmin}$	161 mm <sup>2</sup>
Største senteravstand mellom fordelingsarmeringen under maksimal last	$S_{ms,s}$	400 mm
Største senteravstand mellom avtrappet fordelingsarmering	$S_{ms,s,avtrappet}$	450 mm

## Skjærarmering

Minste skjærareal	$A_{sw,min}$	1 095 mm <sup>2</sup> /m
Minste bøyleareal	$A_{sw,bøy,min}$	1 095 mm <sup>2</sup> /m

## Bruksgrense

### Spenningsbegrensning

Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\varepsilon_{s,max}$ [‰]	$\varepsilon_{c,max}$ [‰]	$\varepsilon_{cc,max}$ [‰]
Last	400,0	178,7	-4,47	0,89	-0,63	-0,22

### Rissviddebegrensning

Navn	$U_{tn,ris}$	$W_k$ [mm]	$w_{max}$ [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,steg}$	$k_{c,flens}$	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	Trykkavl.
Last	0,42	0,16	0,39	307	0,40	-	344	78 766	Ikke relevant



# Vedlegg B3 Drager håndberegning

## Dimensjonering drager

Etter NS-EN 1992

### Info drager

$L := 6521 \text{ mm}$	Lengde drager	Kontinuerlig bjelke
$b := 400 \text{ mm}$	Bredde drager	B35
$h := 900 \text{ mm}$	Høyde drager	B500NC

### Bruddgrense krefter

Se vedlegg A6.2 for utregning av krefter

$$M_{Felt} := 700 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{støtte} := 950 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{maks} := 1000 \text{ kN}$$

\*\*\*\*\*

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

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

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

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

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (3.15) \text{ Dimensjonerende trykkfasthet}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Figur 3.8: Dimensjonerende flytespenning}$$

\*\*\*\*\*

### Forhåndsdimensjonering

$$M_{Felt} = 700 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad z_1 := 750 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{M_{Felt}}{f_{yd} \cdot z_1} = 2146 \text{ mm}^2 \quad \begin{array}{l} \text{Ø20: } 314 \text{ mm}^2 \\ \text{Ø25: } 491 \text{ mm}^2 \\ \text{Ø32: } 804 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\frac{A_s}{314 \text{ mm}^2} = 6.8 \quad \text{--> } 7 \text{ Ø20}$$

$$\frac{A_s}{491 \text{ mm}^2} = 4.4 \quad \text{--> } 5 \text{ Ø25}$$

$$\frac{A_s}{804 \text{ mm}^2} = 2.7 \quad \text{--> } 3 \text{ Ø32}$$

#### Prøver med:

- 5 Ø25 hovedarmering i 1 lag
- Ø10 bøyler

$$\text{Ø}_h := 25 \text{ mm}$$

$$\text{Ø}_b := 10 \text{ mm}$$

## Bruddgrense dimensjonering drager

### Overdekning

	Tabell 4.1
Eksponeringsklasse XC3 - Moderat fuktighet, utvendig betong beskyttet mot regn	
$C_{min.dur} := 25 \text{ mm}$	Tabell NA.4.4N
$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$	[NA.4.4.1.3(1)P]
$C_{min.b} := 25 \text{ mm}$	Tabell 4.2
$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$	(4.2) Minste overdekning
$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$ $C := C_{nom}$	(4.1) Nominell overdekning
$d := h - C - \varnothing_b - \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right) = 843 \text{ mm}$	Effektiv høyde

### Armering i underkant (UK)

Armering på grunn av feltmoment

Formler fra boken  
"Betongkonstruksjoner" av  
Svein Ivar Sørensen (side 44)

$$M_{Felt} = 700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1549 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.23) \text{ Trykksone's momentkapasitet}$$

$$M_{cd} > M_{Felt} \quad \rightarrow \quad \text{Delvis utnyttet trykksone} \\ \text{Ikke behov for trykkarmering}$$

Armering på grunn av strekk i UK

$$\left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Felt}}{M_{cd}}\right) = 0.923 < 0.95 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Felt}}{M_{cd}}\right) \cdot d = 778 \text{ mm} \quad (4.28) \text{ Indre momentarm}$$

$$A_s := \frac{M_{Felt}}{f_{yd} \cdot z} = 2069 \text{ mm}^2 \quad (4.27) \text{ Nødvendig armering (pr m)}$$

$$A_{hoved.arm} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^2 = 491 \text{ mm}^2 \quad \varnothing 25 \text{ tverrsnitt}$$

$$ant := \frac{A_s}{A_{hoved.arm}} = 4.2 \quad \rightarrow \quad 5 \text{ } \varnothing 25$$

$$A_{S,UK} := 5 \cdot A_{hoved.arm} = 2454 \text{ mm}^2$$

Prøver videre med 5  $\varnothing 25$  i UK

Plass kontroll

$$a := b - 2 \cdot C - 2 \cdot \varnothing_b - 2 \cdot \varnothing_h = 260 \text{ mm}$$

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

$$ah := \max(2 \cdot \varnothing_h, dg + 5 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

Minimum horisontal avstand

$$a > ah \quad \rightarrow \quad \text{Plass OK}$$

[NA.9.2.1.1] Minimumsarmering bjelke

$$fctm := 3.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1

$$A_{s,min} := \max\left(0.26 \frac{fctm}{fyk} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d\right) = 561 \text{ mm}^2$$

(NA.9.1N)

$$A_{s,min} = 561 \text{ mm}^2 < A_{S,UK} = 2454 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

Velger 5  $\varnothing 25$  i UK

### Armering i overkant (OK)

Armerer på grunn av støttemoment

$$M_{støtte} = 950 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d^2 = 1549 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4.23) Trykksoneens momentkapasitet

$$M_{cd} > M_{støtte} \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} \text{Delvis utnyttet trykksone} \\ \text{Ikke behov for ekstra trykkarmering} \end{array}$$

Armering på grunn av strekk i OK

$$Z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{støtte}}{M_{cd}}\right) \cdot d = 755 \text{ mm}$$

(4.28) Indre momentarm

$$A_{s1} := \frac{M_{støtte}}{f_{yd} \cdot Z} = 2894 \text{ mm}^2$$

$$A_{hoved.arm.} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_h}{2}\right)^2 = 491 \text{ mm}^2$$

$$ant := \frac{A_{s1}}{A_{hoved.arm.}} = 5.9 \rightarrow 6 \varnothing 25$$

$$A_{s.OK} := 6 \cdot A_{hoved.arm.} = 2945 \text{ mm}^2$$

Prøver videre med 6 Ø25 i OK

Plass kontroll

$$a := b - 2 \cdot C - 2 \cdot \varnothing_b - 2 \cdot \varnothing_h - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 244 \text{ mm}$$

$$ah := \max(2 \cdot \varnothing_h, dg + 5 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

$a > ah \rightarrow$  Plass OK

[NA.9.2.1.1] Minimumsarmering bjelke

$$A_{s.min} = 561 \text{ mm}^2 < A_{s.OK} = 2945 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Velger 6 Ø25 i OK i 2 lag (3+3)

### [6.2.3] Skjærarmering kontroll

Prøver fagverksvinkel 21.8 grader, TSS

$$f_{ck} := 35$$

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

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

[NA.6.2.3(3)]

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.52$$

(NA.6.6N)

$$z := 0.9 \cdot d = 758 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.max} := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 1070 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$Utnyttelse := \frac{V_{maks}}{V_{Rd.max}} = 0.93 < 1.0 \rightarrow \text{OK, betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen.}$$

Senteravstand bøyer kontroll

$$A_{sw\_bøyer} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S_{nød} := \frac{A_{sw\_bøyer} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)}{V_{maks}} = 130 \text{ mm} \quad (6.8)$$

Minimum skjærarmering [NA.9.2.2]

$$f_{ck} = 35 \quad f_{yk} := 500$$

$$S_{max1} \leq \frac{A_{sw\_bøyer}}{0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b} = 332 \text{ mm} \quad (9.4) \quad (NA.9.5N)$$

$$h' := d - C - \varnothing_b - \frac{\varnothing_h}{2} = 785 \text{ mm}$$

$$S_{max2} := 0.6 \cdot h' = 471 \text{ mm} \quad (NA.9.6N)$$

Velger Ø10c300 bøylearmering

**Forankring:** For kontrinuerlige bjelker er det ikke nødvendig å regne på forankring

**Oppsummert**  
**400x900mm tverrsnitt**  
**B35 betong / B500NC**

Hovedarmering: 5 Ø25 i UK  
6 Ø25 i OK (i 2 lag)

Bøylearmering: Ø10c300

## Bruksgrense dimensjonering drager

### Kryptall

$$A_c := b \cdot 900 \text{ mm} = (3.6 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal}$$

$$u := (2 \cdot 0.9 \text{ m}) = 1.8 \text{ m} \quad \text{Omkrets utsatt for uttørring}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 400 \text{ mm} \quad \text{(B.6) Effektiv tverrsnittshøyde}$$

Bruker kurver i 3.1.4(4) figur 3.1 for å finne kryptall:

$$\begin{array}{l} \text{RH 50\% gir kryptall lik 2.5} \\ \text{RH 80\% gir kryptall lik 2.0} \end{array} \quad \varphi := 2.25 \quad \text{Kryptall etter figur 3.1}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tabell 3.1: B35 betong}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{[3.2.7(4)] E-modul armeringsstål}$$

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10462 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{(7.20) Effektiv E-modul}$$

$$r1 := \frac{E_s}{E_{c,eff}} \cdot \frac{A_{s,UK}}{b \cdot d} = 0.139$$

$$\alpha := \sqrt{(r1)^2 + 2 \cdot r1} - r1 = 0.407$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (1.71 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4 \quad \text{Treghetsmodul risset stivhet}$$

$$EI := E_{c,eff} \cdot I_c = (1.79 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Stivhet}$$

### Nedbøyning

Nedbøyningsformler fra Byggforskblad 421.051

Fra egenvekt

Tilnærmet permanent

$$g_{SLS} := 60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Se vedlegg A.6.2 for utregning}$$

$$\zeta_{Egenvekt} := \frac{1}{185} \cdot \frac{g_{SLS} \cdot L^4}{EI} = 3.3 \text{ mm} \quad \text{Nedbøyning for kontinuerlig bjelke med jevn fordelt last}$$

Fra nyttelast og snølast, korttids

$$p_{SLS} := 55 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Se vedlegg A.6.2 for utregning}$$

$$\zeta_{Nyttelast.snø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{SLS} \cdot L^4}{EI} = 7.2 \text{ mm} \quad \text{Nedbøyning for fritt opplagt bjelke (lastplassering i felt)}$$

$$Tot.nedbøyning := \zeta_{Egenvekt} + \zeta_{Nyttelast.snø} = 10.5 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 26.1 \text{ mm}$$

OK etter krav L/250 [7.4.(4)]

Krav for nedbøyning OK. Trenger ikke støpe med overhøyde

## Rissvidde

$$M_{Ed.SLS.UK} := 352.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Se vedlegg A.6.2 for utregning}$$

$$C_{min.dur} = 25 \text{ mm}$$

Eksponeringsklasse XC4  
Tilnærmet permanent tilstand

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

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

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

$$\sigma_s := \frac{M_{Ed.SLS.UK}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \cdot A_s} = 234 \text{ MPa}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \varnothing_h = 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max1} := 240 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.2N}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \text{S200} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max2} := 280 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.3N}$$

$> \sigma_s = 234 \text{ MPa}$

OK for rissvidde

## Vedlegg B3.1 Drager kontroll K-bjelke

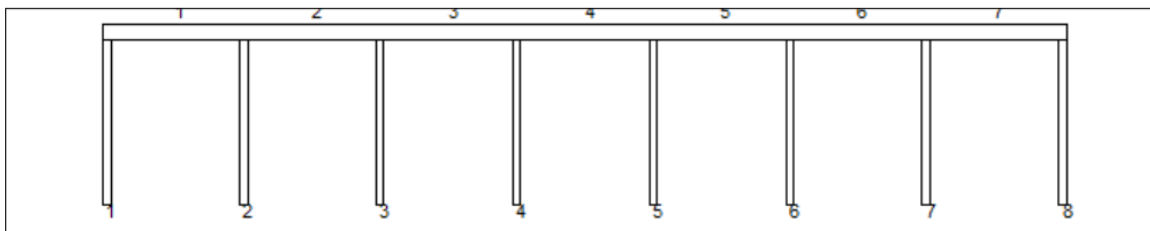
Titel Idrettshall Eidsvåg Skole			Side 1
Prosjekt Drager	Ordre	Sign	Dato 20-05-2023

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002  
Data er lagret på fil: C:\Users\leinar\OneDrive\Filer\BACHELOR\K-bjelke\_drager.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 Armering i felt og ved opplegg
- 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 8 OPPLEGGSPUNKTER



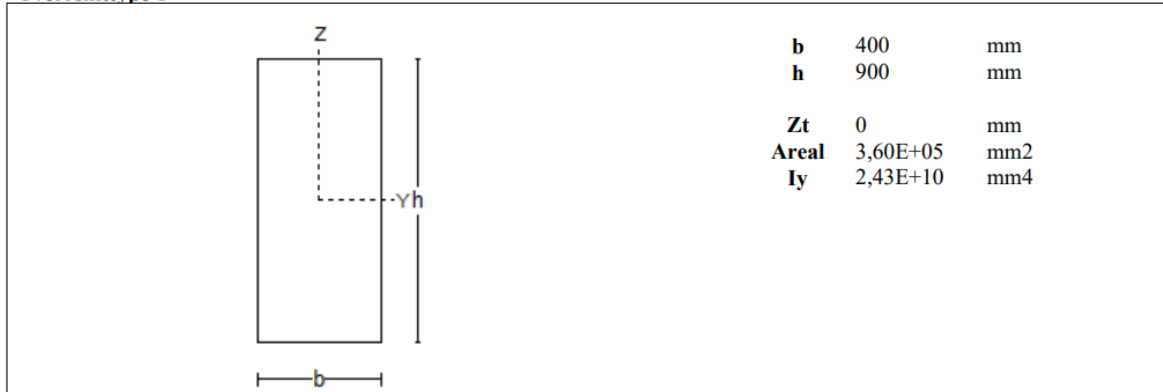
### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	6	7	h.utkr.
Spennvidde	200	6521	6521	6521	6521	6521	6521	6521	200
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1	1	1



Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole			Side 2
Prosjekt Drager	Ordre	Sign	Dato 20-05-2023

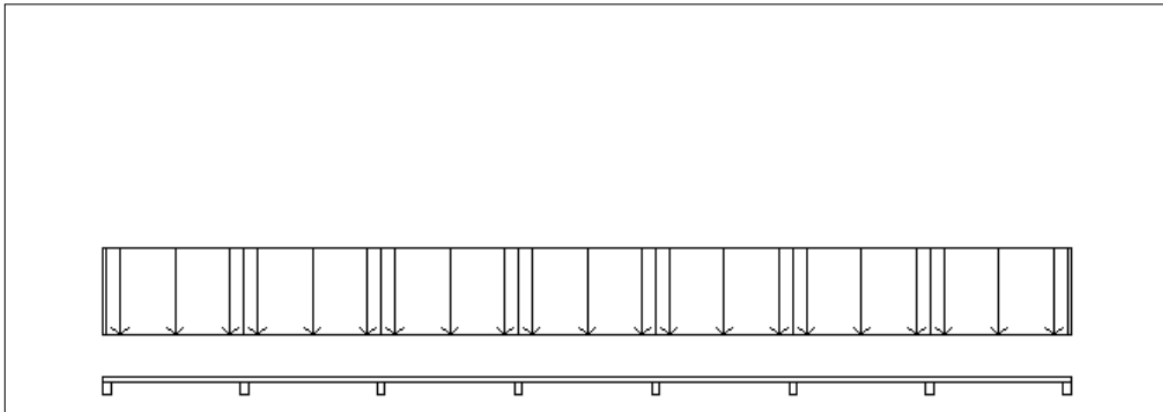
### Tverrsnitttype 1



### 1.2 SØYLER OG OPPLÈGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Rektangel	9500	400	400				
2	Rektangel	9500	400	400				
3	Rektangel	9500	400	400				
4	Rektangel	9500	400	400				
5	Rektangel	9500	400	400				
6	Rektangel	9500	400	400				
7	Rektangel	9500	400	400				
8	Rektangel	9500	400	400				

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,70	0,60	1,50

**PSI-Faktor** Kategori C : forsamlingslokaler , møterom  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner der det pga bruk eller utstyr stilles krav

Pålitelighetsklasse: 3	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole			Side 3
Prosjekt Drager	Ordre	Sign	Dato 20-05-2023

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	9,00	72,00	118,00
2	9,00	72,00	118,00
3	9,00	72,00	118,00
4	9,00	72,00	118,00
5	9,00	72,00	118,00
6	9,00	72,00	118,00
7	9,00	72,00	118,00

#### 1.4 MATERIALDATA

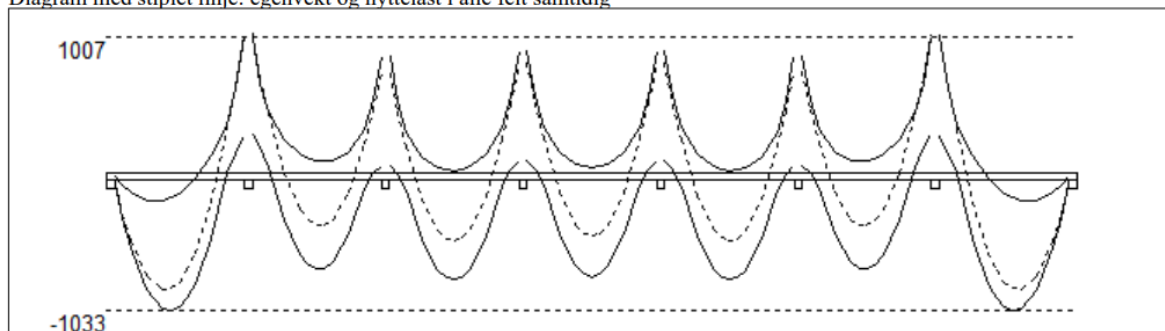
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
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 <sub>0</sub> (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	277			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		2,08
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00009
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00033
Middel verdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	3,21			
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	1,27			

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

1. Største tilslag etter NS-EN 12620:  $D \geq 16 \text{ mm}$  ( $D = 22 \text{ mm}$ )
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



Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole			Side 4
Prosjekt Drager	Ordre	Sign	Dato 20-05-2023

**Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)**

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-259	-595	-311	-1033
2	-118	-390	-141	-725
3	-151	-441	-181	-802
4	-140	-425	-168	-778
5	-151	-441	-181	-802
6	-118	-390	-141	-725
7	-259	-595	-311	-1033

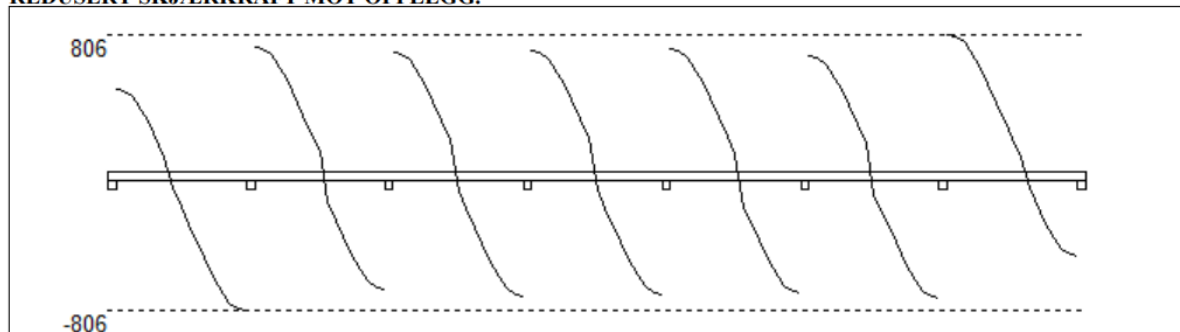
**Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)**

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	304	656	364	1007
3	219	544	263	862
4	239	575	287	906
5	239	575	287	906
6	219	544	263	862
7	304	656	364	1007
8	0	0	0	0

Mg: permanent last Mp: variabel last

**2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND**

**MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.  
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLÈGG.**



**Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)**

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			720	490
2	-1035	-806	965	736
3	-907	-678	933	703
4	-948	-719	941	712
5	-941	-712	948	719
6	-933	-703	907	678
7	-965	-736	1035	806
8	-720	-490		

Tittel Idrettshall Eidsvåg Skole			Side 5
Prosjekt Drager	Ordre	Sign	Dato 20-05-2023

### 3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLÉGG

*Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant*

*Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm*

#### **Feltarmering i underkant og overkant**

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	63	2	25	47
uk	1	2	135	2	25	119
uk	1	3	197	2	25	181
uk	1	4	259	2	25	243
uk	2	1	63	2	25	47
uk	2	2	135	2	25	119
uk	2	3	197	1	25	181
uk	3	1	63	2	25	47
uk	3	2	135	2	25	119
uk	3	3	197	2	25	181
uk	4	1	63	2	25	47
uk	4	2	135	2	25	119
uk	4	3	197	2	25	181
uk	5	1	63	2	25	47
uk	5	2	135	2	25	119
uk	5	3	197	2	25	181
uk	6	1	63	2	25	47
uk	6	2	135	2	25	119
uk	6	3	197	1	25	181
uk	7	1	63	2	25	47
uk	7	2	135	2	25	119
uk	7	3	197	2	25	181
uk	7	4	259	2	25	243
ok	1	1	63	2	25	47
ok	1	2	135	1	25	119
ok	2	1	63	2	25	47
ok	3	1	63	2	25	47
ok	4	1	63	2	25	47
ok	5	1	63	2	25	47
ok	6	1	63	2	25	47
ok	7	1	63	2	25	47
ok	7	2	135	1	25	119

## Vedlegg B3.2 Drager kontroll ISY-design

Idrettshall Eidsvåg Skole  
ISY\_drager

20.05.2023

### Beregningsinnstillinger

Element per felt	20	Inkluder trykkarmering	Ja
cot( $\theta$ )	1,00	L/x, $x_z$	250
$\delta_{\max,z}$	-	Kont. def. for tilnærmet permanent	Ja
Kont. def. for ofte forekommende	Ja	Kont. def. for karakteristisk	Ja

### Materiale

#### Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Tyngdetetthet	$\gamma$	25 kN/m <sup>3</sup>
Midlere E-modul	$E_{cm}$	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja
Sikkerhetsfaktor	$K_{fi}$	1,00

#### Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC3
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	$C_{ind}$	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{\max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{\max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for $C_{dur}$	$\Delta C_{dur}$	0 mm
Minimum overdekning	$C_{dur}$	25 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		

#### Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	$\epsilon_{c1}$	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	$\epsilon_{cu1}$	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	$\epsilon_{c2}$	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	$\epsilon_{cu2}$	-3,50 ‰
Eksponent n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

#### Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	N
Relativ fuktighet	RH	65 ‰
Alder ved pålasting	$t_0$	28 dager

## Geometri



### Tverrsnitt

#### Tverrsnitt

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Rektangulær
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0$	277 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	400 mm
Minste tverrsnittsdimensjon	$t_{min}$	400 mm
Areal	Areal	360 000 mm <sup>2</sup>
Omkrets	Omkrets	2 600 mm
Første arealmoment om y-akse	$S_y$	40 500 000 mm <sup>3</sup>
Arealtrehetsmoment om y-akse	$I_y$	24 300 000 000 mm <sup>4</sup>
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)
Avstand til akse i y-retning	$\Delta y$	0 mm
Avstand til akse i z-retning	$\Delta z$	0 mm

Høyde	$h$	900 mm
Bredde	$b$	400 mm



### Oppleggstyper

Navn	$K_z$ [kN/m]	$K_{\theta,y}$ [kNm/rad]
(Ingen)		
Innspent	$\infty$	$\infty$
Fritt opplegg	$\infty$	
Fjor	$\infty$	28 091

Navn	$K_z$ [kN/m]	$K_{\theta,y}$ [kNm/rad]
------	-----------------	-----------------------------

Navn : Navnet på dette opplegget

$K_z$  : Fjærkonstant for forskyvning i z-retning. (Uendelig hvis fullt innspent.)

$K_{\theta,y}$  : Fjærkonstant for rotasjon om y-aksen. (Uendelig hvis fullt innspent.)

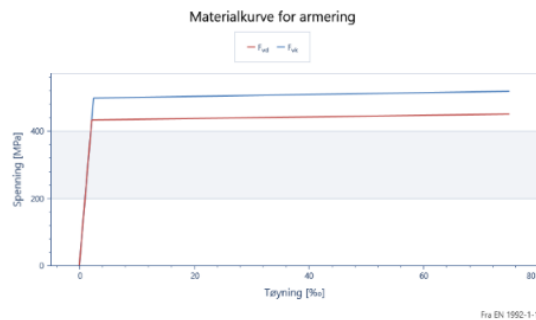
## Armering

### Armeringsmaterialer

#### Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	$\gamma_s$	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Massetetthet	$\rho$	7 850 kg/m <sup>3</sup>
Forholdet $f_{tk} / f_{yk}$	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	$\epsilon_{uk}$	75,0 ‰
Tøyningsgrense	$\epsilon_{lim}$	100,0 ‰
Største armeringstøyning	$\epsilon_{ud}$	30,0 ‰
Toleranse	$\Delta C_{dev}$	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{tk}$	520 MPa

Slakkarmering - Figur



### Armeringslag

# bunter	$\Phi$	# jern / bunt	Materiale	$x_1$	$x_2$	$y_1$	$y_2$	z	$L_{bd,1}$	$L_{bd,2}$
	[mm]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
2	25	1	Slakkarmering	35	45 612	-143	143	393	0,88	0,88
1	25	1	Slakkarmering	4 644	9 042	-68	68	393	0,00	0,00
1	25	1	Slakkarmering	5 366	8 398	68	8	393	0,00	0,00
2	25	1	Slakkarmering	35	45 612	-143	143	-393	0,83	0,83
1	25	1	Slakkarmering	35	5 981	-68	68	-393	0,49	0,00
1	25	1	Slakkarmering	218	5 337	68	8	-393	0,00	0,00

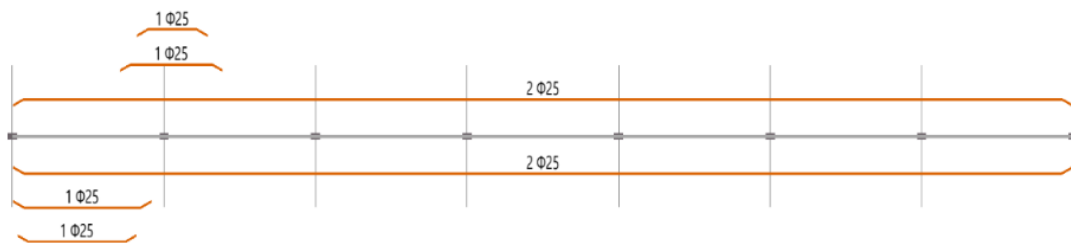
# bunter : Antallet armeringsbunter i dette laget.

$\Phi$  : Diameteren til det enkelte jern.

# jern / bunt : Antall jern per bunt.

# bunter	$\Phi$	# jern / Materiale bunt	$x_1$	$x_2$	$y_1$	$y_2$	$z$	$L_{bd,1}$	$L_{bd,2}$
	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		

- Materiale : Valgt materiale for armeringsjernet.  
 $x_1$  : Startposisjonen til lengdearmeringen.  
 $x_2$  : Sluttposisjonen til lengdearmeringen.  
 $y_1$  : Horisontal start koordinat for lengdearmeringen.  
 $y_2$  : Horisontal slutt koordinat for lengdearmeringen.  
 $z$  : Lengdearmeringen sin z-koordinat.  
 $L_{bd,1}$  : Forankringsfaktor i starten av armeringslaget.  
 $L_{bd,2}$  : Forankringsfaktor i slutten av armeringslaget.



### Skjærarmering

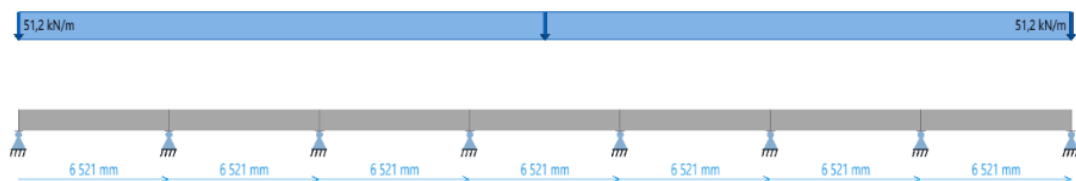
s	$\Phi$	Materiale	$x_1$	$x_2$	c	$c_{nom}$	# bøyleben	$\alpha$
[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	$y$	[°]
140	10	Slakkarmering	0	1 811	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	1 811	3 744	35	35	2	90,00
90	10	Slakkarmering	3 744	6 521	35	35	2	90,00
210	10	Slakkarmering	6 521	8 332	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	8 332	13 042	35	35	2	90,00
300	10	Slakkarmering	13 042	13 242	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	13 242	18 719	35	35	2	90,00
275	10	Slakkarmering	18 719	19 563	35	35	2	90,00
300	10	Slakkarmering	19 563	20 085	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	20 085	25 562	35	35	2	90,00
300	10	Slakkarmering	25 562	26 606	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	26 606	32 083	35	35	2	90,00
300	10	Slakkarmering	32 083	32 605	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	32 605	38 282	35	35	2	90,00
275	10	Slakkarmering	38 282	39 126	35	35	2	90,00
240	10	Slakkarmering	39 126	40 615	35	35	2	90,00
325	10	Slakkarmering	40 615	45 647	35	35	2	90,00

- s : Senteravstanden mellom bøylene.  
 $\Phi$  : Diameteren til skjærarmeringen.  
Materiale : Armeringsmateriale til bøylearmeringen.  
 $x_1$  : Startposisjon til bøylene (beregnes automatisk).





Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	1,00
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	1,00
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	1,00
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$ [mm]	$x_2$ [mm]	$q_{z1}$ [kN/m]	$q_{z2}$ [kN/m]
1	7	0	0	51,2	51,2

Start stav : Staven linjelasten begynner på.

Slutt stav : Staven linjelasten slutter på.

$x_1$  : Avstand fra start staven.

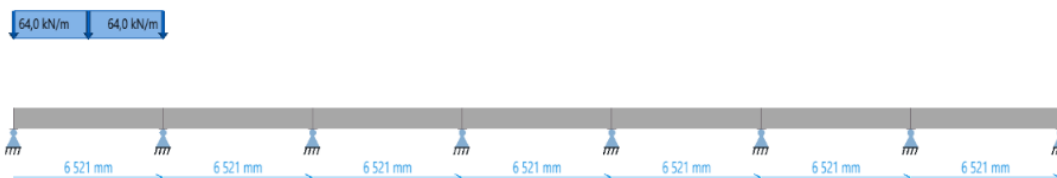
$x_2$  : Avstand fra slutt staven.

$q_{z1}$  : Last intensitet i starten i z-retning

$q_{z2}$  : Last intensitet i slutten i z-retning

### Snølast

Kategori	Kategori	Snølast
Faktoren $\psi_0$	$\psi_0$	0,70
Faktoren $\psi_1$	$\psi_1$	0,50
Faktoren $\psi_2$	$\psi_2$	0,20
Dominerende lasttilfelle	Dominerende	Nei



### Linjelaster

Start stav	Slutt stav	$x_1$ [mm]	$x_2$ [mm]	$q_{z1}$ [kN/m]	$q_{z2}$ [kN/m]
1	1	1	0	0	64,0

Start stav : Staven linjelasten begynner på.

Slutt stav : Staven linjelasten slutter på.

$x_1$  : Avstand fra start staven.

$x_2$  : Avstand fra slutt staven.

$q_{z1}$  : Last intensitet i starten i z-retning

$q_{z2}$  : Last intensitet i slutten i z-retning

## Lastkombinasjoner

### Lastkombinasjon

Beregningstype	Beregningstype	Bruddgrense (STR)			
		$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	Langtidsandel
Egenvekt	Permanent	1,20	1,00	1,00	100
Egenvekt tak	Permanent	1,20	1,00	1,00	100
Nyttelast	Variabel totalt	1,50	0,00	1,00	60
Snolast	Variabel totalt	1,05	0,00	1,00	20

### Lastkombinasjon 2

Beregningstype	Beregningstype	Bruksgrense (Ofte forekommende)			
		$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi$	Langtidsandel
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00	100
Egenvekt tak	Permanent	1,00	1,00	1,00	100
Nyttelast	Variabel totalt	1,00	0,00	0,60	100
Snolast	Variabel totalt	1,00	0,00	0,20	100

Lasttilfelle : Lasttilfelle

Lasttype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet.

$\gamma_{sup}$  : Største lastfaktor.

$\gamma_{inf}$  : Minste lastfaktor.

$\psi$  : Faktor for lastpåvirking.

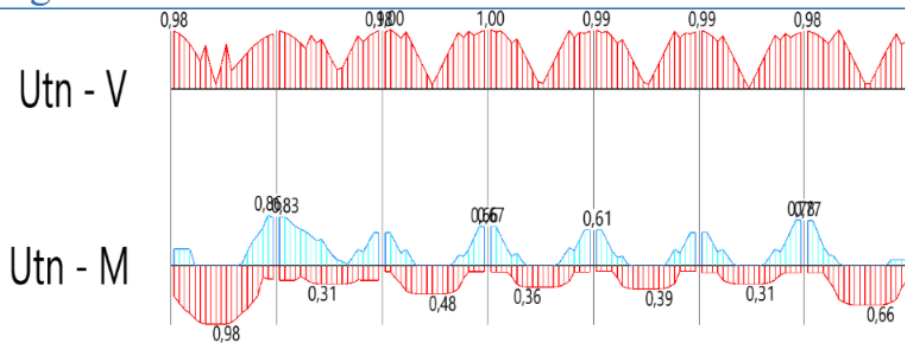
Langtidsandel : Andel langtidslast  $\psi_2/\psi$ .

## Sammendragresultater

Id	x [mm]	Bruddgrense				Bruksgrense				
		$U_{tn,M,max}$ x [mm]	$U_{tn,M,min}$ x [mm]	Skjærutn	Rissutn	$U_{tn} - \sigma$	$U_{tn,\delta,z}$	$\delta_{z,max}$ [mm]	$\delta_{z,min}$ [mm]	
1	3 422	0,98	5 999	0,86	0,98	0,00	0,59	0,31	8,1	0,0
2	9 298	0,31	7 043	0,83	0,98	0,00	0,55	0,12	3,0	-0,6
3	16 786	0,48	19 363	0,66	1,00	0,00	0,60	0,16	4,3	0,0
4	22 018	0,36	19 763	0,67	1,00	0,00	0,60	0,14	3,7	0,0
5	30 150	0,39	26 284	0,61	0,99	0,00	0,57	0,15	3,9	0,0
6	36 349	0,31	38 926	0,78	0,99	0,00	0,73	0,13	3,3	-0,1
7	43 836	0,66	39 326	0,77	0,98	0,00	0,72	0,25	6,4	0,0

- Id : Staven sin id.  
x : X-koordinaten til noden med største momentutnyttelse, for positivt moment.  
 $U_{tn,M,max}$  : Største momentutnyttelse for positivt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.  
x : X-koordinaten til noden med største momentutnyttelse, for negativt moment.  
 $U_{tn,M,min}$  : Største momentutnyttelse for negativt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.  
Skjærutn : Skjærutnyttelse ved største momentutnyttelse for positive moment.  
Rissutn : Maks rissutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.  
 $U_{tn} - \sigma$  : Maks spenningsutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.  
 $U_{tn,\delta,z}$  : Utnyttelsesgrad av forskyvning for aktuell stav.  
 $\delta_{z,max}$  : Største forskyvning nedover fra laster i z-retning.  
 $\delta_{z,min}$  : Største forskyvning oppover fra laster i z-retning.

## Bruddgrense



## Sammendrag

x [mm]	Maks moment		Min moment		Skjærkapasitet				
	$U_{tn,M,max}$	$M_{kapasitet}$ [kNm]	x [mm]	$U_{tn,M,min}$	$M_{kapasitet}$ [kNm]	Skjærutn	$V_{Rd,trykk}$ [kN]	$V_{Rd,strekk}$ [kN]	
3 422	0,98	692	5 999	0,86	-602	200	0,98	1 662	396
9 298	0,31	350	7 043	0,83	-692	12 842	0,98	1 672	172
16 786	0,48	351	19 363	0,66	-351	13 564	1,00	1 672	172
22 018	0,36	350	19 763	0,67	-351	19 763	1,00	1 672	186
30 150	0,39	350	26 284	0,61	-350	26 284	0,99	1 672	186

x [mm]	Maks moment		x [mm]	Min moment		x [mm]	Skjærkapasitet		
	Utn <sub>M,max</sub>	M <sub>kapasitet</sub>		Utn <sub>M,min</sub>	M <sub>kapasitet</sub>		Skjærutn	V <sub>Rd,trykk</sub>	V <sub>Rd,strekk</sub>
		[kNm]			[kNm]		[kN]	[kN]	
36 349	0,31	350	38 926	0,78	-350	32 805	0,99	1 672	172
43 836	0,66	350	39 326	0,77	-350	39 326	0,98	1 672	232

- x : X-koordinaten til noden med største momentutnyttelse, for positivt moment.  
 Utn<sub>M,max</sub> : Største momentutnyttelse for positivt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.  
 M<sub>kapasitet</sub> : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 x : X-koordinaten til noden med største momentutnyttelse, for negativt moment.  
 Utn<sub>M,min</sub> : Største momentutnyttelse for negativt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.  
 M<sub>kapasitet</sub> : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for negative moment.  
 x : X-koordinaten til noden med maks skjærutnyttelse.  
 Skjærutn : Maks skjærutnyttelse for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.  
 V<sub>Rd,trykk</sub> : Skjærtrykkkapasitet i z-retning.  
 V<sub>Rd,strekk</sub> : Skjærstrekkkapasitet i z-retning.

### Maks moment

Id	x [mm]	M <sub>Ed,G</sub> [kNm]	M <sub>Ed,Q</sub> [kNm]	M <sub>dim</sub> [kNm]	Utn	M <sub>kapasitet</sub> [kNm]	ε <sub>c</sub> [%]	ε <sub>s</sub> [%]	ε <sub>cc</sub> [%]
1	3 422	436	205	682	0,98	692	-2,46	10,99	-0,39
2	9 298	92	0	108	0,31	350	-0,54	0,69	-0,09
3	16 786	137	10	168	0,48	351	-0,68	1,08	-0,15
4	22 018	103	0	126	0,36	350	-0,59	0,81	-0,11
5	30 150	115	1	137	0,39	350	-0,61	0,89	-0,12
6	36 349	92	0	108	0,31	350	-0,54	0,69	-0,09
7	43 836	209	0	232	0,66	350	-0,84	1,50	-0,23

- Id : Staven sin id.  
 x : X-koordinaten til noden med største momentutnyttelse, for positivt moment.  
 M<sub>Ed,G</sub> : Langtidsmoment om y-aksen ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 M<sub>Ed,Q</sub> : Korttidsmoment om y-aksen ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 M<sub>dim</sub> : Dimensjonerende moment ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 Utn : Største momentutnyttelse for positivt moment, for alle bruddgrense-lastkombinasjoner.  
 M<sub>kapasitet</sub> : Kapasiteten for moment om y-aksen ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 ε<sub>c</sub> : Maks betongtøyning ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 ε<sub>s</sub> : Maks armeringstøyning ved største momentutnyttelse for positive moment.  
 ε<sub>cc</sub> : Største kryptøyning i betongen ved største momentutnyttelse for positive moment.

### Min moment

Id	x [mm]	M <sub>Ed,G</sub> [kNm]	M <sub>Ed,Q</sub> [kNm]	M <sub>dim</sub> [kNm]	Utn	M <sub>kapasitet</sub> [kNm]	ε <sub>c</sub> [%]	ε <sub>s</sub> [%]	ε <sub>cc</sub> [%]
1	5 999	-252	-60	-520	0,86	-602	-1,28	1,99	-0,36
2	7 043	-349	-134	-575	0,83	-692	-1,32	1,91	-0,35
3	19 363	-224	-9	-233	0,66	-351	-0,84	1,52	-0,22

## Sammendrag

x	Rissvidde		x	Spenning		Forskyvninger				
	Rissutn [mm]	$W_k$ [mm]		Utn - $\sigma$ [mm]	Utn $_{\delta,z}$ [mm]	$\delta_{max,z}$ [mm]	$\delta_{z,max}$ [mm]	$\delta_{z,G,max}$ [mm]	$\delta_{z,min}$ [mm]	$\delta_{z,G,min}$ [mm]
2 777	0,00	0,26	2 777	0,59	0,31	26,1	8,1	8,1	0,0	0,0
12 842	0,00	0,21	6 721	0,55	0,12	26,1	3,0	3,0	-0,6	-0,6
19 363	0,00	0,30	19 363	0,60	0,16	26,1	4,3	4,3	0,0	0,0
19 763	0,00	0,30	19 763	0,60	0,14	26,1	3,7	3,7	0,0	0,0
26 284	0,00	0,29	26 284	0,57	0,15	26,1	3,9	3,9	0,0	0,0
38 926	0,00	0,42	38 926	0,73	0,13	26,1	3,3	3,3	-0,1	-0,1
39 326	0,00	0,41	39 326	0,72	0,25	26,1	6,4	6,4	0,0	0,0

- x : X-koordinaten til noden med maks rissutnyttelse.  
Rissutn : Maks rissutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.  
 $W_k$  : Rissvidde ved maks rissutnyttelse.  
x : X-koordinaten til noden med maks spenningsutnyttelse.  
Utn -  $\sigma$  : Maks spenningsutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.  
Utn $_{\delta,z}$  : Utnyttelsesgrad av forskyvning for aktuell stav.  
 $\delta_{max,z}$  : Kritisk krav til forskyvninger i z-retning.  
 $\delta_{z,max}$  : Største forskyvning nedover fra laster i z-retning.  
 $\delta_{z,G,max}$  : Største forskyvning nedover fra langtid alene i z-retning.  
 $\delta_{z,min}$  : Største forskyvning oppover fra laster i z-retning.  
 $\delta_{z,G,min}$  : Største forskyvning oppover fra langtid alene i z-retning.

## Rissviddebegrensning

Id	x [mm]	$M_{Ed,G}$ [kNm]	$M_{Ed,Q}$ [kNm]	Lasttype	Utn	$\epsilon_c$ [%]	$\epsilon_s$ [%]	$w_{max}$ [mm]	$W_k$ [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]
1	2 777	355	0	Ofte forekommende	0,00	-0,91	1,17	-	0,26	277	0
2	12 842	-137	0	Ofte forekommende	0,00	-0,59	0,88	-	0,21	402	0
3	19 363	-178	0	Ofte forekommende	0,00	-0,67	1,15	-	0,30	402	0
4	19 763	-178	0	Ofte forekommende	0,00	-0,67	1,15	-	0,30	402	0
5	26 284	-176	0	Ofte forekommende	0,00	-0,67	1,14	-	0,29	402	0
6	38 926	-226	0	Ofte forekommende	0,00	-0,77	1,46	-	0,42	402	0
7	39 326	-223	0	Ofte forekommende	0,00	-0,77	1,44	-	0,41	402	0

- Id : Staven sin id.  
x : X-koordinaten til noden med maks rissutnyttelse.  
 $M_{Ed,G}$  : Langtidsmoment om y-aksen ved maks rissutnyttelse.  
 $M_{Ed,Q}$  : Kortidsmoment om y-aksen ved maks rissutnyttelse.  
Lasttype : Typen last som er påført ved maks rissutnyttelse.  
Utn : Maks rissutnyttelse for alle bruksgrense-lastkombinasjoner.

Id	x	$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,Q}$	Lasttype	Utn	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	$w_{max}$	$W_k$	$S_{r,max}$	$A_{s,min}$
	[mm]	[kNm]	[kNm]			[‰]	[‰]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]

- $\epsilon_c$  : Maks betongtoying ved maks rissutnyttelse.  
 $\epsilon_s$  : Maks armeringstoyning ved maks rissutnyttelse.  
 $w_{max}$  : Grenseverdi for karakteristisk rissvidde.  
 $W_k$  : Rissvidde ved maks rissutnyttelse.  
 $S_{r,max}$  : Største rissavstand ved maks rissutnyttelse.  
 $A_{s,min}$  : Tverrsnittsarealet av minimumsarmeringen i strekksonen.

## Spenningsbegrensning

Id	x	$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,Q}$	Lasttype	Utn - $\sigma_c$	Utn - $\sigma_s$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\sigma_{c,limit}$	$\sigma_{s,limit}$
	[mm]	[kNm]	[kNm]				[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	2 777	355	0	Ofte forekommende	-	0,59	-7	234	-	400
2	6 721	-336	0	Ofte forekommende	-	0,55	-7	221	-	400
3	19 363	-185	0	Ofte forekommende	-	0,60	-4	239	-	400
4	19 763	-186	0	Ofte forekommende	-	0,60	-4	240	-	400
5	26 284	-178	0	Ofte forekommende	-	0,57	-4	230	-	400
6	38 926	-226	0	Ofte forekommende	-	0,73	-5	292	-	400
7	39 326	-223	0	Ofte forekommende	-	0,72	-5	289	-	400

- Id : Staven sin id.  
x : X-koordinaten til noden med maks spenningsutnyttelse.  
 $M_{Ed,G}$  : Langtidsmoment om y-aksen ved maks spenningsutnyttelse.  
 $M_{Ed,Q}$  : Kortidsmoment om y-aksen ved maks spenningsutnyttelse.  
Lasttype : Typen last som er påført ved maks spenningsutnyttelse.  
Utn -  $\sigma_c$  : Spenningsutnyttelse i betongen ved maks spenningsutnyttelse.  
Utn -  $\sigma_s$  : Spenningsutnyttelse i armeringen ved maks spenningsutnyttelse.  
 $\sigma_c$  : Maks betongspenning ved maks spenningsutnyttelse.  
 $\sigma_s$  : Maks armeringsspenning ved maks spenningsutnyttelse.  
 $\sigma_{c,limit}$  : Største tillatte betongspenning i bruksgrense for karakteristiske laster ved maks spenningsutnyttelse.  
 $\sigma_{s,limit}$  : Største tillatte slakkarmeringsspenning i bruksgrense for karakteristiske laster ved maks spenningsutnyttelse.

## Vedlegg B5 Søyler – håndberegning

### Dimensjonering søyler

Etter NS-EN 1992

#### Info søyle

$L := 9500 \text{ mm}$	Lengde søyle	6 søyler
$b := 400 \text{ mm}$	Bredde søyle	B35
$h := 400 \text{ mm}$	Høyde søyle	B500NC

#### Krefter

Se vedlegg A6.3 for utregning av krefter

$M_{0.Ed} := 46 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Dimensjonerende moment i søyle

$N_{Ed} := 1500 \text{ kN}$  Dimensjonerende aksiallast i søyle

\*\*\*\*\*

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

$\gamma_c := 1.5$        $\gamma_s := 1.15$       Tabell NA.2.1N

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

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

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$  (3.15) Dimensjonerende trykkfasthet

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$  Figur 3.8: Dimensjonerende flytespenning

\*\*\*\*\*

#### Forhåndsdimensjonering

$$A_c := b \cdot h$$

$$\sigma_c := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 9.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Lav betongspenning}$$

$$N_{Rd1} := f_{cd} \cdot A_c = 3173 \text{ kN} > N_{Ed} = 1500 \text{ kN}$$

Velger Ø25 hovedarmering og Ø10 bøyler:       $\varnothing_h := 25 \text{ mm}$        $\varnothing_b := 10 \text{ mm}$



## Bruddgrense dimensjonering søyle

### Overdekning

Eksponeringsklasse XC3 - Moderat fuktighet, utvendig betong beskyttet mot regn	Tabell 4.1
$C_{min.dur} := 25 \text{ mm}$	Tabell NA.4.4N
$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$	[NA.4.4.1.3(1)P]
$C_{min.b} := 25 \text{ mm}$	Tabell 4.2
$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$	(4.2) Minste overdekning
$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$	$C := C_{nom}$ (4.1) Nominell overdekning

### Slanketskriterium [NA.5.8.3.1]

Regner som fast innspent i bunn og leddet i topp, velger knekk lengde 0.7L. Se kapittel 5.4 i rapport.

$L_{Søyle} := 9500 \text{ mm}$	$H_{Drager} := 900 \text{ mm}$
$L_0 := 0.7 \cdot (L_{Søyle} + H_{Drager}) = 7280 \text{ mm}$	Figur 5.7 a) Knekk lengde
$I := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (2.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$	Annet arealmoment kvadratisk søyle, tabell 2.1 "Blåboka"
$i := \sqrt{\frac{I}{A_c}} = 115 \text{ mm}$	Treghetsradius søyle, tabell 2.1 "Blåboka"
$\lambda := \frac{L_0}{i} = 63$	(5.14) Slankhetsforhold
$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.473$	[5.8.3.1(1)] Relativ aksialkraft

### Minste lengdearmring [NA.9.5.2(2)]

$$A_{s.min} := \max\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.01 \cdot A_c\right) = 1725 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.12N})$$

Prøver med Ø25 som antatt tidligere

$$ant := \frac{A_{s.min}}{491 \text{ mm}^2} = 3.51 \quad \rightarrow \quad 4 \text{ Ø25}$$

$$A_s := 4 \cdot 491 \text{ mm}^2 = 1964 \text{ mm}^2$$

Prøver videre med 4 Ø25

$$A_{s,max} := 0.08 \cdot A_c = 12800 \text{ mm}^2 > A_s = 1964 \text{ mm}^2 \quad \text{--> OK [NA.9.5.2(2)]}$$

$$K_a := 1.0 \quad \text{(NA.5.13bN) Forenklet}$$

$$A_{effs} := A_s = 1964 \text{ mm}^2 \quad \text{Virksom armering}$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.269 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)] Mekanisk armeringsforhold}$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 34.9 \quad \text{[NA.5.8.3.1(1)] Normalisert slankhet}$$

## Kryptall

$$A_c := b \cdot h = (1.6 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal}$$

$$u := 4 \cdot 0.4 \text{ m} = 1600 \text{ mm} \quad \text{Omkrets utsatt for uttørking}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 200 \text{ mm} \quad \text{(B.6) Effektiv tverrsnittshøyde}$$

Bruker kurver i 3.1.4(4) figur 3.1 for å finne kryptall

RH 50% gir kryptall lik 2.8

RH 80% gir kryptall lik 2.1

$$\varphi_0 := 2.45 \quad \text{Endelig kryptall etter figur 3.1}$$

$$M_{0,Ed} = 46 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{1. ordens bøyemoment (bruddgrense)}$$

$$M_{0,Eqp} := 24 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{1. ordens bøyemoment, tilnærmet permanent (bruksgrense)}$$

$$\varphi_{ef} := \varphi_0 \cdot \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} = 1.28 \quad \text{(5.19) Effektivt kryptall}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1 \quad \text{[NA.5.8.3.1]}$$

$$\lambda_{n,lim} := 13 \cdot A_\varphi = 12.9 < \lambda_n = 34.9$$

$\lambda_n > \lambda_{n,lim}$  --> Slank søyle, må ta hensyn til 2.ordens lastvirkning

## 2.ordens eksentrisitet [5.8.9]

$$w = 0.269 \quad n = 0.473 \quad nu := 1 + w = 1.269 \quad nbal := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$Kr := \min\left(\frac{nu - n}{nu - nbal}, 1.0\right) = 0.916 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 63 \quad fck := 35$$

$$\beta := 0.35 + \frac{fck}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.105 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{ef}, 1.0) = 1.134 \quad (5.37)$$

$$Es := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad [3.2.7(4)] \text{ E-modul armeringsstål}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{fyd}{Es} = 0.002 \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := h - C - \varnothing_b - \frac{\varnothing_h}{2} = 343 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tykkelse}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 1.41 \cdot 10^{-5} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := Kr \cdot K\varphi \cdot r_0 = 1.465 \cdot 10^{-5} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(4)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L_0^2}{c} = 78 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

$$M_{0,Ed} = 46 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Første ordens moment}$$

$$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 117 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.33) \text{ Nominell andre ordens moment}$$

$$M_{Ed} := M_{0,Ed} + M_2 = 163 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31) \text{ Dimensjonerende bøyemoment}$$

$$h' := h - 2C - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 285 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.713 \quad \text{--> MN-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s.6}$$

$$n = 0.473 \quad w = 0.269$$

MN-diagram når  $w = 0.25$  graf  $\rightarrow m := 0.27$

### Momentkapasitet

$$M_{Rd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 343 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 163 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.47 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

NS-EN 1993-1-1  
(6.12)

### Aksialkapasitet

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} = 4027 \text{ kN}$$

[NA.5.8.9(4)]

$$\text{Utnyttelse: } U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.37 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

NS-EN 1993-1-1  
(6.9)

### Kombinert virkning

$$\alpha := 1.227$$

Funnet ved interpolasjon av forhold  
Etter tabell i [5.8.9(4)]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.372$$

$$U_f := \left( \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^\alpha = 0.698 < 1.0 \rightarrow \text{OK} \quad (5.39)$$

Søylen er 70% utnyttet og valgt armering er OK

### Senteravstand bøyer

$$A_{sw} := 2 \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_b}{2} \right)^2 = 157 \text{ mm}^2 \quad (9.4)$$

$$p_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad f_{ck} := 30 \quad f_{yk} := 500$$

$$S_{max_1} := \frac{A_{sw}}{p_{w.min} \cdot b} = 358 \text{ mm}$$

$$S_{clt.max} := \min(15 \cdot \varnothing_h, 400 \text{ mm}, 400 \text{ mm}) = 375 \text{ mm} \quad [\text{NA.9.5.3}]$$

$$0.04 \cdot A_c = 6400 \text{ mm}^2 > A_s = 1964 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Reduserer senteravstand med 0.6 i topp og bunn}$$

$$S_{max_2} := 0.6 \cdot h' = 171 \text{ mm}$$

Velger å legge bøyler i topp og bunn med c150  
Resterende legges med c300

**Oppsummert**  
**400x400mm tverrsnitt**  
**B35 betong / B500NC**

Hovedarmering: 4 Ø25 (2 hver side)

Bøylearmering: Ø10 c150 topp og bunn  
Ø10 c300 resterende

## Kontroll av innfestning (ledd begge ender)

### Info søyle

$L := 9500 \text{ mm}$	Lengde søyle	6 søyler
$b := 400 \text{ mm}$	Bredde søyle	B35
$h := 400 \text{ mm}$	Høyde søyle	B500NC

### Krefter

$N_{Ed} := 1500 \text{ kN}$	Dimensjonerende aksiallast i søyle
-----------------------------	------------------------------------

### Slanketskriterium [NA.5.8.3.1]

Regner som leddet i topp og bunn, kneklengde  $1L$ .

$$L_{Søyle} := 9500 \text{ mm} \quad H_{Drager} := 900 \text{ mm}$$

$$L_0 := 1 \cdot (L_{Søyle} + H_{Drager}) = 10.4 \text{ m}$$

Figur 5.7 a) Kneklengde

$$I := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (2.1 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment kvadratisk søyle, tabell 2.1 "Blåboka"

$$i := \sqrt{\frac{I}{A_c}} = 115 \text{ mm}$$

Treghetsradius søyle, tabell 2.1 "Blåboka"

$$\lambda := \frac{L_0}{i} = 90$$

(5.14) Slankhetsforhold

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.473$$

[5.8.3.1(1)] Relativ aksialkraft

### Minste lengdearmering [NA.9.5.2(2)]

$$A_{s.min} := \max\left(\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.01 \cdot A_c\right) = 1725 \text{ mm}^2 \quad (\text{NA.9.12N})$$

Prøver med Ø25 som antatt tidligere

$$ant := \frac{A_{s.min}}{491 \text{ mm}^2} = 3.51 \quad \rightarrow \quad 4 \text{ Ø25}$$

$$A_s := 4 \cdot 491 \text{ mm}^2 = 1964 \text{ mm}^2$$

Prøver videre med 4 Ø25

$$A_{s.max} := 0.08 \cdot A_c = 12800 \text{ mm}^2 > A_s = 1964 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{OK} \quad [\text{NA.9.5.2(2)}]$$

$$K_a := 1.0$$

(NA.5.13bN) Forenklet

$$A_{effs} := A_s = 1964 \text{ mm}^2$$

Virksom armering

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_{effs}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.269$$

[NA.5.8.3.1(1)] Mekanisk armeringsforhold

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot K_a \cdot w}} = 49.9$$

[NA.5.8.3.1(1)] Normalisert slankhet

### Kryptall

$$A_c := b \cdot h = (1.6 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$u := 4 \cdot 0.4 \text{ m} = 432 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 740.741 \text{ m} \cdot \text{mm}$$

(B.6) Effektiv tverrsnittshøyde

Bruker kurver i 3.1.4(4) figur 3.1 for å finne kryptall

RH 50% gir kryptall lik 2.8

RH 80% gir kryptall lik 2.1

$$\varphi_{ef} := 2.45 \quad \text{Effektivt kryptall etter figur 3.1}$$

$$A\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.8 \quad [\text{NA.5.8.3.1}]$$

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot A\varphi = 10.9 < \lambda_n = 49.9$$

$\lambda_n > \lambda_{n.lim} \rightarrow$  Slank søyle, må ta hensyn til 2.ordens lastvirkning

## 2.ordens eksentrisitet [5.8.9]

$$w = 0.269 \quad n = 0.473 \quad nu := 1 + w = 1.269 \quad nbal := 0.4 \quad [5.8.8.3(3)]$$

$$Kr := \min\left(\frac{nu - n}{nu - nbal}, 1.0\right) = 0.916 \quad (5.36)$$

$$\lambda = 90.1 \quad fck := 35$$

$$\beta := 0.35 + \frac{fck}{200} - \frac{\lambda}{150} = -0.075 \quad [5.8.8.3(4)]$$

$$K\varphi := \max(1 + \beta \cdot \varphi_{ef}, 1.0) = 1 \quad (5.37)$$

$$Es := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad [3.2.7(4)] \text{ E-modul armeringsstål}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{fyd}{Es} = 0.002 \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$d := h - C - \varnothing_b - \frac{\varnothing_h}{2} = 343 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tykkelse}$$

$$r_0 := \frac{\varepsilon_{yd} \cdot mm}{0.45 \cdot d} = 1.41 \cdot 10^{-5} \quad [5.8.8.3(1)]$$

$$r := Kr \cdot K\varphi \cdot r_0 = 1.293 \cdot 10^{-5} \quad (5.34)$$

$$c := 10 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(4)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L_0^2}{c} = 140 \text{ mm} \quad [5.8.8.2(3)]$$

Første ordens moment

$$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 210 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.33) \text{ Nominell andre ordens moment}$$

$$M_{Ed} := M_2 = 210 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.31) \text{ Dimensjonerende bøyemoment}$$

$$h' := h - 2 \cdot C - 2 \cdot \varnothing_b - \varnothing_h = 285 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.713 \quad \text{--> MN-diagram 0.7} \quad \text{Betong kompendium s.6}$$

$$n = 0.473 \quad w = 0.269$$

MN-diagram når  $w = 0.25$  graf  $--> m := 0.27$

### Momentkapasitet

$$M_{Rd} := m \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot h = 343 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed} = 210 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.61 < 1.0 \text{ --> OK}$$

NS-EN 1993-1-1  
(6.12)

### Aksialkapasitet

$$N_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} = 4027 \text{ kN}$$

[NA.5.8.9(4)]

$$\text{Utnyttelse: } U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.37 < 1.0 \text{ --> OK}$$

NS-EN 1993-1-1  
(6.9)

### Kombinert virkning

$$a := 1.227$$

Funnet ved interpolasjon av forhold  
Etter tabell i [5.8.9(4)]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.372$$

$$U_f := \left( \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^a + \left( \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^a = 0.845 < 1.0 \text{ --> OK} \quad (5.39)$$

Søylen er 85% utnyttet og valgt armering er OK



# Vedlegg B5.1 Søyler kontroll ISY-design

20.05.2023

ISY\_søyle (5)

## Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering Ja Ignorerer moment fra eksentrisitet Nei

## Materiale

### Materialdata

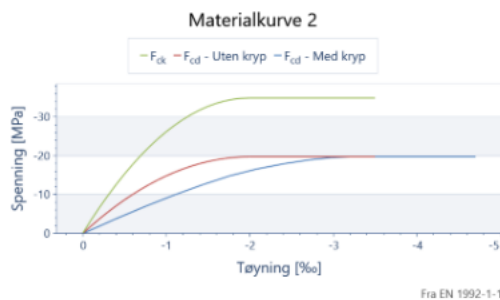
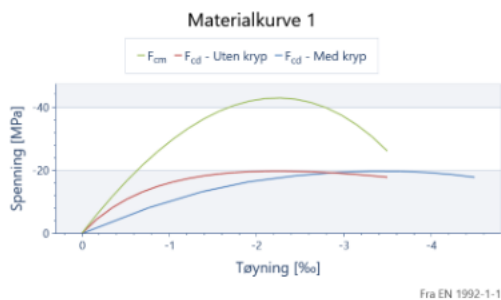
Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Midlere E-modul	$E_{cm}$	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

### Risssdata

Eksponeringsklasse	Eksponering	XC3
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	$C_{ind}$	B25
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for $C_{dur}$	$\Delta C_{dur}$	0 mm
Minimum overdekning	$C_{dur}$	25 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M60
Trykkavlastning		Ingen

### Kurvedata

Trykktøyning ved maks spenning, kurve 1	$\epsilon_{c1}$	-2,25 ‰
Bruddtøyning, kurve 1	$\epsilon_{cu1}$	-3,50 ‰
Trykktøyning ved maks spenning, kurve 2	$\epsilon_{c2}$	-2,00 ‰
Bruddtøyning, kurve 2	$\epsilon_{cu2}$	-3,50 ‰
Eksponent n i arbeidsdiagrammet	n	2,00



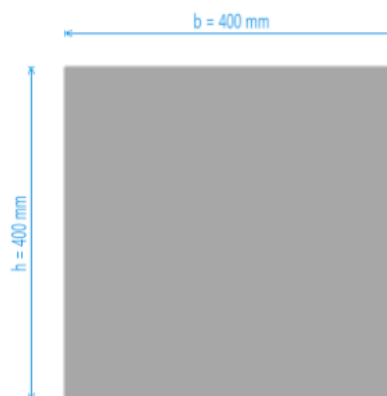
## Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	N
Relativ fuktighet	RH	65 %
Svinnøyning	$\varepsilon_{cs}$	-0,38 ‰
Kryptallet	$\Phi$	1,82
Langtids E-modul	$E_{cl}$	12,45 GPa
Alder ved pålasting	$t_0$	28 dager

## Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Rektangulær
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0$	200 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	400 mm
Minste tverrsnittsdimensjon	$t_{min}$	400 mm
Areal	Areal	160 000 mm <sup>2</sup>
Omkrets	Omkrets	1 600 mm
Første arealmoment om y-akse	$S_y$	8 000 000 mm <sup>3</sup>
Arealtrehetsmoment om y-akse	$I_y$	2 133 333 333 mm <sup>4</sup>
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)

Høyde	h	400 mm
Bredde	b	400 mm
Kneklengde om y-aksen	$L_{cr,y}$	7,3 m
Faktisk lengde på søylen	L	9,5 m

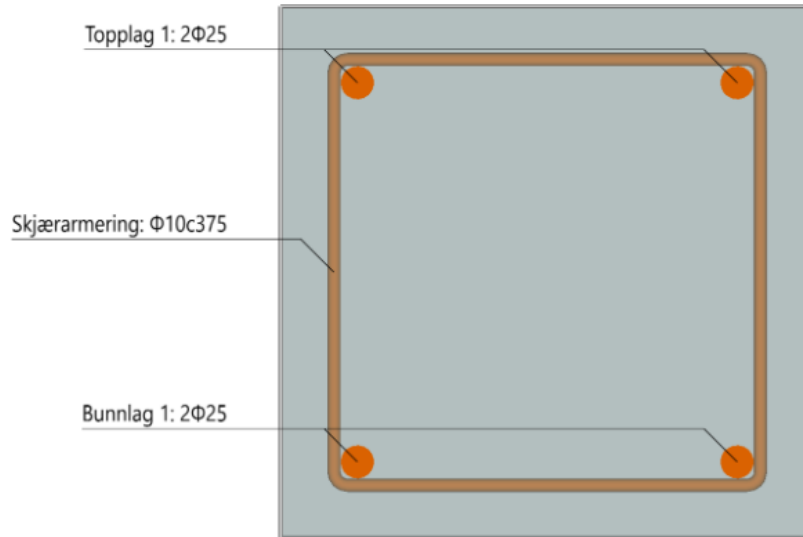


## Armering

Inkluder trykkarmering

Inkluder trykkarmering

Ja



### Armeringsmaterialer

#### Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	$\gamma_s$	1,15
Elastisitetensmodul	E	200,00 GPa
Forholdet $f_{tk} / f_{yk}$	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	$\epsilon_{uk}$	75,0 ‰
Tøyningsgrense	$\epsilon_{lim}$	100,0 ‰
Største armeringstøyning	$\epsilon_{ud}$	30,0 ‰
Toleranse	$\Delta C_{dev}$	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{tk}$	520 MPa

### Lengdearmering

#### Topplag 1

$\Phi$	# jern / bunt	Materiale	y	z	c	$c_{nom}$
[mm]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
25	1	Slakkarmering	-143	143	45,0	45
25	1	Slakkarmering	143	143	45,0	45

#### Bunnlag 1

$\Phi$	# jern / bunt	Materiale	y	z	c	$c_{nom}$
[mm]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
25	1	Slakkarmering	-143	-143	45,0	45
25	1	Slakkarmering	143	-143	45,0	45

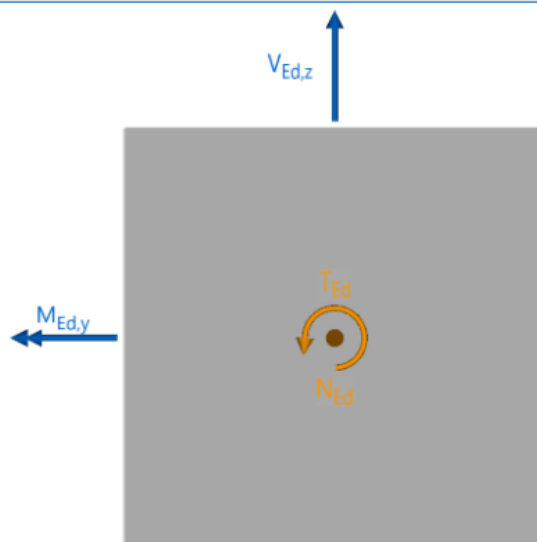
## ISY\_søyle (5)

$\Phi$	: Jernets diameter.
# jern / bunt	: Antall jern per bunt.
Materiale	: Valgt materiale for armeringsjernet.
y	: Plassering av jernet i y-retning.
z	: Plassering av jernet i z-retning.
c	: Overdekning for dette jernet.
$c_{nom}$	: Nominell overdekning for dette jernet etter EN 1992-1-1.

## Skjærarmering

Senteravstand	s	375 mm
Diameter	$\Phi$	10 mm
Materiale	Materiale	Slakkarmering
Overdekning	c	35 mm
Antall bøyleben_y	# bøyleben_y	2
Helningsvinkel ( $\alpha$ )	$\alpha$	90,00 °

## Snittkrefter



## Bruddgrensekrefter

## Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$M_{EdMax,y}$ [kNm]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$V_{EdMax,z}$ [kN]	$V_{Ed,Redusert,z}$ [kN]	$N_{EdG}$ [kN]	$N_{EdQ}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$\theta$
Last	46	0	0	0	0	0	-1 500	0	0	1,00

Navn : Navnet på snittkreftene.

$M_{EdG,y}$  : Langtidsmoment om y-aksen.

$M_{EdQ,y}$  : Korttidsmoment om y-aksen.

$M_{EdMax,y}$  : Maksimalt moment om y-aksen på staven på dette elementet er en del av.

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$M_{EdMax,y}$ [kNm]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$V_{EdMax,z}$ [kN]	$V_{Ed,Redusert,z}$ [kN]	$N_{EdG}$ [kN]	$N_{EdQ}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	$\theta$
$V_{Ed,z}$	: Tilhørende skjærkraft i z-retning, for beregningsmessig moment.									
$V_{EdMax,z}$	: Maksimal skjærkraft i z-retning, for trykksbruddkontroll.									
$V_{Ed,Redusert,z}$	: Redusert skjærkraft i z-retning, for strekkbruddkontroll.									
$N_{EdG}$	: Normalkraft fra langtidslast. (Negativ for trykk.)									
$N_{EdQ}$	: Normalkraft fra korttidslast. (Negativ for trykk.)									
$T_{Ed}$	: Torsjonsmoment.									
$\theta$	: Helningsvinkel for trykkdiagonalen.									

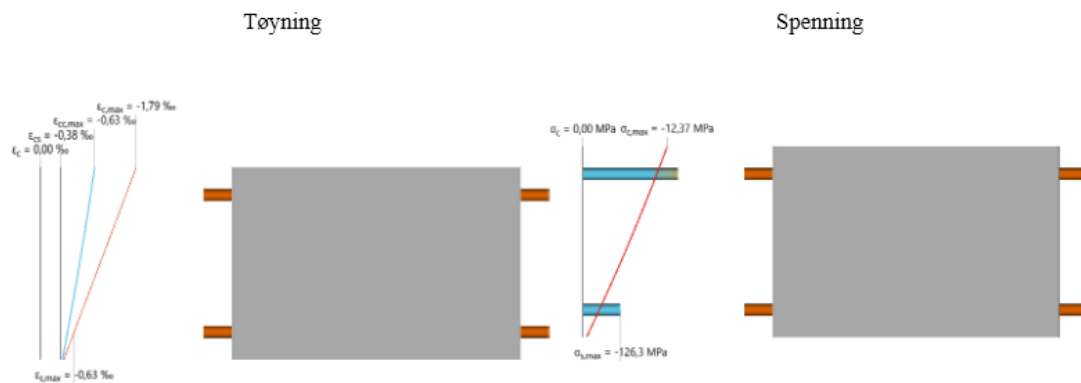
## Bruddgrense

### Momentkapasitet

Navn	$U_{tn,M+N}$	$M_{y,dim}$ [kNm]	$M_{add,y}$ [kNm]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{s,max}$ [‰]	$\epsilon_{cc,max}$ [‰]	Langtid?
Last	0,74	46	43,1	-1,79	-0,63	-0,63	Ja

Navn	: Navnet på snittkreftene.
$U_{tn,M+N}$	: Kapasitetsutnyttelse av moment og normalkraft for tverrsnittet.
$M_{y,dim}$	: Totalt dimensjonerende moment om y-aksen.
$M_{add,y}$	: Det totale tillegget til momentet om y-aksen som følge av 2. ordens effekter.
$\epsilon_{c,max}$	: Største trykk-tøyning i betongen.
$\epsilon_{s,max}$	: Største strekk-tøyning i armeringen.
$\epsilon_{cc,max}$	: Største kryptøyning i betongen.
Langtid?	: Langtidskreftene alene er avgjørende for kapasiteten til tverrsnittet. Dette kan typisk skje hvis langtidsmoment og det totale momentet har motsatt fortegn.

### Last



### Skjærkapasitet

### Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$U_{tn,trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$ [kN]	$U_{tn,strekk,z}$	$V_{Rd,z,strekk}$ [kN]	$A_{sw,z,statisk}$ [mm <sup>2</sup> /m]
Last	Nei	0,00	701	0,00	166	0

- Navn : Navnet på snittkreftene.  
 Behov? : En sjekk av om det er beregningsmessig behov for skjærarmering.  
 $U_{tn,trykk,z}$  : Skjærtrykkutnyttelse i z-retning.  
 $V_{Rd,z,trykk}$  : Skjærtrykkkapasitet i z-retning.  
 $U_{tn,strekk,z}$  : Skjærstrekkutnyttelse i z-retning.  
 $V_{Rd,z,strekk}$  : Skjærstrekkkapasitet i z-retning.  
 $A_{sw,z,statisk}$  : Statisk nødvendig skjærarmering i z-retning.

### Minimumsarmering

#### Lengdearmering

Minste lengdearmeringsareal	$A_{s,min}$	1 600 mm <sup>2</sup>
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	12 800 mm <sup>2</sup>
Største senteravstand med torsjonsarmering	$S_{lengde,tor,max}$	350 mm
Minste diameter for lengdearmering	$\Phi_{min}$	10 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

#### Tverrarmering

Minste diameter for tverrarmering	$\Phi_{l,min}$	6 mm
Største senteravstand for tverrarmering	$S_{cl,t,max}$	375 mm
Største bøyleavstand med torsjonsarmering	$S_{l,tor,max}$	200 mm

## Vedlegg B7 Fundament

### Dimensjonering fundament

Etter NS-EN 1992

Antar at fundament må være minst 1500mm for å få nok stabilitet samt plass til søyler / opplegg til innvendig gulv. Prøver med 500mm tykkelse.

$$B := 1.500 \text{ m} \quad t_{fund} := 500 \text{ mm} \quad b_{søyle} := 400 \text{ mm}$$

#### Krefter

Se vedlegg A6.4 for utregning av krefter

$$N_{Ed,1} := 1500 \text{ kN}$$

Aksiallast fra søyler

$$M_{Ed} := 163 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra søyler

$$G_{Ed,fund} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot B \cdot B \cdot t_{fund} \cdot 1.2 = 34 \text{ kN}$$

Egenvekt fundament

$$G_{Ed,søyle} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 9.5 \text{ m} = 38 \text{ kN}$$

Egenvekt søyle

$$N_{Ed} := N_{Ed,1} + G_{Ed,fund} + G_{Ed,søyle} = 1572 \text{ kN}$$

Total aksiallast ned i søyle

$$B_u := \frac{B - b_{søyle}}{2} = 0.55 \text{ m}$$

Se figur -->

$$e_0 := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.1 \text{ m}$$

Eksentrisitet

$$B_0 := B - 2 \cdot e_0 = 1.29 \text{ m}$$

Effektiv bredde

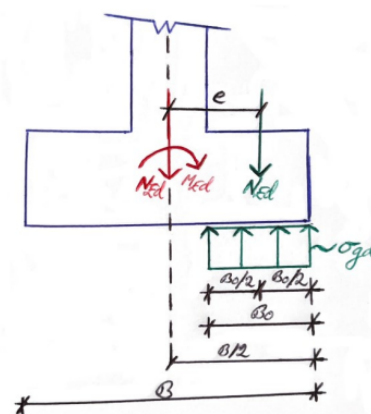
$$\sigma_g := \frac{N_{Ed}}{B_0 \cdot B} = 811 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Grunntrykk fra fundamentet

$$\sigma_{gd} := 5000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bæreevne fjell (konservativt antatt etter SINTEF byggforsk 571.105)

$$\sigma_{gd} := 5000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > \sigma_g = 810.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$\sigma_{gd} > \sigma_g$$

--> Fjellet har tilstrekkelig bæreevne for last og valgt fundamentbredde.

Prøver Ø25 hovedarmering i UK og OK:

$$\varnothing_h := 25 \text{ mm}$$

\*\*\*\*\*

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

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

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

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1: B35 betong

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

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (3.15) \text{ Dimensjonerende trykkfasthet}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Figur 3.8: Dimensjonerende flytespenning}$$

\*\*\*\*\*

## Overdekning

Eksponeringsklasse XD2 - Vått, sjeldent tørt Tabell 4.1

$$C_{min.dur} := 40 \text{ mm} \quad \text{Tabell NA.4.4N}$$

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

$$C_{min.b} := 25 \text{ mm} \quad \text{Tabell 4.2}$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, \Delta C_{dev}) = 40 \text{ mm} \quad (4.2) \text{ Minste overdekning}$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 50 \text{ mm} \quad C := C_{nom} \quad (4.1) \text{ Nominell overdekning}$$

$$d := t_{fund} - C - \frac{25}{2} \text{ mm} = 438 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tykkelse}$$



### Armering i underkant (UK)

$$b := B = 1.5 \text{ m}$$

$$h := t_{fund}$$

$$M_{Ed.UK} := \sigma_{gd} \cdot \frac{B u^2}{2} = 756 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved senter søyle  
Gir strekk i UK

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = 1566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongtrykkapasitet

$$z := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.UK}}{M_{cd}} \right) = 0.92 \quad \rightarrow \text{OK}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed.UK}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 4331 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 1092 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.nødv} := A_s = 4331 \text{ mm}^2$$

$$A_{hoved.arm} := \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^2 = 491 \text{ mm}^2$$

Ø25 tverrsnitt

$$ant := \frac{A_{s.nødv}}{A_{hoved.arm}} = 8.82 \quad \rightarrow \quad \frac{1500 \text{ mm}}{ant} = 170 \text{ mm}$$

Maks senteravstand

$$s_{max} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

[NA.9.3.1.1]

$$A_{s.UK} := A_{hoved.arm} \cdot \frac{1500 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 7363 \text{ mm}^2$$

Velger Ø25c100 i UK  
Totalt 9 Ø25 i UK

### Armering i overkant (OK)

$$M_{Ed.OK} := \frac{\sigma_g \cdot 0.55 \text{ m}^2}{2} = 223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i overkant  
fundament (ULS)

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = 1566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.OK}}{M_{cd}} \right) = 0.98 \quad \rightarrow \text{Bruker} \quad z := 0.95$$

$$A_s := \frac{M_{Ed.OK}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} \cdot 2 = 2467 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) \cdot 2 = 2184 \text{ mm}^2 \quad \text{[NA.9.2.1.1]}$$

$$A_{s_{n\ddot{o}dv}} := A_s = 2467 \text{ mm}^2$$

$$A_{hoved.arm} := \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^2 = 491 \text{ mm}^2$$

Ø25 tverrsnitt

$$ant := \frac{A_{s_{n\ddot{o}dv}}}{A_{hoved.arm}} = 5.03 \quad \rightarrow \quad \frac{1000 \text{ mm}}{ant} = 199 \text{ mm}$$

Maks senteravstand

$$A_{s,OK} := A_{hoved.arm} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 3272 \text{ mm}^2$$

Velger Ø25c150 i OK  
Totalt 6 Ø25c150 i OK

### Skjærarmering [6.2.3]

$$C_{Rdc} := \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

[NA.6.2.2(1)]

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.68$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s,UK}}{B \cdot d} = 0.011$$

$$V_{Ed} := \sigma_g \cdot Bu \cdot b = 668.78 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} := \left( C_{Rdc} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{fck}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot B \cdot d = 373.88 \text{ kN} \quad (6.2.a)$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left( \frac{fck}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot b \cdot d = 294.87 \text{ kN} \quad (6.2.b)$$

$$v := 0.6 \left( 1 - \frac{fck}{250 \frac{N}{\text{mm}^2}} \right) = 0.52 \quad (NA.6.6N)$$

$$V_{Rd,c} = 373.88 \text{ kN} < V_{Ed} = 668.78 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Beregningsmessig behov for skjærarmering}$$

$$V_{Rd,c} := 0.5 \cdot B \cdot d \cdot v \cdot fcd = 3358.031 \text{ kN} > V_{Ed} = 668.78 \text{ kN} \quad (6.5)$$

OK

$$z := 0.9 d \quad \alpha_{cw} := 1 \quad \theta := 45^\circ \quad \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 0.5$$

$$V_{Rd,max} := \alpha_{cw} \cdot B \cdot z \cdot f_{cd} \cdot v \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 3022 \text{ kN} \quad (6.9)$$

$$V_{Rd,max} = 3022 \text{ kN} > V_{Ed} = 668.78 \text{ kN}$$

Prøver med Ø12 som bøylearmering

$$\varnothing_b := 12 \text{ mm}$$

$$A_{b\text{øyle.arm}} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_b}{2}\right)^2 = 113 \text{ mm}^2 \quad A_{sw} := 2 \cdot A_{b\text{øyle.arm}} = 226 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)}{V_{Ed}} = 58 \text{ mm} \quad (6.8) \text{ Senteravstand bøyer}$$

$$\rho_{w,min} := 0.1 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{N}} \cdot \frac{N}{f_{yk}} = 0.001 \quad [\text{NA.9.2.2(5)}] \quad \text{NA.9.5N}$$

$$s_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} \cdot B} = 127 \text{ mm} \quad [\text{NA.9.2.2(5)}]$$

$$h' := h - 2 \cdot C - 2 \cdot \varnothing_b - \frac{\varnothing_h}{2} - \frac{\varnothing_h}{2} = 351 \text{ mm}$$

$$S_{max} := 0.6 \cdot h' = 210.6 \text{ mm} \quad [\text{NA.9.2.2}]$$

Velger Ø12c50 bøylearmering langs hele fundamentet

\*\*\*\*\*

## Kryptall

$$A_c := B \cdot t_{fund} = 750000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$u := 2 \cdot 550 \text{ mm} + 2 \cdot 500 \text{ mm} = 2.1 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 714.286 \text{ mm}$$

(B.6) Effektiv tverrsnittshøyde

$$\varphi := 2.0$$

Bruker kurver i 3.1.4(4) figur 3.1 for å finne kryptall. RH = 80%.

$$E_{cm} := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1: B35 betong

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

[3.2.7(4)] E-modul armeringsstål

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 11333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(7.20) Effektiv E-modul

$$r1 := \frac{E_s}{E_{c,eff}} \cdot \frac{A_{s,UK}}{b \cdot d} = 0.2$$

$$\alpha := \sqrt{(r1)^2 + 2 \cdot r1} - r1 = 0.46$$

## Rissvidde

SLS laster er alltid mindre eller lik ULS, bruker konservativt bruker ULS laster.

$$C_{min,dur} = 40 \text{ mm}$$

Eksponeeringsklasse XD2  
Tilnærmet permanent tilstand

$$C_{nom} = 50 \text{ mm}$$

$$K_c := \min\left(\frac{C_{nom}}{C_{min,dur}}, 1.3\right) = 1.25$$

(NA.901)

$$W_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot K_c = 0.38 \text{ mm}$$

Tabell NA.7.1N

$$\sigma_s := \frac{M_{Ed}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \cdot A_{s,UK}} = 60 \text{ MPa}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \varnothing_h = 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max1} := 220 \text{ MPa}$$

Tabell 7.2N

$$> \sigma_s = 60 \text{ MPa}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \text{S150} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max2} := 320 \text{ MPa}$$

Tabell 7.3N

OK for rissvidde med ULS laster --> OK med ULS laster

## Forankring

$$G := N_{Ed.1} + G_{Ed.søyle}$$

$$arm := 0.75 \text{ m}$$

$$1.5 \cdot M_{Ed} = 244.5 \text{ kN} \cdot \text{m} < G \cdot 0.9 \cdot arm = 1038.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ikke beregningsmessig behov for forankring

## Vedlegg B8 Støttevegg

### Dimensjonering støttevegg

Etter NS-EN 1992

#### Info vegg

$L_y := 45.56 \text{ m}$	Spennlengde y-retning (lengderetning)	
$l := 1000 \text{ mm}$	Pr meter vegg	B35 betong
$b := 350 \text{ mm}$	Bredde støttevegg	B500NC
$h := 2000 \text{ mm}$	Høyde støttevegg	

#### Bruddgrense krefter

Regner støtteveggen fast innspent mot fjell og fritt i topp. Den dimensjoneres til å ta krefter i horisontal retning fra jordtrykk uten å påvirke lokk. Skjærkrefter fra lokket vil stabilisere vegg med tanke på momentet jordtrykket påfører. Regner til sikker side ikke med dette.

#### Horisontal laster fra jordtrykk og nyttelast over

$\theta := 42^\circ$		$q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Terrenglast, nyttelastkat C
$\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Tyngdetetthet sprengstein	$\gamma_f := 1.3$	

$K := 0.5$  Dimensjonerende jordtrykkskoeffisient, K  
Etter Fig. E2 NS3479  
Valgt til sikker side, høy K gir større jordtrykk

$P_{jord} := 0.5 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K = 19 \text{ kN}$  (E 5.4) NS3479 Fra trekantlast sprengstein.  
Virker h/3 fra bunn

$P_{jord.ULS} := P_{jord} \cdot 1.5 = 28.5 \text{ kN}$  Horisontallast fra jord (bruddgrense)

$P_{nytte} := q \cdot \gamma_f \cdot h \cdot K = 6.5 \text{ kN}$  Karakteristisk horisontallast fra nyttelast  
Virker h/2 fra bunn

$P_{nytte.ULS} := P_{nytte} \cdot 1.5 = 9.8 \text{ kN}$  Horisontallast fra nyttelast (bruddgrense)

$M_{Ed.ULS} := P_{jord.ULS} \cdot \frac{h}{3} + P_{nytte.ULS} \cdot \frac{h}{2} = 28.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Maks moment i vegg

$V_{Ed} := P_{jord.ULS} + P_{nytte.ULS} = 38.3 \text{ kN}$  Maks skjærkraft

## Bruksgrense krefter

$$P_{jord.SLS} := P_{jord} \cdot 1.0 = 19 \text{ kN}$$

$$P_{nytte.SLS} := P_{nytte} \cdot 0.6 = 3.9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.SLS} := P_{jord.SLS} \cdot \frac{h}{3} + P_{nytte.SLS} \cdot \frac{h}{2} = 16.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Velger Ø25 for hovedarmering/forankring og Ø12 for SDF:  $\varnothing_h := 25 \text{ mm}$   
 $\varnothing_{SDF} := 12 \text{ mm}$

\*\*\*\*\*

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

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

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

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

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

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (3.15) \text{ Dimensjonerende trykkfasthet}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Figur 3.8: Dimensjonerende flytespenning}$$

\*\*\*\*\*

## Bruddgrense dimensjonering støttevegg

### Overdekning

Eksponeringsklasse XD2 - Vått, sjeldent tørt Tabell 4.1

$C_{min.dur} := 40 \text{ mm}$  Tabell NA.4.4N

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

$C_{min.b} := 25 \text{ mm}$  Tabell 4.2

$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, \Delta C_{dev}) = 40 \text{ mm}$  (4.2) Minste overdekning

$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 50 \text{ mm}$   $C := C_{nom}$  (4.1) Nominell overdekning

$$d := b - C - \varnothing_{SDF} - \frac{\varnothing_h}{2} = 276 \text{ mm}$$

Effektiv tykkelse  
Legger forankringsjern innside  
SDF-arm ca 75mm inn i vegg

## Hovedarmering / forankring

$$M_{Ed,ULS} = 28.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot l \cdot d^2 = 414 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{cd} > M_{Ed,ULS}$  --> Delvis utnyttet trykksone. Ikke behov for trykkarmering

$$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed,ULS}}{M_{cd}} = 0.988 > 0.95 \text{ --> Bruker } z := 0.95$$

$$A_s := \frac{M_{Ed,ULS}}{f_{yd} \cdot z \cdot d} = 253 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering (pr m)

$$A_{hoved.arm} := \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_h}{2} \right)^2 = 491 \text{ mm}^2$$

Ø25 tverrsnitt

$$ant := \frac{A_s}{A_{hoved.arm}} = 0.5 \text{ --> } \frac{1000 \text{ mm}}{ant} = 1943 \text{ mm}$$

Maks senteravstand

$$A_{s,forankring} := A_{hoved.arm} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 491 \text{ mm}^2$$

Velger Ø25c1000

Velger kam 25 som forankring hver 1 m vegg bortover. Godt til sikker side

## Minimumsarmering [NA.9.2.1.1 (1)]

$$A_{s,min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot l \cdot d, 0.0013 \cdot b \cdot d \right) = 458 \text{ mm}^2$$

$$A_{SDF} := \pi \cdot \left( \frac{\varnothing_{SDF}}{2} \right)^2 = 113 \text{ mm}^2$$

Ø12 tverrsnitt

$$ant := \frac{A_{s,min}}{A_{SDF}} = 4.1 \text{ --> } \frac{1000 \text{ mm}}{ant} = 247 \text{ mm}$$

Maks senteravstand

$$A_{s,SDF} := A_{SDF} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 565 \text{ mm}^2$$

Velger Ø12c200 SDF

Ø12c200 legges inn på begge sider horisontalt og vertikalt



## Skjærarmering [6.2.2]

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{1.5}$$

$$1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.852 < 2.0 \text{ bruker } k := 2.0$$

$$\rho_L := \frac{A_s}{l \cdot d} = 0.001 < 0.02 \text{ OK}$$

$$V_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{l}{\text{mm}} \cdot \frac{d}{\text{mm}} \cdot N = 98 \text{ kN}$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\frac{N}{\text{mm}^2}}} \cdot \frac{l}{\text{mm}} \cdot \frac{d}{\text{mm}} \cdot N = 66.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 97.5 \text{ kN} > V_{Ed} = 38.25 \text{ kN} \rightarrow \text{OK ikke beregningsmessig behov for skjærarmering}$$

Ø25 har en karakteristisk bruddlast på 250kN (rapport nr.2374) --> OK

## Bruksgrense dimensjonering støttevegg

### Kryptall

$$A_c := l \cdot b = 350000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$u := 2 \cdot l = 2 \text{ m}$$

Omkrets utsatt for uttørking

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 350 \text{ mm}$$

(B.6) Effektiv tverrsnittshøyde

$$\varphi := 2.2$$

Kurver i 3.1.4(4) figur 3.1 for å finne kryptall

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1: B35 betong

$$E_s := 200000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

[3.2.7(4)] E-modul armeringsstål

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10625 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(7.20) Effektiv E-modul

$$r1 := \frac{E_s}{E_{c,eff}} \cdot \frac{A_{s,forankring}}{b \cdot d} = 0.096$$

$$\alpha := \sqrt{(r1)^2 + 2 \cdot r1} - r1 = 0.352$$

$$Ic := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (4.01 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Treghetsmodul risset stivhet

$$EI := E_{c,eff} \cdot Ic = (4.26 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Stivhet

## Rissvidde

$$C_{min,dur} = 40 \text{ mm}$$

Eksponeringsklasse XC4  
Tilnærmet permanent tilstand

$$C_{nom} = 50 \text{ mm}$$

$$K_c := \min\left(\frac{C_{nom}}{C_{min,dur}}, 1.3\right) = 1.25$$

(NA.901)

$$W_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot K_c = 0.4 \text{ mm}$$

Tabell NA.7.1N

$$\sigma_s := \frac{M_{Ed,SLS}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d \cdot A_{s,forankring}} = 139 \text{ MPa}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \varnothing_h = 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max1} := 220 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.2N}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad S250 \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max2} := 240 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.3N}$$

>  $\sigma_s = 139 \text{ MPa}$

OK for rissvidde

## Kontroll av forankringsbolter

$\sigma_s = 139 \text{ MPa}$	<	$\sigma_{maks} := 180 \text{ MPa}$	OK for spenning bolt
$f_{yd} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	>	$f_{yd.min} := 380 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	OK for flytegrense bolt
$\varnothing_h = 25 \text{ mm}$	>	$\varnothing_{min} := 20 \text{ mm}$	OK for diameter bolt
$S := 1000 \text{ mm}$	<	$S_{max} := 1500 \text{ mm}$	OK for senteravstand bolter

## Estimat inngysningslengde

$d_b := 25 \text{ mm}$	Boltediameter
$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$	Stålets flytegrense
$f_{bb} := 2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Dim. heftstyrke mellom stål og mørtel
$L1 := \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{bb}} = 1.563 \text{ m}$	Nødvendig inngysningslengde 1
$f_{bf} := 1500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Dim. heftstyrke mellom mørtel og fjell
$d_h := 25 \text{ mm} + 5 \text{ mm} \cdot 2 = 35 \text{ mm}$	Borhulsdiameter
$L2 := \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{bf}} \cdot \frac{d_b}{d_h} = 1.488 \text{ m}$	Nødvendig inngysningslengde 2

Estimerer 3m inngysninglengde. Avhenger av tilstand til fjell etter utsprengning. Detaljert grunnundersøkelse er nødvendig for å bestemme riktig inngysningslengde.

# Vedlegg B8.1 Støttevegg kontroll ISY-design

20.05.2023

ISY\_støttevegg (2)

## Beregningsinnstillinger

Inkluder trykkarmering	Ja	Ignorer moment fra eksentrisitet	Nei
------------------------	----	----------------------------------	-----

## Materiale

### Materialdata

Betong	Betong	B35
Partialfaktor for betong	$\gamma_c$	1,50
Sylindriske trykkfasthet	$f_{ck}$	35,0 MPa
Største tilslag i betongen	$d_g$	20 mm
Midlere E-modul	$E_{cm}$	34,08 GPa
Midlere trykkfasthet	$f_{cm}$	43,0 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	19,8 MPa
Midlere strekkfasthet	$f_{ctm}$	3,21 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd}$	1,27 MPa
Hovedsakelig grovt tilslag	Grovt tilslag	Ja

### Rissdata

Eksponeringsklasse	Eksposering	XD2
Dimensjonerende levetid	Levetid	50 år
Nødvendig fasthetsklasse	$C_{ind}$	B40
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for permanente laster	$w_{max,G}$	0,30 kc mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde for ofte forekommende	$w_{max,Q}$	- mm
Tillegg / fradrag i nominell verdi for $C_{dur}$	$\Delta C_{dur}$	0 mm
Minimum overdekning	$C_{dur}$	40 mm
Bestandighetsklasse	Bestandighet	M40
Trykkavlastning		Ingen

### Kurvedata

Trykktoyning ved maks spenning, kurve 1	$\epsilon_{c1}$	-2,25 ‰
Bruddtoyning, kurve 1	$\epsilon_{cu1}$	-3,50 ‰
Trykktoyning ved maks spenning, kurve 2	$\epsilon_{c2}$	-2,00 ‰
Bruddtoyning, kurve 2	$\epsilon_{cu2}$	-3,50 ‰
EkspONENT n i arbeidsdiagrammet	n	2,00

### Kryp- og svinndata

Sementklasse	Sement	N
Relativ fuktighet	RH	80 %
Svinntøyning	$\epsilon_{cs}$	-0,25 ‰
Kryptallet	$\Phi$	1,50
Langtids E-modul	$E_{c1}$	14,05 GPa
Alder ved pålasting	$t_0$	28 dager

## Tverrsnittsdata

Tverrsnittstype	Tverrsnittstype	Vegg
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0$	350 mm
Stegbredden for skjærkontroll i y-retning	$b_{w,y}$	1 000 mm
Areal	Areal	350 000 mm <sup>2</sup>
Omkrets	Omkrets	2 000 mm
Første arealmoment om y-akse	$S_y$	15 312 500 mm <sup>3</sup>
Arealreghetsmoment om y-akse	$I_y$	3 572 916 667 mm <sup>4</sup>
Tyngdepunkt	Tyngdepunkt	(0, 0)
Bredde	b	1 000 mm
Tykkelse	t	350 mm
Kneklengde om y-aksen	$L_{cr,y}$	2,0 m
Faktisk lengde	L	2,0 m
Innervegg	Innervegg	Nei

## Armering

Inkluder trykkarmering	Inkluder trykkarmering	Ja
------------------------	------------------------	----

### Armeringsmaterialer

#### Slakkarmering

Armeringstype	Armeringstype	Slakkarmering
Partialfaktor for stål	$\gamma_s$	1,15
Elastisitetsmodul	E	200,00 GPa
Forholdet $f_{tk} / f_{yk}$	k	1,04
Armeringens bruddtøyning	$\epsilon_{uk}$	75,0 ‰
Tøyningsgrense	$\epsilon_{lim}$	100,0 ‰
Største armeringstøyning	$\epsilon_{ud}$	30,0 ‰
Toleranse	$\Delta C_{dev}$	10,0 mm
Stål	Stål	C
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk}$	500 MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{tk}$	520 MPa

#### Lengdearmering

Navn	s	$\Phi$	# jern / bunt	Materiale	c	Overdekning fra...
	[mm]	[mm]			[mm]	
Topplag 1		250	12	1 Slakkarmering	50	Overkant
Bunnlag 1		230	12	1 Slakkarmering	50	Underkant

## Snittkrefter

### Bruddgrensekrefter

## Krefter i hovedakseretning

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$M_{EdMax,y}$ [kNm]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$V_{EdMax,z}$ [kN]	$V_{Ed,Redusert,z}$ [kN]	$N_{EdG}$ [kN]	$N_{EdQ}$ [kN]
Last	29	0	0	38	38	38	0	0

## Bruksgrensekrefter

Navn	$M_{EdG,y}$ [kNm]	$M_{EdQ,y}$ [kNm]	$N_{EdG}$ [kN]	$N_{EdQ}$ [kN]	Lasttype
Last	17	0	0	0	Tilnærmet permanent

## Bruddgrense

## Momentkapasitet

Navn	$Utn_{M+N}$ [kNm]	$M_{y,dim}$ [kNm]	$M_{add,y}$ [kNm]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{s,max}$ [‰]	$\epsilon_{cc,max}$ [‰]	Langtid?
Last	0,57	40	0,0	-0,67	1,51	-0,18	Ja

## Skjærkapasitet

## Skjærkapasitet i primærretning

Navn	Behov?	$Utn_{trykk,z}$	$V_{Rd,z,trykk}$ [kN]	$Utn_{strek,z}$	$V_{Rd,z,strek}$ [kN]	$A_{sw,z,statisk}$ [mm <sup>2</sup> /m]
Last	Nei	0,03	1 449	0,26	150	0

## Minimumsarmering

## Vertikalarmering

Minste lengdearmeringsareal	$A_{s,min}$	700 mm <sup>2</sup>
Minste strekkarmeringsareal i underkant	$A_{s,min,bunn}$	491 mm <sup>2</sup>
Største lengdearmeringsareal	$A_{s,max}$	14 000 mm <sup>2</sup>
Største senteravstand i vertikalarmeringen	$S_{c,max}$	250 mm
Fri avstand mellom lengdearmeringsjern	Fri avstand	Godkjent

## Horisontalarmering

Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger	$A_{s,hmin,ytter}$	1 348 mm <sup>2</sup>
Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger	$A_{s,hmin,ytter,topp}$	674 mm <sup>2</sup>
Minste horisontalarmeringsareal for yttervegger	$A_{s,hmin,ytter,bunn}$	674 mm <sup>2</sup>
Største senteravstand i horisontalarmeringen	$S_{ch,max}$	400 mm

## Tverrarmering

## Bruksgrense

### Spenningsbegrensning

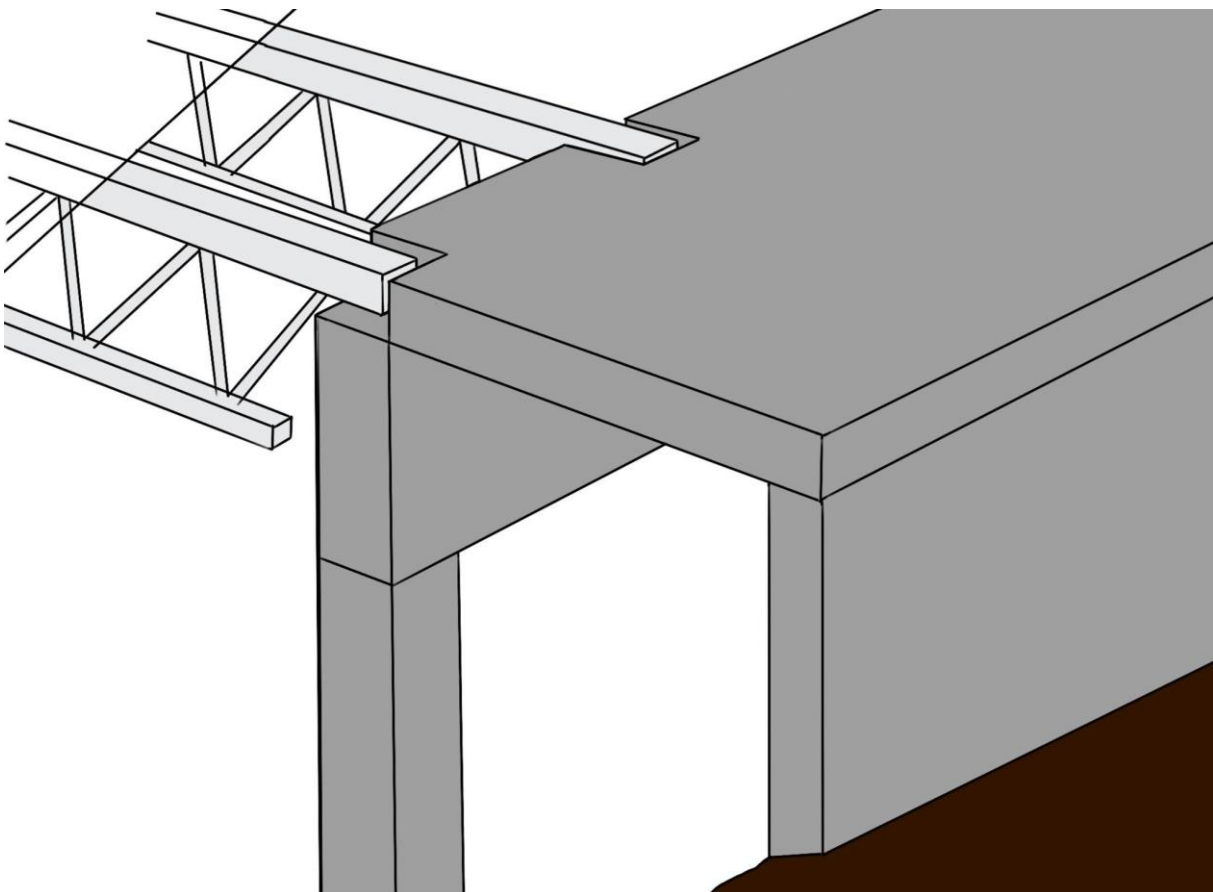
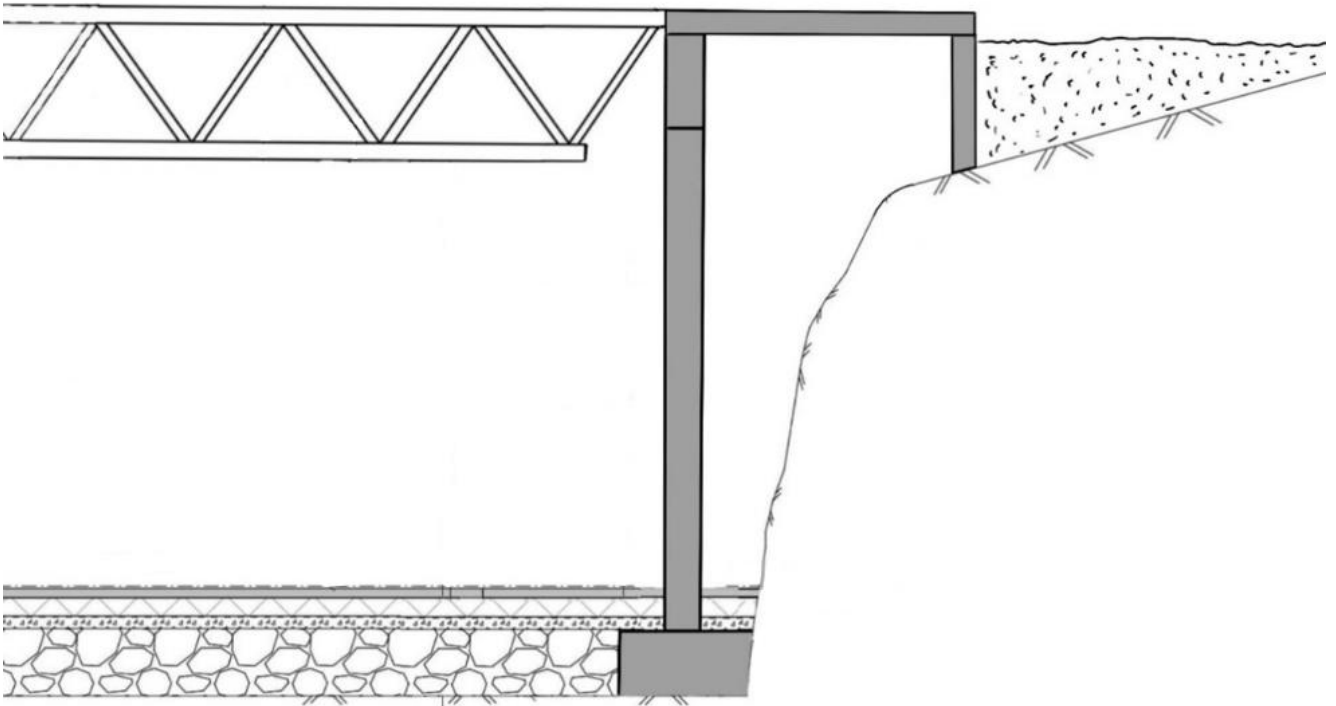
Navn	$\sigma_{s,limit}$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,limit}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{s,max}$ [‰]	$\epsilon_{c,max}$ [‰]	$\epsilon_{cc,max}$ [‰]
Last	400,0	126,2	-21,00	-2,04	0,63	-0,40	-0,09

### Risaviddebegrensning

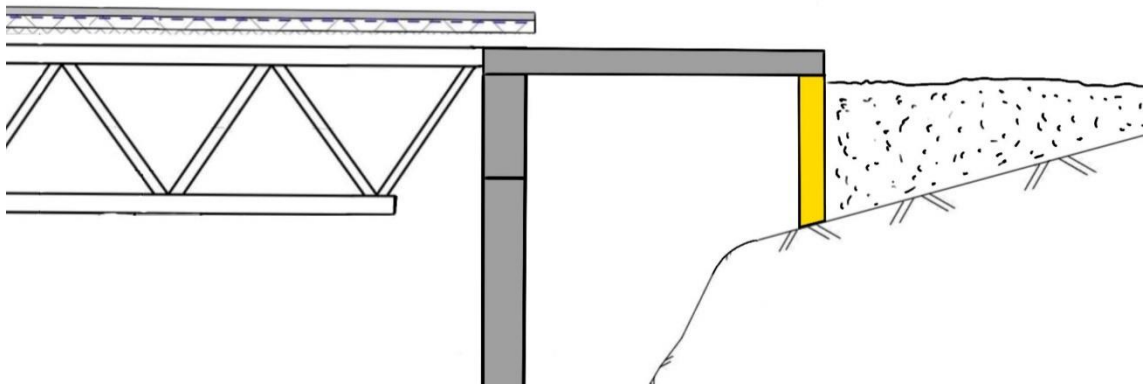
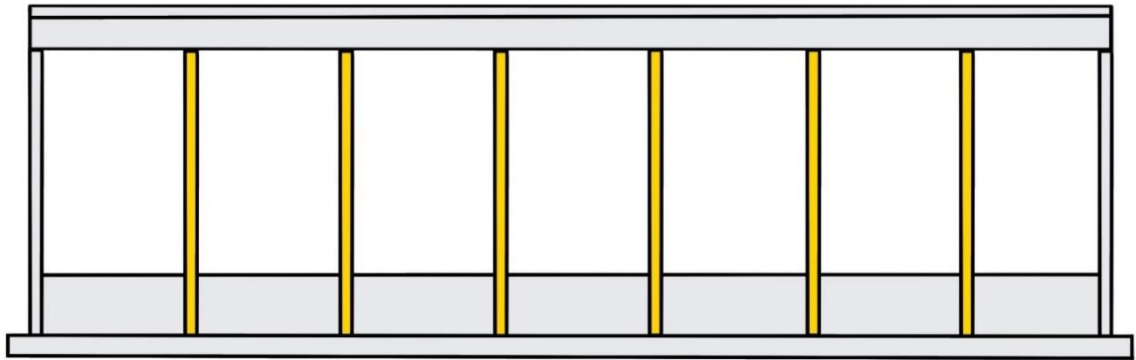
Navn	$U_{tn,ris}$	$W_k$ [mm]	$w_{max}$ [mm]	$S_{r,max}$ [mm]	$k_{c,steg}$	$k_{c,flens}$	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	Trykkavl.
Last	0,40	0,15	0,38	400	0,40	-	434	102 624	Ikke relevant

## C: Figurer

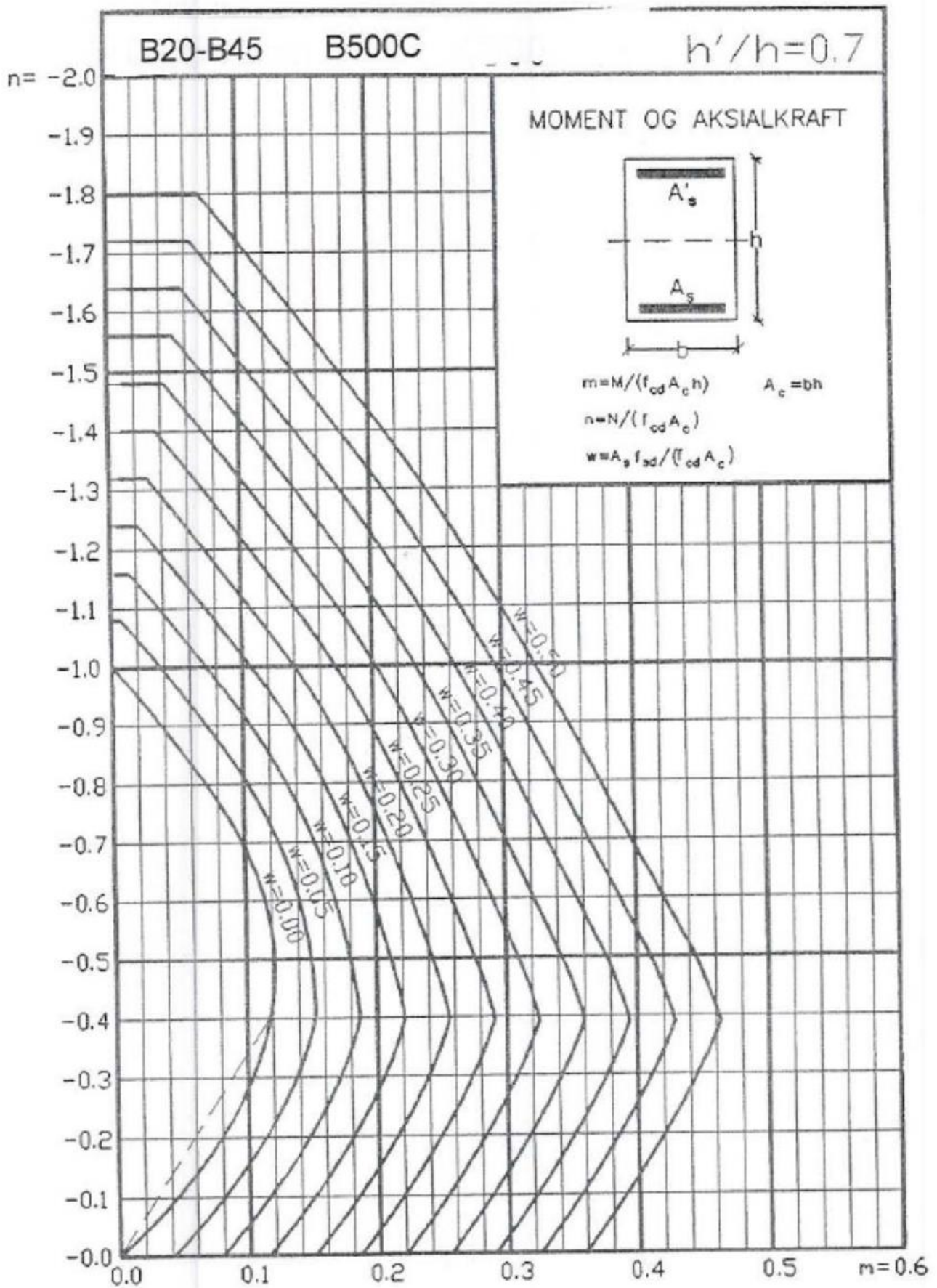
### Vedlegg C1.1 Figurer av konstruksjonen



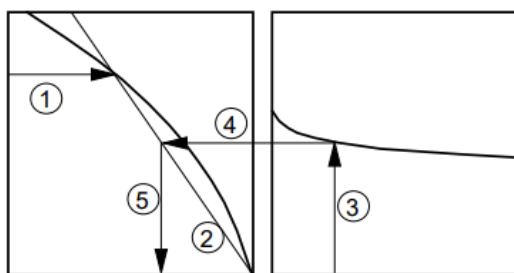
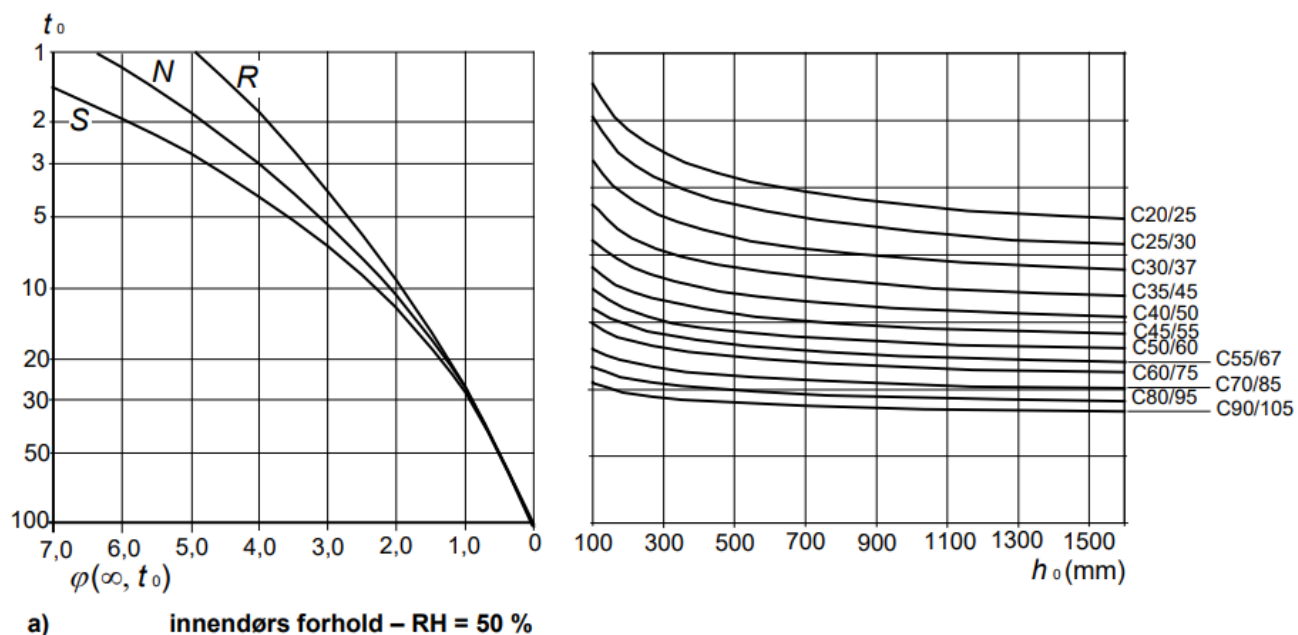




Vedlegg C1.2 MN-diagram  $h'/h = 0.7$

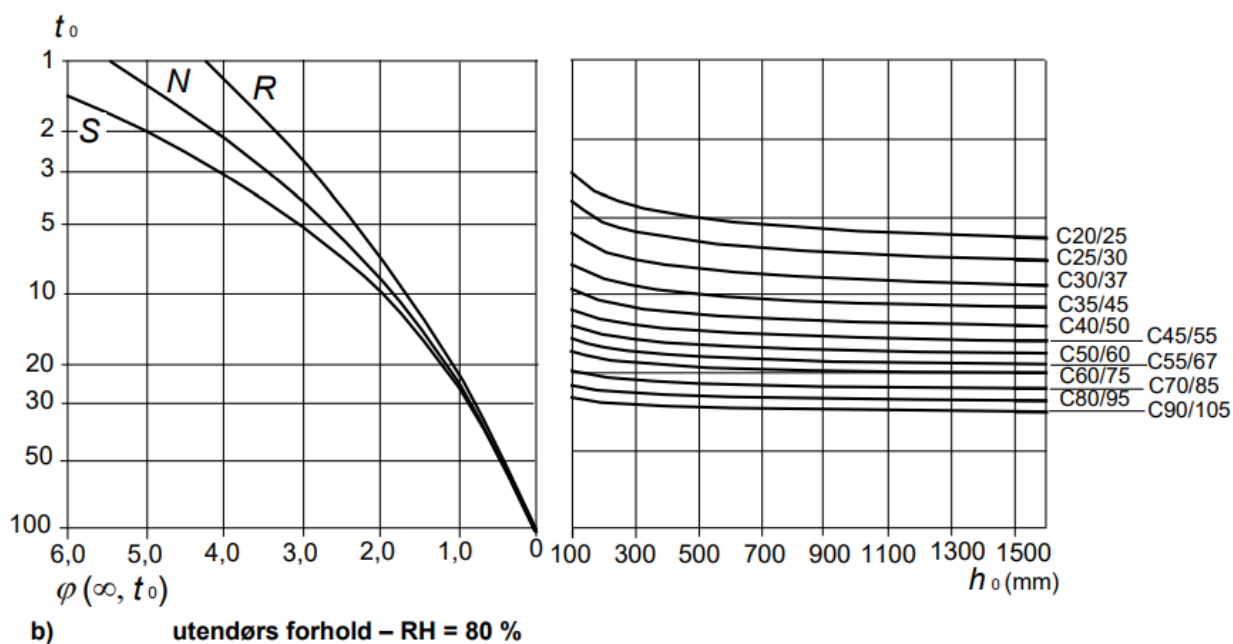


## Vedlegg C1.3 Bestemme kryptall - Figur 3.1 EC2



### MERKNAD

- krysningspunktet mellom linje 4 og 5 kan også ligge over punkt 1
- for  $t_0 > 100$  er det tilstrekkelig nøyaktig å anta  $t_0 = 100$  (og bruke tangentlinjen)



Figur 3.1 – Metode for å bestemme kryptallet  $\varphi(\infty, t_0)$  for betong under normale miljøforhold



Figur 4: Plassering av nye bygg vises i blått. Høydekurver på berg fra boringer.

### 3.1 Fundamentering og fyllinger

Det er ganske kort til berg og delvis skal det sprenges i berg for byggene. Lokalstabilitet er ivaretatt.

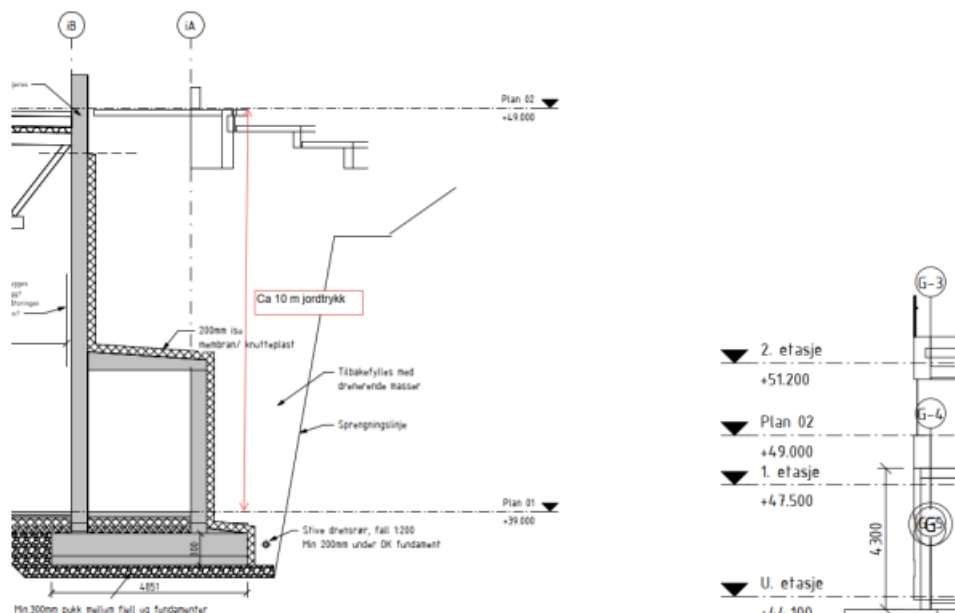
Byggene skal dirketefunderes på sprengsteinspute på berg. Putene skal bestå av fritt drenerende, ikke telefarlige masser av sprengstein med et minimum 300 mm tykt, avrettet bærelag under og rundt fundamentet. Rundt og over fundamentet skal det være tilbakefylling i form av et avrettet drenerende bærelag. Maksimum grunntrykk under fundamenter på sprengsteinspute er 500 kPa. Fyllinger opp til hus skal bestå av fritt drenerende, ikke telefarlige masser av sprengstein. Fyllmasser skal komprimeres iht. NS 3458 [2].

### 3.2 Bergsikringer og forankring til fjell

Sikringer av berg og ingeniørlogisk prosjektering finnes i et adskilt notat N01-A01-Bergtekniske premisser [3].

### 3.3 Jordtrykk på kjellervegger

Det skal fylles med sprengstein opp til fjellskjæring bak idrettshall i maks 10 m høyde. Det fylles også opp til kjelleretasje på nytt skolebygg hvor maks høyde er antatt å være 4,5 m (Figur 5).



Figur 5: Fyllingshøyder mellom fjellskjæring og bygg, skjematisk tegning.

Ved beregning av jordtrykk på kjellervegg benyttes jordparametere for sprengstein oppgitt i Tabell 1. Det anbefales å beregne hviletrykk, da det forutsettes at kjelleren forskyves i liten grad og massene bak veggen blir komprimert. Det antas at massene er drenerte.

Tabell 1: Materialparameter for beregninger av jordtrykk mot vegger.

Materiale	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]
Sprengstein	19	42

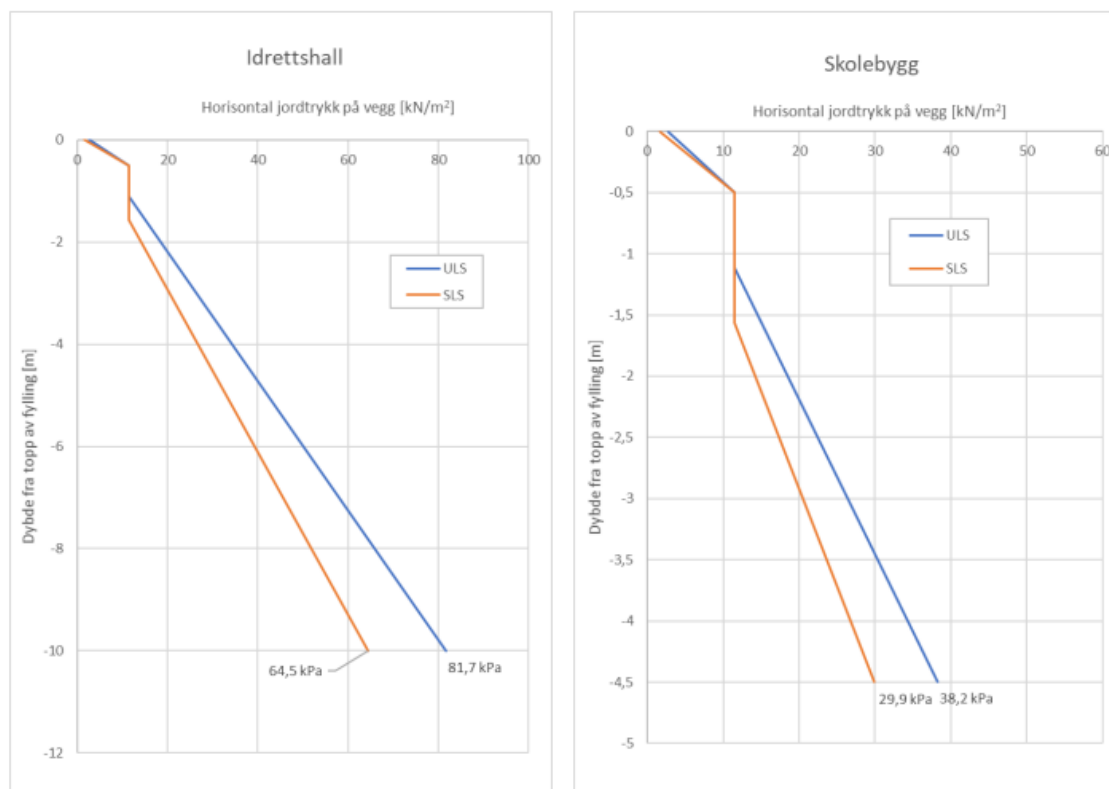
Jordtrykk beregnes etter dimensjoneringsmetode 3. Følgende tilfeller av jordtrykk ble beregnet:

Tilfelle	Kombinasjon
SLS	$G_k + Q_k$
ULS	$\gamma_m G + \gamma_Q Q$
ALS	$G_k + \gamma_1 A_{Ek} + \psi_2 Q_k$

Partialfaktorer for last på topp av fylling er  $\gamma_Q = 1,3$  iht. Eurokode 0 [4] og partialfaktor for jordparametere for friksjonsmasser er  $\gamma_m = 1,25$  iht. Eurokode 7 [5]. Ettersom  $a_g S < 0,5$  m/s<sup>2</sup> kan iht. Eurokode 8 [6] seismisk påvirkning utelates.



Idrettshall plasseres i seismisk klasse II mens skolebygget plasseres i seismisk klasse IIIa. For idrettsbygget er  $a_g S = 0,55 > 0,5 \text{ m/s}^2$  og for skolebygget er  $a_g S = 0,69 > 0,5 \text{ m/s}^2$  og seismisk påvirkning skal derfor tas med i prosjekteringen.



Figur 6: Beregnet jordtrykk på vegger mot bergskjæring.

Jord i kontakt med stive støttekonstruksjoner får lateral tilleggstrykk på veggene i jordskjelv. Denne dynamiske lasten er beregnet til:

Idrettshall: 10,7 kPa

Skolebygg: 6,0 kPa

og er uten lastfaktorer.

Tilleggslastene fra jordskjelv skal legges til jordtrykk fra egenvekt og nyttelast med riktige lastkombinasjoner.

## 4 Prosjekteringsforutsetninger

### 4.1 Regelverk og standard

Gjeldende regelverk og prosjekteringsstandarder legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

## 4.10 Seismisk grunntype

NS-EN 1998 gir regler for prosjektering av konstruksjoner for seismiske laster. Grunntype velges i henhold til tabell NA.3.1 i 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Avstanden ned til berg i området varierer kort og byggene fundamenteres på sprengsteinspute over fjell. Basert på dette konkluderes det med at følgende grunntype er aktuell for prosjektet:

- ✓ Grunntype A

# D: Klima

## Vedlegg D1.1 Opprinnelig bæresystem

Resultatkategori		Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO <sub>2</sub> e <sup>?</sup>
A1-A3 <sup>?</sup>	Byggematerialer	95 638
+ A4 <sup>?</sup>	Transport til byggeplassen	10 313
+ A5 <sup>?</sup>	Byggeplass	4 386
+ C1-C4 <sup>?</sup>	Endt levetid	3 708
+ D <sup>?</sup>	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-26 902
<b>Total</b>		<b>114 047</b>

Totalt utslipp opprinnelig system, 114 tonn CO<sub>2</sub>ekv

### NS3720 Project: Eidsvåg Skole idrettshall - opprinnelig

Klimagassutslipp, NS 3720: Byggematerialer							Vis tall	Skjul overskrifter	Skriv ut	Lukk
Konstruksjon	Ressurs	Brukerinngang	Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO <sub>2</sub> e	Biogent karbonlagring kg CO <sub>2</sub> e bio	Klimagassutslipp, LULUC kg CO <sub>2</sub> e	Kommentarer				
▼ Bygningmaterier > Fundament og sub-strukturer > Fundament, grunn, kjeller og støttemurer (20, 21)										
	Ferdigbetong B30 M60, C30/37 (B30 M60) D22 (Ølen Betong) <sup>?</sup>	132 m3	100 %			Fundament				
		Andel	28,14 %							
▼ Bygningmaterier > Vertikale strukturer og fasade > Søyler og bærende vertikale strukturer (22)										
	Ferdigbetong B30 M60, C30/37 (B30 M60) D22 (Ølen Betong) <sup>?</sup>	22 m3	6,83 %			Sløtteribber				
	Ferdigbetong B30 M60, C30/37 (B30 M60) D22 (Ølen Betong) <sup>?</sup>	300 m3	93,17 %			Hovedvegg og tak materialrom				
		Andel	68,66 %							
▼ Bygningmaterier > Horisontale strukturer: Bjelker, gulv og tak > Gulvplater, himling, dekker på tak, bjelker og tak (25, 26)										
	Ferdigbetong B30 M60, C30/37 (B30 M60) D22 (Ølen Betong) <sup>?</sup>	15 m3	100 %			Lokk og diverse				
		Andel	3,2 %							



## Vedlegg D1.2 Forslag til bæresystem

Resultatkategori		Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO <sub>2</sub> e
A1-A3	Byggematerialer	46 453
+ A4	Transport til byggeplassen	3 749
+ A5	Byggeplass	2 685
+ B4-B5	Utskiftning og renovring	391
+ C1-C4	Endt levetid	1 725
+ D	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-10 219
<b>Total</b>		<b>55 003</b>

Totalt utslipp forslag til system, 55 tonn CO<sub>2</sub>ekv

### NS3720 Project: Eidsvåg Skole idrettshall - forslag

Klimagassutslipp, NS 3720: Byggematerialer						Vis %	Skjul overskrifter	Skriv ut	Lukk
Konstruksjon	Ressurs	Brukerinngang	Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO <sub>2</sub> e	Biogent karbonlagring kg CO <sub>2</sub> e bio	Klimagassutslipp, LULUC kg CO <sub>2</sub> e	Kommentarer			
▼ Bygningsmaterialer > Fundament og sub-strukturer > Fundament, grunn, kjeller og støttemurer (20, 21)									
	Ferdigbetong, B35 M45, sink depth <200mm (Velde Betong)	34 m3	8 254 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Fundament			
		Delsum	8 254						
▼ Bygningsmaterialer > Vertikale strukturer og fasade > Søyler og bærende vertikale strukturer (22)									
Bindingsverksvegg, 100mm trestender, inkl. mineralullisolasjon og dobbel gipsplater	Glassull isolasjonsplater, generisk, L = 0.031 W/mK, R = 3.2...	265 m2	361 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Quantity adjusted so that insulation fills the gaps of stud wall			
Bindingsverksvegg, 100mm trestender, inkl. mineralullisolasjon og dobbel gipsplater	Gipsplater, vanlig, generisk, 6.5-25 mm (0.25-0.98 in), 10.7...	300 m2	1 588 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Double gypsumboard			
Bindingsverksvegg, 100mm trestender, inkl. mineralullisolasjon og dobbel gipsplater	Gipsplater, vanlig, generisk, 6.5-25 mm (0.25-0.98 in), 10.7...	300 m2	1 588 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Double gypsumboard			
	Ferdigbetong, B35 M45, sink depth <200mm (Velde Betong)	15 m3	3 641 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Søyler			
	Ferdigbetong, B35 M45, sink depth <200mm (Velde Betong)	17 m3	4 127 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Drager			
	Ferdigbetong, B35 M45, sink depth <200mm (Velde Betong)	32 m3	7 768 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Støttevegg masser			
Bindingsverksvegg, 100mm trestender, inkl. mineralullisolasjon og dobbel gipsplater	Water-borne interior paints, 1.36 kg/L, average coverage 8-1...	80.38 kg	129 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	For both sides of wall, average spread rate 10.15 m2/l			
Bindingsverksvegg, 100mm trestender, inkl. mineralullisolasjon og dobbel gipsplater	Høvellast, bårte (Treindustrien)	34.8 m2	181 <i>Se kalkulasjon</i>	2 251 <i>Se kalkulasjon</i>	0 <i>Se kalkulasjon</i>	Quantity adjusted for stud wall per 1 m2 of wall area, with 600 mm spacing			
		Delsum	19 383	2 251					

▼ Bygningmaterier > Horisontale strukturer: Bjelker, gulv og tak > Gulvplater, himling, dekker på tak, bjelker og tak (25, 26)						
Trebjelkeag, inkl. mineralullisolasjon, 278 mm, incl. 225 mm mineral wool insulation	Glassull isolasjonsplater, generisk, L = 0.031 W/mK, R = 3.2... ?	85 m2	261 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	Quantity adjusted so that insulation fills the gaps of floor joists
Trebjelkeag, inkl. mineralullisolasjon, 278 mm, incl. 225 mm mineral wool insulation	Gipsplater, vanlig, generisk, 6.5-25 mm (0.25-0.98 in), 10.7... ?	100 m2	275 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	
Trebjelkeag, inkl. mineralullisolasjon, 278 mm, incl. 225 mm mineral wool insulation	Particleboard, uncoated, 8 - 48 x 590 - 2850 x 1025 - 6250 m... ?	100 m2	607 Se kalkulasjon	2 310 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	
Trebjelkeag, inkl. mineralullisolasjon, 278 mm, incl. 225 mm mineral wool insulation	Self levelling mortar, for floors, walls and overhead appl.... ?	100 m2	1 232 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	
	Ferdigbetong, B35 M45, sink depth <200mm (Velde Betong) ?	67 m3	16 264 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	Lokk
Trebjelkeag, inkl. mineralullisolasjon, 278 mm, incl. 225 mm mineral wool insulation	Høvellast barte (Treindustrien) ?	15 m2	177 Se kalkulasjon	2 208 Se kalkulasjon	0 Se kalkulasjon	Quantity adjusted for joists per 1 m2 of floor area, with 400 mm spacing, and assumed 1.8 m between headings/center beams
		<b>Delsum</b>	<b>18 816</b>	<b>4 518</b>		

## Vedlegg D1.3 Sammenligning

Resultatkategori		Globalt oppvarmingspotensial (incl. +A2) kg CO <sub>2</sub> e ⓘ
A1-A3	Byggematerialer	46 453   -51 %
A4	Transport til byggeplassen	3 749   -64 %
A5	Byggeplass	2 685   -39 %
C1-C4	Endt levetid	1 725   -53 %
D	Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-10 219   -62 %
<b>Total</b>		<b>55 003</b>
<b>Sammenlign samlede resultater med: 2 - Eidsvåg Skole idrettshall - opprinnelig</b>		
<b>2 - Eidsvåg Skole idrettshall - opprinnelig Total</b>		<b>114 047</b>
<b>2 - Eidsvåg Skole idrettshall - forslag sammenlignet med 2 - Eidsvåg Skole idrettshall - opprinnelig</b>		<b>-52 %</b>