

# Vedlegg 2 Parkeringskjeller betongdimensjonering

1. Søyler
2. Bjelker
3. Branndimensjonering
4. Dekke (gulv mot grunn)
5. Vegger (Støttemur inkludert stripefundament)
6. Punktfundament
7. Konsoller
8. Betongsjaktfundament

## 1. Søyler

B30, B500C,  $c_{nom} = 35\text{mm}$ , Bøyler:  $\phi 10\text{ mm}$ ,  $N_{Ed} = 1739,2\text{ kN}$ , Antar kvadratisk søyle **400x400**.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{1739,2 \times 10^3\text{ N}}{160000\text{ mm}^2 \times 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,64$$

$$A_{s,min} = 0,01 \times 160000\text{ mm}^2 = 1600\text{ mm}^2$$

Prøver:

$$2 \times 2 - \phi 25 \rightarrow \sum A_s = 1964\text{ mm}^2$$

$$e_E = \frac{M_{0E}}{N_{Ed}} = \frac{0}{1739,2\text{ kN}} = 0$$

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3150\text{ mm}}{400} = 7,88\text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289 \times h} = \frac{3150\text{ mm}}{0,289 \times 400\text{ mm}} = 27,25$$

$$\omega = \frac{f_{yd} \times \sum A_s}{f_{cd} \times A_c} = \frac{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 1964\text{ mm}^2}{17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 160000\text{ mm}^2} = 0,314$$

$$\rightarrow \lambda_n = \lambda \times \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \times \omega}} = 27,25 \times \sqrt{\frac{0,64}{1 + 2 \times 0,314}} = 17,09 > \lambda_{n,lim} = 10,8$$

Må ta med 2. ordens forskyvning  $e_2$ .

$$d = h - (c_{nom} + 1,15 \times \phi_B + 1,15 \times \frac{1}{2} \times \phi_L)$$

$$\rightarrow d = 400mm - (35mm + 1,15 \times 10mm + 1,15 \times \frac{1}{2} \times 25mm) = 339,1mm$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{10} \times \frac{1}{r} = \frac{l_0^2}{10} \times \left( \frac{2-n}{1,6} \right) \times \left[ 1 + \left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{eff} \right] \times \frac{0,004831}{d}$$

$$\left( 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \geq 1,0$$

$$\rightarrow e_2 = \frac{l_0^2}{10} \times \left( \frac{2-0,64}{1,6} \right) \times [1 + 1 \times 2,5] \times \frac{0,004831}{d}$$

$$= \frac{l_0^2}{10} \times \frac{0,014372}{d} \geq \frac{l_0^2}{10} \times \frac{0,0055}{d}$$

$$\rightarrow e_2 = \frac{(3150mm)^2}{10} \times \frac{0,014372}{339,1mm} = 42,1mm$$

$$\rightarrow e_{TOT} = e_i + e_2 = 7,9mm + 42,1mm$$

$$= 50,0mm \geq 0,1h = 0,1 \times 400mm = 40mm \rightarrow \underline{OK!}$$

$$m = n \times \frac{e_{TOT}}{h} = 0,64 \times \frac{50mm}{400mm} = 0,08 \rightarrow (interaksjonsdiagram) w = 0$$

Må bruke minimumsverdien:

$$w_{min} = 0,128$$

$$\rightarrow A_s = w \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,128 \times 160000mm^2 \times \frac{17 \frac{N}{mm^2}}{435 \frac{N}{mm}} = 800,4mm^2 < \frac{1964mm^2}{2}$$

**Bruker 2x2-φ25, sum A<sub>s</sub>= 1964 mm<sup>2</sup>.**

Bøyleavstand:

$$s_{cl,t,max} = 15 \times \phi_L = 15 \times 25mm = \underline{375mm}$$

## 2. Bjelker

Bruksgrenselast  $q = 58,5 \text{ kN/m}$ , største spenn  $L = 5,75\text{m}$ , opptredende bruddgrense moment  $M_{ed} = 407,9 \text{ kNm}$

Velger DLB ut fra figur A 4.34 i betongelementboka (Vinje et al., 2010)

ut fra tabell velges 300/500 med hensyn på nedbøyning

$M_{ed} = 407,9 \text{ kNm} < \text{Dim.momentkap} = 433/435 \text{ OK!}$

Kontrollerer DLB 300/500 mot tabell A 4.14 betongelementboka

Velger DLB 300/500

## 3. Branndimensjonering

-Bjelke

DLB bjelker holder ut ifra betongelementboka pkt. 4.3.4 minimum R60, også produkt katalogen til overhallabetongbygg tilsier det samme. Så DLB 300/500 holder R60 brannkravet.

-Hulldekke

HD265 elementer holder R60 krav etter Betongelementboka.

-Søyle

Ut ifra byggforsk 520.323 tabell 221(SINTEF Byggforsk, 2009)

For R60 får vi  $b_{min} = 180\text{mm} < b_{søyle} = 400\text{mm}$ , og  $a = 10\text{mm} < c_{nom} = 35\text{mm}$ . Søyle 400x400 holder R60 brannkravet med god margin. Beregnigne er gjort noe unøyaktig, men siden søylen oppfyller kravet med såpass stor margin er ikke dette noe problem.

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{(EL^{tak} + NL^{sn\phi} \times \Psi_2) \times L.A + 3 \times (EL^{etg} + NL^{bolig} \times \Psi_2) \times L.A}{N_{Rd}}$$

$$= \frac{(4,3 \frac{kN}{m^2} + 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 0,3) \times 57,4mm^2 + 3 \times (5,1 \frac{kN}{m^2} + 2,5 \frac{kN}{m^2} \times 0,3) \times 57,4mm^2}{2730kN}$$

$$\rightarrow \mu_{fi} = 0,371 \approx 0,5$$

## 4. Dekke (gulv mot grunn)

B30, B500C, Punktlast per aksling=10000N,  $k(\text{grunnstivhet})=0,2$ ,  $c_{nom}=50$ ,  $A(\text{lastflate})=10000$ , E-mod. Korttidslast=33000,  $v(\text{tverrkontraksjonen})=0,2$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{10000mm^2}{\pi}} = 56,4mm$$

$$a = \sqrt{1,6 \times r^2 + h^2} - 0,675 \times h$$

$$\rightarrow a = \sqrt{1,6 \times (56,4mm)^2 + (150mm)^2} - 0,675 \times 150mm = 64,9mm$$

$$D = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} = \frac{33000 \frac{N}{mm^2} \times (150mm)^3}{12 \times (1 - 0,2^2)} = 9667968750 Nmm$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{9667968750 Nmm}{0,2 \frac{N}{mm^3}}} = 468,9mm$$

$$\rightarrow \sigma_{maks(midt)} = 1,32 \times \frac{P}{h^2} \times \log \left( 1,43 \times \frac{l_e}{a} \right)$$

$$= 1,32 \times \frac{10000N}{(150mm)^2} \times \log \left( 1,43 \times \frac{468,9mm}{64,9mm} \right) = 0,6 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{maks(hjrne)} = 3 \times \frac{P}{h^2} \times \left( 1 - 1,23 \times \left( \frac{a}{l_e} \right)^{0,6} \right)$$

$$= 3 \times \frac{10000N}{(150mm)^2} \times \left( 1 - 1,23 \times \left( \frac{64,9mm}{468,9mm} \right)^{0,6} \right) = 0,93 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{maks(kant)} = 2,43 \times \frac{P}{h^2} \times \log \left( 1,23 \times \frac{l_e}{a} \right) < 2,9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rightarrow 2,43 \times \frac{10000N}{(150mm)^2} \times \log \left( 1,23 \times \frac{468,9mm}{64,9mm} \right) < 2,9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rightarrow \sigma_{maks(kant)} = 1,02 \frac{N}{mm^2} < 2,9 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{KRITISK}$$

Kantspenningen er den største spenningen, velger derfor å kontrollere denne. Kontrollerer den mot betongens strekkfasthet.

Da denne kontrollen er ok valgte vi å bruke tykkelse 150mm, grunnet at minimumstykkelse for dobbeltarmerte gulv ikke skal være tynnere en 150mm.

Armeringen er bestemt av kravet om minimumsarmering NS-EN 1992-1-1 punkt 9.2.1.1 hvor høyden d har blitt byttet ut med selve tykkelsen på gulvet. (Standard Norge, 2018)

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times t = 0,26 \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} \times 1000mm \times 150mm = 226,2mm^2$$

Valgte gulvtykkelse 150mm og Ø8 c/c 200 => As=251mm²/m som armering.

## 5. Vegger (Støttemur inkludert stripefundament)

Velger vegg tykkelse ut ifra anbefaling i betongelementboka pkt.12.1.2, som anbefaler t=250mm, og h=3150mm(Vinje and Lysberg, 2010b)

Dimensjoner av fundament regnes ut etter Kompendium H. Falsen:

B/H=0,6-0,9-> prøver med bredde 2200mm b/h= 0,628 ok!

utstikk inn mot kjeller =0,2\*B = 440mm

t ca= 1/10\*H = 1/10\*3500= 350 fortsetter med B= 2200mm og t=350mm

(Fallsen, 2018)

Beregning armering/krefter

H= 3500mm, H<sub>0</sub>=3150mm, t<sub>vegg</sub>=250mm, t<sub>fund.</sub>=350mm, B=2200mm

Eksponeringsklasse: XC2, C<sub>nom</sub>=35mm, betongkvalitet B35, f<sub>ctm</sub>= 2,9 N/mm², f<sub>cd</sub>=19,9N/mm²

armering: B500NC, f<sub>yd</sub>=435

geoteknisk: Jordtrykkskoeffisient K=0,45 konservativt valgt (SINTEF Byggforsk, 2012), Figur 341 a

Egenlast tilbakefylt masse: 20 kN/m³ faktor γ<sub>f</sub>= 1,5 lastfaktor egenlast = 1,2

Armering skjøt vegg/såle

$$P_j = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_0^2 \times k \times 1,2 = \frac{1}{2} \times 20 \frac{kN}{m^3} \times (3,15m)^2 \times 0,45 \times 1,2 = 53,58 \frac{kN}{m}$$

$$P_q = q \times \gamma_f \times H_0 \times k = 5,5 \frac{kN}{m^2} \times 1,3 \times 3,15m \times 0,45 = 11,69 \frac{kN}{m}$$

$$\sum P = P_j + P_q = 53,58 \frac{kN}{m} + 11,69 \frac{kN}{m} = 65,28 \frac{kN}{m}$$

$$M_{max} = P_j \times 0,4 \times H_0 + P_q \times 0,5 \times H_0$$

$$= 53,58 \frac{kN}{m} \times 0,4 \times 3,15m + 11,69 \frac{kN}{m} \times 0,5 \times 3,15m = 87,98 \frac{kNm}{m}$$

$$d = h - \left( c + \frac{\phi}{2} \right) = 350mm - \left( 50mm - \frac{16mm}{2} \right) = 292mm$$

$$m = \frac{M_{max}}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{87,98 \times 10^6 Nmm}{19,8 \frac{N}{mm^2} \times 1000mm \times (292mm)^2} = 0,05211$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{f_{yd} \times (1 - 0,61 \times m) \times d} + \frac{\sum P}{\mu \times f_{yd}}$$

$$= \frac{87,98 \times 10^6 Nmm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,05211) \times 292mm} + \frac{65,28 \times 10^3 N}{1,0 \times 435 \frac{N}{mm^2}} = 865,4 \frac{mm^2}{m}$$

Velger Ø16 4stk c/c 225 A<sub>s</sub> 894 mm<sup>2</sup>/m

-Tverr armering såle

-Overkant

$$B = 2200mm - 440mm - 250mm = 1510mm$$

$$\sum N = \gamma \times B \times H_0 + B \times t \times EL_{betong} \times 1,2 + q \times \gamma_f \times B$$

$$= 20 \frac{kN}{m^3} \times 1,51m \times 3,15m + 1,51m \times 0,35m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 1,2$$

$$+ 5,5 \frac{kN}{m^2} \times 1,5 \times 1,51m = 123,44 \frac{kN}{m}$$

$$M = \sum N \times a = 123,44 \frac{kN}{m} \times 0,8m = 98,75 \frac{kNm}{m}$$

$$m = \frac{98,75 \times 10^6 Nmm}{19,8 \frac{N}{mm^2} \times 1000mm \times (292mm)^2} = 0,0585$$

$$A_s = \frac{98,75 \times 10^6 Nmm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,0585) \times 292mm} = 806,2 \frac{mm^2}{m}$$

Velger Ø16 4stk c/c 225 A<sub>s</sub> 894 mm<sup>2</sup>/m

-Underkant

$$M = \sum N \times a = 123,44 \frac{kN}{m} \times 0,44m = 54,33 \frac{kNm}{m}$$

$$m = \frac{54,32 \times 10^6 Nmm}{19,8 \frac{N}{mm^2} \times 1000mm \times (292mm)^2} = 0,0375$$

$$A_s = \frac{54,32 \times 10^6 Nmm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,0375) \times 292mm} = 437,6 \frac{mm^2}{m}$$

**Velger Ø16 2stk c/c 350 A<sub>s</sub> 574 mm<sup>2</sup>/m**

-Lengde armering såle

$$A_{s,h,min} = 500 \times t \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 500 \times 350mm \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} = 1015 \frac{mm^2}{m}$$

**Velger Ø16 5stk c/c 175 A<sub>s</sub> 2298 mm<sup>2</sup>/m** (1015 er for ett lag, 2\*1015=2030 < 2298)

-Lengde armering vegg

$$A_{s,h,min} = 500 \times t \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 500 \times 250mm \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} = 725 \frac{mm^2}{m}$$

**Velger Ø12 6stk c/c 150 A<sub>s</sub> 1508 mm<sup>2</sup>/m** (725 for ett lag, 2\*725=1450 < 1508)

-Vertikal armering vegg

$$A_{s,V,min} = 0,004 \times b \times t = 0,004 \times 1000mm \times 250mm = 1000 \frac{mm^2}{m}$$

**Velger Ø12 4stk c/c 200 A<sub>s</sub> 565 mm<sup>2</sup>/m** (1000 skal fordeles på begge sider av vegg)

Det vil også være gunstig med bøyer og ekstra armering i topp støttemur, her velges bøyer i topp mur til **Ø12 c/c 250 A<sub>s</sub> 452 mm<sup>2</sup>/m**, og ekstra jern i lengderetning **Ø16 2stk A<sub>s</sub> 402 mm<sup>2</sup>/m**

Kontroll OS-prog



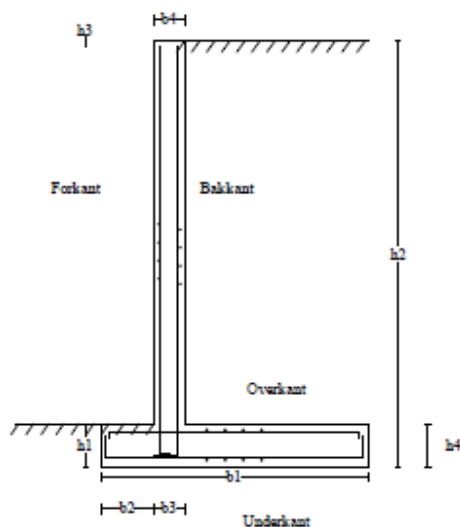
# Stottemur kjeller, kontroll forenklet beregning



Prosjekt	Ordre	Sign	Side 1
			Dato 19-05-2019

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.12 Laget av sivilingeniør Ove Sletten  
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1, NS-EN 1990:2002 + NA:2008 og Håndbok 016 fra Vegdirektoratet

## STOTTEMUR



h1 =	350 mm
h2 =	3500 mm
h3 =	0 mm
h4 =	350 mm
b1 =	2200 mm
b2 =	440 mm
b3 =	250 mm
b4 =	250 mm

Helning på masse i forkant (grader): 0  
Helning på fylling bak mur (grader): 0

Armering		Overdekning
Vegg (forkant) vertikal	ø 16 c 500	50 mm
Vegg (forkant) horisontal	ø 12 c 355	35 mm
Vegg (bakkant) vertikal	ø 16 c 300	50 mm
Vegg (bakkant) horisontal	ø 12 c 355	35 mm
Såle (overkant) rverretning	ø 16 c 295	70 mm
Såle (overkant) lengderetning	ø 16 c 445	50 mm
Såle (underk.) rverretning	ø 16 c 300	70 mm
Såle (underk.) lengderetning	ø 16 c 445	50 mm

## Materialdata

Materialfaktor betong	1,50
Materialfaktor stål	1,15
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)
Armering flytegrense	500
Skjærarmering flytegrense	500
Eksponeeringsklasse	XC2
Relativ fuktighet 80%	
Lite korrosjonsomfintlig armering	
Levetid 50 år	

## Min. overdekning

Min. krav	25 mm
Toleranse	10 mm
Min. nominell overdekning	35 mm

## Masser

Masse bak stottemur: Sprengstein (Tilfort)	
Masse bak: Egenvekt	19,0 kN/m <sup>3</sup>
Masse bak: Friksjonsvinkel	42,0 grader
Masse under stottemur: Grus (Tilfort)	
Masse under: Egenvekt	19,0 kN/m <sup>3</sup>
Masse under: Friksjonsvinkel	38,0 grader
Attraksjon for masse under såle	10,0 kN/m <sup>2</sup>

## Materialkoeffisienter for jord

Effektivspenningsanalyse, mat.koeff. ym	1,40
Eff.sp.analyse, mobiliseringsgrad f	0,70

Beregninger forutsetter grunnvannsnivå under uk såle





Side 2		
Prosjekt	Ordre	Sign
Date		19-05-2019

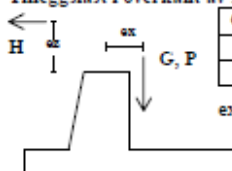
Pålitelighetsklasse: 2

Nyttelast på terreng bak støttemur

Last	Lastfaktorer				
	Bruksgr.	Rissk.	Brudd. B1	Brudd. B2	Grunnbr.
5,5 kN/m <sup>2</sup>	0,6	0,6	1,05	1,5	1,3

Tilleggslast i overkant av støttemur

G (perm.)	33,5 kN/m	1	1	1,35	1,2	1,2
P (var.)	12,5 kN/m	0,6	0,6	1,05	1,5	1,5
H (var.)	0,0 kN/m					



ex = -100 mm ± 0 mm

Lastfaktor (perm.) gjelder også masser bak vegg.

Beregnete verdier for kontroll av grunntrykk.

Jordtrykkskoeffisient Ka	0,26
Horisontaltrykk fra terrenglast bak mur Pap	6,5 kN
Horisontaltrykk fra jord bak mur Paj	30,3 kN
Skjærkraft Tap+Taj	16,9 kN
Vekt av overliggende jord	90,4 kN
Vekt av vegg	19,7 kN
Vekt av såle	19,3 kN
Ruhetsverdi for masse bak mur	0,71
Effektiv sålebredde	1,79 m

#### STABILITETSKONTROLL

Midlere skjærspenning under såle	20,5	kN/m <sup>2</sup>
Ruhet for masser under såle	0,30	
Tillatt ruhet	0,90	
Maks overført grunntrykk (dim. lasttilfelle)	110,8	kN/m <sup>2</sup>
Bæreevne (dim. lasttilfelle)	297,8	kN/m <sup>2</sup>

For beregning av bæreevne: tg Ø = 0,56 rb = 0,30 Nq = 12,98 Ny = 11,39

#### KONTROLL AV STØTTEMUR

SNITT	Momentkapasitet		Skjærkapasitet			
	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd		Skjærstrekkbrudd	
			V (kN)	V/Vccd	Vred	Vred/Vcd
Såle ved forkant av vegg	12,05	0,14	54,78	0,05	20,14	0,14
Såle ved bakkant av vegg	51,30	0,60	20,19	0,02	20,19	0,14
Vegg ved midten	15,09	0,25	13,85	0,02	13,85	0,12
Vegg ved overkant såle	48,03	0,78	37,82	0,04	33,66	0,29

Risskontroll

Vegg: M=	34,09	kNm	w=	0,36	mm	w/wd=	0,92
Såle, ok: M=	36,00	kNm	w=	0,39	mm	w/wd=	1,00
Såle, uk: M=	8,69	kNm	w=	0,00	mm	w/wd=	0,00

Utbøyning i overkant av støttemur -19 mm

Kontroll av støttemur tilsier at vi har en nokså god restkapasitet på moment, men veldig mye skjær, da det er moment som er dominerende pga. jordtrykk. Utbøyning i overkant av støttemur sees bort ifra pga. stive plan og last overføring.

## 6. Punktfundament

Innputt data:

<b>Materialdata og jord-data</b>			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	1000 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0 kN/m3
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)		
Densitet kg/m3	2400	Uten hensyn til fundamendtybde:	
Sement i fasthetsklasse	N	Netto bæreevne	250 kN/m2
Armering flytegrense	500	<b>Minimum overdekning:</b>	
Skjærarmering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Eksponeringsklasse	XC2		
Lite korrosjonsefømfintlig armering			
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	40%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

<b>Pålitelighetsklasse: 2</b>					
<b>Lastfaktorer</b>	<b>Bruksgrense</b>	<b>Grunnbrudd</b>	<b>Bruddgrense B1</b>	<b>Bruddgrense B2</b>	<b>PSI-Faktor:</b>
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori A - Bolig
Variabel last (P)	0,30	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning:
					Alminnelige bruks-/estetiske krav

<b>Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1</b>					
<b>Permanent last</b>		<b>Variabel last</b>		<b>Kontroll av likevekt (velting)</b>	<b>Lastfaktorer</b>
Mg_y	0,0 kNm	Mp_y	0,0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-1154,0 kN	Np	-494,0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

<b>Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand</b>				<b>Kontroll av grunntrykk</b>	
Y-retning: Mz =	-598,8 kNm	Mz/Md_z =	0,91	Ugunstigste lasttilfelle:	1
Z-retning: My =	-598,8 kNm	My/Md_y =	0,85	Bæreevne	269 kN/m2
Kontroll av gjennomløkking i avstand d fra søylekant				tg Ø=0,00 rb=0,00 Nq=0,00 Ny=0,00	
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0,87				Overført grunntrykk	260 kN/m2
Det trengs skjærarmering. Se beregning lenger nede				<b>Risskontroll</b>	
				Y-retning: w/wd =0,92	
				Z-retning: w/wd =0,93	

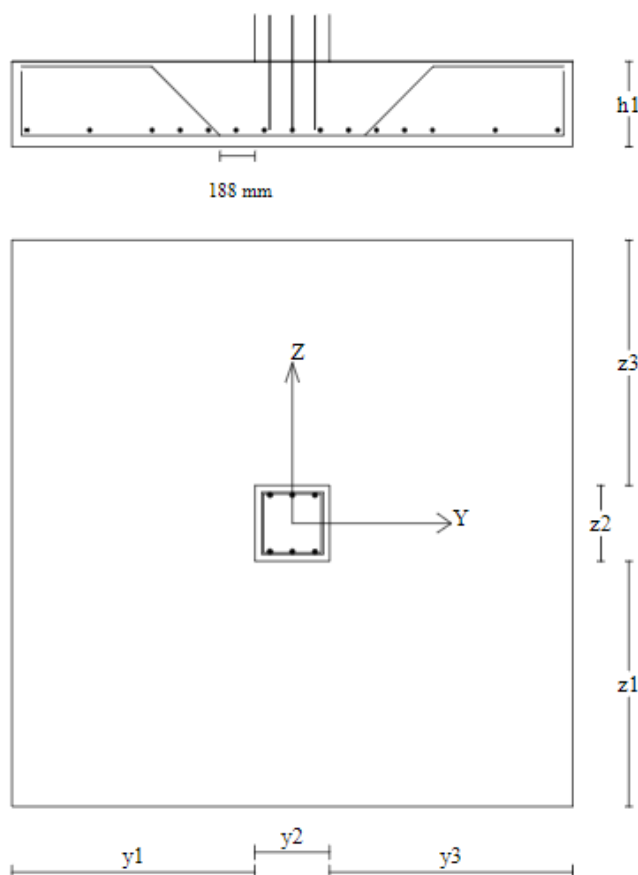
Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

<b>Kontroll av gjennomløkking</b>		
Trykkbrudd (v/vd)	0,87	Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering $V_{rd,c}=1,02 \text{ N/mm}^2$ Største skjærspenning $V_{ed}=1,24 \text{ N/mm}^2$
Lasttilfelle	1	
<b>Skjærarmering</b>		
Antall rader med oppbøyde jern	1	$A_{sw}=2925 \text{ mm}^2$ ( $A_{sw}$ fordeles på jern i y-retning og z-retning) 45 grader
Total armering i hver rad:		
Skjærarmeringens helningsvinkel:		
Maks senteravstand mellom jern i 1.rad:	562 mm	
Minste areal av bøyelben:	$A_{sw,min}=85 \text{ mm}^2$	
<b>Plassering av jern (figur 9.10-B i NS-EN 1992-1-1)</b>		

## Resultater:

### Søylefundament



$y_1$	=	1300	mm
$y_2$	=	400	mm
$y_3$	=	1300	mm
$z_1$	=	1300	mm
$z_2$	=	400	mm
$z_3$	=	1300	mm
$h_1$	=	450	mm
$h_2$	=	450	mm

#### Armering i Y-retning (ligger ytterst)

\*nominell overdekning: 50 mm

total armering, underkant: 13 d 20

i midtsone: 9 d 20 c 185

på hver kantsone: 2 d 20 c 325

skråarmering: Se kontroll av gjennomlokking

#### Armering i Z-retning

total armering, underkant: 15 d 20

i midtsone: 11 d 20 c 150

på hver kantsone: 2 d 20 c 335

skråarmering: Se kontroll av gjennomlokking

#### skjøtarmering til søyle

6 d 25, forankringslengde = 455 mm

bøyler: 5 d 10 c 200

nominell overdekning: 35 mm

(\* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør

minst være:

40 mm mot avrettet grunn

75 mm mot ikke avrettet grunn )

## 7. Konsoller

Opptredende kraft  $V_{ed}=283,8\text{kN}$ , bredde søyle  $b=400\text{mm}$ , betong kvalitet B35

velger ut fra pkt. C7.4.3 - tabell c7.16A. (Vinje and Lysberg, 2010a)

$b=400\text{mm}$ ,  $h=300\text{mm}$ , utstikk/dybde = 200mm og en eksentrisitet for Ned på 130mm.

Armering i konsollen er  $\varnothing 12$  4stk vertikale og 3stk horisontale bøyler,  $N_{rd}=353$  for B35

betong. Figur C7.54 for utforming.

## 8. Betongsjaktfundament

$$EL_{trapp} = t \times b \times EL_{betong} = 0,2m \times 2,8m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 14 \frac{kN}{m}$$

$$EL_{vegg} = t \times h \times EL_{betong} = 0,3m \times 3m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 22,5 \frac{kN}{m}$$

$$M_{velt} = H_{x,tak} \times h_{tot} + H_{x,etg} \times (h_{2.etg} + h_{1.etg})$$

$$\rightarrow M_{velt} = 190,1kN \times 12m + 284,3kN \times (9m + 6m) = 6546kNm$$

$$M_{stab} = (EL_{vegg} \times 4) \times b_{vegg} \times \frac{b_{vegg}}{2} + (EL_{trapp} \times 4) \times b_{trapp} \times \frac{b_{trapp}}{2}$$

$$\rightarrow M_{stab} = \left(22,5 \frac{kN}{m} \times 4\right) \times 11,15m \times \frac{11,15m}{2} + \left(14 \frac{kN}{m} \times 4\right) \times 4m \times \frac{4m}{2}$$

$$= 6043kNm$$

$$\frac{M_{stab}}{M_{velt}} = 0,92 < 2$$

Ved denne kontrollen ser vi at det ikke er ok, vi trenger et fundament som sikrer mot velt. Velger en tykkelse  $t=500$  å starte med

Deretter beregner vi momentene igjen.

$$M_{velt,fund} = M_{velt} + (H_{x,etg} \times 2 + H_{x,tak}) \times t$$

$$= 6546kNm + (284,3kN \times 2 + 190,1kN) \times 0,5m = 6926kNm$$

$$2 \times M_{velt,fund} = 13091kNm$$

$$M_{stab,\phi nsket} = 4 \times M_{velt,fund} = 4 \times 6925kNm = 26182kNm$$

$$M_{stab,tilradig} = M_{stab} \times 2 = 6043kNm \times 2 = 12086kNm$$

$$M_{armering} = M_{stab,\phi nsket} - M_{stab,tilradig} = 26182kNm - 12086kNm = 14096kNm$$

$$N_{Ed,tot} = \frac{M_{stab,\phi nsket} - M_{stab,tilradig}}{b_{c/c}} = \frac{26182kNm - 12086kNm}{10,85m} = 1299,3kN$$

$$N_{Ed,kortvegg} = \frac{N_{Ed,tot}}{D_{c/c}} = \frac{1299kN}{5,6m} = 232 \frac{kN}{m}$$

$$A_s = \frac{N_{Ed,kortvegg}}{f_{yd}} = \frac{232 \times 10^3 \frac{N}{m}}{435 \frac{N}{mm^2}} = 533,4 \frac{mm^2}{m}$$

Velger armering:

Skjøtarmering: Ø12 c/c 250  $A_s=904mm^2/m$  og bøylearmering: Ø12 c/c 200.

$$EL_{fund} = t \times EL_{betong} = 0,5m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 12,5 \frac{kN}{m^2}$$

Fyllmasse: ca. 1,2m med komprimert masse:  $18kN/m^3$ .

$$M_{pr\ m^2} = M \times l = 18 \frac{kN}{m^3} \times 1,2m = 21,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$Vekt_{tot} = EL_{fund} + M_{pr\ m^2} = 12,5 \frac{kN}{m^2} + 21,6 \frac{kN}{m^2} = 34,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{fund,pr\ vegg} = (b + 2 \times x) \times \left(x + \frac{D}{2}\right) = (11,15m + 2 \times 1,5m) \times \left(1,5m + \frac{5,9m}{2}\right)$$

$$\rightarrow A_{fund,pr\ vegg} = 63m^2$$

$$M_{stab,fund} = A_{fund,pr\ vegg} \times Vekt_{tot} \times \left(\frac{b}{2} + x\right)$$

$$= 63m^2 \times 34,1 \frac{kN}{m^2} \times \left( \frac{11,15m}{2} + 1,5m \right) = 15191,4kNm$$

$$P = (EL_{vegg} \times 4) \times b + (EL_{trapp} \times 4) \times b_{trapp}$$

$$= \left( 22,5 \frac{kN}{m} \times 4 \right) \times 11,15m + \left( 14 \frac{kN}{m} \times 4 \right) \times 4m = 1227,5kN$$

$$M_{stab,tot} = P \times \left( \frac{b}{2} + x \right) + M_{stab,fund}$$

$$= 1227,5kN \times \left( \frac{11,5m}{2} + 1,5m \right) + 15191,4kNm = 23876kNm$$

$$\frac{M_{stab,tot}}{M_{velt}} = \frac{23876kNm}{6925kNm} = 3,4 > 2 \rightarrow OK$$

Siden kontrollen nå er OK, velger vi en prøve dimensjonen og kontrollerer: 14,15x8,9x0,5.

$$EL_{B,vegg} = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) \times h \times t \times EL_{betong}$$

$$= (10,6m + 5,9m + 3,9m + 2,4m + 2,9m) \times 12m \times 0,3m \times 25 \frac{kN}{m^2} = 2304kN$$

$$EL_{B,trapp} = b_{trapp} \times \frac{D_{c/c}}{2} \times t_{trapp} \times EL_{betong} \times 3 + b_{TR} \times D_{TR} \times t \times 4 \times EL_{betong}$$

$$= 4m \times \frac{5,6m}{2} \times 0,2m \times 3 \times 25 \frac{kN}{m^3} + 6,85m \times 5,6m \times 0,3m \times 4 \times 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$= 1319kN$$

$$EL_{fund+masse} = (t_{fund} \times EL_{betong} + M_{pr} m^2) \times A_{fund,pr} vegg$$

$$= \left( 0,5m \times 25 \frac{kN}{m^3} \times 21,6 \frac{kN}{m^2} \right) \times 63m^2 = 2147kN$$

$$\rightarrow \sum EL = 2304kN + 1319kN + 2147kN = 5770kN$$

$$NL_{trapp} = NL \times \frac{D_{c/c}}{2} \times b_{trapp} \times 3 = 3,0 \frac{kN}{m^2} \times \frac{5,6m}{2} \times 4m \times 3 = 101kN$$

$$NL_{tak} = NL_{sn\phi} \times b \times D = 3,6 \frac{kN}{m^2} \times 11,15m \times 5,9m = 237kN$$

$$NL_{TR} = NL \times A_{TR} = 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 43,9m^2 = 816,5kN$$

$$\sum NL = 101kN + 237kN + 816,5kN = 1154,5kN$$

$$N_{Ed} = \sum EL \times 1,35 + \sum NL \times 1,05$$

$$= 5770kN \times 1,35 + 1154,5kN \times 1,05 = 9001,7kN$$

$$e = \frac{M_{velt}}{N_{Ed}} = \frac{6925kNm}{9001,7kN} = 0,77m$$

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N_{Ed}}{A_{fund}} \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{b_{fund}} \right) \\ &= \frac{9001,7kN}{63m^2} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,77m}{14,15m} \right) = 189,6 \frac{kN}{m^2} < 300 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK! \end{aligned}$$

Bruker dimensjonen 14,15x8,9x0,5.

$$M_{Ed,utkr} = \sigma_{max} \times x \times \frac{x}{2} = 189,6 \frac{kN}{m^2} \times 1,5m \times \frac{1,5m}{2} = 213kNm$$

$$M_{Ed,felt} = \frac{\sigma_{max} \times D_{c/c}^2}{8} - M_{Ed,utkr} = \frac{189,6 \frac{kN}{m^2} \times (5,6m)^2}{8} - 213kNm = 530kNm$$

$$d_{min,utkr} = t_{fund} - \left( c + 1,15 \times \phi_B + 1,15 \times \frac{\phi_L}{2} \right)$$

$$= 500mm - \left( 50mm + 1,15 \times 8mm + 1,15 \times \frac{25mm}{2} \right) = 426,4mm$$

$$d_{min,felt} = t_{fund} - \left( c + 1,15 \times \phi_B + 1,15 \times \frac{\phi_L}{2} \right)$$

$$= 500mm - \left( 35mm + 1,15 \times 8mm + 1,15 \times \frac{25mm}{2} \right) = 441,4mm$$

$$m_{utkr} = \frac{M_{Ed,utkr}}{f_{cd} \times b \times d_{min,utkr}^2} = \frac{213 \times 10^6 Nmm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 1000mm \times (426,4mm)^2} = 0,069$$

$$m_{felt} = \frac{M_{Ed,felt}}{f_{cd} \times b \times d_{min,felt}^2} = \frac{530 \times 10^6 Nmm}{17 \frac{N}{mm^2} \times 1000mm \times (441,4mm)^2} = 0,160$$

$$A_{s,utkr} = \frac{M_{Ed,utkr}}{f_{yd} \times \beta \times d_{min,utkr}} = \frac{213 \times 10^6 Nmm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,069) \times 426,4mm}$$

$$= 1200 \frac{mm^2}{m}$$

Velger: Ø25 c/c 350 for utkrager, As=1402mm²/m.

$$A_{s,felt} = \frac{M_{Ed,felt}}{f_{yd} \times \beta \times d_{min,felt}} = \frac{530 \times 10^6 Nmm}{435 \frac{N}{mm^2} \times (1 - 0,61 \times 0,160) \times 441,4mm}$$

$$= 3048 \frac{mm^2}{m}$$

Velger: Ø25 c/c150 for felt, As=3272mm²/m.

Minimums og fordelingsarmering:



$$A_{s,min} = k_c \times k \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times A_{ct} = 1,0 \times 1,0 \times \frac{2,9 \frac{N}{mm^2}}{500 \frac{N}{mm^2}} \times 1000mm \times (500mm - 60mm)$$

$$= 2552 \frac{mm^2}{m}$$

Velger: Ø16 c/c 150, to lag med 1340mm<sup>2</sup>/m i hvert lag.

## Referanser:

- FALLSEN, H. B. 2018. *Dimensjonering av betongkonstruksjoner*, NTNU Gjøvik, Gjøvik.
- SINTEF BYGGFORSK. 2009. 520.323 *Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre* [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand\\_for\\_bjelker\\_og\\_soyler\\_av\\_betong\\_mur\\_og\\_tre](https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre) [Accessed 19.02 2020].
- SINTEF BYGGFORSK. 2012. 511.101 *Byggegrunn og terreng* [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/240/byggegrunn\\_og\\_terreng](https://www.byggforsk.no/dokument/240/byggegrunn_og_terreng) [Accessed 24.02 2020].
- STANDARD NORGE. 2018. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269> [Accessed 05.02 2020].
- VINJE, L. & LYSBERG, M. 2010a. 7.4 Betongkonsoller. Oslo: Betongelementforeningen.
- VINJE, L. & LYSBERG, M. 2010b. 12.1.2OPPLEGG PÅ PLASSTØPT VEGG. Oslo: Betongelement foreningen.
- VINJE, L., WILBERG, J. & ALEXANDER, S. 2010. 4.3.4 Rektangulære bjelker og hyllebjelker. Oslo: Betongelement foreningen.