

INNHold

1. PLATE-001, Kontinuerlig plate
 - 1.1. Dimensjoner, laster
 - 1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 1.3. Skjærkraft og bøyningmoment
 - 1.4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment
 - 1.5. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 1.6. Minimum feltarmering
 - 1.7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 1.8. Armering:
 - 1.9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1
 - 1.9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1
 - 1.9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1
 - 1.9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1
 - 1.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1
 - 1.9.5. Minimumsarmering (SLS)
 - 1.9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1
 - 1.10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2
 - 1.10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2
 - 1.10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2
 - 1.10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2
 - 1.10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2
 - 1.10.5. Minimumsarmering (SLS)
 - 1.10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2
 - 1.11. Bøyeliste
2. PLATE-002, Dimensjonering av flatdekke
 - 2.1. Dimensjoner, laster
 - 2.2. Dimensjonering av flatdekke
 - 2.3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 2.3.1. Plateanalyse i retning x-x, $L_x=6.000\text{m}$, $L_x'=5.000\text{m}$
 - 2.3.2. Plateanalyse i retning y-y, $L_y=4.000\text{m}$
 - 2.3.3. Skjærkraft fra konsentrerte laster ved kant av søyler, $L_x=6.000\text{m}$, $L_y=4.000\text{m}$, $L_x'=5.000\text{m}$, $L_y'=4.000\text{m}$
 - 2.4. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 2.4.1. Plateanalyse i retning x-x, $L_x=6.000\text{m}$, $L_x'=5.000\text{m}$
 - 2.4.2. Plateanalyse i retning y-y, $L_y=4.000\text{m}$

- 2.4.3. Platearmering for søyle og feltstripe
- 2.4.4. Platearmering for inner- og ytterfelt
- 2.5. Bruddgrensetilstand (ULS), Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster
 - 2.5.1. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster på hjørnesøyler
 - 2.5.2. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster ved kantsøyle
 - 2.5.3. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster ved kantsøyle
 - 2.5.4. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster ved indre søyle
- 2.6. Bruksgrensetilstand (SLS)
 - 2.6.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)
 - 2.6.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)
 - 2.6.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)
 - 2.6.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)
 - 2.6.5. Minimumsarmering (SLS)
 - 2.6.6. Beregning av rissvidde (SLS)
- 3. BJELKE-001, Bjelke over ett felt med kombinert last
 - 3.1. Dimensjoner, laster
 - 3.2. Bruddgrensetilstand (ULS)
 - 3.3. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyingsmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)
 - 3.4. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 3.5. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 3.6. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyingsmoment, Bruksgrensetilstand (SLS)
 - 3.7. Bruksgrensetilstand (SLS)
 - 3.7.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)
 - 3.7.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)
 - 3.7.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)
 - 3.7.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)
 - 3.7.5. Minimumsarmering (SLS)
 - 3.7.6. Beregning av rissvidde (SLS)
 - 3.8. Bøyeliste
- 4. SØYLE-001, Enkeltstående søyle, biaksial bøyning
 - 4.1. Dimensjoner, laster
 - 4.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)
 - 4.3. Dimensjonering for annen ordens effekter
 - 4.3.1. Slanketskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler
 - 4.3.2. Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z
 - 4.3.3. Slankhet og effektiv lengde, _retning y-y
 - 4.3.4. Nominell stivhet

- 4.3.5. Faktor for økning av moment
- 4.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)
- 4.5. Bøyeliste
- 5. FUNDAM.-001, Symmetrisk fundament med eksentrisk belastning
 - 5.1. Dimensjoner - Materialer - Laster
 - 5.2. Eurocode parametere
 - 5.3. Kontroll av grunnens bæreevne
 - 5.3.1. (EQU), $1.10 \times \text{Permanent} + 1.50 \times \text{Variabel}$
 - 5.3.2. (STR/GEO A1,A2+M2), $1.20 \times \text{Permanent} + 1.50 \times \text{Variabel}$
 - 5.4. Dimensjonerende laster for armering betong
 - 5.4.1. Last $1.20 \times \text{Permanent} + 1.50 \times \text{Variabel}$
 - 5.5. Dimensjonering for bøyning
 - 5.6. Dimensjonering for skjær
 - 5.7. Dimensjonering for gjennomlukking
 - 5.8. Forankring av fundamentarmering
 - 5.9. Bøyeliste
- 6. VEGG UGR-B-001, Vinkelmur
 - 6.1. Veggegenskaper og parametere
 - 6.2. Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper
 - 6.3. Egenskaper av grunnen under fundament
 - 6.4. Beregninger av aktivt jordtrykk (Coulomb's teori)
 - 6.4.1. Veggdel fra $Y=1.300$ m til $Y=3.800$ m, $H_s=2.000$ m
 - 6.5. Kontroll av veggstabilitet (EQU)
 - 6.5.1. Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren (EQU)
 - 6.5.2. Kontroll av bæreevnebrudd (EQU)
 - 6.5.3. Bruddkontroll ved velting (EQU)
 - 6.5.4. Bruddkontroll ved glidning (EQU)
 - 6.6. Kontroll av veggstabilitet (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 6.6.1. Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 6.6.2. Kontroll av bæreevnebrudd (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 6.6.3. Bruddkontroll ved velting (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 6.6.4. Bruddkontroll ved glidning (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 6.7. Dimensjonering av veggsteg
 - 6.7.1. Last $1.20 \times (\text{permanent ugunstig}) + 1.00 \times (\text{permanent gunstig}) + 1.50 \times (\text{variabel ugunstig})$
 - 6.7.2. Dimensjonering av veggsteg i bøyning
 - 6.7.3. Armering av veggsteg
 - 6.7.4. Forankring av veggstegarmering

- 6.7.5. Skjærkontroll av veggsteg,
- 6.8. Dimensjonering av støttemurfundament og armering
 - 6.8.1. Dimensjonering av fremre fundamenttå $x=0.850$ m to $x=0.250$ m
 - 6.8.2. Dimensjonering bakre fundamentutkrager $x=-0.300$ m to $x=0.000$ m
 - 6.8.3. Dimensjonering av fundament i bøyning
 - 6.8.4. Armering av støttemurfundament
 - 6.8.5. Forankring av fundamentarmering
 - 6.8.6. Dimensjonering av fundament for skjær og gjennomløkking
- 6.9. Bruksgrensetilstand, risskontroll
 - 6.9.1. Last $1.00x(\text{permanent})+1.00x(\text{variabel})$
 - 6.9.2. Stadium I (urissede forhold) (SLS)
 - 6.9.3. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)
 - 6.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)
 - 6.9.5. Minimumsarmering (SLS)
 - 6.9.6. Beregning av rissvidde (SLS)
- 6.10. Materialestimat
- 6.11. Bøyeliste
- 7. BASSENG-A-001, Vinkelmur, Vannbasseng
 - 7.1. Veggegenskaper og parametere
 - 7.2. Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper
 - 7.3. Egenskaper av grunnen under fundament
 - 7.4. Beregninger av aktivt jordtrykk (Coulomb's teori)
 - 7.4.1. Veggdel fra $Y=0.000$ m til $Y=3.250$ m, $H_s=3.250$ m
 - 7.5. Elementmodell for basseng på elastisk grunn.
 - 7.5.1. Knutepunkter
 - 7.5.2. Opplager
 - 7.5.3. Elementer
 - 7.6. Kontroll av bæreevnebrudd (EQU)
 - 7.6.1. Laster på konstruksjonen, Tomt basseng under jordtrykk (EQU)
 - 7.6.2. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.6.3. Resultater av elementmetode
 - 7.6.4. Bæreevnekontroll (EQU)
 - 7.6.5. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng uten jordtrykk (EQU)
 - 7.6.6. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.6.7. Resultater av elementmetode
 - 7.6.8. Bæreevnekontroll (EQU)
 - 7.6.9. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng med jordtrykk (EQU)

- 7.6.10. Knutepunkt- og elementlaster
- 7.6.11. Resultater av elementmetode
- 7.6.12. Bæreevnekontroll (EQU)
- 7.7. Kontroll av bæreevnebrudd (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 7.7.1. Laster på konstruksjonen, Tomt basseng under jordtrykk (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 7.7.2. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.7.3. Resultater av elementmetode
 - 7.7.4. Bæreevnekontroll (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 7.7.5. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng uten jordtrykk (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 7.7.6. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.7.7. Resultater av elementmetode
 - 7.7.8. Bæreevnekontroll (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 7.7.9. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng med jordtrykk (STR/GEO A1,A2+M2)
 - 7.7.10. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.7.11. Resultater av elementmetode
 - 7.7.12. Bæreevnekontroll (STR/GEO A1,A2+M2)
- 7.8. Bruksgrensetilstand (SLS)
 - 7.8.1. Laster på konstruksjonen, Tomt basseng under jordtrykk (SLS)
 - 7.8.2. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.8.3. Resultater av elementmetode
 - 7.8.4. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng uten jordtrykk (SLS)
 - 7.8.5. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.8.6. Resultater av elementmetode
 - 7.8.7. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng med jordtrykk (SLS)
 - 7.8.8. Knutepunkt- og elementlaster
 - 7.8.9. Resultater av elementmetode
- 7.9. Dimensjonering av bassengvegg
 - 7.9.1. Dimensjonering av Betong
 - 7.9.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 7.9.3. Kapasitetskontroll for skjærspenning $V_{ed} \leq V_{rd}$
 - 7.9.4. Forankring av armering
 - 7.9.5. Bruksgrensetilstand, risskontroll
 - 7.9.6. Bruksgrensetilstand, risskontroll
 - 7.9.7. Stadium I (urissede forhold) (SLS)
 - 7.9.8. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)
 - 7.9.9. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)
 - 7.9.10. Minimumsarmering (SLS)

- 7.9.11. Beregning av rissvidde (SLS)
- 7.9.12. Armering av veggsteg
- 7.10. Dimensjonering av bassenggulv
 - 7.10.1. Dimensjonering av Betong
 - 7.10.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)
 - 7.10.3. Kapasitetskontroll for skjærspenning $V_{ed} \leq V_{rd}$
 - 7.10.4. Forankring av armering
 - 7.10.5. Bruksgrensetilstand, risskontroll
 - 7.10.6. Bruksgrensetilstand, risskontroll
 - 7.10.7. Stadium I (urissede forhold) (SLS)
 - 7.10.8. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)
 - 7.10.9. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)
 - 7.10.10. Minimumsarmering (SLS)
 - 7.10.11. Beregning av rissvidde (SLS)
- 7.11. Materialestimat
- 7.12. Bøyeliste

Eksempel rapport - www.runet.no

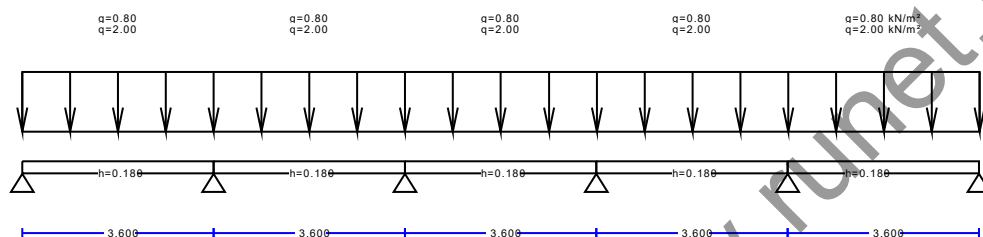
Eksempler på betongelementer

1. PLATE-001

Kontinuerlig plate

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

B25 - B500C



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B25-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=15 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 25/1.50=14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 1.8/1.50=1.02$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=31.0$ GPa

1.1. Dimensjoner, laster

Kontinuerlig plate, antall spenn=5, tverrlengde $L_y=9.00$ m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing/2=15+10/2=20$ mm

Spenn, tykkelser, laster i felt (g =egenvekt + permanent last, q =variabel last)

Felt -1, $L=3.600$ m, $h=0.180$ m, $g=(4.50+0.80) \times 1.000=5.30$ kN/m², $q=2.00 \times 1.000=2.00$ kN/m²

Felt -2, $L=3.600$ m, $h=0.180$ m, $g=(4.50+0.80) \times 1.000=5.30$ kN/m², $q=2.00 \times 1.000=2.00$ kN/m²

Felt -3, $L=3.600$ m, $h=0.180$ m, $g=(4.50+0.80) \times 1.000=5.30$ kN/m², $q=2.00 \times 1.000=2.00$ kN/m²

Felt -4, $L=3.600$ m, $h=0.180$ m, $g=(4.50+0.80) \times 1.000=5.30$ kN/m², $q=2.00 \times 1.000=2.00$ kN/m²

Felt -5, $L=3.600$ m, $h=0.180$ m, $g=(4.50+0.80) \times 1.000=5.30$ kN/m², $q=2.00 \times 1.000=2.00$ kN/m²

1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 5.30 + 1.05 \times 2.00 = 9.26$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 5.30 + 1.50 \times 2.00 = 9.36$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 5.30 + 1.05 \times 2.00 = 9.26$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 5.30 + 1.50 \times 2.00 = 9.36$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 5.30 + 1.05 \times 2.00 = 9.26$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 5.30 + 1.50 \times 2.00 = 9.36$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 5.30 + 1.05 \times 2.00 = 9.26$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 5.30 + 1.50 \times 2.00 = 9.36$ kN/m

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 5.30 + 1.05 \times 2.00 = 9.26$ kN/m
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 5.30 + 1.50 \times 2.00 = 9.36$ kN/m

1.3. Skjærkraft og bøyningmomentMaksimum feltmoment for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

Felt -1, Med= 10.49 kNm/m, $x_0 = 1.497$ m, $x_1 = 0.000$ m, $x_2 = 0.605$ m
 Felt -2, Med= 6.36 kNm/m, $x_0 = 1.867$ m, $x_1 = 0.701$ m, $x_2 = 0.567$ m
 Felt -3, Med= 7.48 kNm/m, $x_0 = 1.800$ m, $x_1 = 0.536$ m, $x_2 = 0.536$ m
 Felt -4, Med= 6.36 kNm/m, $x_0 = 1.733$ m, $x_1 = 0.567$ m, $x_2 = 0.701$ m
 Felt -5, Med= 10.49 kNm/m, $x_0 = 2.103$ m, $x_1 = 0.605$ m, $x_2 = 0.000$ m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.20g+1.50q

Opplager-0, Med= 0.00 kNm/m, $x_1 = 0.000$ m, $x_2 = 0.000$ m
 Opplager-1, Med= -13.19 kNm/m, $x_1 = 0.783$ m, $x_2 = 0.951$ m
 Opplager-2, Med= -10.65 kNm/m, $x_1 = 0.804$ m, $x_2 = 0.759$ m
 Opplager-3, Med= -10.65 kNm/m, $x_1 = 0.759$ m, $x_2 = 0.804$ m
 Opplager-4, Med= -13.19 kNm/m, $x_1 = 0.951$ m, $x_2 = 0.783$ m
 Opplager-5, Med= 0.00 kNm/m, $x_1 = 0.000$ m, $x_2 = 0.000$ m

Maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

Felt -1, Ved,A= 14.02 kN/m, Ved,B= -20.51 kN/m
 Felt -2, Ved,A= 18.32 kN/m, Ved,B= -17.01 kN/m
 Felt -3, Ved,A= 17.58 kN/m, Ved,B= -17.58 kN/m
 Felt -4, Ved,A= 17.01 kN/m, Ved,B= -18.32 kN/m
 Felt -5, Ved,A= 20.51 kN/m, Ved,B= -14.02 kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelest (Rg og Rq)

Opplager-0, $R_g(x_{1.20}) = 9.04$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 4.68$ kN/m
 Opplager-1, $R_g(x_{1.20}) = 25.91$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 12.92$ kN/m
 Opplager-2, $R_g(x_{1.20}) = 22.29$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 12.30$ kN/m
 Opplager-3, $R_g(x_{1.20}) = 22.29$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 12.30$ kN/m
 Opplager-4, $R_g(x_{1.20}) = 25.91$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 12.92$ kN/m
 Opplager-5, $R_g(x_{1.20}) = 9.04$ kN/m, $R_q(x_{1.50}) = 4.68$ kN/m

1.4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0%

(EC2 §5.5)

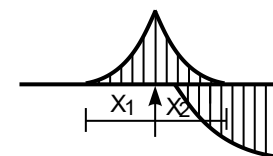
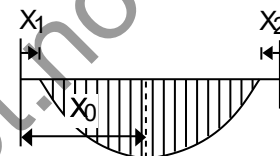
Reduksjon i ytterkant av opplager, ($b_{sup} = 0.20$ m)

(EC2 §5.3.2.2.3)

Kontroll for minimumsverdier,

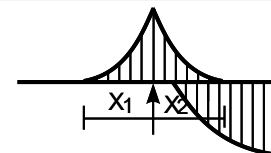
(0.65 q_1 (EC2 §5.3.2.2.3N))Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.20g+1.50q

Felt -1, Med= 10.49 kNm/m, Ved,A= 13.08 kN/m, Ved,B= -19.58 kN/m
 Felt -2, Med= 6.36 kNm/m, Ved,A= 17.38 kN/m, Ved,B= -16.07 kN/m
 Felt -3, Med= 7.48 kNm/m, Ved,A= 16.65 kN/m, Ved,B= -16.65 kN/m
 Felt -4, Med= 6.36 kNm/m, Ved,A= 16.07 kN/m, Ved,B= -17.38 kN/m
 Felt -5, Med= 10.49 kNm/m, Ved,A= 19.58 kN/m, Ved,B= -13.08 kN/m

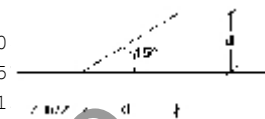


Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.20g+1.50q

Opplager-0, Med=	0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m
Opplager-1, Med=	-11.36 kNm/m, x1=0.783 m, x2=0.951 m
Opplager-2, Med=	-8.95 kNm/m, x1=0.804 m, x2=0.759 m
Opplager-3, Med=	-8.95 kNm/m, x1=0.759 m, x2=0.804 m
Opplager-4, Med=	-11.36 kNm/m, x1=0.951 m, x2=0.783 m
Opplager-5, Med=	0.00 kNm/m, x1=0.000 m, x2=0.000 m

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager 1.20g+1.50q

Felt -1, b/2+d=0.260m, 1.20g+1.50q=	9.36kN/m ² , VedA= 11.58kN/m, VedB= 18.0
Felt -2, b/2+d=0.260m, 1.20g+1.50q=	9.36kN/m ² , VedA= 15.88kN/m, VedB= 14.5
Felt -3, b/2+d=0.260m, 1.20g+1.50q=	9.36kN/m ² , VedA= 15.15kN/m, VedB= 15.1
Felt -4, b/2+d=0.260m, 1.20g+1.50q=	9.36kN/m ² , VedA= 14.57kN/m, VedB= 15.8
Felt -5, b/2+d=0.260m, 1.20g+1.50q=	9.36kN/m ² , VedA= 18.08kN/m, VedB= 11.58kN/m

1.5. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Armering i felt

Med1= 10.49kNm/m, d=160mm, Kd= 4.94 x/d=0.06 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ $k_s=2.35$, As= 1.54cm²/m
Med2= 6.36kNm/m, d=160mm, Kd= 6.34 x/d=0.04 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2.34$, As= 0.93cm²/m
Med3= 7.48kNm/m, d=160mm, Kd= 5.85 x/d=0.05 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ $k_s=2.34$, As= 1.09cm²/m
Med4= 6.36kNm/m, d=160mm, Kd= 6.34 x/d=0.04 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2.34$, As= 0.93cm²/m
Med5= 10.49kNm/m, d=160mm, Kd= 4.94 x/d=0.06 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ $k_s=2.35$, As= 1.54cm²/m

Armering over støtte

Med1=-11.36kNm/m, d=160mm, Kd= 4.75 x/d=0.06 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ $k_s=2.35$, As= 1.67cm²/m
Med2= -8.95kNm/m, d=160mm, Kd= 5.35 x/d=0.05 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ $k_s=2.34$, As= 1.31cm²/m
Med3= -8.95kNm/m, d=160mm, Kd= 5.35 x/d=0.05 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ $k_s=2.34$, As= 1.31cm²/m
Med4=-11.36kNm/m, d=160mm, Kd= 4.75 x/d=0.06 $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ $k_s=2.35$, As= 1.67cm²/m

1.6. Minimum feltarmering

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.3.1)

Felt -1, As>=0.26bd·fctm/fyk=2.16cm ² /m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s40.0 (2.17cm ² /m), Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m)
Felt -2, As>=0.26bd·fctm/fyk=2.16cm ² /m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s40.0 (2.17cm ² /m), Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m)
Felt -3, As>=0.26bd·fctm/fyk=2.16cm ² /m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s40.0 (2.17cm ² /m), Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m)
Felt -4, As>=0.26bd·fctm/fyk=2.16cm ² /m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s40.0 (2.17cm ² /m), Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m)
Felt -5, As>=0.26bd·fctm/fyk=2.16cm ² /m, s<=400mm, s'<=450mm Ø12s40.0 (2.17cm ² /m), Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m)

1.7. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc}=[Cr_{dc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a)

$$V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.b)

$$Cr_{dc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 25 \text{MPa}, b_w = 1000 \text{mm}, d = 160 \text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, k = 2.00, k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d) = 167 / (1000 \times 160) = 0.0010$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.28 \text{N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$V_{rdc}(\text{min}) = 0.001 \times (0.28) \times 1000 \times 160 = 44.80 \text{kN/m}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.10 \times 25)^{0.33}] \times 1000 \times 160 = 52.12 \text{kN/m}$$

$$V_{ed} = 18.08 \text{kN/m} \leq V_{rdc} = 52.12 \text{kN/m}, \quad V_{ed} \leq V_{rdc} \text{ skjærarmering ikke påkrevd}$$

1.8. Armering:Feltarmering

Felt -1	Ø12s40.0 (2.82cm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m) fordelingsarmering
Felt -2	Ø12s40.0 (2.82cm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m) fordelingsarmering
Felt -3	Ø12s40.0 (2.82cm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m) fordelingsarmering
Felt -4	Ø12s40.0 (2.82cm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m) fordelingsarmering
Felt -5	Ø12s40.0 (2.82cm ² /m) hovedarmering i bunn,	Ø 8s45.0 (1.12cm ² /m) fordelingsarmering

Armering over støtte

Opplager-0 Ø 8s45.0 (1.12cm²/m) armering i topp
 Opplager-1 Ø12s40.0 (2.82cm²/m) armering i topp
 Opplager-2 Ø12s40.0 (2.82cm²/m) armering i topp
 Opplager-3 Ø12s40.0 (2.82cm²/m) armering i topp
 Opplager-4 Ø12s40.0 (2.82cm²/m) armering i topp
 Opplager-5 Ø 8s45.0 (1.12cm²/m) armering i topp

1.9. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=3.600m, b=1.000m, h=0.180m, d=0.160m

Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) qed=g+ψ2·q=5.30+0.30x2.00=5.90 kN/m

Leff=3.600m, Med=(5.90/9.36)x10.49=6.61 kNm/m, Med(SLS)=6.61 kNm/m

Endelig kryptall φ(∞,to)=2.50

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning εcs=-0.30‰

γc=1.00, γs=1.00

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetsmodul Ecm=31.0GPa, Eceff=31.0/(1+2.50)=8.86GPa=8860MPa

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetsmodul Es=200GPa=200000MPa

Modulforhold Es/Ec=200/31.0=6.45, effektivt Es/Ec,eff=200/8.86=22.57

Strekkarmering: Ø12s400 (2.82cm²/m)

Armeringsforhold ρ=As1/(b·d)=282/(1000x160)=0.002

1.9.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -1Stivhet av urisset snitt, EI=(200/22.57)x(0.001x0.515)=4562 kNm²Ai=Ac+(n-1)(As1+As2), e=(n-1)(As1·y1s-As2·y2s)/Ai, I=Ic+b·h³·e²+(As1·y1s²+As2·y2s²)(n-1)S=As·y2s=(0.001)²x282x0.068=(0.001)x0.019 m³, y2=88mm, y2s=y2-d2=88-20=68mm

(EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment 1/rM=6.61/4562=(0.001)x1.450 (1/m)

Krumning på grunn av svinn 1/rcs=(0.001x0.30)x22.57x(0.019/0.515)=(0.001)x0.251 (1/m)

Samlet krumning 1/r=(0.001)x1.450+(0.001)x0.251=(0.001)x1.701 (1/m)

Rissmoment, Mcr=fctm·(I/y2)=2.6x(0.515/0.088)=15.26 kNm

1.9.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -1

ρ=As/(b·d)=0.002, n=αe=22.57, n·ρ=0.045, ξ=0.677, α=0.259, x=α·d=0.041m

Stivhet av fullstendig risset snitt, EI=ξ·Es·As·d²=0.677x200x282x0.160²=978 kNm²

y2=(1-α)d=119mm, εs=y2·M/EI=(0.001)x119x6.61/978=0.80

S=As·y2=(0.001)²x282x0.119=(0.001)x0.033 m³

(EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment 1/rM=6.61/978=(0.001)x6.763 (1/m)

Krumning på grunn av svinn 1/rcs=(0.001x0.30)x22.57x(0.033/0.110)=(0.001)x0.440 (1/m)

Samlet krumning 1/r=(0.001)x6.763+(0.001)x0.440=(0.001)x7.203 (1/m)

Med=6.61 kNm, εc/εs=0.28/0.80, x=41mm, σs=160 N/mm²**1.9.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -1**

(EC2 §7.4.2)

l/d=K[1+1.5√fck(ρo/ρ)+3.2√fck(ρo/ρ-1)^{3/2}]=76.89

(EC2 Lign.7.16a)

fck=25.00N/mm², ρo=0.001x√25.00=0.005, ρ=0.002, ρ'=0.000, ρ<=ρo, K=1.3l/d=(310/σs)x(l/d), σs=160 N/mm², l/d=(310/160)x76.89=148.57

(EC2 Lign.7.17)

leff/d=3.600/0.160=22.50 <= 148.57, **Felt/høyde er akseptabel****1.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -1**

(EN1992-1-1, §7.4.3)

Med=6.61<0.70xMcr=0.70x15.26=10.68 kNm, ζ=0.00

(Lign.7.19)

Endelig krumning (1/r)=0.00x(0.001x7.203)+(1-0.00)x(0.001x1.701)=(0.001)x1.701 (1/m)

(Lign.7.18)

β=(Ma+Mb)/Mc=(0.00+11.36)/10.49=1.08, k=0.104(1-1.08/10)=0.0927

f=k·Leff²·(1/r)=0.0927x3.600²x1.701=2.04 mmf=2.04mm <= 1000x3.600/250=14.40mm, **Nedbøyningene er akseptable****1.9.5. Minimumsarmering (SLS)**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering As,min=kc·k·fct,eff·Act/σs

(EC2 Lign.7.1)

b=1.000m, beff=1.000m, h=0.180m, d=0.160m, x=0.041m, Ø=12mm

Ned=0.00kN, σc=(Ned/bh)=0.0N/mm², σs=fyd=435N/mm²Act=(h-x)·b=(180-41)x1000=138608 mm²max(h,b1)=0mm, fctm=2.60N/mm², Act=138608mm², k=1.00, kc=0.40, k1=1.50Minimumsarmering, As,min=0.40x1.00x2.60x138608/435=331mm²/m

1.9.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -1

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 160 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 6.45$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 22.57$, $k_t = 0.4$
 $\alpha_{eff} = 0.333 (h - x) / b = 0.333 \times (180 - 41) / 1000 = 46157 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c, eff = 282 / 46157 = 0.006$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [160 - 0.4 \times (2.6 / 0.006) (1 + 22.57 \times 0.006)] / 200 = -0.17\% \geq 0.6 \times 160 / 200 = 0.48\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\sigma_s = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2 e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 15.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 384.90 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 384.90 \times 0.001 \times 0.48 = 0.19 \text{ mm}$
 $w_k = 0.19 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

1.10. Bruksgrensetilstand (SLS), Felt -2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L = 3.600 \text{ m}$, $b = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.180 \text{ m}$, $d = 0.160 \text{ m}$
 Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) $q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 5.30 + 0.30 \times 2.00 = 5.90 \text{ kN/m}$
 $l_{eff} = 3.600 \text{ m}$, $M_{ed} = (5.90 / 9.36) \times 6.36 = 4.01 \text{ kNm/m}$, $M_{ed}(SLS) = 4.01 \text{ kNm/m}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0.30\%$
 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}$, $E_{ceff} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Modulforhold $E_s / E_c = 200 / 31.0 = 6.45$, effektivt $E_s / E_c, eff = 200 / 8.86 = 22.57$
 Strekkarmering: $\phi 12 \text{ s} 400$ ($2.82 \text{ cm}^2 / \text{m}$)
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 282 / (1000 \times 160) = 0.002$

1.10.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS), Felt -2

Stivhet av urisset snitt, $EI = (200 / 22.57) \times (0.001 \times 0.515) = 4562 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n - 1) (A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n - 1) (A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n - 1)$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 282 \times 0.068 = (0.001) \times 0.019 \text{ m}^3$, $y_2 = 88 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d = 88 - 20 = 68 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 4.01 / 4562 = (0.001) \times 0.879$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.019 / 0.515) = (0.001) \times 0.251$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 0.879 + (0.001) \times 0.251 = (0.001) \times 1.130$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 2.6 \times (0.515 / 0.088) = 15.26 \text{ kNm}$

1.10.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS), Felt -2

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \alpha_e = 22.57$, $n \cdot \rho = 0.045$, $\xi = 0.677$, $\alpha = 0.259$, $x = \alpha \cdot d = 0.041 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.677 \times 200 \times 282 \times 0.160^2 = 978 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 119 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 119 \times 4.01 / 978 = 0.49$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 282 \times 0.119 = (0.001) \times 0.033 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 4.01 / 978 = (0.001) \times 4.099$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.033 / 0.110) = (0.001) \times 0.440$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 4.099 + (0.001) \times 0.440 = (0.001) \times 4.539$ (1/m)
 $M_{ed} = 4.01 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.17 / 0.49$, $x = 41 \text{ mm}$, $\sigma_s = 97 \text{ N/mm}^2$

1.10.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS), Felt -2

(EC2 §7.4.2)

$l/d = K [1 + 1.5 \sqrt{f_{ck} (\rho_0 / \rho)} + 3.2 \sqrt{f_{ck} (\rho_0 / \rho - 1)}]^{3/2} = 88.72$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{25.00} = 0.005$, $\rho = 0.002$, $\rho' = 0.000$, $\rho < \rho_0$, $K = 1.5$
 $l/d = (310 / \sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s = 97 \text{ N/mm}^2$, $l/d = (310 / 97) \times 88.72 = 282.81$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff} / d = 3.600 / 0.160 = 22.50 \leq 282.81$, **Felt/høyde er akseptabel**

1.10.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS), Felt -2

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed} = 4.01 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 15.26 = 10.68 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 4.539) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 1.130) = (0.001) \times 1.130$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (11.36 + 8.95) / 6.36 = 3.19$, $k = 0.104 (1 - 3.19 / 10) = 0.0708$
 $f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0708 \times 3.600^2 \times 1.130 = 1.04 \text{ mm}$
 $f = 1.04 \text{ mm} \leq 1000 \times 3.600 / 250 = 14.40 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

1.10.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

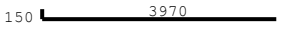
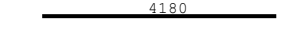



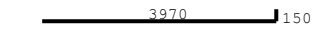
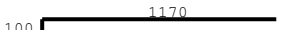

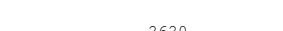

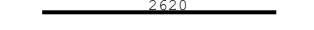
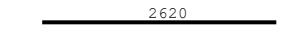



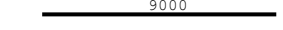
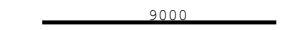


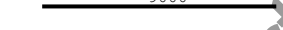
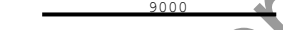
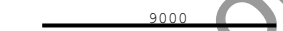
Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.180\text{m}$, $d=0.160\text{m}$, $x=0.041\text{m}$, $\varnothing=12\text{mm}$
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(180-41) \times 1000=138608 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=2.60\text{N/mm}^2$, $A_{ct}=138608\text{mm}^2$, $k=1.00$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 2.60 \times 138608 / 435=331\text{mm}^2/\text{m}$

1.10.6. Beregning av rissvidde (SLS), Felt -2

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

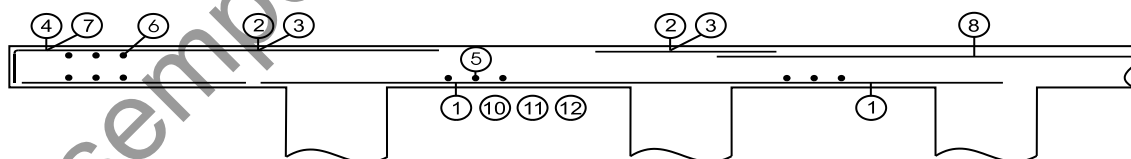
$w_k=s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[\sigma_s-k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1+\alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=97\text{N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s/E_c=6.45$, $k_t=0.6$, Langvarig belastning: $E_s/E_c=22.57$, $k_t=0.4$
 $A_{ceff}=0.333(h-x)b=0.333 \times (180-41) \times 1000=46157 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_{ceff}=282/46157=0.006$
 $\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}=[97-0.4 \times (2.6/0.006) (1+22.57 \times 0.006)] / 200=-0.48\% \geq 0.6 \times 97 / 200=0.29\%$
 $s_{r,max}=k_3 \cdot C_{nom}+k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing=12\text{mm}$, $k_1=0.8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0.5$, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$
 $s_{r,max}=3.4 \times 15.00+0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006=384.90 \text{ mm}$
 $w_k=s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})=384.90 \times 0.001 \times 0.29=0.11 \text{ mm}$
 $w_k=0.11\text{mm} \leq 0.30\text{mm}=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, **Rissvidde er akseptabel**

1.11. Bøyleste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑪	150  3970	22	12	0.888	4.120	80.49
2	(Felt-2)	①	 4180	22	12	0.888	4.180	81.66
3	(Felt-3)	①	 4180	22	12	0.888	4.180	81.66
4	(Felt-4)	①	 4180	22	12	0.888	4.180	81.66
5	(Felt-5)	⑫	 3970 150	22	12	0.888	4.120	80.49
6	(Oppl-0)	④	100  1170	20	8	0.395	1.270	10.03
7	(Oppl-1)	②	 2620	22	12	0.888	2.620	51.18
8	(Oppl-2)	②	 2620	22	12	0.888	2.620	51.18
9	(Oppl-3)	②	 2620	22	12	0.888	2.620	51.18
10	(Oppl-4)	②	 2620	22	12	0.888	2.620	51.18
11	(Oppl-5)	④	 1170 100	20	8	0.395	1.270	10.03
12	(Felt-1)	⑤	 9000	8	8	0.395	9.000	28.44
13	(Felt-2)	⑤	 9000	8	8	0.395	9.000	28.44
14	(Felt-3)	⑤	 9000	8	8	0.395	9.000	28.44
15	(Felt-4)	⑤	 9000	8	8	0.395	9.000	28.44
16	(Felt-5)	⑤	 9000	8	8	0.395	9.000	28.44
17	(Oppl-0)	⑥	 9000	2	8	0.395	9.000	7.11
18	(Oppl-1)	⑥	 9000	4	8	0.395	9.000	14.22
19	(Oppl-2)	⑥	 9000	4	8	0.395	9.000	14.22
20	(Oppl-3)	⑥	 9000	4	8	0.395	9.000	14.22
21	(Oppl-4)	⑥	 9000	4	8	0.395	9.000	14.22
22	(Oppl-5)	⑥	 9000	2	8	0.395	9.000	7.11

Total vekt [kg]

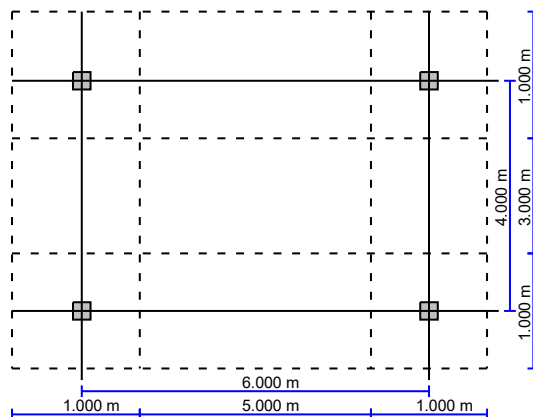
844.04



2. PLATE-002

Dimensjonering av flatdekke

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)



Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B25-B500C

(EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XC1

(EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : $C_{nom}=15$ mm

(EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m³

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$

(EC2 Tabell 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 25/1.50=14.17$ MPa

(EC2 §3.1.6)

$f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 1.8/1.50=1.02$ MPa

(EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa

(EC2 §3.2.7)

Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=31.0$ GPa

2.1. Dimensjoner, laster

Platetykkelse $h=0.280$ m=280mm

Feltlengde, Innerfelt $L_x = 6.000$ m, $L_y = 4.000$ m

Feltlengde, Ytterfelt $L_x' = 5.000$ m, $L_y' = 4.000$ m

Søyledimensjoner $c_x = 0.300$ m, $c_y = 0.300$ m

Plate egenvekt: $g_0 = 25.00 \times 0.280 = 7.00$ kN/m²

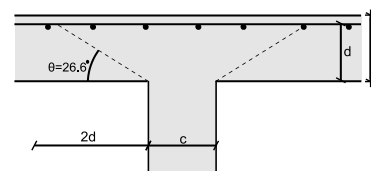
Platelaster: permanent $g = (7.00 + 0.80) = 7.80$ kN/m², variabel $q = 2.00$ kN/m²

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G = 0.89 \times 1.35 = 1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing=15+10=25$ mm, $d=d_{eff}=280-25=255$ mm



2.2. Dimensjonering av flatdekke

(EC2 Tillegg I)

Beregninger er basert på kontinuerlig bjelke med like felt.

Støttemoment er redusert med $(1-c/L)^2$, og feltmoment er redusert med $(1-c/L)$.

L: Felt mellom søyler, c: søylebredde.

Paneler er oppdelt i søylestripe og feltstriper.

Søylestriper er lik, $\min(L_x, L_y)/2$.

(EC2 I.1.2)

Momenter er fordelt som følgende

Støttemomenter: søylestripe 70%, feltstripe 30%

Feltmomenter: søylestripe 55%, feltstripe 45%

2.3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35 \times 7.80 + 1.05 \times 2.00 = 12.63 \text{ kN/m}$
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20 \times 7.80 + 1.50 \times 2.00 = 12.36 \text{ kN/m}$

2.3.1. Plateanalyse i retning x-x, Lx=6.000m, Lx'=5.000mYtterfelt

Moment reduksjonsfaktor $\rho_x = 1 - c_x/L_x = 1 - 0.300/5.000 = 0.940$

Moment over støtte Medsup $= (0.125 \times 1.35 \times 7.80 + 0.125 \times 1.05 \times 2.00) \times 5.000^2 \times 0.940^2 = -34.87 \text{ kNm/m}$

Moment i felt Medspan $= (0.080 \times 1.35 \times 7.80 + 0.100 \times 1.05 \times 2.00) \times 5.000^2 \times 0.940 = 24.73 \text{ kNm/m}$

Innerfelt

Moment reduksjonsfaktor $\rho_x = 1 - c_x/L_x = 1 - 0.300/6.000 = 0.950$

Moment over støtte Medsup $= (0.083 \times 1.35 \times 7.80 + 0.111 \times 1.05 \times 2.00) \times 6.000^2 \times 0.950^2 = -35.97 \text{ kNm/m}$

Moment i felt Medspan $= (0.063 \times 1.35 \times 7.80 + 0.075 \times 1.05 \times 2.00) \times 6.000^2 \times 0.950 = 28.07 \text{ kNm/m}$

Søylestripe b=2.000m

Ytterfelt Moment over støtte Medsup $= -0.70 \times (34.87 \times 4.000) / 2.000 = -48.82 \text{ kNm/m}$

Ytterfelt Moment i felt Medspan $= 0.55 \times (24.73 \times 4.000) / 2.000 = 27.20 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment over støtte Medsup $= -0.70 \times (35.97 \times 4.000) / 2.000 = -50.36 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment i felt Medspan $= 0.55 \times (28.07 \times 4.000) / 2.000 = 30.88 \text{ kNm/m}$

Feltstripe b=2.000m, b'=2.000m

Ytterfelt Moment over støtte Medsup $= -0.30 \times (34.87 \times 4.000) / 2.000 = -20.92 \text{ kNm/m}$

Ytterfelt Moment i felt Medspan $= 0.45 \times (24.73 \times 4.000) / 2.000 = 22.26 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment over støtte Medsup $= -0.30 \times (35.97 \times 4.000) / 2.000 = -21.58 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment i felt Medspan $= 0.45 \times (28.07 \times 4.000) / 2.000 = 25.27 \text{ kNm/m}$

2.3.2. Plateanalyse i retning y-y, Ly=4.000 mYtterfelt

Moment reduksjonsfaktor $\rho_y = 1 - c_y/L_y = 1 - 0.300/4.000 = 0.925$

Moment over støtte Medsup $= (0.125 \times 1.35 \times 7.80 + 0.125 \times 1.05 \times 2.00) \times 4.000^2 \times 0.925^2 = -21.61 \text{ kNm/m}$

Moment i felt Medspan $= (0.080 \times 1.35 \times 7.80 + 0.100 \times 1.05 \times 2.00) \times 4.000^2 \times 0.925 = 15.58 \text{ kNm/m}$

Innerfelt

Moment reduksjonsfaktor $\rho_y = 1 - c_y/L_y = 1 - 0.300/4.000 = 0.925$

Moment over støtte Medsup $= (0.083 \times 1.35 \times 7.80 + 0.111 \times 1.05 \times 2.00) \times 4.000^2 \times 0.925^2 = -15.16 \text{ kNm/m}$

Moment i felt Medspan $= (0.063 \times 1.35 \times 7.80 + 0.075 \times 1.05 \times 2.00) \times 4.000^2 \times 0.925 = 12.15 \text{ kNm/m}$

Søylestripe b=2.000m

Ytterfelt Moment over støtte Medsup $= -0.70 \times (21.61 \times 5.000) / 2.000 = -37.82 \text{ kNm/m}$

Ytterfelt Moment i felt Medspan $= 0.55 \times (15.58 \times 5.000) / 2.000 = 21.42 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment over støtte Medsup $= -0.70 \times (15.16 \times 6.000) / 2.000 = -31.83 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment i felt Medspan $= 0.55 \times (12.15 \times 6.000) / 2.000 = 20.05 \text{ kNm/m}$

Feltstripe b=4.000m, b'=3.000m

Ytterfelt Moment over støtte Medsup $= -0.30 \times (21.61 \times 5.000) / 3.000 = -10.81 \text{ kNm/m}$

Ytterfelt Moment i felt Medspan $= 0.45 \times (15.58 \times 5.000) / 3.000 = 11.68 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment over støtte Medsup $= -0.30 \times (15.16 \times 6.000) / 4.000 = -6.82 \text{ kNm/m}$

Innerfelt Moment i felt Medspan $= 0.45 \times (12.15 \times 6.000) / 4.000 = 8.20 \text{ kNm/m}$

2.3.3. Skjærkraft fra konsentrerte laster ved kant av søyler, Lx=6.000m, Ly=4.000m, Lx'=5.000m, Ly'=4.000m

Skjærkraft på hjørnesøyler Ved1 $= 0.25 \times (1.35 \times 7.80 + 1.05 \times 2.00) \times 5.000 \times 4.000 = 71.96 \text{ kN}$

Skjærkraft ved kantsøyle Ved2 $= 0.50 \times (1.35 \times 7.80 + 1.05 \times 2.00) \times 5.000 \times 4.000 = 133.88 \text{ kN}$

Skjærkraft ved indre søyle Ved3 $= 1.25 \times (1.35 \times 7.80 + 1.05 \times 2.00) \times 6.000 \times 4.000 = 378.90 \text{ kN}$

2.4. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

2.4.1. Plateanalyse i retning x-x, Lx=6.000m, Lx'=5.000mSøylestripeMed=-48.82kNm/m, d=255mm, Kd= 3.65 x/d=0.09 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.9/20.0$ ks=2.37, **As= 4.55cm²/m**Med= 27.20kNm/m, d=255mm, Kd= 4.89 x/d=0.06 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.3/20.0$ ks=2.35, **As= 2.51cm²/m**Med=-50.36kNm/m, d=255mm, Kd= 3.59 x/d=0.09 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.9/20.0$ ks=2.38, **As= 4.69cm²/m**Med= 30.88kNm/m, d=255mm, Kd= 4.59 x/d=0.06 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.4/20.0$ ks=2.35, **As= 2.85cm²/m**FeltstripeMed=-20.92kNm/m, d=255mm, Kd= 5.57 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2.34, **As= 1.92cm²/m**Med= 22.26kNm/m, d=255mm, Kd= 5.40 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2.34, **As= 2.05cm²/m**Med=-21.58kNm/m, d=255mm, Kd= 5.49 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2.34, **As= 1.98cm²/m**Med= 25.27kNm/m, d=255mm, Kd= 5.07 x/d=0.06 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ ks=2.35, **As= 2.33cm²/m****2.4.2. Plateanalyse i retning y-y, Ly=4.000 m**SøylestripeMed=-37.82kNm/m, d=245mm, Kd= 3.98 x/d=0.08 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.7/20.0$ ks=2.36, **As= 3.65cm²/m**Med= 21.42kNm/m, d=245mm, Kd= 5.29 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ ks=2.34, **As= 2.05cm²/m**Med=-31.83kNm/m, d=245mm, Kd= 4.34 x/d=0.07 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.5/20.0$ ks=2.36, **As= 3.06cm²/m**Med= 20.05kNm/m, d=245mm, Kd= 5.47 x/d=0.05 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-1.1/20.0$ ks=2.34, **As= 1.92cm²/m**FeltstripeMed=-10.81kNm/m, d=245mm, Kd= 7.45 x/d=0.04 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2.33, **As= 1.03cm²/m**Med= 11.68kNm/m, d=245mm, Kd= 7.17 x/d=0.04 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.8/20.0$ ks=2.33, **As= 1.11cm²/m**Med= -6.82kNm/m, d=245mm, Kd= 9.38 x/d=0.03 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.6/20.0$ ks=2.32, **As= 0.65cm²/m**Med= 8.20kNm/m, d=245mm, Kd= 8.56 x/d=0.03 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-0.7/20.0$ ks=2.32, **As= 0.78cm²/m**Minimum platearmering, $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk} = 3.45 \text{cm}^2/\text{m}$, $s \leq 400 \text{mm}$, $s' \leq 450 \text{mm}$

(EC2 §9.3.1)

minimum hovedarmering $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m), fordelingsarmering $\emptyset 10s22.5$ (3.49cm²/m)**2.4.3. Platearmering for søyle og feltstripe**Søylestripe x-x, b=2.000m

Ytterfelt

Armering over støtte: x-x $\emptyset 12s24.5$ (4.61cm²/m)**Feltarmering: x-x $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**

Innerfelt

Armering over støtte: x-x $\emptyset 12s24.0$ (4.71cm²/m)**Feltarmering: x-x $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**Søylestripe y-y, b=2.000m

Ytterfelt

Armering over støtte: y-y $\emptyset 12s31.0$ (3.65cm²/m)**Feltarmering: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**

Innerfelt

Armering over støtte: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m)**Feltarmering: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**Feltstripex-x, b=4.000m

Ytterfelt

Armering over støtte: x-x $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m)**Feltarmering: x-x $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**

Innerfelt

Armering over støtte: x-x $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m)**Feltarmering: x-x $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**Feltstripey-y, b=2.000m

Ytterfelt

Armering over støtte: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m)**Feltarmering: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**

Innerfelt

Armering over støtte: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m)**Feltarmering: y-y $\emptyset 12s32.5$ (3.48cm²/m) (nederste lag)**

2.4.4. Platearmering for inner- og ytterfelt

Innerfelt

Søylestripe x-x, b=2.000m

Armering over støtte: x-x Ø12s24.0 (4.71cm²/m)

Feltarmering: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m) (nederste lag)

Søylestripe y-y, b=2.000m

Armering over støtte: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltarmering: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltstripe x-x, b=4.000m

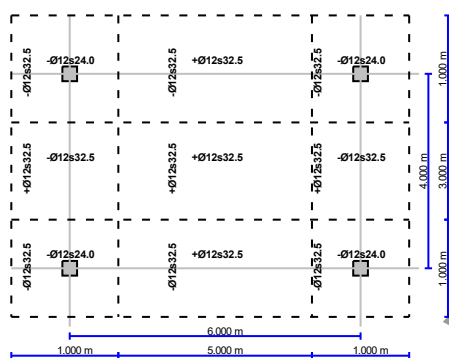
Armering over støtte: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltarmering: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m) (nederste lag)

Feltstripe y-y, b=2.000m

Armering over støtte: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltarmering: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)



Ytterfelt

Søylestripe x-x, b=2.000m

Armering over støtte: x-x Ø12s24.5 (4.61cm²/m)

Feltarmering: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m) (nederste lag)

Armering over kantsøyle: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Søylestripe y-y, b=2.000m

Armering over støtte: y-y Ø12s31.0 (3.65cm²/m)

Feltarmering: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Armering over kantsøyle: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltstripe x-x, b=4.000m

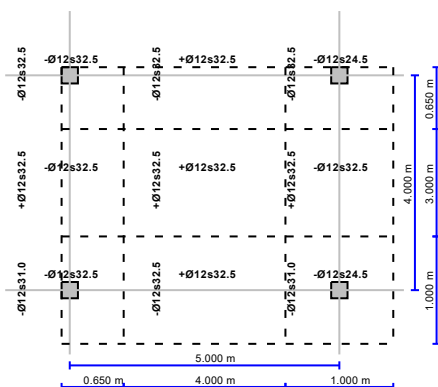
Armering over støtte: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltarmering: x-x Ø12s32.5 (3.48cm²/m) (nederste lag)

Feltstripe y-y, b=2.000m

Armering over støtte: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

Feltarmering: y-y Ø12s32.5 (3.48cm²/m)

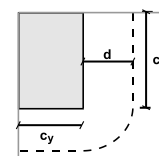


2.5. Bruddgrensetilstand (ULS), Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster

(EC2 §6.4)

2.5.1. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster på hjørnesøyler

Ved(ULS)=71.96 kN

Søyledimensjoner og posisjon, $c_x=300\text{mm}$, $c_y=300\text{mm}$ Armering for bøyning, $f_{ex}=\emptyset 12s32.5$ ($3.48\text{cm}^2/\text{m}$), $f_{ey}=\emptyset 12s32.5$ ($3.48\text{cm}^2/\text{m}$)Bruddflatehelning lik $\theta=26.6^\circ$, $\tan(\theta)=1/2$

(EC2 §6.4.1(3))

Dimensjonerende snitt i $2d=2 \times 255=510\text{ mm}=0.510\text{ m}$

(EC2 §6.4.2)

 $U_{\text{cont}}=u_1=c_x+c_y+n \cdot d_{\text{eff}}=300+300+3.14 \times 255=1401\text{ mm}=1.401\text{ m}$ Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt ved $=\beta \cdot \text{Ved}/u_1$

(EC2 §6.4.3, Lign.6.38)

 $\beta=1.50$, $\text{ved}=1.50 \times 71.96/1.401=77.04\text{ kN/m}$

(EC2 §6.4.3(6))

Armering ved kritisk snitt $f_{ex}=348\text{mm}^2/\text{m}$, $f_{ey}=348\text{mm}^2/\text{m}$ $\rho_{ly}=348/(1000 \times 255)=0.0014$, $\rho_{lz}=348/(1000 \times 255)=0.0014$ $\rho_1=\sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02 = \sqrt{0.0014 \times 0.0014} = 0.0014$, $A_s=0.0014 \times (1000 \times 255) = 348\text{ mm}^2/\text{m}$ Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.4.4)

 $V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33}] \cdot u_1 \cdot d$ (EC2 Lign.6.47) $V_{rdc} > v_{\text{min}} \cdot u_1 \cdot d$, $d=d_{\text{eff}}=255\text{mm}$ $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=25\text{MPa}$, $u_1=1401\text{mm}$, $d=255\text{mm}$ $k=1+\sqrt{200/d} \leq 2$, $k=1.89$ $\rho_1=A_{s1}/(b_w \cdot d)=348/(1000 \times 255)=0.0014$ $v_{\text{min}}=0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27\text{N}/\text{mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N) $V_{rd,c}(\text{min})=0.0014 \times (0.27) \times 1401 \times 255 = 96.46\text{kN}$ $V_{rdc}=0.0014 \times [0.120 \times 1.89 \times (0.14 \times 25)^{0.33}] \times 1401 \times 255 = 123.02\text{kN}$ $V_{ed}'=\beta \cdot \text{Ved}=1.50 \times 71.96=107.94\text{ kN}$ $V_{ed}'=107.94\text{ kN/m} \leq V_{rdc}=123.02\text{ kN/m}$, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK $\beta \cdot \text{Ved}/V_{rd,c} = 1.50 \times 71.96/123.02 = 0.877 < 1$ $\text{ved} = \beta \cdot \text{Ved}/(u_1 \cdot d_{\text{eff}}) = [10^{-3}] 1.50 \times 71.96 / (1401 \times 255) = 0.30\text{N}/\text{mm}^2$ $\text{vrd},c = \beta \cdot V_{rd,c}/(u_1 \cdot d_{\text{eff}}) = [10^{-3}] 123.02 / (1401 \times 255) = 0.34\text{N}/\text{mm}^2$

Bruddgrensetilstand (ULS), Kapasitet for trykkbrudd

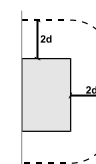
(EC2 §6.2.2(6), §6.4.5(3), §6.5.2)

 $\text{vrd},\text{max}=0.5v \cdot f_{cd}=0.5 \times 0.54 \times 14.17=3.83\text{N}/\text{mm}^2$, $v=0.6(1-f_{ck}/250)=0.6 \times (1-25/250)=0.54$ (Lign.6.5, 6.6N) $u_0=\min(3d, c_x+c_y)=\min(3 \times 255, 300+300)=600\text{mm}=0.600\text{m}$ $\text{ved}=\beta \cdot \text{Ved}/(u_0 \cdot d_{\text{eff}})=[10^{-3}] 1.50 \times 71.96 / (600 \times 255) = 0.71\text{ N}/\text{mm}^2$

(Lign.6.53)

 $\text{ved}=0.71 < \text{vrd},\text{max}=3.83\text{ N}/\text{mm}^2$ Kontroll tilfredsstilt $\text{ved}/\text{vrd},\text{max}=0.71/3.83=0.185 < 1$ $V_{rd},\text{max}=\text{vrd},\text{max} \cdot u_0 \cdot d_{\text{eff}}=[10^{-3}] 3.83 \times 600 \times 255 = 585.99\text{kN}$ **2.5.2. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster ved kantsøyle**

Ved(ULS)=133.88 kN

Søyledimensjoner og posisjon, $c_x=300\text{mm}$, $c_y=300\text{mm}$ Armering for bøyning, $f_{ex}=\emptyset 12s24.5$ ($4.61\text{cm}^2/\text{m}$), $f_{ey}=\emptyset 12s32.5$ ($3.48\text{cm}^2/\text{m}$)Bruddflatehelning lik $\theta=26.6^\circ$, $\tan(\theta)=1/2$

(EC2 §6.4.1(3))

Dimensjonerende snitt i $2d=2 \times 255=510\text{ mm}=0.510\text{ m}$

(EC2 §6.4.2)

 $U_{\text{cont}}=u_1=2c_x+c_y+2n \cdot d_{\text{eff}}=2 \times 300+300+2 \times 3.14 \times 255=2502\text{ mm}=2.502\text{ m}$ Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt ved $=\beta \cdot \text{Ved}/u_1$

(EC2 §6.4.3, Lign.6.38)

 $\beta=1.40$, $\text{ved}=1.40 \times 133.88/2.502=74.91\text{ kN/m}$

(EC2 §6.4.3(6))

Armering ved kritisk snitt $f_{ex}=461\text{mm}^2/\text{m}$, $f_{ey}=348\text{mm}^2/\text{m}$ $\rho_{ly}=461/(1000 \times 255)=0.0018$, $\rho_{lz}=348/(1000 \times 255)=0.0014$ $\rho_1=\sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02 = \sqrt{0.0018 \times 0.0014} = 0.0016$, $A_s=0.0016 \times (1000 \times 255) = 401\text{ mm}^2/\text{m}$

Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering Vr_{dc}

(EC2 §6.4.4)

$Vr_{dc} = [Cr_{dc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33}] \cdot u_1 \cdot d$ (EC2 Lign.6.47)
 $Vr_{dc} > v_{min} \cdot u_1 \cdot d$, $d = d_{eff} = 255 \text{ mm}$
 $Cr_{dc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $u_1 = 2502 \text{ mm}$, $d = 255 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.89$
 $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 401 / (1000 \times 255) = 0.0016$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $Vr_{d,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.27) \times 2502 \times 255 = 172.26 \text{ kN}$
 $Vr_{dc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.89 \times (0.16 \times 25)^{0.33}] \times 2502 \times 255 = 229.70 \text{ kN}$
 $Ved' = \beta \cdot Ved = 1.40 \times 133.88 = 187.43 \text{ kN}$
 $Ved' = 187.43 \text{ kN/m} \leq Vr_{dc} = 229.70 \text{ kN/m}$, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK
 $\beta \cdot Ved / Vr_{d,c} = 1.40 \times 133.88 / 229.70 = 0.816 < 1$
 $ved = \beta \cdot Ved / (u_1 \cdot d_{eff}) = [10^3] 1.40 \times 133.88 / (2502 \times 255) = 0.29 \text{ N/mm}^2$
 $vr_{d,c} = \beta \cdot Vr_{d,c} / (u_1 \cdot d_{eff}) = [10^3] 229.70 / (2502 \times 255) = 0.36 \text{ N/mm}^2$

Bruddgrensetilstand (ULS), Kapasitet for trykkbrudd

(EC2 §6.2.2(6), §6.4.5(3), §6.5.2)

$vr_{d,max} = 0.5v \cdot f_{cd} = 0.5 \times 0.54 \times 14.17 = 3.83 \text{ N/mm}^2$, $v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6 \times (1 - 25/250) = 0.54$ (Lign.6.5, 6.6N)
 $u_0 = \min(cy + 3d, 2 \cdot cx + cy) = \min(300 + 3 \times 255, 2 \times 300 + 300) = 900 \text{ mm} = 0.900 \text{ m}$
 $ved = \beta \cdot Ved / (u_0 \cdot d_{eff}) = [10^3] 1.40 \times 133.88 / (900 \times 255) = 0.82 \text{ N/mm}^2$ (Lign.6.53)
 $ved = 0.82 < vr_{d,max} = 3.83 \text{ N/mm}^2$ Kontroll tilfredsstilt
 $ved / vr_{d,max} = 0.82 / 3.83 = 0.214 < 1$
 $Vr_{d,max} = vr_{d,max} \cdot u_0 \cdot d_{eff} = [10^{-3}] 3.83 \times 900 \times 255 = 878.98 \text{ kN}$

2.5.3. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster ved kantsøyle

$Ved(\text{ULS}) = 133.88 \text{ kN}$
 Søyledimensjoner og posisjon, $c_x = 300 \text{ mm}$, $c_y = 300 \text{ mm}$
 Armering for bøyning, $f_{ex} = \emptyset 12 \text{ s} 32.5$ ($3.48 \text{ cm}^2/\text{m}$), $f_{ey} = \emptyset 12 \text{ s} 31.0$ ($3.65 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Bruddflatehelning lik $\theta = 26.6^\circ$, $\tan(\theta) = 1/2$ (EC2 §6.4.1(3))
 Dimensjonerende snitt i $2d = 2 \times 255 = 510 \text{ mm} = 0.510 \text{ m}$ (EC2 §6.4.2)
 $U_{cont} = u_1 = 2c_x + c_y + 2n \cdot d_{eff} = 2 \times 300 + 300 + 2 \times 3.14 \times 255 = 2502 \text{ mm} = 2.502 \text{ m}$
 Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt $ved = \beta \cdot Ved / u_1$ (EC2 §6.4.3, Lign.6.38)
 $\beta = 1.40$, $ved = 1.40 \times 133.88 / 2.502 = 74.91 \text{ kN/m}$ (EC2 §6.4.3(6))
 Armering ved kritisk snitt $f_{ex} = 348 \text{ mm}^2/\text{m}$, $f_{ey} = 365 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $\rho_{ly} = 348 / (1000 \times 255) = 0.0014$, $\rho_{lz} = 365 / (1000 \times 255) = 0.0014$
 $\rho_1 = \sqrt{(\rho_{ly} \cdot \rho_{ly})} \leq 0.02 = \sqrt{(0.0014 \times 0.0014)} = 0.0014$, $A_s = 0.0014 \times (1000 \times 255) = 356 \text{ mm}^2/\text{m}$

Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering Vr_{dc}

(EC2 §6.4.4)

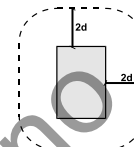
$Vr_{dc} = [Cr_{dc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33}] \cdot u_1 \cdot d$ (EC2 Lign.6.47)
 $Vr_{dc} > v_{min} \cdot u_1 \cdot d$, $d = d_{eff} = 255 \text{ mm}$
 $Cr_{dc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $u_1 = 2502 \text{ mm}$, $d = 255 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.89$
 $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 356 / (1000 \times 255) = 0.0014$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $Vr_{d,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.27) \times 2502 \times 255 = 172.26 \text{ kN}$
 $Vr_{dc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.89 \times (0.14 \times 25)^{0.33}] \times 2502 \times 255 = 219.70 \text{ kN}$
 $Ved' = \beta \cdot Ved = 1.40 \times 133.88 = 187.43 \text{ kN}$
 $Ved' = 187.43 \text{ kN/m} \leq Vr_{dc} = 219.70 \text{ kN/m}$, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK
 $\beta \cdot Ved / Vr_{d,c} = 1.40 \times 133.88 / 219.70 = 0.853 < 1$
 $ved = \beta \cdot Ved / (u_1 \cdot d_{eff}) = [10^3] 1.40 \times 133.88 / (2502 \times 255) = 0.29 \text{ N/mm}^2$
 $vr_{d,c} = \beta \cdot Vr_{d,c} / (u_1 \cdot d_{eff}) = [10^3] 219.70 / (2502 \times 255) = 0.34 \text{ N/mm}^2$

Bruddgrensetilstand (ULS), Kapasitet for trykkbrudd (EC2 §6.2.2(6), §6.4.5(3), §6.5.2)

$vrd,max=0.5v \cdot fcd=0.5 \times 0.54 \times 14.17=3.83 \text{ N/mm}^2$, $v=0.6(1-fck/250)=0.6 \times (1-25/250)=0.54$ (Lign.6.5, 6.6N)
 $uo=\min(cy+3d, 2 \cdot cx+cy)=\min(300+3 \times 255, 2 \times 300+300)=900 \text{ mm}=0.900 \text{ m}$
 $ved=\beta \cdot Ved/(uo \cdot deff)=[10^3]1.40 \times 133.88/(900 \times 255)=0.82 \text{ N/mm}^2$ (Lign.6.53)
 $ved=0.82 < vrd,max=3.83 \text{ N/mm}^2$ Kontroll tilfredsstilt
 $ved/vrd,max=0.82/3.83=0.214 < 1$
 $Vrd,max=vrd,max \cdot uo \cdot deff=[10^{-3}]3.83 \times 900 \times 255=878.98 \text{ kN}$

2.5.4. Dimensjonering for skjærkraft fra konsentrerte laster ved indre søyle

Ved(ULS)=378.90 kN
 Søyledimensjoner og posisjon, $c_x=300 \text{ mm}$, $c_y=300 \text{ mm}$
 Armering for bøyning, $f_{ex}=\emptyset 12s24.0(4.71 \text{ cm}^2/\text{m})$, $f_{ey}=\emptyset 12s32.5(3.48 \text{ cm}^2/\text{m})$



Bruddflatehelning lik $\theta=26.6^\circ$, $\tan(\theta)=1/2$ (EC2 §6.4.1(3))
 Dimensjonerende snitt i $2d=2 \times 255=510 \text{ mm}=0.510 \text{ m}$ (EC2 §6.4.2)
 $U_{cont}=u_l=2c_x+2c_y+4\pi \cdot deff=2 \times 300+2 \times 300+4 \times 3.14 \times 255=4404 \text{ mm}=4.404 \text{ m}$
 Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt $ved=\beta \cdot Ved/u_l$ (EC2 §6.4.3, Lign.6.38)
 $\beta=1.15$, $ved=1.15 \times 378.90/4.404=98.94 \text{ kN/m}$ (EC2 §6.4.3(6))
 Armering ved kritisk snitt $f_{ex}=471 \text{ mm}^2/\text{m}$, $f_{ey}=348 \text{ mm}^2/\text{m}$
 $\rho_{ly}=471/(1000 \times 255)=0.0018$, $\rho_{lz}=348/(1000 \times 255)=0.0014$
 $\rho_l=\sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} < 0.02=\sqrt{0.0018 \times 0.0014}=0.0016$, $A_s=0.0016 \times (1000 \times 255)=405 \text{ mm}^2/\text{m}$

Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.4.4)

$V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33}] \cdot u_l \cdot d$ (EC2 Lign.6.47)
 $V_{rdc} > v_{min} \cdot u_l \cdot d$, $d=deff=255 \text{ mm}$
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=25 \text{ MPa}$, $u_l=4404 \text{ mm}$, $d=255 \text{ mm}$
 $k=1+\sqrt{200/d} \leq 2$, $k=1.89$
 $\rho_l=A_s/(b_w \cdot d)=405/(1000 \times 255)=0.0016$
 $v_{min}=0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}}=0.27 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c}(\min)=0.001 \times (0.27) \times 4404 \times 255=303.22 \text{ kN}$
 $V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.89 \times (0.16 \times 25)]^{0.33} \times 4404 \times 255=404.31 \text{ kN}$
 $Ved'= \beta \cdot Ved=1.15 \times 378.90=435.73 \text{ kN}$
 $Ved'=435.73 \text{ kN/m} > V_{rdc}=404.31 \text{ kN/m}$, skjærarmering er nødvendig
 $\beta \cdot Ved/V_{rd,c}=1.15 \times 378.90/404.31=1.078 > 1$
 $ved=\beta \cdot Ved/(u_l \cdot deff)=[10^3]1.15 \times 378.90/(4404 \times 255)=0.39 \text{ N/mm}^2$
 $vrd,c=\beta \cdot V_{rd,c}/(u_l \cdot deff)=[10^3]404.31/(4404 \times 255)=0.36 \text{ N/mm}^2$

Bruddgrensetilstand (ULS), Kapasitet for trykkbrudd (EC2 §6.2.2(6), §6.4.5(3), §6.5.2)

$vrd,max=0.5v \cdot fcd=0.5 \times 0.54 \times 14.17=3.83 \text{ N/mm}^2$, $v=0.6(1-fck/250)=0.6 \times (1-25/250)=0.54$ (Lign.6.5, 6.6N)
 $uo=2c_y+2c_z=2 \times 300+2 \times 300=1200 \text{ mm}=1.200 \text{ m}$
 $ved=\beta \cdot Ved/(uo \cdot deff)=[10^3]1.15 \times 378.90/(1200 \times 255)=1.42 \text{ N/mm}^2$ (Lign.6.53)
 $ved=1.42 < vrd,max=3.83 \text{ N/mm}^2$ Kontroll tilfredsstilt
 $ved/vrd,max=1.42/3.83=0.371 < 1$
 $Vrd,max=vrd,max \cdot uo \cdot deff=[10^{-3}]3.83 \times 1200 \times 255=1171.98 \text{ kN}$

Skjærarmering plate

(EC2 §6.4.5)

$$V_{rd,cs} = 0.75V_{rd,c} + 1.5(d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin(\alpha), \quad \alpha = 90^\circ \quad (\text{EC2 Lign.6.52})$$

$$A_{sw}/s_r = (\beta \cdot V_{ed} - 0.75V_{rd,c}) / (1.5f_{ywd} \cdot d)$$

$$\beta = 1.15, \quad d = 255.00 \text{ mm} = 0.255 \text{ m}, \quad u_1 = 4404 \text{ mm} = 4.404 \text{ m}$$

$$V_{ed} = 378.90 \text{ kN}, \quad V_{rd,c} = 404.31 \text{ kN}, \quad f_{ywd} = 250 + 0.25d = 314 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sw}/s_r = 10^6 (1.15 \times 378.90 - 0.75 \times 404.31) / (1.5 \times 314 \times 255) = 1104 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$u_{out} = \beta \cdot V_{ed} / (v_{rd,c} \cdot d) = \beta \cdot V_{ed} / (V_{rd,c} / u_1) = 1.15 \times 378.90 / (404.31 / 4.404) = 4.75 \text{ m} \quad (\text{EC2 Lign.6.54})$$

$$r_{out} = (u_{out} - u_0) / 2\pi = (4750 - 1200) / 2\pi = 570 \text{ mm} = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Armering per omkrets } n = u_1/b, \quad b = 1.5d = 1.5 \times 255 = 382 \text{ mm}, \quad n = 4404/382 = 12, \quad 12\varnothing8 \text{ (122.9 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Radial avstand armeringsomkrets } s_r = 49 \text{ mm } \varnothing 8s49 \text{ (10.24 cm}^2\text{/m)}$$

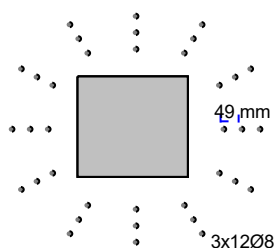
$$\text{Armering: } : 12\varnothing 8s49 \text{ (} A_{sw}/s = 122.88 \text{ cm}^2\text{/m) , } 122.9 \text{ cm}^2\text{mm}^2\text{/m} \Rightarrow A_{sw}/s_r$$

$$r_{out,s} = r_{out} - k \cdot d = 570 - 1.50 \times 255 = 188 \text{ mm} = 0.19 \text{ m}, \quad r_{in,s} = 89 \text{ mm} = 0.09 \text{ m}$$

$$\text{Armering fra } 89 \text{ mm} = 0.09 \text{ m} \text{ til } 188 \text{ mm} = 0.19 \text{ m}$$

$$\text{Anatall armeringsomkretser } (188 - 89) / 49 = 3$$

$$\text{Skjærarmering: } 3 \times 12\varnothing8, \quad A_s = 3 \times 6.0 \text{ cm}^2$$

2.6. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 6.000 \text{ m}, \quad b = 1.000 \text{ m}, \quad h = 0.280 \text{ m}, \quad d = 0.255 \text{ m}$$

$$\text{Last (tilnærmet permanent lastsituasjon) } q_{ed} = g + \psi_2 \cdot q = 7.80 + 0.30 \times 2.00 = 8.40 \text{ kN/m}$$

$$L_x > L_y, \quad L_{eff} = 6.000 \text{ m}, \quad M_{ed} = (8.40 / 12.36) \times 30.88 = 20.99 \text{ kNm/m}, \quad M_{ed}(SLS) = 20.99 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Endelig kryptall } \varphi(\infty, t_0) = 2.50 \quad (\text{EC2 §3.1.4, Tillegg B})$$

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0.30\%$$

$$\gamma_c = 1.00, \quad \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Betongens elastisitetsmodul } E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}, \quad E_{ceff} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Lign.7.20})$$

$$\text{Stålets elastisitetsmodul } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s/E_c = 200/31.0 = 6.45, \quad \text{effektivt } E_s/E_c, \text{eff} = 200/8.86 = 22.57$$

$$\text{Strekkarmering: } \varnothing12s325 \text{ (} 3.48 \text{ cm}^2\text{/m)}$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 348 / (1000 \times 255) = 0.001$$

2.6.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

$$\text{Stivhet av urisset snitt, } EI = (200/22.57) \times (0.001 \times 1.926) = 17067 \text{ kNm}^2$$

$$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2}), \quad e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i, \quad I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 348 \times 0.112 = (0.001) \times 0.039 \text{ m}^3, \quad y_2 = 137 \text{ mm}, \quad y_{2s} = y_2 - d = 137 - 25 = 112 \text{ mm} \quad (\text{EC2 Lign.7.21})$$

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 20.99 / 17067 = (0.001) \times 1.230 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Krumning på grunn av svinn } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.039 / 1.926) = (0.001) \times 0.137 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0.001) \times 1.230 + (0.001) \times 0.137 = (0.001) \times 1.367 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Rissmoment, } M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 2.6 \times (1.926 / 0.137) = 36.55 \text{ kNm}$$

2.6.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.001, \quad n \cdot \rho = 22.57, \quad n \cdot \rho = 0.023, \quad \xi = 0.757, \quad \alpha = 0.191, \quad x = \alpha \cdot d = 0.049 \text{ m}$$

$$\text{Stivhet av fullstendig risset snitt, } EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.757 \times 200 \times 348 \times 0.255^2 = 3428 \text{ kNm}^2$$

$$y_2 = (1 - \alpha) d = 206 \text{ mm}, \quad \epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 206 \times 20.99 / 3428 = 1.26$$

$$S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 348 \times 0.206 = (0.001) \times 0.072 \text{ m}^3 \quad (\text{EC2 Lign.7.21})$$

$$\text{Krumning på grunn av moment } 1/r_M = 20.99 / 3428 = (0.001) \times 6.123 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Krumning på grunn av svinn } 1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.072 / 0.387) = (0.001) \times 0.252 \text{ (1/m)}$$

$$\text{Samlet krumning } 1/r = (0.001) \times 6.123 + (0.001) \times 0.252 = (0.001) \times 6.375 \text{ (1/m)}$$

$$M_{ed} = 20.99 \text{ kNm}, \quad \epsilon_c / \epsilon_s = 0.30 / 1.26, \quad x = 49 \text{ mm}, \quad \sigma_s = 253 \text{ N/mm}^2$$

2.6.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$$1/d = K[1 + 1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 211.80 \quad (\text{EC2 Lign.7.16a})$$

$$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2, \rho_0 = 0.001 \times \sqrt{25.00} = 0.005, \rho = 0.001, \rho' = 0.000, \rho < \rho_0, K = 1.2$$

$$1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d), \sigma_s = 253 \text{ N/mm}^2, 1/d = (310/253) \times 211.80 = 259.93 \quad (\text{EC2 Lign.7.17})$$

$$l_{eff}/d = 6.000/0.255 = 23.53 \leq 259.93, \quad \text{Felt/høyde er akseptabel}$$

2.6.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$M_{ed} = 20.99 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 36.55 = 25.59 \text{ kNm}, \zeta = 0.00$$

(Lign.7.19)

$$\text{Endelig krumning } (1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 6.375) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 1.367) = (0.001) \times 1.367 \text{ (1/m)} \quad (\text{Lign.7.18})$$

$$\beta = (M_a + M_b) / M_c = (50.36 + 50.36) / 30.88 = 3.26, k = 0.104(1 - 3.26/10) = 0.0701$$

$$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.0701 \times 6.000^2 \times 1.367 = 3.45 \text{ mm}$$

$$f = 3.45 \text{ mm} \leq 1000 \times 6.000 / 250 = 24.00 \text{ mm}, \quad \text{Nedbøyningene er akseptable}$$

2.6.5. Minimumsarming (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

$$\text{Minimum tverrsnittareal armering } A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (\text{EC2 Lign.7.1})$$

$$b = 1.000 \text{ m}, b_{eff} = 1.000 \text{ m}, h = 0.280 \text{ m}, d = 0.255 \text{ m}, x = 0.049 \text{ m}, \varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, \sigma_c = (N_{ed}/bh) = 0.0 \text{ N/mm}^2, \sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (280 - 49) \times 1000 = 231273 \text{ mm}^2$$

$$\max(h, b) = 0 \text{ mm}, f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2, A_{ct} = 231273 \text{ mm}^2, k = 1.00, k_c = 0.40, k_1 = 1.50$$

$$\text{Minimumsarming, } A_{s,min} = 0.40 \times 1.00 \times 2.60 \times 231273 / 435 = 553 \text{ mm}^2/\text{m}$$

2.6.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Lign.7.8})$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s \cdot k_t \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s \quad (\text{EC2 Eq.7.9})$$

$$\sigma_s = 253 \text{ N/mm}^2, \text{ Kortvarig belastning: } E_s/E_c = 6.45, k_t = 0.6, \text{ Langvarig belastning: } E_s/E_c = 22.57, k_t = 0.4$$

$$A_{c,eff} = 2.5(h - d)b = 2.5 \times (280 - 255) \times 1000 = 62500 \text{ mm}^2$$

(§7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 348 / 62500 = 0.006$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [253 - 0.4 \times (2.6 / 0.006) (1 + 22.57 \times 0.006)] / 200 = 0.21\% \geq 0.6 \times 253 / 200 = 0.76\%$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff} \quad (\text{EC2 Lign.7.11})$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 15.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.006 = 417.38 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 417.38 \times 0.001 \times 0.76 = 0.32 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.32 \text{ mm} \sim 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Beskrivelse av miljøet: XC1, Rissvidde er akseptabel}$$

3. BJELKE-001**Bjelke over ett felt med kombinert last**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B25-B500C

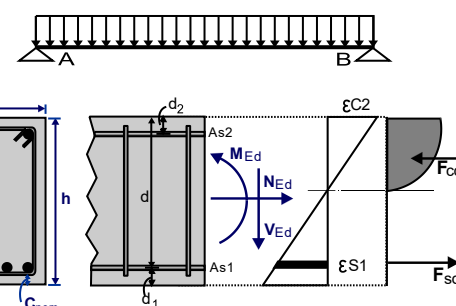
(EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet: XC0

(EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning: $C_{nom} = 20 \text{ mm}$

(EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong: 25.0 kN/m^3 $\gamma_c = 1.50, \gamma_s = 1.15$ (EC2 Tabell 2.1N) $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6) $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 0.85 \times 1.8 / 1.50 = 1.02 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6) $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}$ 

3.1. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn $L=3.600$ m

$L=3.600$ m, $b_w=0.250$ m, $h=0.500$ m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=20+8+0.5 \times 16=36$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0= 3.13$ kN/m

jevnt fordelt last $g_1= 4.00$ kN/m $q_1= 10.00$ kN/m

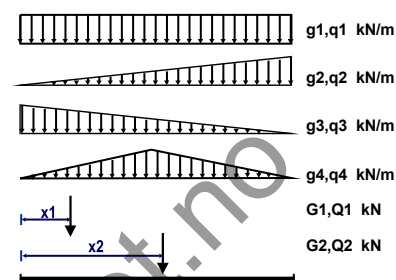
triangulær last $g_2= 0.00$ kN/m $q_2= 0.00$ kN/m

triangulær last $g_3= 0.00$ kN/m $q_3= 0.00$ kN/m

triangulær last $g_4= 0.00$ kN/m $q_4= 0.00$ kN/m

konsentrert last $G_1= 0.00$ kN $Q_1= 0.00$ kN $x_1= 0.000$ m

konsentrert last $G_2= 0.00$ kN $Q_2= 0.00$ kN $x_2= 0.000$ m



Tverrsnittverdier (areal A , treghetsmoment I_{yy} , tyngdepunkt h_c)

Felt -1 $L= 3.600$ m, $A=0.12500$ m² ($1.25E+005$ mm²), $I_{yy}=0.00260$ m⁴ ($2.60E+009$ mm⁴), $z_c=0.000$ m (0mm)

3.2. Bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

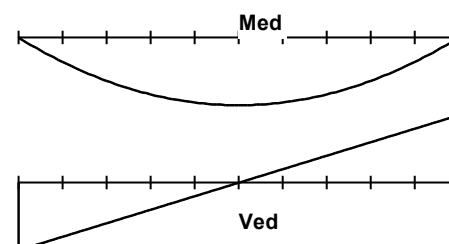
Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.20g + 1.50q$

3.3. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner $1.20g + 1.50q$

$x/L=0.00$, $x= 0.00$ m,	Med=	0.00	kNm,	Ved=	42.39	kN
$x/L=0.10$, $x= 0.36$ m,	Med=	13.73	kNm,	Ved=	33.91	kN
$x/L=0.20$, $x= 0.72$ m,	Med=	24.42	kNm,	Ved=	25.43	kN
$x/L=0.30$, $x= 1.08$ m,	Med=	32.05	kNm,	Ved=	16.96	kN
$x/L=0.40$, $x= 1.44$ m,	Med=	36.62	kNm,	Ved=	8.48	kN
$x/L=0.50$, $x= 1.80$ m,	Med=	38.15	kNm,	Ved=	0.00	kN
$x/L=0.60$, $x= 2.16$ m,	Med=	36.62	kNm,	Ved=	-8.48	kN
$x/L=0.70$, $x= 2.52$ m,	Med=	32.05	kNm,	Ved=	-16.96	kN
$x/L=0.80$, $x= 2.88$ m,	Med=	24.42	kNm,	Ved=	-25.43	kN
$x/L=0.90$, $x= 3.24$ m,	Med=	13.73	kNm,	Ved=	-33.91	kN
$x/L=1.00$, $x= 3.60$ m,	Med=	0.00	kNm,	Ved=	-42.39	kN



$V_{edA}= 42.39$ kN, $V_{edB}= 42.39$ kN, $maxMed= 38.15$ kNm, $maxVed= 42.39$ kN

Maksimum feltmoment $Med=38.15$ kNm ($x=1.800$ m)

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager

Felt -A, $b/2+d=0.564$ m, $V_{edA}= 28.83$ kN, $V_{edB}= 28.83$ kN

Felt -A, $b/2 = 0.100$ m, $V_{edA}= 39.85$ kN, $V_{edB}= 39.85$ kN

3.4. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=20+8+0.5 \times 16=36$ mm, $d_2=36$ mm, $d=500-36=464$ mm

Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)

Med= 38.15kNm $b_w=250$ mm $d=464$ mm $K_d= 3.76$ $x/d=0.08$ $\epsilon_c/\epsilon_{s1}=-1.8/20.0$ $k_s=2.37$, **As1= 1.95cm²**

Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($As, min= 1.57$ cm²)

(EC2 §9.2.1.1.1)

Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0.04A_c$, ($As, max=50.00$ cm²)

(EC2 §9.2.1.1.3)

Bøyningsarmering: 4Ø10 (3.14cm²) (underkant)

3.5. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a)

$$V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 250 \text{ mm}, \quad d = 464 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \quad k = 1.66, \quad k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 314 / (250 \times 464) = 0.0027$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.25 \text{ N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$V_{rd, c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.25) \times 250 \times 464 = 29.00 \text{ kN}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.66 \times (0.27 \times 25)^{0.33}] \times 250 \times 464 = 43.67 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 28.83 \text{ kN} \leq V_{rdc} = 43.67 \text{ kN}, \quad \mathbf{V_{ed} \leq V_{rdc} \text{ skjærarmering ikke påkrevd}}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.10, \quad \theta = 21.8^\circ, \quad \cot \theta = 2.50, \quad \tan \theta = 0.40$$

$$\alpha_{cw} = 1.00, \quad z = 0.9d, \quad f_{ck} = 25.0 \leq 60 \text{ MPa}, \quad v_1 = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 25 / 250] = 0.540, \quad f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 250 \times 0.9 \times 464 \times 0.540 \times 14.17 / 2.90 = 275.5 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 39.8 \text{ kN} < 275.5 \text{ kN} = V_{rdmax}, \quad \text{Kontroll tilfredsstilt}$$

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w, \text{min}}$ (EC2 Lign.9.5N)

$$\rho_{w, \text{min}} = (0.10 \times f_{ck})^{0.5} / f_{yk}, \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2, \quad \rho_{w, \text{min}} = 0.0010$$

$$\min A_{sw} / s = 10 \times 0.0010 \times 250 \times \sin(90^\circ) = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{\text{max}} = 0.60d (\leq 600 \text{ mm}) = 265 \text{ mm} \quad (\text{EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N})$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer ben } s_{\text{max}} = 1.00d (\leq 600 \text{ mm}) = 440 \text{ mm} \quad (\text{§9.2.2.8, Lign.9.8N})$$

$$\text{Minimum skjærarmering } \emptyset 8s26.5 (A_{sw} / s = 3.80 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

$$\mathbf{\text{Felt Skjærarmering: } \emptyset 8s26.5 (A_{sw} / s = 3.80 \text{ cm}^2 / \text{m})}$$

3.6. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruksgrensetilstand (SLS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, Lastkombinasjoner 1.00g+0.30q

$$x/L = 0.00, \quad x = 0.00 \text{ m}, \quad \text{Med} = 0.00 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = 18.23 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.10, \quad x = 0.36 \text{ m}, \quad \text{Med} = 5.90 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = 14.58 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.20, \quad x = 0.72 \text{ m}, \quad \text{Med} = 10.50 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = 10.94 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.30, \quad x = 1.08 \text{ m}, \quad \text{Med} = 13.78 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = 7.29 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.40, \quad x = 1.44 \text{ m}, \quad \text{Med} = 15.75 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = 3.65 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.50, \quad x = 1.80 \text{ m}, \quad \text{Med} = 16.40 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = 0.00 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.60, \quad x = 2.16 \text{ m}, \quad \text{Med} = 15.75 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = -3.64 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.70, \quad x = 2.52 \text{ m}, \quad \text{Med} = 13.78 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = -7.29 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.80, \quad x = 2.88 \text{ m}, \quad \text{Med} = 10.50 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = -10.93 \text{ kN}$$

$$x/L = 0.90, \quad x = 3.24 \text{ m}, \quad \text{Med} = 5.90 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = -14.58 \text{ kN}$$

$$x/L = 1.00, \quad x = 3.60 \text{ m}, \quad \text{Med} = 0.00 \text{ kNm}, \quad \text{Ved} = -18.23 \text{ kN}$$

$$\text{Maksimum feltmoment } \text{Med} = 16.40 \text{ kNm} (x = 1.800 \text{ m})$$

3.7. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$$L = 3.600 \text{ m}, \quad b = 0.250 \text{ m}, \quad h = 0.500 \text{ m}, \quad d = 0.464 \text{ m}$$

$$L_{\text{eff}} = 3.600 \text{ m}, \quad \text{Med (SLS)} = 16.40 \text{ kNm}$$

$$\text{Endelig kryptall } \phi(\infty, t_0) = 2.50$$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0.30\%$$

$$\gamma_c = 1.00, \quad \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Betongens elastisitetmodul } E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}, \quad E_{\text{eff}} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$$

(EC2 Lign.7.20)

$$\text{Stålets elastisitetmodul } E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s / E_c = 200 / 31.0 = 6.45, \quad \text{effektivt } E_s / E_c, \text{eff} = 200 / 8.86 = 22.57$$

$$\text{Strekkarmering: } 4\emptyset 10 (3.14 \text{ cm}^2), \quad \text{Trykkarmering: } 2\emptyset 10 (1.57 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_{s1} / (b \cdot d) = 314 / (250 \times 464) = 0.003, \quad \rho' = A_{s2} / (b \cdot d) = 157 / (250 \times 464) = 0.001$$

3.7.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/22.57) \times (0.001 \times 3.123) = 27677 \text{ kNm}^2$

$A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$

$S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 314 \times 0.210 = (0.001) \times 0.066 \text{ m}^3$, $y_2 = 246 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 246 - 36 = 210 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/r_M = 16.40/27677 = (0.001) \times 0.593 \text{ (1/m)}$

Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.066/3.123) = (0.001) \times 0.143 \text{ (1/m)}$

Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 0.593 + (0.001) \times 0.143 = (0.001) \times 0.735 \text{ (1/m)}$

Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 2.6 \times (3.123/0.246) = 33.07 \text{ kNm}$

3.7.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho = 0.003$, $\rho' = 0.001$, $\rho'/\rho = 0.333$, $n = \alpha_e = 22.57$, $n \cdot \rho = 0.068$, $\xi = 0.636$, $\alpha = 0.295$, $x = \alpha \cdot d = 0.137 \text{ m}$

Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.636 \times 200 \times 314 \times 0.464^2 = 8600 \text{ kNm}^2$

$y_2 = (1-\alpha)d = 327 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 327 \times 16.40 / 8600 = 0.62$

$S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 314 \times 0.327 = (0.001) \times 0.103 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/r_M = 16.40/8600 = (0.001) \times 1.907 \text{ (1/m)}$

Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.103/0.971) = (0.001) \times 0.223 \text{ (1/m)}$

Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 1.907 + (0.001) \times 0.223 = (0.001) \times 2.130 \text{ (1/m)}$

Med = 16.40 kNm, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.26/0.62$, $x = 137 \text{ mm}$, $\sigma_s = 125 \text{ N/mm}^2$

3.7.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$1/d = K[1 + 1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)} + 3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho - 1)^{3/2}}] = 32.21$

(EC2 Lign.7.16a)

$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$, $\rho_0 = 0.001 \times \sqrt{25.00} = 0.005$, $\rho = 0.003$, $\rho' = 0.001$, $\rho < \rho_0$, $K = 1.0$

$1/d = (310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s = 125 \text{ N/mm}^2$, $1/d = (310/125) \times 32.21 = 79.97$

(EC2 Lign.7.17)

$l_{eff}/d = 3.600/0.464 = 7.76 \leq 79.97$, **Felt/høyde er akseptabel**

3.7.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

Med = 16.40 < 0.70 × M_{cr} = 0.70 × 33.07 = 23.15 kNm, $\zeta = 0.00$

(Lign.7.19)

Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 2.130) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.735) = (0.001) \times 0.735 \text{ (1/m)}$

(Lign.7.18)

$\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0.00 + 0.00) / 16.40 = 0.00$, $k = 0.104(1 - 0.00/10) = 0.1040$

$f = k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.1040 \times 3.600^2 \times 0.735 = 0.99 \text{ mm}$

$f = 0.99 \text{ mm} \leq 1000 \times 3.600 / 250 = 14.40 \text{ mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

3.7.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act / \sigma_s$

(EC2 Lign.7.1)

$b = 0.250 \text{ m}$, $b_{eff} = 0.250 \text{ m}$, $h = 0.500 \text{ m}$, $d = 0.464 \text{ m}$, $x = 0.137 \text{ m}$, $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Ned = 0.00 kN, $\sigma_c = (Ned/bh) = 0.00 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

$Act = (h-x) \cdot b = (500-137) \times 250 = 90834 \text{ mm}^2$

$\max(h, b_1) = 1 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2$, $Act = 90834 \text{ mm}^2$, $k = 0.86$, $k_c = 0.40$, $k_1 = 1.50$

Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.40 \times 0.86 \times 2.60 \times 90834 / 435 = 187 \text{ mm}^2$

3.7.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

(EC2 Lign.7.8)

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s \cdot k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$

(EC2 Eq.7.9)

$\sigma_s = 125 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 6.45$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 22.57$, $k_t = 0.4$

$A_{ceff} = 2.5(h-d)b = 2.5 \times (500-464) \times 250 = 22500 \text{ mm}^2$

(§7.3.2.3)

$\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 314 / 22500 = 0.014$

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [125 - 0.4 \times (2.6/0.014) (1 + 22.57 \times 0.014)] / 200 = 0.13\% \geq 0.6 \times 125 / 200 = 0.37\%$

$s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$

(EC2 Lign.7.11)

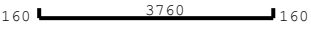
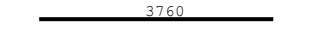
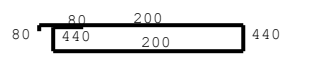
$\varnothing = 10 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$

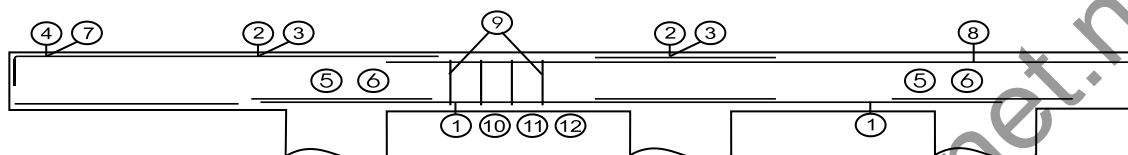
$s_{r,max} = 3.4 \times 28.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.014 = 217.02 \text{ mm}$

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 217.02 \times 0.001 \times 0.37 = 0.08 \text{ mm}$

$w_k = 0.08 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC0, **Rissvidde er akseptabel**

3.8. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
23	(Felt-1)	⑩	160  160	4	10	0.617	4.080	10.07
24	(Felt-1)	⑧	 3760	2	10	0.617	3.760	4.64
25	(Felt-1)	⑨	80  440 200 440	14	8	0.395	1.440	7.96
Total vekt [kg]							22.67	



4. SØYLE-001

Enkeltstående søyle, biaksial bøyning

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

b = 0.300 m, h = 0.300 m, Ned = 200.00 kN

Med yy = 50.00 kNm, Med zz = 0.00 kNm

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B25-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet: XC1 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning: Cnom=20 mm (EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong: 25.0 kN/m³

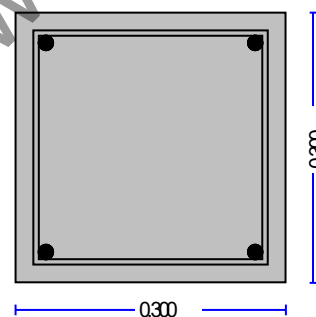
$\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 25/1.50=14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 1.8/1.50=1.02$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=31.0$ GPa



4.1. Dimensjoner, Laster

Søyler med rektangulære tverrsnitt $b=0.300$ m, $h=0.300$ m, søyle lengde $L=3.000$ m

Laster, Laster, aksial $N_{ed}=200.00$ kN (trykk), momenter $M_{edxx}=50.00$ kNm, $M_{edyy}=0.00$ kNm

Knekk lengder for rammesøyler retning z-z: $L_{cz}=1.00 \times L=3.000$ m

Knekk lengder for rammesøyler retning y-y: $L_{cy}=1.00 \times L=3.000$ m

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=d_2=C_{nom}+\varnothing_s+\varnothing/2=20+8+20/2=38$ mm, $d_x=262$ mm, $d_y=262$ mm

4.2. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=200.00kN, Med,yy=50.00kNm, Med,zz=0.00kNmTilnærmet beregning med tabeller ($d1/h=0.10$)

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

 $M_y/(bh^2f_{cd})=0.13$, $M_z/(hb^2f_{cd})=0.00$, $N/(bh \cdot f_{cd})=-0.16$ $As \cdot f_{yd}/(bh \cdot f_{cd})=0.20$, $As=586\text{mm}^2$, $As/A_c=0.65\%$ **Beregninger ved numerisk integrasjon**

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

Ned=200.00kN (trykk), Med=50.00kNm

B25-B500C

b=300mm, h=300mm

d=262mm, $d1=38\text{mm}$, $d2=38\text{mm}$, $d1/h=0.127$ $e=Med/Ned=50.00/200.00=0.250\text{m}=250\text{mm}$ $z_s=h/2-d1=300/2-38=112\text{mm}$, $e=250\text{mm}>z_s=112\text{mm}$ $As1=As2=338\text{mm}^2$, $(As1+As2)/A_c=0.75\%$ $ec2/\epsilon_{s1}=-3.50/5.25$ **As1= 3.38cm², As2= 3.38cm²****As,tot= 6.75cm²**Minimum lengdearmoring, $As \geq 0.0020A_c$, $\phi_s \geq 8$, $As_{min}=408$ (2.01cm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0.04A_c$, ($As_{max}=36.00\text{cm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyer med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 0.30m til H-0.30m : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times 10=2$ i område 0 til 0.30m og H-0.30m til H : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times 10=1$ Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=290\text{mm}=0.290\text{m}$

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø16 (8.04cm²)**Transversarmering: Bøyer Ø 8s20.0h:0.30m~H-0.30m], Ø 8s12.0h:0~0.30m, H-0.30m~H]****4.3. Dimensjonering for annen ordens effekter**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0)=2.50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\phi_{ef}=\phi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp}/M_{oEd})=2.50 \times 0.50=1.25$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{ce}=1000 \times 31.0/1.20=25.83\text{GPa}=25833\text{MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$ Armeringsforhold $\rho=As/(b \cdot d)=804/(300 \times 300)=0.009$ **4.3.1. Slanketskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler**

(EC2 §5.8.3.1)

 $\lambda_{lim}=20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$

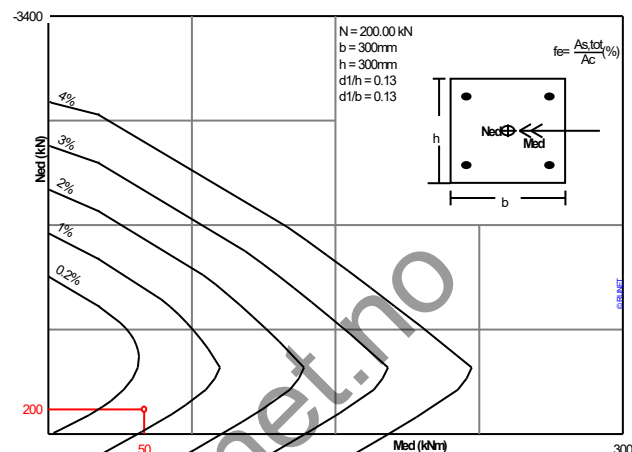
(Lign.5.13N)

 $\omega=As \cdot f_{yd}/(Ac \cdot f_{cd})=804 \times 435/(300 \times 300 \times 14.17)=0.27$ $n=Ned/(Ac \cdot f_{cd})=200000/(300 \times 300 \times 14.17)=0.157$ $A=1/(1+0.2 \cdot \phi_{ef})=1/(1+0.2 \times 1.25)=0.80$ $B=\sqrt{1+2.0 \cdot \omega}=\sqrt{1+2.0 \cdot 0.27}=1.24$ $C=1.70-r_m=0.70$, ($r_m=M01/M02=1.0$) $\lambda_{lim}=20 \times 0.80 \times 1.24 \times 0.70 / \sqrt{0.157}=35.19$ **4.3.2. Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0=\beta \cdot L=1.00 \times 3.000=3.000\text{ m}$ Slankhetsforhold $\lambda=L_0/i$, $i=0.289 \times 300\text{mm}$, $\lambda=3000/87=34.60$

(Lign.5.14)

 $\lambda=34.60 \leq \lambda_{lim}=35.19$, annen ordens effekter kan overses

4.3.3. Slankhet og effektiv lengde, _retning y-y

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 1.00 \times 3.000 = 3.000$ mSlankhetsforhold $\lambda = L_0/i$, $i = 0.289 \times 300 \text{ mm}$, $\lambda = 3000/87 = 34.60$

(Lign.5.14)

 $\lambda = 34.60 \leq \lambda_{\text{lim}} = 35.19$, annen ordens effekter kan overses**4.3.4. Nominell stivhet**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

 $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$

(EC2 Lign.5.21)

 $\rho = A_s/A_c = 0.009$, $E_{cd} = 25833 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $n = N_{ed}/(A_c \cdot f_{cd}) = 200000/(300 \times 300 \times 14.17) = 0.157$ $K_s = 1$, $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef})$, $\phi_{ef} = 1.25$

(EC2 Lign.5.22)

 $k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{ MPa} = \sqrt{25/20} = 1.12 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.23)

retning z-z $k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20$, $n = 0.157$, $\lambda = 34.60$, $k_2 = 0.032$

(EC2 Lign.5.24)

 $K_c = 1.118 \times 0.032 / (1 + 1.25) = 0.016$ $EI = 0.016 \times 25833 \times 300 \times 300^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 402 \times (224/2)^2 = 2.29 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 2294 \text{ kNm}^2$ retning y-y $k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20$, $n = 0.157$, $\lambda = 34.60$, $k_2 = 0.032$ $K_c = 1.118 \times 0.032 / (1 + 1.25) = 0.016$ $EI = 0.016 \times 25833 \times 300 \times 300^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 402 \times (224/2)^2 = 2.29 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 2294 \text{ kNm}^2$ **4.3.5. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

 $M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)]$, $N_b = \pi^2 \cdot EI / L_0^2$

(EC2 Lign.5.28)

retning z-z $\beta = \pi^2 / c_0$, $c_0 = 9.6$, $\beta = 1.03$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b = 3.14^2 \times 2294 / 3.000^2 = 2515.28$ kN $M_{ed}/M_{oed} = 1 + 1.03 / (2515.28/200.00 - 1) = 1.09$, **Med, yy = 54.44 kNm**retning y-y $\beta = \pi^2 / c_0$, $c_0 = 9.6$, $\beta = 1.03$

(EC2 Lign.5.29)

 $N_b = 3.14^2 \times 2294 / 3.000^2 = 2515.28$ kN $M_{ed}/M_{oed} = 1 + 1.03 / (2515.28/200.00 - 1) = 1.09$, **Med, zz = 0.00 kNm****4.4. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)**

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned = 200.00 kN, Med, yy = 54.44 kNm, Med, zz = 0.00 kNmTilnærmet beregning med tabeller (d1/h=0.10)*Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1**Planung von Stahlbeton ... , Berlin, Beuth, 1992* $M_y / (b h^2 f_{cd}) = 0.14$, $M_z / (b h^2 f_{cd}) = 0.00$, $N / (b h \cdot f_{cd}) = -0.16$ $A_s \cdot f_{yd} / (b h \cdot f_{cd}) = 0.23$, $A_s = 674 \text{ mm}^2$, $A_s/A_c = 0.75\%$ Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

Ned = 200.00 kN (trykk), Med = 54.44 kNm

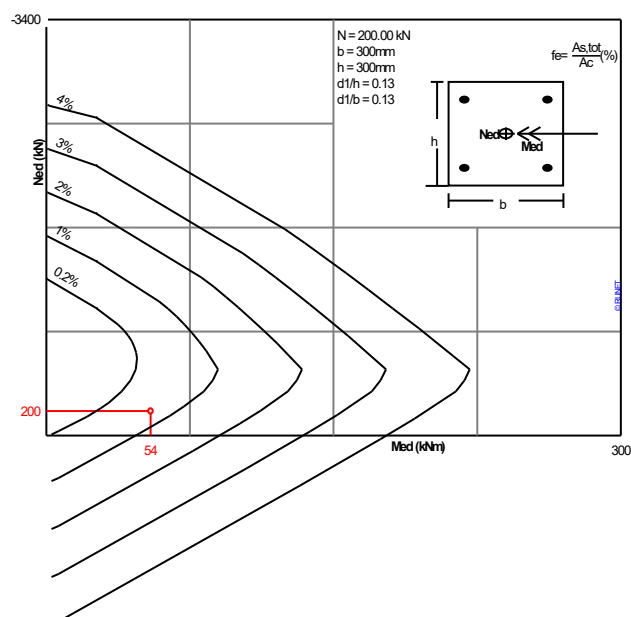
B25-B500C

b = 300 mm, h = 300 mm

d = 262 mm, d1 = 38 mm, d2 = 38 mm, d1/h = 0.127

e = Med/Ned = 54.44/200.00 = 0.272 m = 272 mm

zs = h/2 - d1 = 300/2 - 38 = 112 mm, e = 272 mm > sz = 112 mm

As1 = As2 = 338 mm², (As1 + As2)/Ac = 0.75% $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -3.50/8.17$ **As1 = 3.38 cm², As2 = 3.38 cm²****As, tot = 6.75 cm²**

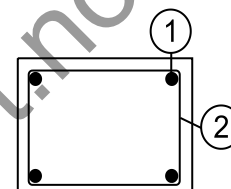
Minimum lengdearmering, $A_s \geq 0.0020A_c$, $\varnothing_s \geq 8$, $A_{s,min} = 4\varnothing 8$ (2.01cm²) (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmering, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 36.00\text{cm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøylar med minimum \varnothing_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ i søylehøyde fra 0.30m til H-0.30m : Bøylar $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times 10 = 2$ (EC2 §9.5.3)
 i område 0 til 0.30m og H-0.30m til H : Bøylar $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times 10 = 1$
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 290\text{mm} = 0.290\text{m}$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 4Ø16 (8.04cm²)

Transversarmering: Bøylar Ø 8s20.0h:0.30m~H-0.30m], Ø 8s12.0h:0~0.30m, H-0.30m~H]

4.5. Bøyeliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
26	①	3000	4	16	1.580	3.000	18.96
27	②	80 250 250 250	19	8	0.395	1.160	8.71
Total vekt [kg]							27.67

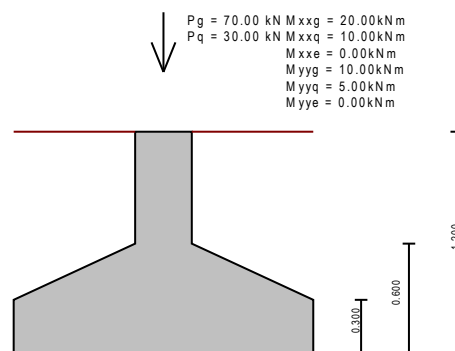
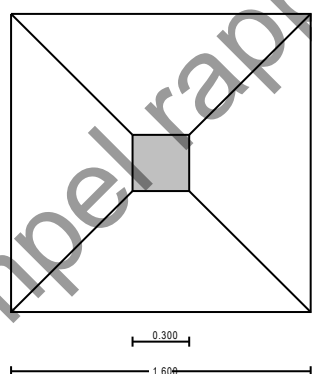


5. FUNDAM.-001

Symmetrisk fundament med eksentrisk belastning

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, EC7 EN1997-1-1:2004, +NA-NS:2008)

B25 - B500C
 $q_{uk} = 0.200\text{N/m}^2$



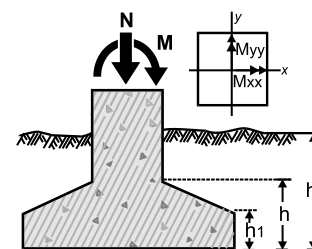
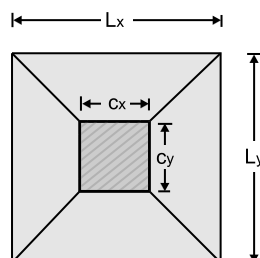
Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B25-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : $C_{nom} = 75\text{ mm}$ (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m^3
 $\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17\text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 0.85 \times 1.8 / 1.50 = 1.02\text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435\text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm} = 31.0\text{ GPa}$

5.1. Dimensjoner - Materialer - Laster

Dimensjoner

Fundament	$L_x = 1.600$ m	$L_y = 1.600$ m
Søyle	$c_x = 0.300$ m	$c_y = 0.300$ m
Høyder	$h = 0.600$ m	$h_1 = 0.300$ m
Fundamentdybde		$h_f = 1.200$ m
Fundamentareal		$A_f = 2.56$ m ²
Volum av fundament		$V_f = 1.13$ m ³



Fundamentmaterialer

Betong- og stålqualität: B25-B500C

(EN1992-1-1, §3)

Betongoverdekning: $C_{nom} = 75$ mm

(EC2 §4.4.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d = h - d_1$, $d_1 = C_{nom} + \varnothing (3/2) = 75 + 3 \times 16 / 2 = 99$ mm, $d = 600 - 99 = 501$ mm

Grunn

Bærekapasitet av jord/grunn $q_{uk} = 0.200$ N/mm² (MPa)

Grunnens egenvekt $\gamma = 17.000$ kN/m³

Laster

		Egenlast	Nyttelast
Egenvekt	kN	1.13×25.00	28.25
Jordvekt	kN	$(2.56 \times 1.20 - 1.13) \times 17.00$	33.01
Vertikal last	kN		70.00 30.00
Moment Mxx	kNm		20.00 10.00
Moment Myy	kNm		10.00 5.00

5.2. Eurocode parametere

Kontroll av jordtrykkskapasitet

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper

(EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

Likevekt grensetilstand (EQU), Konstruksjon grensetilstand (STR), Geoteknisk grensetilstand (GEO)

		(EQU)	(STR/GEO)
			(A1, A2+M2)
Laster	Permanent Ugunstig	γ_{Gdst}	1.10 1.20
	Permanent Gunstig	γ_{Gstb}	0.90 1.00
	Variable Ugunstige	γ_{Qdst}	1.50 1.50
	Variable Gunstige	γ_{Qstb}	0.00 0.00
Grunnegenskaper	Effektiv friksjonsvinkel	γ_{φ}	1.25 1.25
	Effektiv kohesjon	γ_c	1.25 1.25
	Udrenerert skjærfasthet	γ_{cu}	1.40 1.40
	Jordtrykkfasthet	γ_{qu}	1.40 1.40
	Tyngdetetthet	γ_w	1.00 1.00

$\gamma_{R,v(R3)} = 1.00$, $\gamma_{R,h(R3)} = 1.00$, $\gamma_{R,e(R3)} = 1.00$

Lastfaktorer : $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$, $\xi \cdot \gamma_G = 0.89 \times 1.35 = 1.20$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av ulykkeslaster : (EC7) $\psi_2 = 0.30$

Kombinasjon av ulykkeslaster : (EC2) $\psi_2 = 0.30$

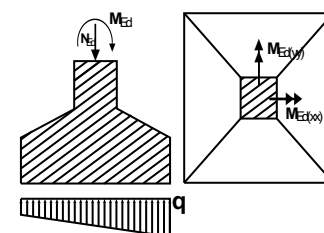
Dimensjonering av armert betong (EC2 EN1992-1-1:2004)

5.3. Kontroll av grunnens bæreevne (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

5.3.1. (EQU), 1.10xPermanent + 1.50xVariabel (EC7 §2.4.7.2)

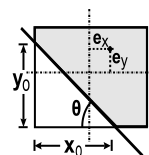
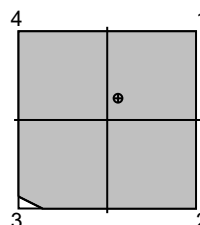
Dimensjonerende laster

Ned	$= 1.10 \times 131.26 + 1.50 \times 30.00 =$	189.39 kN
Medxx	$= 1.10 \times 20.00 + 1.50 \times 10.00 =$	37.00 kNm
Medyy	$= 1.10 \times 10.00 + 1.50 \times 5.00 =$	18.50 kNm



Eksentrisitet, jordtrykk, fundamentareal

eksentrisitet $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.061$
 eksentrisitet $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.122$
 jordtrykk $q_1 = 0.155 \text{ N/mm}^2$
 jordtrykk $q_2 = 0.047 \text{ N/mm}^2$
 jordtrykk $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 jordtrykk $q_4 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 linje med nulltrykk $x_0 = 0.22\text{m}$, $y_0 = 0.11\text{m}$, $\theta = 27^\circ$
 effektivt fundamentareal 99.51%

Kontroll av jordtrykkskapasitet $R_d >= V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Lasteksentrisitet/bredde $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.061$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.122$ Lasteksentrisitet/bredde $<= 0.333$

(EC7 §6.5.4)

effektivt fundamentlengde $L' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.061) = 1.405 \text{ m}$

(EC7 Tillegg D)

effektivt fundamentbredde $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.122) = 1.210 \text{ m}$ effektivt fundamentareal $L' \cdot B' = 1.405 \times 1.210 = 1.70 \text{ m}^2$ Bæreevnekapasitet av fundament $R_d = 1000 \times 1.70 \times 0.200 / 1.40 = 242.86 \text{ kN} > V_d = 189.39 \text{ kN}$ Effektivt fundamentareal 99.51% $> 50.00\%$

(EC7 §6.5.4)

5.3.2. (STR/GEO A1, A2+M2), 1.20xPermanent + 1.50xVariabel

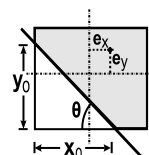
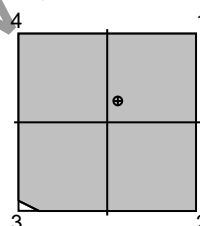
(EC7 §2.4.7.3)

Dimensjonerende laster

Ned = 1.20x 131.26+1.50x 30.00= 202.51 kN
 Medxx= 1.20x 20.00+1.50x 10.00= 39.00 kNm
 Medyy= 1.20x 10.00+1.50x 5.00= 19.50 kNm

Eksentrisitet, jordtrykk, fundamentareal

eksentrisitet $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.060$
 eksentrisitet $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.120$
 jordtrykk $q_1 = 0.165 \text{ N/mm}^2$
 jordtrykk $q_2 = 0.051 \text{ N/mm}^2$
 jordtrykk $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 jordtrykk $q_4 = 0.108 \text{ N/mm}^2$
 linje med nulltrykk $x_0 = 0.19\text{m}$, $y_0 = 0.09\text{m}$, $\theta = 27^\circ$
 effektivt fundamentareal 99.64%

Kontroll av jordtrykkskapasitet $R_d >= V_d$

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Lasteksentrisitet/bredde $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.060$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.120$ Lasteksentrisitet/bredde $<= 0.333$

(EC7 §6.5.4)

effektivt fundamentlengde $L' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.060) = 1.408 \text{ m}$

(EC7 Tillegg D)

effektivt fundamentbredde $B' = 1.600 \times (1 - 2 \times 0.120) = 1.216 \text{ m}$ effektivt fundamentareal $L' \cdot B' = 1.408 \times 1.216 = 1.71 \text{ m}^2$ Bæreevnekapasitet av fundament $R_d = 1000 \times 1.71 \times 0.200 / 1.40 = 244.29 \text{ kN} > V_d = 202.51 \text{ kN}$ Effektivt fundamentareal 99.64% $> 50.00\%$

(EC7 §6.5.4)

5.4. Dimensjonerende laster for armering betong

Momenter M og skjærkraft V, beregnes i ytterkant av søyle.

Skjærkrefter V^* beregnes i avstand $d = 0.50\text{m}$ fra ytterkant av søyle.

Verdiene er beregnet gjennom numerisk integrasjon av jordtrykk.

5.4.1. Last 1.20xPermanent + 1.50xVariabelDimensjonerende laster

Ned = 1.20x 131.26+1.50x 30.00= 202.51 kN
 Medxx= 1.20x 20.00+1.50x 10.00= 39.00 kNm
 Medyy= 1.20x 10.00+1.50x 5.00= 19.50 kNm

Eksentrisitet, jordtrykk, fundamentareal

Lasteksentrisitet/bredde $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.060$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.120$

Jordtrykk $q_1 = 0.165$, $q_2 = 0.051$, $q_3 = 0.000$, $q_4 = 0.108 \text{ N/mm}^2$

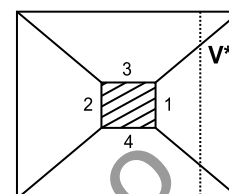
linje med nulltrykk $x_0 = 0.19\text{m}$, $y_0 = 0.09\text{m}$, $\theta = 27^\circ$

Trykk fra egenvekt+grunnvekt $q_g = 0.001 \times 1.20 \times (28.25 + 33.01) / 2.56 = 0.029 \text{ N/mm}^2$

Skjærkraft i kritisk snitt + (egenvekt+grunnvekt) $q \cdot A_{\text{cont}} + q_g \cdot A = 148.45 \text{ kN}$

Snittkrefter (bøyningsmoment, skjærkraft)

$M_{yy}(1) =$	24.06 kNm,	$V(1) =$	70.55 kN,	$V^*(1) =$	17.59 kN
$M_{yy}(2) =$	11.15 kNm,	$V(2) =$	37.93 kN,	$V^*(2) =$	6.70 kN
$M_{xx}(3) =$	31.10 kNm,	$V(3) =$	88.24 kN,	$V^*(3) =$	23.58 kN
$M_{xx}(4) =$	4.46 kNm,	$V(4) =$	20.36 kN,	$V^*(4) =$	1.48 kN

5.5. Dimensjonering for bøyning

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Maksimum momenter for dimensjonering

Med(yy) = 24.06 kNm, b = 300 mm, d = 501 mm

Med(xx) = 31.10 kNm, b = 300 mm, d = 501 mm

Med = 24.06 kNm, b = 300 mm, d = 501 mm, Kd = 5.59, x/d = 0.05

$\epsilon_c/\epsilon_s = 1.1/20.0$, $K_s = 2.34$, **As = 1.12 cm²**

Minimum armering $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ ($A_s = 6.77 \text{ cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)

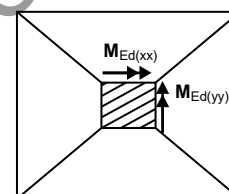
Minimum armering $\emptyset 16 \text{ s} 29.5$ (6.81 cm²/m)

Med = 31.10 kNm, b = 300 mm, d = 501 mm, Kd = 4.92, x/d = 0.06

$\epsilon_c/\epsilon_s = 1.3/20.0$, $K_s = 2.35$, **As = 1.46 cm²**

Minimum armering $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ ($A_s = 6.77 \text{ cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)

Minimum armering $\emptyset 16 \text{ s} 29.5$ (6.81 cm²/m)

**Fundamentarmering**

Armering i x-x retning: $\emptyset 16 \text{ s} 29.5$ (6.81 cm²/m), 6 $\emptyset 16$ (12.06 cm²)

Armering i y-y retning: $\emptyset 16 \text{ s} 29.5$ (6.81 cm²/m), 6 $\emptyset 16$ (12.06 cm²)

5.6. Dimensjonering for skjær

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

Skjærkontrollen er dekket gjennom kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking, fordi den kritiske skjærflaten for gjennomlokking er antatt å ha en vinkel lik $\theta = 45^\circ$, $\tan(\theta) = 1$

5.7. Dimensjonering for gjennomlukking

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

Fundamentutkrager x-x, $L_1 = 0.650 > d = 0.501\text{m}$, $L_2 = 0.650 > d = 0.501\text{m}$

Fundamentutkrager y-y, $L_1 = 0.650 > d = 0.501\text{m}$, $L_2 = 0.650 > d = 0.501\text{m}$

Dimensjonerende snitt i $1.0d = 0.501\text{m} < 2.0d$ (EC2 §6.4.2.2)

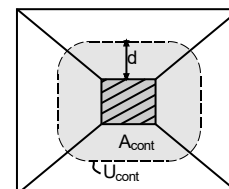
Bruddflatehelning lik $\theta = 45^\circ$, $\tan(\theta) = 1$

$U_{\text{cont}} = (0.300 + 0.300 + 0.300 + 0.300) + 3.14 \times (0.501 + 0.501) = 4.346\text{m}$

Fundamentareal av dimensjonerende snitt

$A_{\text{cont}} = 0.300 \times 0.300 + 0.300 \times 1.002 + 0.300 \times 1.002 + 3.14 \times 0.501 \times 0.501 = 1.48\text{m}^2$

Minimum effektiv fundamentthøyde i kritisk tverrsnitt $d_m = 270\text{mm}$



Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt $V_{\text{ed}} = N_{\text{ed}} - \sigma \cdot A_{\text{cont}}$, $v_{\text{ed}} = V_{\text{ed}} \times \beta / U_{\text{cont}}$

$v_{\text{ed}} = (202.51 - 148.45) \times 1.50 / 4.35 = 18.66 \text{ kN/m}$, $\beta = 1.50$

(EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)

Armering ved kritisk snitt $A_{sxx} = 6.81 \text{ cm}^2/\text{m}$, $A_{syy} = 6.81 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s1^2} = (A_{sxx})(A_{syy}) = 6.81 \times 6.81$, $A_{s1} = 6.81 \text{ cm}^2$

Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.4.4)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Lign. 6.50})$$

$$V_{rdc} > [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d, \quad d = d_m = 270 \text{ mm}, \quad a = 501 \text{ mm}$$

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad b_w = 1000 \text{ mm}, \quad d = 270 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \quad k = 1.86$$

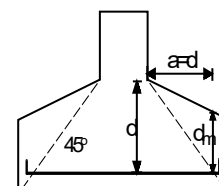
$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 681 / (1000 \times 270) = 0.0025$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27 \text{ N/mm}^2, \quad (\text{EC2 Lign. 6.3N})$$

$$V_{rd, c(\min)} = 0.001 \times (0.27 \times 2 \times 270 / 501) \times 1000 \times 270 = 78.57 \text{ kN/m}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.86 \times (0.25 \times 25)^{0.33} \times 2 \times 270 / 501] \times 1000 \times 270 = 119.65 \text{ kN/m}$$

$$V_{ed} = 18.66 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 119.65 \text{ kN/m}, \quad \text{skjær og gjennomlokkingskapasitet OK}$$



$$V_{rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rd, \max}) = 0.10, \quad \theta = 45.0^\circ \quad \cot \theta = 1.00 \quad \tan \theta = 1.00$$

$$\alpha_{cw} = 1.00 \quad z = 0.9d, \quad f_{ck} = 25.0 < 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 25 / 250] = 0.540, \quad f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$V_{rd, \max} = 0.001 \times 1.00 \times 1200 \times 0.9 \times 501 \times 0.540 \times 14.17 / 2.00 = 2070.1 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 202.5 \text{ kN} < 2070.1 \text{ kN} = V_{rd, \max}, \quad \text{Kontroll tilfredsstilt}$$

5.8. Forankring av fundamentarmering

(EC2 §9.8.2.2, §8.4)

$$x = h/2 = 0.150 \text{ m}, \quad R = 1000 \times 0.165 \times 0.150 \times 1.600 = 39.55 \text{ kN}$$

$$e = 0.15b = 0.045 \text{ m} \quad z_e = 0.620 \text{ m}, \quad z_i = 0.900d = 0.451 \text{ m}$$

$$F_s = R \cdot z_e / z_i = 39.55 \times 0.620 / 0.451 = 54.38 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} = F_s / A_s = 1000 \times 54.38 / 1206 = 45 \text{ MPa}$$

$$\text{Forankringslengde er minst lik} \quad (\text{EC2 Lign. 8.3})$$

$$l_b, r_{qd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (16/4) \times (45 / 2.30) = 78 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times f_{ctd} = 2.30 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 §8.4.2})$$

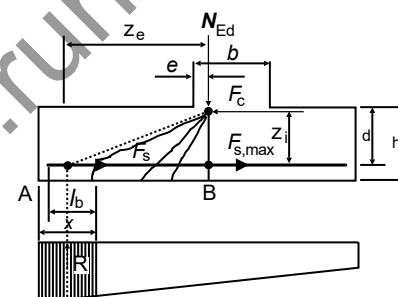
$$\text{Dimensjonerende forankringslengde} \quad (\text{EC2 §8.4.4, T.8.2})$$

$$l_{bd} = 0.70 \times 78 = 55 \text{ mm}, \quad C_{nom} = 75 \text{ mm} > 3 \times 16 = 48 \text{ mm} = (3\phi)$$

$$\text{Minimum forankringslengde } l_{b, \min} = \max(0.30 l_{br, qd}, 10\phi, 100 \text{ mm}) = 160 \text{ mm}$$

$$\text{Nødvendig forankringslengde, lengdearmering } l_{bd} = 160 \text{ mm} = 0.160 \text{ m}$$

$$l_{bd} = 160 \text{ mm} > (x - C_{nom}) = 75.00. \quad \text{Bøyning } 90 \text{ mm i endene for forankring.}$$

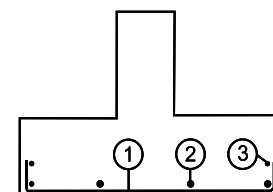


5.9. Bøyliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
28	①	90 ————— 1450 ————— 90	6	16	1.580	1.630	15.45
29	②	90 ————— 1450 ————— 90	6	16	1.580	1.630	15.45
30	③	————— 1450 —————	2	8	0.395	1.450	1.15
31	③	————— 1450 —————	2	8	0.395	1.450	1.15

Total vekt [kg]

33.20

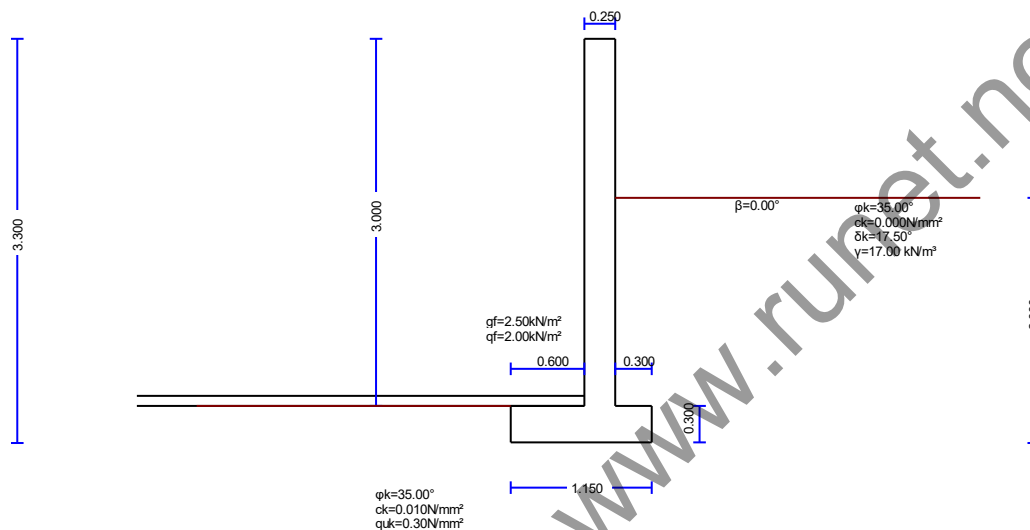


6. VEGG UGR-B-001

Vinkelmur

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004, +NA-NS:2008)

B25 - B500C



6.1. Veggegenskaper og parametere

Dimensjoner

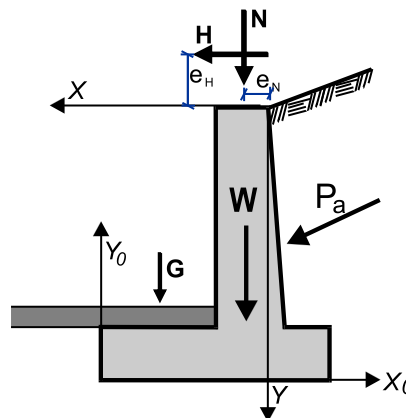
Vegghøyde	$h = 3.300$ m
Vegglengde	$L = 10.000$ m
Tykkelse av støttemur i toppen	$B1 = 0.250$ m
Tykkelse av støttemur i bunnen	$B2 = 0.250$ m
Fundamentbredde	$B = 1.150$ m
Bredde fundamenttå	0.600 m
Bredde bakre fundamentutkrager	0.300 m
Høyde av steg i støttemur	$h_o = 3.000$ m
Høyde fundament	0.300 m
Høyde fundamenttå	0.300 m
Høyde bakre fundamentutkrager	0.300 m
Helning på fremre vegg	0.000° (0:1)
Helning på bakre vegg	0.000° (0:1)

Last på kjellergulv

Permanent last $g_f =$	2.50 kN/m^2 ,	$G_f =$	$2.50 \times 0.60 =$	1.50 kNm
Variabel last $q_f =$	2.00 kN/m^2 ,	$Q_f =$	$2.00 \times 0.60 =$	1.20 kNm

Vegghøyde

Enhetsvekt av veggmateriale $\gamma_g =$	25.000 kN/m^3
Tverrsnittsareal av vegg	$A = 1.095 \text{ m}^2$
Vegg egenvekt per meter	$W = 1.095 \times 25.000 = 27.38 \text{ kN/m}$
Veggtyngdepunkt	$x = 0.172 \text{ m}$, $y = 2.020 \text{ m}$ ($x_o = 0.678 \text{ m}$, $y_o = 1.280 \text{ m}$)



Veggmaterialer

Vegg	: Betong- og stålkkvalitet: B25-B500C	(EN1992-1-1, §3)
	: Betongoverdekning: C _{nom} =25 mm	(EN1992-1-1, §4.4.1)
Fundament	: Betong- og stålkkvalitet: B25-B500C	
	: Betongoverdekning: C _{nom} =75 mm	

6.2. Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper

(EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

Likevekt grensetilstand (EQU), Konstruksjon grensetilstand (STR), Geoteknisk grensetilstand (GEO)
 (EQU) (STR/GEO)
 (A1,A2+M2)

Laster	Permanent Ugunstig	γGdst:	1.10	1.20
	Permanent Gunstig	γGstb:	0.90	1.00
	Variable Ugunstige	γQdst:	1.50	1.50
	Variable Gunstige	γQstb:	0.00	0.00
Grunnegenskaper	Effektiv friksjonsvinkel	γφ:	1.25	1.25
	Effektiv kohesjon	γc:	1.25	1.25
	Udrenert skjærfasthet	γcu:	1.40	1.40
	Jordtrykkfasthet	γqu:	1.40	1.40
	Tyngdetetthet	γw:	1.00	1.00

γ_{R,v}(R3)=1.00, γ_{R,h}(R3)=1.00, γ_{R,e}(R3)=1.00

6.3. Egenskaper av grunnen under fundament

Jordtrykkskapasitet	q _u =0.30 N/mm ²
Friksjonsvinkel mellom grunn og fundament	=35.00°, friksjonskoeffisient tan(φ)=0.700
Kohesjon mellom grunn og fundament	c=0.010 N/mm ²

6.4. Beregninger av aktivt jordtrykk (Coulomb's teori)**6.4.1. Veggdel fra Y=1.300 m til Y=3.300 m, H_s=2.000 m**

Toppunkt A x= 0.000 m y= 0.000 m
 Bunnpunkt B x= 0.000 m y= 2.000 m

Grunnegenskaper

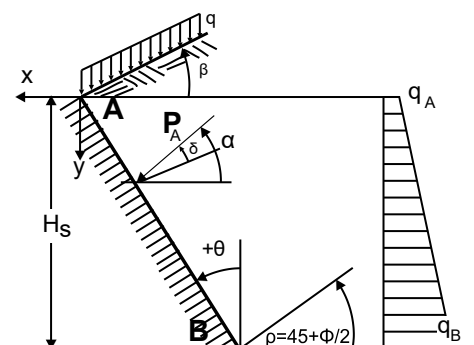
Grunntype	: Fast sand
Grunnens egenvekt	γ = 17.00 kN/m ³
Egenvekt av våt masse	γ _s = 20.00 kN/m ³
Egenvekt av vann	γ _w = 10.00 kN/m ³
Jordfriksjonsvinkel	φ = 35.00°
Jordkohesjonskoeffisient	c = 0.000 N/mm ²
Terreghelling	β = 0.00°
Bakre veggghelling	θ = 0.00°
Friksjonsvinkel mellom grunn og vegg	δ = 17.50°

Jordtrykk ifølge Coulombs teori

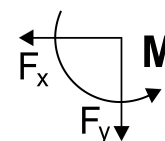
	EQU	A1,A2+M2
Vinkel av bruddflate ρ=45°+φ/2=	59.00	59.00°
Aktiv Jordtrykkskoeffisient K _a =	0.326	0.326
Jordtrykk q(y)=q _A +γ·y·K _a		

Permanente laster

	EQU	A1,A2+M2
Jordtrykk på topp (y=y _A)	q _A = 0.00	0.00 kN/m ²
Jordtrykk i bunn (y=y _A + 2.00m)	q _B = 11.08	11.08 kN/m ²
Kraft fra jordtrykk P _a = ½(q _A +q _B)H	P _a = 11.08	11.08 kN/m
Vinkel av jordtrykk kraft	α = 14.00	14.00°
Kraft fra jordtrykk i x retning	P _{ax} = 10.75	10.75 kN/m
Kraft fra jordtrykk i y retning	P _{ay} = 2.68	2.68 kN/m
Jordkraftmoment i punkt (x=0,y=0)	M = -14.33	-14.33 kNm/m
Angrepspunkt for jordlast x= 0.000 m, y= 1.333 m		



$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

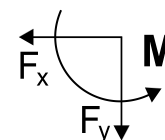


Totale krefter og momenter

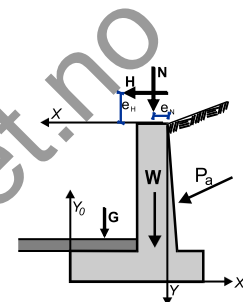
Krefter og momenter i bunnpunkt B (x=0.000 m, y=2.000 m)

Permanente laster

	EQU	A1,A2+M2
Total horisontalkraft fra jordtrykk	Fsx= 10.75	10.75 kN/m
Total vertikalkraft fra jordtrykk	Fsy= 2.68	2.68 kN/m
Totalt moment fra jordtrykk	Ms = 7.17	7.17 kNm/m

**6.5. Kontroll av veggstabilitet (EQU)****6.5.1. Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren (EQU)**

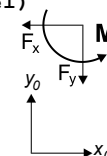
Laster		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Aktivt jordtrykk	Pa	1.30- 3.30	10.75	2.68	0.000	2.633
Egenvekt vegg	W		0.00	27.38	0.172	2.020
Last på kjellergulv	Gf		0.00	1.50	0.900	3.000
Last på kjellergulv	Qf		0.00	1.20	0.900	3.000

**6.5.2. Kontroll av bæreevnebrudd (EQU)**

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Kontroll for lastkombinasjon 0.90x(egenvekt+topplast permanent)+0.00x(topplast variabel)

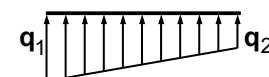
Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.10	1.30- 3.30	11.83	2.95	0.850	0.667	5.38
Egenvekt vegg	W x0.90		0.00	24.64	0.678	1.280	-16.70
Last på kjellergulv	Gfx0.90		0.00	1.35	0.300	0.300	-0.40
			Sum=	28.94			-11.72



Sum av vertikalkrefter = 28.94 kN/m

Sum av momenter i fremre tå = -11.72 kNm/m

Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 4.92 kNm/m

Eksentrisitet $ec=4.92/28.94=0.170m$, $ec\leq 1.150/6=0.192m$ Jordtrykk $q1=0.047 N/mm^2$ $q2=0.003 N/mm^2$ Effektiv fundament $L'=1.150-2x0.170= 0.810 m$ Bæreevnekontroll $Rd=L' \cdot quk/\gamma M=0.810x(1000x0.30)/1.40= 173.57 kN/m$ Bæreevnekontroll $Vd=28.94 < Rd=173.57 kN/m$, Kontroll godkjent

(EC7 Tillegg D)

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

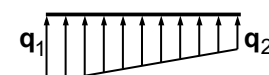
Kontroll for lastkombinasjon 1.10x(egenvekt+topplast permanent)+1.50x(topplast variabel)

Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.10	1.30- 3.30	11.83	2.95	0.850	0.667	5.38
Egenvekt vegg	W x1.10		0.00	30.12	0.678	1.280	-20.42
Last på kjellergulv	Gfx0.90		0.00	1.35	0.300	0.300	-0.40
Last på kjellergulv	Qfx1.50		0.00	1.80	0.300	0.300	-0.54
			Sum=	36.22			-15.98

Sum av vertikalkrefter = 36.22 kN/m

Sum av momenter i fremre tå = -15.98 kNm/m

Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 4.85 kNm/m

Eksentrisitet $ec=4.85/36.22=0.134m$, $ec\leq 1.150/6=0.192m$ Jordtrykk $q1=0.053 N/mm^2$ $q2=0.009 N/mm^2$ Effektiv fundament $L'=1.150-2x0.134= 0.882 m$ Bæreevnekontroll $Rd=L' \cdot quk/\gamma M=0.882x(1000x0.30)/1.40= 189.00 kN/m$ Bæreevnekontroll $Vd=36.22 < Rd=189.00 kN/m$, Kontroll godkjent

(EC7 Tillegg D)

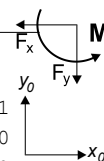
(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

6.5.3. Bruddkontroll ved velting (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Velting rundt fundamenttå ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.850, y=3.300$ m)

Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	Mo+ [kNm/m]	Mo- [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.10	1.30- 3.30	11.83	2.95	0.850	0.667	7.89	2.51
Egenvekt vegg	W x0.90		0.00	24.64	0.678	1.280	0.00	16.70
Last på kjellergulv	Gfx0.90		0.00	1.35	0.300	0.300	-0.40	-0.40
		Sum=		28.94			7.49	18.81



Sum av veltingsmomenter = 7.49 kNm/m

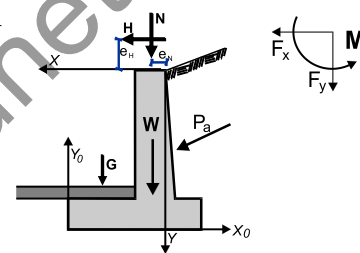
Sum av momenter mot velting = 18.81 kNm/m

Veltingskontroll Med=7.49 < Mrd=18.81 kNm/m, Kontroll godkjent

Eksentrisitet $ec=(1.150/2)-(18.81-7.49)/28.94=0.184$ m, $ec\leq 1.150/3=0.383$ m**6.5.4. Bruddkontroll ved glidning (EQU)**

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

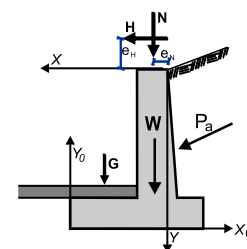
Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.10	1.30- 3.30	11.83	0.00	2.95
Passivt jordtrykk	Ppx0.90	0.00- 0.00	0.00	0.00	0.00
Egenvekt vegg	W x0.90		0.00	0.00	24.64
Last på kjellergulv	Gfx0.90		0.00	0.00	1.35
		Sum=	11.83	0.00	28.94



Kjellergulv i betong eksisterer. Glidemotstand kontroll er tilfredsstillt.

6.6. Kontroll av veggstabilitet (STR/GEO A1,A2+M2)**6.6.1. Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren (STR/GEO A1,A2+M2)**

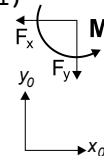
Laster		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Aktivt jordtrykk	Pa	1.30- 3.30	10.75	2.68	0.000	2.633
Egenvekt vegg	W		0.00	27.38	0.172	2.020
Last på kjellergulv	Gf		0.00	1.50	0.900	3.000
Last på kjellergulv	Qf		0.00	1.20	0.900	3.000

**6.6.2. Kontroll av bæreevnebrudd (STR/GEO A1,A2+M2)**

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Kontroll for lastkombinasjon 1.00x(egenvekt+topplast permanent)+0.00x(topplast variabel)

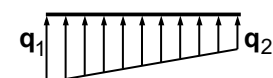
Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.20	1.30- 3.30	12.90	3.22	0.850	0.667	5.87
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	27.38	0.678	1.280	-18.56
Last på kjellergulv	Gfx1.00		0.00	1.50	0.300	0.300	-0.45
		Sum=		32.10			-13.14



Sum av vertikalkrefter = 32.10 kN/m

Sum av momenter i fremre tå = -13.14 kNm/m

Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 5.32 kNm/m

Eksentrisitet $ec=5.32/32.10=0.166$ m, $ec\leq 1.150/6=0.192$ mJordtrykk $q_1=0.052$ N/mm² $q_2=0.004$ N/mm²Effektiv fundament $L'=1.150-2x0.166=0.819$ mBæreevnekontroll $Rd=L'\cdot quk/\gamma M=0.819x(1000x0.30)/1.40=175.50$ kN/mBæreevnekontroll $Vd=32.10 < Rd=175.50$ kN/m, Kontroll godkjent

(EC7 Tillegg D)

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Kontroll for lastkombinasjon 1.20x(egenvekt+topplast permanent)+1.50x(topplast variabel)

Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.20	1.30- 3.30	12.90	3.22	0.850	0.667	5.87
Egenvekt vegg	W x1.20		0.00	32.86	0.678	1.280	-22.27
Last på kjellergulv	Gfx1.00		0.00	1.50	0.300	0.300	-0.45
Last på kjellergulv	Qfx1.50		0.00	1.80	0.300	0.300	-0.54
			Sum=	39.38			-17.39

Sum av vertikalkrefter = 39.38 kN/m

Sum av momenter i fremre tå = -17.39 kNm/m

Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 5.25 kNm/m

Eksentrisitet $ec=5.25/39.38=0.133m$, $ec\leq 1.150/6=0.192m$

Jordtrykk $q_1=0.058$ N/mm² $q_2=0.010$ N/mm²

Effektiv fundament $L'=1.150-2\times 0.133=0.883$ m

Bæreevnekontroll $Rd=L' \cdot quk/\gamma M=0.883\times(1000\times 0.30)/1.40=189.21$ kN/m

Bæreevnekontroll $Vd=39.38 < Rd=189.21$ kN/m, Kontroll godkjent



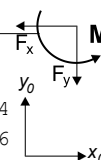
(EC7 Tillegg D)

6.6.3. Bruddkontroll ved velting (STR/GEO A1,A2+M2)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Velting rundt fundamenttå ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.850, y=3.300$ m)

Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	Mo+ [kNm/m]	Mo- [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pax1.20	1.30- 3.30	12.90	3.22	0.850	0.667	8.60	2.74
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	27.38	0.678	1.280	0.00	18.56
Last på kjellergulv	Gfx1.00		0.00	1.50	0.300	0.300	-0.45	-0.45
			Sum=	32.10			8.15	20.85



Sum av veltingsmomenter = 8.15 kNm/m

Sum av momenter mot velting = 20.85 kNm/m

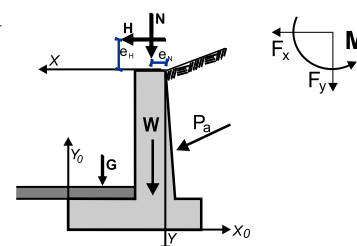
Veltingskontroll $Med=8.15 < Mrd=20.85$ kNm/m, Kontroll godkjent

Eksentrisitet $ec=(1.150/2)-(20.85-8.15)/32.10=0.179m$, $ec\leq 1.150/3=0.383m$

6.6.4. Bruddkontroll ved glidning (STR/GEO A1,A2+M2)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

Laster	(P.γ)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]	
Aktivt jordtrykk	Pax1.20	1.30- 3.30	12.90	0.00	3.22	
Passivt jordtrykk	Ppx1.00	0.00- 0.00	0.00	0.00	0.00	
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	0.00	27.38	
Last på kjellergulv	Gfx1.00		0.00	0.00	1.50	
			Sum=	12.90	0.00	32.10



Kjellergulv i betong eksisterer. Glidemotstand kontroll er tilfredsstillt.

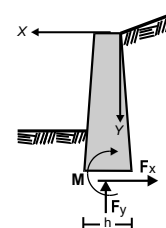
6.7. Dimensjonering av veggsteg

(EC2 EN1992-1-1:2004)

6.7.1. Last 1.20x(permanent ugunstig)+1.00x(permanent gunstig)+1.50x(variabel ugunstig)

Krefter (i tverrsnittstygdepunkt) av veggsteg

y [m]	h [m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.250	0.00	3.13	0.00
1.00	0.250	0.00	6.25	0.00
1.50	0.250	0.12	9.41	0.01
2.00	0.250	1.56	12.99	0.30
2.50	0.250	4.57	17.07	1.64
3.00	0.250	9.17	21.64	4.83



6.7.2. Dimensjonering av veggsteg i bøyning

(EC2 §9.6, §6.1)

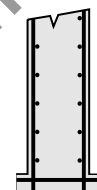
Betong- og stålkvalitet: B25-B500C, Betongoverdekning: $C_{nom}=25$ mm

(§3, §4.4.1.1)

Vertikal armering minimum: $0.26(f_{ctm}/f_{yk})d$, $0.0013d$, $0.0020A_c$, maksimum: $0.04A_c$

(EC2 §9.6.2)

y [m]	Med [kN/m]	Ned [kN]	d [mm]	Kd	x/d	ϵ_c/ϵ_s	Ks	As [cm ² /m]	min As [cm ² /m]
0.50	0.00	-3.13	220	40.38	0.01	0.1/20.0	2.30	0.00	(2.50)
1.00	0.00	-6.25	220	28.55	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(2.50)
1.50	0.01	-9.41	220	23.17	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(2.50)
2.00	0.30	-12.99	220	17.77	0.02	0.3/20.0	2.31	0.00	(2.50)
2.50	1.64	-17.07	220	12.18	0.02	0.5/20.0	2.32	0.00	(2.50)
3.00	4.83	-21.64	220	8.38	0.03	0.7/20.0	2.33	0.23	(2.97)

6.7.3. Armering av veggstegArmering i bakre flate av steg $\emptyset 10s26.0$ (3.02cm²/m)Fordelingsarmering $\emptyset 8s40.0$ (1.26cm²/m)Armering i fremre flate av steg $\emptyset 10s31.0$ (2.53cm²/m)Fordelingsarmering $\emptyset 8s40.0$ (1.26cm²/m)**6.7.4. Forankring av veggstegarmering**

(EC2 §8.4)

Forankringslengde er minst lik

(EC2 Lign.8.3)

 $l_b, r_{qd} = (\emptyset/4) (o_{sd}/f_{bd}) = (10/4) \times (33/1.61) = 51$ mm $o_{sd} = 435.00 \times 23/302 = 33$ MPa $f_{bd} = 2.25 \times 0.70 \times f_{ctd} = 1.61$ MPa

(EC2 §8.4.2)

Dimensjonerende forankringslengde $l_{bd} = 1.00 \times 51 = 51$ mm, $C_{nom} = 25$ mm $< 3 \times 10 = 30$ mm = $(3\emptyset)$

(EC2 §8.4.4, T.8.2)

Minimum forankringslengde $l_b, min = \max(0.30 l_b, r_{qd}, 10\emptyset, 100$ mm) = 100mm

Bøyning 100mm i ende for forankring.

6.7.5. Skjærkontroll av veggsteg,

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Betong- og stålkvalitet: B25-B500C, Betongoverdekning: $C_{nom} = 25$ mm

(§3, §4.4.1.1)

Jordtrykket varierer lineært, skjærkraften varierer derfor parabolisk.

Variasjonen av veggtykkelsen er lineær.

Den mest kritiske snittet for skjærkraft er derfor ved innspenningen til fundamentet.

Ved = 7.15 kN/m, Ned = -19.63 kN/m

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Lign.6.2.a)

 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Lign.6.2.b)

 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25$ MPa, $b_w = 1000$ mm, $d = 220$ mm $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.95$, $k_1 = 0.15$ $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 302 / (1000 \times 220) = 0.0014$ $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 19.63 / 250000 = 0.08$ N/mm² $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27$ N/mm²,

(EC2 Lign.6.3N)

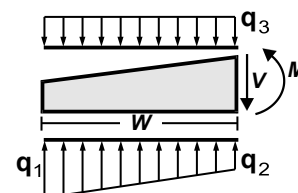
 $V_{rdc}(min) = 0.001 \times (0.27 + 0.15 \times 0.08) \times 1000 \times 220 = 62.04$ kN/m $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.95 \times (0.14 \times 25)^{0.33} + 0.15 \times 0.08] \times 1000 \times 220 = 80.80$ kN/mVed = 7.15 kN/m \leq $V_{rdc} = 80.80$ kN/m, skjærkapasitet OK $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, Ved / max(V_{rdmax}) = 0.01, $\theta = 45.0^\circ$ $\cot \theta = 1.00$ $\tan \theta = 1.00$ $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 25.0 < 60$ MPa $v_l = 0.6 [1 - f_{ck}/250] = 0.6 [1 - 25/250] = 0.540$, $f_{cd} = 14.17$ MPa $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 220 \times 0.540 \times 14.17 / 2.00 = 757.5$ kNVed = 9.2 kN $<$ 757.5 kN = V_{rdmax} , Kontroll tilfredsstillt

6.8. Dimensjonering av støttemurfundament og armering

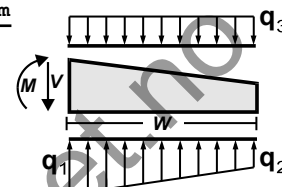
(EC2 EN1992-1-1:2004)

6.8.1. Dimensjonering av fremre fundamenttå $x=0.850$ m to $x=0.250$ m

Sum av vertikalkrefter = 39.38 kN/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 5.25 kNm/m
 $q_1 = 0.058$ N/mm², $q_2 = 0.033$ N/mm², $w = 0.600$ m
 trykk fra egenvekt $q_3 = 0.009$ N/mm²
 $M = 7.34$ kNm/m, $V = 21.98$ kN/m
 V avstand $h = 225$ mm fra veggkant = 15.53 kN/m
 $Med = 7.34$ kNm/m, $Ved = 15.53$ kN/m

**6.8.2. Dimensjonering bakre fundamentutkrager $x=-0.300$ m to $x=0.000$ m**

Sum av vertikalkrefter = 39.38 kN/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 5.25 kNm/m
 $q_1 = 0.023$ N/mm², $q_2 = 0.010$ N/mm², $w = 0.300$ m
 trykk fra bakfyll og egenvekt $q_3 = 0.009$ N/mm²
 $M = 0.25$ kNm/m, $V = 2.29$ kN/m
 V avstand $h = 225$ mm fra veggkant = 0.24 kN/m
 $Med = 0.25$ kNm/m, $Ved = 0.24$ kN/m

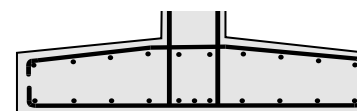
**6.8.3. Dimensjonering av fundament i bøyning**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Betong- og stålkvalitet: B25-B500C, Betongoverdekning: $C_{nom} = 75$ mm (§3, §4.4.1.1)
 $Med = 7.34$ kNm/m, $d = 217$ mm, $K_d = 8.01$ $x/d = 0.03$ $\epsilon_c / \epsilon_{s1} = -0.7 / 20.0$ $k_s = 2.33$, $A_s = 0.79$ cm²/m
 Minimum armering $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 2.93$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)
 Minimum armering $\emptyset 12s38.0$ (2.97 cm²/m)

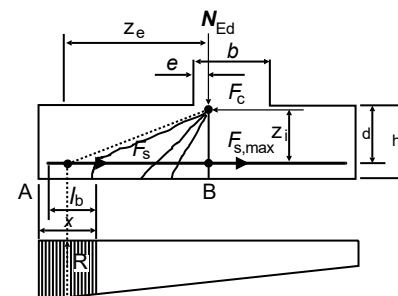
6.8.4. Armering av støttemurfundament

Fundamentarmering i bunnflate $\emptyset 12s38.0$ (2.97 cm²/m)
 Fordelingsarmering $\emptyset 12s40.0$ (2.82 cm²/m)

**6.8.5. Forankring av fundamentarmering**

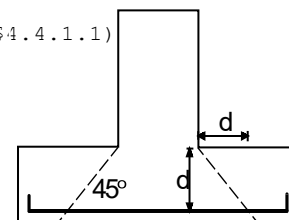
(EC2 §9.8.2.2, §8.4)

$x = h/2 = 0.150$ m, $R = 1000 \times 0.058 \times 0.150 = 8.70$ kN/m
 $e = 0.15b = 0.038$ m, $z_e = 0.563$ m, $z_i = 0.900d = 0.195$ m
 $F_s = R \cdot z_e / z_i = 8.70 \times 0.563 / 0.195 = 25.06$ kN/m
 $\sigma_{sd} = F_s / A_s = 1000 \times 25.06 / 297 = 84$ MPa
 Forankringslengde er minst lik (EC2 Lign.8.3)
 $l_b, r_{qd} = (\emptyset / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (12 / 4) \times (84 / 2.30) = 110$ mm
 $f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times f_{ctd} = 2.30$ MPa (EC2 §8.4.2)
 Dimensjonerende forankringslengde (EC2 §8.4.4, T.8.2)
 $l_{bd} = 0.70 \times 110 = 77$ mm, $C_{nom} = 75$ mm $> 3 \times 12 = 36$ mm ($3\emptyset$)
 Minimum forankringslengde $l_{b, min} = \max(0.30 l_b r_{qd}, 10\emptyset, 100$ mm) = 120 mm
 Nødvendig forankringslengde, lengdearmering $L_{bd} = 120$ mm = 0.120 m
 $l_{bd} = 120$ mm $> (x - C_{nom}) = 75.00$. Bøyning 60 mm i endene for forankring.

**6.8.6. Dimensjonering av fundament for skjær og gjennomlokking**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Betong- og stålkvalitet: B25-B500C, Betongoverdekning: $C_{nom} = 75$ mm (§3, §4.4.1.1)
 Gjennomlokkingskapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.4.4)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.50)
 $V_{rdc} \geq [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d$, $d = d_m = 217$ mm, $a = 217$ mm
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25$ MPa, $b_w = 1000$ mm, $d = 217$ mm
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.96$
 $\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) = 297 / (1000 \times 217) = 0.0014$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27$ N/mm², (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c(min)} = 0.001 \times (0.27 \times 2 \times 217 / 217) \times 1000 \times 217 = 117.18$ kN/m
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.96 \times (0.14 \times 25)^{0.33} \times 2 \times 217 / 217] \times 1000 \times 217 = 154.98$ kN/m
 $V_{ed} = 15.53$ kN/m $\leq V_{rdc} = 154.98$ kN/m, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK



$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.03$, $\theta = 45.0^\circ$ $\cot\theta = 1.00$ $\tan\theta = 1.00$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 25.0 < 60 \text{ Mpa}$ $v_1 = 0.6 [1 - f_{ck}/250] = 0.6 [1 - 25/250] = 0.540$, $f_{cd} = 14.17 \text{ Mpa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 217 \times 0.540 \times 14.17 / 2.00 = 747.2 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 22.0 \text{ kN} < 747.2 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstilt

6.9. Bruksgrensetilstand, risskontroll

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2, §7.3.3)

6.9.1. Last 1.00x(permanent)+1.00x(variabel)

Krefter (i tverrsnittstygndepunkt) av veggsteg

y [m]	h [m]	F _x [kN/m]	F _y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.250	0.00	6.25	0.00
1.00	0.250	0.00	12.50	0.00
1.50	0.250	0.10	9.40	0.01
2.00	0.250	1.30	12.91	0.25
2.50	0.250	3.81	16.83	1.37
3.00	0.250	7.64	21.16	4.03

Med(SLS)=4.03 kNm, Ved(SLS)=7.64 kN, Ned(SLS)=21.16 kN

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 2.50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $\epsilon_{cs} = -0.30\%$ $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 31.0 \text{ GPa}$, $E_{ceff} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86 \text{ GPa} = 8860 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$ Modulforhold $E_s/E_c = 200/31.0 = 6.45$, effektivt $E_s/E_{ceff} = 200/8.86 = 22.57$ Strekkarmering: $\emptyset 10s260$ ($3.02 \text{ cm}^2/\text{m}$), Trykkarmering: $\emptyset 10s310$ ($2.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)Armeringsforhold $\rho = A_{s1}/(b \cdot d) = 302/(1000 \times 220) = 0.001$, $\rho' = A_{s2}/(b \cdot d) = 253/(1000 \times 220) = 0.001$

6.9.2. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI = (200/22.57) \times (0.001 \times 1.446) = 12815 \text{ kNm}^2$ $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s})/A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$ $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 302 \times 0.095 = (0.001) \times 0.029 \text{ m}^3$, $y_2 = 125 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 125 - 30 = 95 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)Krumning på grunn av moment $1/r_M = 4.03/12815 = (0.001) \times 0.314$ (1/m)Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.029/1.446) = (0.001) \times 0.135$ (1/m)Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 0.314 + (0.001) \times 0.135 = (0.001) \times 0.449$ (1/m)Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 2.6 \times (1.446/0.125) = 30.02 \text{ kNm}$

6.9.3. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

 $\rho = 0.001$, $\rho' = 0.001$, $\rho'/\rho = 1.000$, $n = \alpha_e = 22.57$, $n \cdot \rho = 0.023$, $\xi = 0.765$, $\alpha = 0.182$, $x = \alpha \cdot d = 0.040 \text{ m}$ Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.765 \times 200 \times 302 \times 0.220^2 = 2236 \text{ kNm}^2$ $y_2 = (1 - \alpha) d = 180 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M/EI = (0.001) \times 180 \times 4.03/2236 = 0.32$ $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 302 \times 0.180 = (0.001) \times 0.054 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)Krumning på grunn av moment $1/r_M = 4.03/2236 = (0.001) \times 1.802$ (1/m)Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.054/0.252) = (0.001) \times 0.254$ (1/m)Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 1.802 + (0.001) \times 0.254 = (0.001) \times 2.056$ (1/m)Med=4.03 kNm, Ned=21.16 kN, $\epsilon_c/\epsilon_s = 0.06/0.33$, $x = 35 \text{ mm}$, $\sigma_s = 67 \text{ N/mm}^2$

6.9.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

Med=4.03 < 0.70 x $M_{cr} = 0.70 \times 30.02 = 21.01 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$

(Lign.7.19)

Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 2.056) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.449) = (0.001) \times 0.449$ (1/m)

(Lign.7.18)

6.9.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$

(EC2 Lign.7.1)

 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.250 \text{ m}$, $d = 0.220 \text{ m}$, $x = 0.035 \text{ m}$, $\emptyset = 10 \text{ mm}$ Ned=21.16 kN, $\sigma_c = (Ned/bh) = -0.1 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (250 - 35) \times 1000 = 215214 \text{ mm}^2$ $\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 215214 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.41$, $k_1 = 1.50$ Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.41 \times 1.00 \times 2.60 \times 215214 / 435 = 527 \text{ mm}^2/\text{m}$

6.9.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

(EC2 Lign.7.8)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$$

(EC2 Eq.7.9)

$$\sigma_s = 67 \text{ N/mm}^2, \text{ Kortvarig belastning: } E_s / E_c = 6.45, k_t = 0.6, \text{ Langvarig belastning: } E_s / E_c = 22.57, k_t = 0.4$$

$$A_{ceff} = 0.333 (h-x) b = 0.333 \times (250-35) \times 1000 = 71666 \text{ mm}^2$$

(§7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 302 / 71666 = 0.004$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [67 - 0.4 \times (2.6 / 0.004) (1 + 22.57 \times 0.004)] / 200 = -1.02\% \geq 0.6 \times 67 / 200 = 0.20\%$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$$

(EC2 Lign.7.11)

$$\sigma_s = 10 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 25.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 10 / 0.004 = 488.42 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 488.42 \times 0.001 \times 0.20 = 0.10 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.10 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Beskrivelse av miljøet: XC1, Rissvidde er akseptabel}$$

6.10. Materialestimat

Betong per meter av støttemur

1.095 m³/m

Armeringsstål per meter av støttemur

29.409 kg/m

Totalt volum av støttemur i betong

10.000x 1.095=

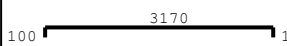
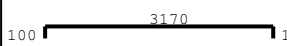
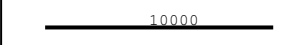
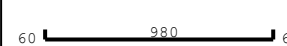
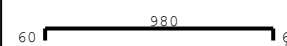
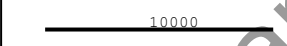
10.950 m³

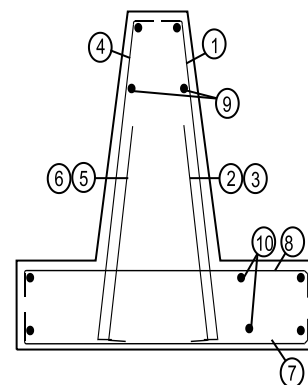
Total armeringsstål av støttemur

10.000x 29.409=

294.090 kg

6.11. Bøyleliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
32	①	100  3170	38	10	0.617	3.370	79.01
33	④	100  3170	32	10	0.617	3.370	66.54
34	⑨	 10000	16	8	0.395	10.000	63.20
35	⑦	60  980	26	12	0.888	1.100	25.40
36	⑧	60  980	25	12	0.888	1.100	24.42
37	⑩	 10000	4	12	0.888	10.000	35.52
Total vekt [kg]						294.09	

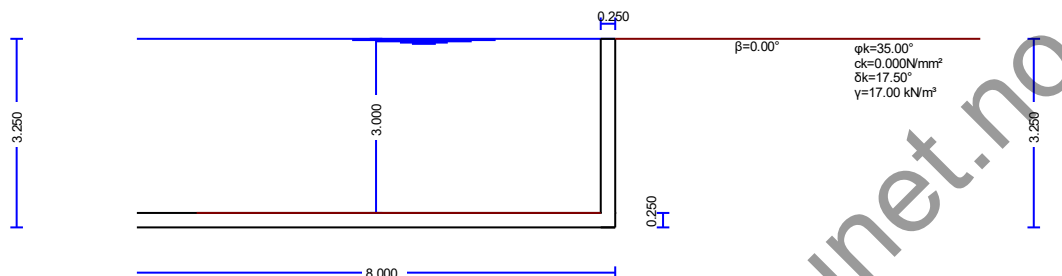


7. BASSENG-A-001

Vinkelmur, Vannbasseng

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004, +NA-NS:2008)

B25 - B500C



$\phi_k=35.00^\circ$
 $c_k=0.010\text{N/mm}^2$
 $q_k=0.30\text{N/mm}^2$

7.1. Veggegenskaper og parametere

Dimensjoner

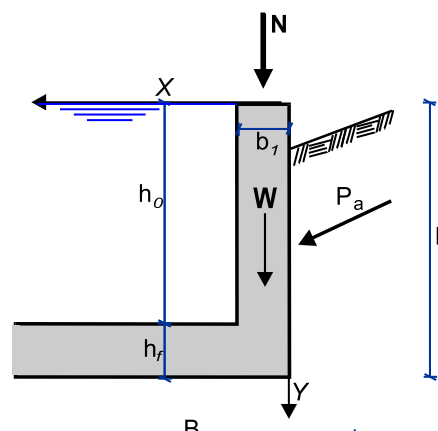
Vegghøyde	$h = 3.250 \text{ m}$
Basseng bredde	$B = 8.000 \text{ m}$
Basseng lengde	$L = 10.000 \text{ m}$
Høyde av steg i støttemur	$h_o = 3.000 \text{ m}$
Bredde av støttemur i toppen	$b_1 = 0.250 \text{ m}$
Bredde av støttemur i bunnen	$b_2 = 0.250 \text{ m}$
Gulvtykkelse	$h_f = 0.250 \text{ m}$
Helning på fremre vegg	$0.000^\circ \text{ (0:1)}$
Helning på bakre vegg	$0.000^\circ \text{ (0:1)}$

Vegghøyde

Enhetsvekt av veggmateriale	$\gamma_g = 25.000 \text{ kN/m}^3$
Tverrsnittsareal av vegg	$A = 0.813 \text{ m}^2$
Vegg egenvekt per meter	$W = 0.813 \times 25.000 = 20.30 \text{ kN/m}$
Veggtyngdepunkt	$x = 0.125 \text{ m}, y = 1.625 \text{ m} \text{ (} x_o = 0.125 \text{ m, } y_o = 1.625 \text{ m)}$
Bassenggulv plate	$q_f = 0.250 \times 25.000 = 6.25 \text{ kN/m}$

Materialtyper

Bassengvegg	: Betong- og stål kvalitet: B25-B500C	(EN1992-1-1, §3)
	: Betongoverdekning: $C_{nom} = 35 \text{ mm}$	(EN1992-1-1, §4.4.1)
Bassenggulv plate	: Betong- og stål kvalitet: B25-B500C	
	: Betongoverdekning: $C_{nom} = 35 \text{ mm}$	



7.2. Partialfaktorer for laster og grunnegenskaper

(EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

		(EQU)		(STR/GEO)	
				(A1, A2+M2)	
Laster	Permanent Ugunstig	γ_{Gdst} :	1.10	1.20	
	Permanent Gunstig	γ_{Gstb} :	0.90	1.00	
	Variable Ugunstige	γ_{Qdst} :	1.50	1.50	
	Variable Gunstige	γ_{Qstb} :	0.00	0.00	
Grunnegenskaper	Effektiv friksjonsvinkel	γ_{ϕ} :	1.25	1.25	
	Effektiv kohesjon	γ_c :	1.25	1.25	
	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu} :	1.40	1.40	
	Jordtrykkfasthet	γ_{qu} :	1.40	1.40	
	Tyngdetetthet	γ_w :	1.00	1.00	

 $\gamma_{R,v(R3)}=1.00$, $\gamma_{R,h(R3)}=1.00$, $\gamma_{R,e(R3)}=1.00$
7.3. Egenskaper av grunnen under fundament

Jordtrykkskapasitet	$q_u=0.30 \text{ N/mm}^2$
Friksjonsvinkel mellom grunn og fundament	$=35.00^\circ$, friksjonskoeffisient $\tan(\phi)=0.700$
Winkler's fundament modul	$K_s=100000 \text{ kNm}^2/\text{m}$

7.4. Beregninger av aktivt jordtrykk (Coulomb's teori)**7.4.1. Veggdel fra $Y=0.000 \text{ m}$ til $Y=3.250 \text{ m}$, $H_s=3.250 \text{ m}$**

Toppunkt A $x=0.000 \text{ m}$ $y=0.000 \text{ m}$
 Bunnpunkt B $x=0.000 \text{ m}$ $y=3.250 \text{ m}$

Grunnegenskaper

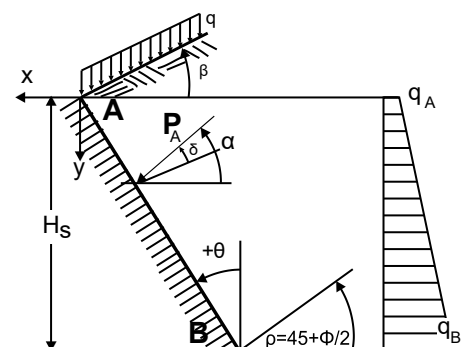
Grunntype : Fast sand	
Grunnens egenvekt	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
Egenvekt av våt masse	$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Egenvekt av vann	$\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
Jordfriksjonsvinkel	$\phi = 35.00^\circ$
Jordkohesjonskoeffisient	$c = 0.000 \text{ N/mm}^2$
Terrenghelling	$\beta = 0.00^\circ$
Bakre veggheiling	$\theta = 0.00^\circ$
Friksjonsvinkel mellom grunn og vegg	$\delta = 17.50^\circ$

Jordtrykk ifølge Coulombs teori

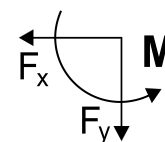
	EQU	A1, A2+M2
Vinkel av bruddflate $\rho = 45^\circ + \phi/2 =$	59.00°	59.00°
Aktiv Jordtrykkskoeffisient $K_a =$	0.326	0.326
Jordtrykk $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$		

Permanente laster

	EQU	A1, A2+M2
Jordtrykk på topp ($y=y_A$)	$q_A = 0.00$	0.00 kN/m^2
Jordtrykk i bunn ($y=y_A + 3.25\text{m}$)	$q_B = 18.01$	18.01 kN/m^2
Kraft fra jordtrykk $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 29.27$	29.27 kN/m
Vinkel av jordtrykk kraft	$\alpha = 14.00$	14.00°
Kraft fra jordtrykk i x retning	$P_{ax} = 28.40$	28.40 kN/m
Kraft fra jordtrykk i y retning	$P_{ay} = 7.08$	7.08 kN/m
Jordkraftmoment i punkt ($x=0, y=0$)	$M = -61.54$	-61.54 kNm/m
Angrepspunkt for jordlast $x=0.000 \text{ m}$, $y=2.167 \text{ m}$		

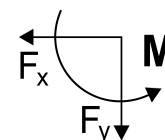


$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$



Totale krefter og momenter

Krefter og momenter i bunnpunkt B (x=0.000 m, y=3.250 m)

**Permanente laster**

	EQU	A1,A2+M2
Total horisontalkraft fra jordtrykk Fsx=	28.40	28.40 kN/m
Total vertikalkraft fra jordtrykk Fsy=	7.08	7.08 kN/m
Totalt moment fra jordtrykk Ms =	30.76	30.76 kNm/m

7.5. Elementmodell for basseng på elastisk grunn.

2-dimensjonalt bjelkeelement er benyttet. Knutepunktene i bassenggulvet ligger på elastiske fjær med egenskaper beregnet utifra Winkler's fundamentmodell. De vertikale veggelementer ar belastet med triangulært jordtrykk på utsiden. Det er antatt jevnt fordelt vannlast på bassenggulv og triangulært jordtrykk på vegger. Fra elementmetoden beregnes jordtrykk i bunn og indre krefter.

Winkler's fundament modul $K_s=100000\text{kN/m}^2/\text{m}$ Betongens elastisitetsmodul $E=31.0\text{GPa}$ Basseng gulvtykkelse $h=0.250\text{m}$ Basseng bredde $L=8.000\text{m}$ **7.5.1. Knutepunkter**

Kn.P.	x [m]	y [m]	Kn.P.	x [m]	y [m]	Kn.P.	x [m]	y [m]
1	0.000	3.125	2	0.000	1.563	3	0.000	0.000
4	0.000	-1.000	5	0.500	0.000	6	0.500	-1.000
7	1.000	0.000	8	1.000	-1.000	9	1.500	0.000
10	1.500	-1.000	11	2.000	0.000	12	2.000	-1.000
13	2.500	0.000	14	2.500	-1.000	15	3.000	0.000
16	3.000	-1.000	17	3.500	0.000	18	3.500	-1.000
19	4.000	0.000	20	4.000	-1.000	21	4.500	0.000
22	4.500	-1.000	23	5.000	0.000	24	5.000	-1.000
25	5.500	0.000	26	5.500	-1.000	27	6.000	0.000
28	6.000	-1.000	29	6.500	0.000	30	6.500	-1.000
31	7.000	0.000	32	7.000	-1.000	33	7.500	0.000
34	7.500	-1.000	35	8.000	0.000	36	8.000	-1.000
37	8.000	1.563	38	8.000	3.125			

7.5.2. Opplager

Fast innspenning Knutepunkter: [4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 34, 36]

7.5.3. Elementer

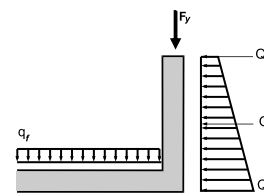
Element	Kn.P. 1	Kn.P. 2	lengde (mm)	vinkel (°)	E (MPa)	A (m ²)	I (m ⁴)
1	2	1	1.563	90.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
2	3	2	1.563	90.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
3	38	37	1.563	270.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
4	37	35	1.563	270.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
5	3	5	0.500	0.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
6	5	7	0.500	0.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
7..19	7..	9..	0.500	0.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
20	33	35	0.500	0.00	31000	0.250	1.302x10 ⁻³
21	3	4	1.000	270.00	50	1.000	0.001x10 ⁻³
22	5	6	1.000	270.00	50	1.000	0.001x10 ⁻³
23..35	7..	8..	1.000	270.00	50	1.000	0.001x10 ⁻³
36	33	34	1.000	270.00	50	1.000	0.001x10 ⁻³
37	35	36	1.000	270.00	50	1.000	0.001x10 ⁻³

7.6. Kontroll av bæreevnebrudd (EQU)

(EC7 §6.5.2)

7.6.1. Laster på konstruksjonen, Tomt basseng under jordtrykk (EQU)

Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Aktivt jordtrykk	Pax1.10	0.00	19.15	12.09		7.79
Egenvekt vegg	W x1.10					22.33
Gulvvekt	gfx1.10				6.88	
Sum=		0.00	19.15	12.09	6.88	30.12

**7.6.2. Knutepunkt- og elementlaster**Knutepunktlaster

Fy=-30.12kN Knutepunkter: [1,38]

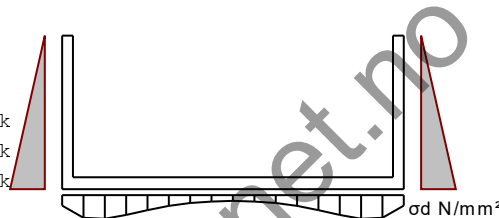
Fx= 0.00kN Knutepunkter: [1], Fx= 0.00kN Knutepunkt

Fx= 19.15kN Knutepunkter: [2], Fx=-19.15kN Knutepunkt

Fx= 12.09kN Knutepunkter: [3], Fx=-12.09kN Knutepunkt

Fordelte elementlaster

q= 6.88kN/m Elementer: [5,...,20]

**7.6.3. Resultater av elementmetode**Maksimal jordtrykk på bunn : qs=0.023 N/mm², qs+=0.023 N/mm², qs-=0.000 N/mm²

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-30.12kN, Ved= 31.24kN, Med=-29.92kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned=-31.24kN, Ved= 26.77kN, Med=-29.92kNm

7.6.4. Bæreevnekontroll (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Jordtrykk sd=0.023 N/mm²Bæreevnekontroll qu=0.300/1.40=0.214 N/mm²

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Bæreevnekontroll sd=0.023 < qu/γM=0.214 N/mm² , Kontroll godkjent**7.6.5. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng uten jordtrykk (EQU)**

Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Egenvekt vegg	W x1.10					22.33
Gulvvekt	gfx1.10				6.88	
Vanntrykk på innside	qwx1.10	-4.30	-24.75	-20.45	33.00	
Sum=		-4.30	-24.75	-20.45	39.88	22.33

7.6.6. Knutepunkt- og elementlasterKnutepunktlaster

Fy=-22.33kN Knutepunkter: [1,38]

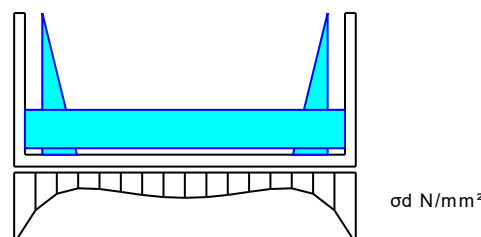
Fx= -4.30kN Knutepunkter: [1], Fx= 4.30kN Knutepunkt

Fx=-24.75kN Knutepunkter: [2], Fx= 24.75kN Knutepunkt

Fx=-20.45kN Knutepunkter: [3], Fx= 20.45kN Knutepunkt

Fordelte elementlaster

q=39.88kN/m Elementer: [5,...,20]

**7.6.7. Resultater av elementmetode**Maksimal jordtrykk på bunn : qs=0.107 N/mm², qs+=0.107 N/mm², qs-=0.000 N/mm²

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-22.33kN, Ved=-49.50kN, Med= 52.10kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned= 49.50kN, Ved= 29.63kN, Med= 52.10kNm

7.6.8. Bæreevnekontroll (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Jordtrykk sd=0.107 N/mm²Bæreevnekontroll qu=0.300/1.40=0.214 N/mm²

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Bæreevnekontroll sd=0.107 < qu/γM=0.214 N/mm² , Kontroll godkjent

7.6.9. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng med jordtrykk (EQU)

Laster	(P, γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Aktivt jordtrykk	Pax1.10	0.00	19.15	12.09		7.79
Egenvekt vegg	W x1.10					22.33
Gulvvekt	gfx1.10				6.88	
Vanntrykk på innside	qwx1.10	-4.30	-24.75	-20.45	33.00	
	Sum=	-4.30	-5.60	-8.36	39.88	30.12

7.6.10. Knutepunkt- og elementlasterKnutepunktlast

Fy=-30.12kN Knutepunkter: [1,38]

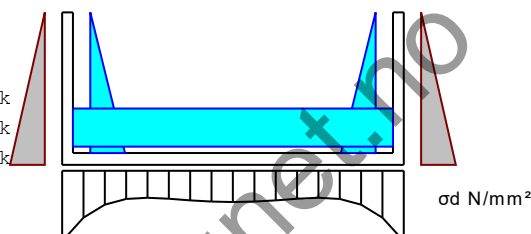
Fx= -4.30kN Knutepunkter: [1], Fx= 4.30kN Knutepunk

Fx= -5.60kN Knutepunkter: [2], Fx= 5.60kN Knutepunk

Fx= -8.36kN Knutepunkter: [3], Fx= 8.36kN Knutepunk

Fordelte elementlaster

q=39.88kN/m Elementer: [5,...,20]

**7.6.11. Resultater av elementmetode**Maksimal jordtrykk på bunn : $q_s=0.086 \text{ N/mm}^2$, $q_{s+}=0.086 \text{ N/mm}^2$, $q_{s-}=0.000 \text{ N/mm}^2$

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-30.12kN, Ved=-18.26kN, Med= 22.18kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned= 18.26kN, Ved= 12.36kN, Med= 22.18kNm

7.6.12. Bæreevnekontroll (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Jordtrykk $\sigma_d=0.086 \text{ N/mm}^2$ Bæreevnekontroll $q_u=0.300/1.40=0.214 \text{ N/mm}^2$

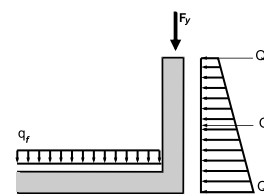
(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Bæreevnekontroll $\sigma_d=0.086 < q_u/\gamma_M=0.214 \text{ N/mm}^2$, Kontroll godkjent**7.7. Kontroll av bæreevnebrudd (STR/GEO A1,A2+M2)**

(EC7 §6.5.2)

7.7.1. Laster på konstruksjonen, Tomt basseng under jordtrykk (STR/GEO A1,A2+M2)

Laster	(P, γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Aktivt jordtrykk	Pax1.20	0.00	20.90	13.18		8.50
Egenvekt vegg	W x1.20					24.36
Gulvvekt	gfx1.20				7.50	
	Sum=	0.00	20.90	13.18	7.50	32.86

**7.7.2. Knutepunkt- og elementlaster**Knutepunktlast

Fy=-32.86kN Knutepunkter: [1,38]

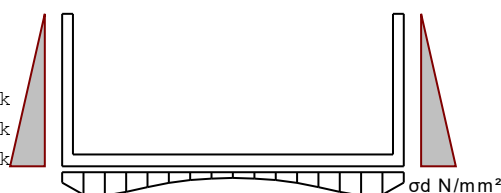
Fx= 0.00kN Knutepunkter: [1], Fx= 0.00kN Knutepunk

Fx= -20.90kN Knutepunkter: [2], Fx=-20.90kN Knutepunk

Fx= -13.18kN Knutepunkter: [3], Fx=-13.18kN Knutepunk

Fordelte elementlaster

q= 7.50kN/m Elementer: [5,...,20]

**7.7.3. Resultater av elementmetode**Maksimal jordtrykk på bunn : $q_s=0.025 \text{ N/mm}^2$, $q_{s+}=0.025 \text{ N/mm}^2$, $q_{s-}=0.000 \text{ N/mm}^2$

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-32.86kN, Ved= 34.08kN, Med=-32.66kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned=-34.08kN, Ved= 29.21kN, Med=-32.66kNm

7.7.4. Bæreevnekontroll (STR/GEO A1,A2+M2)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Jordtrykk $\sigma_d=0.025 \text{ N/mm}^2$ Bæreevnekontroll $q_u=0.300/1.40=0.214 \text{ N/mm}^2$

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Bæreevnekontroll $\sigma_d=0.025 < q_u/\gamma_M=0.214 \text{ N/mm}^2$, Kontroll godkjent**7.7.5. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng uten jordtrykk (STR/GEO A1,A2+M2)**

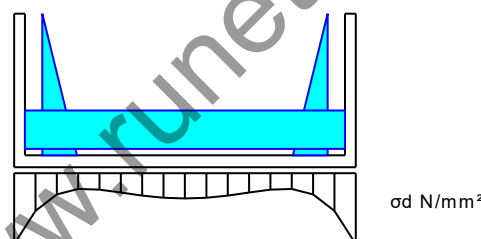
Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Egenvekt vegg	W x1.20					24.36
Gulvvekt	gfx1.20				7.50	
Vanntrykk på innside	qwx1.20	-4.69	-27.00	-22.31	36.00	
Sum=		-4.69	-27.00	-22.31	43.50	24.36

7.7.6. Knutepunkt- og elementlaster

Knutepunktlast

 $F_y=-24.36\text{kN}$ Knutepunkter: [1,38] $F_x=-4.69\text{kN}$ Knutepunkter: [1], $F_x=4.69\text{kN}$ Knutepunkt $F_x=-27.00\text{kN}$ Knutepunkter: [2], $F_x=27.00\text{kN}$ Knutepunkt $F_x=-22.31\text{kN}$ Knutepunkter: [3], $F_x=22.31\text{kN}$ Knutepunkt

Fordelte elementlaster

 $q=43.50\text{kN/m}$ Elementer: [5,...,20]**7.7.7. Resultater av elementmetode**Maksimal jordtrykk på bunn : $q_s=0.117 \text{ N/mm}^2$, $q_{s+}=0.117 \text{ N/mm}^2$, $q_{s-}=0.000 \text{ N/mm}^2$

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-24.36kN, Ved=-54.00kN, Med= 56.84kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned= 54.00kN, Ved= 32.33kN, Med= 56.84kNm

7.7.8. Bæreevnekontroll (STR/GEO A1,A2+M2)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Jordtrykk $\sigma_d=0.117 \text{ N/mm}^2$ Bæreevnekontroll $q_u=0.300/1.40=0.214 \text{ N/mm}^2$

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Bæreevnekontroll $\sigma_d=0.117 < q_u/\gamma_M=0.214 \text{ N/mm}^2$, Kontroll godkjent**7.7.9. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng med jordtrykk (STR/GEO A1,A2+M2)**

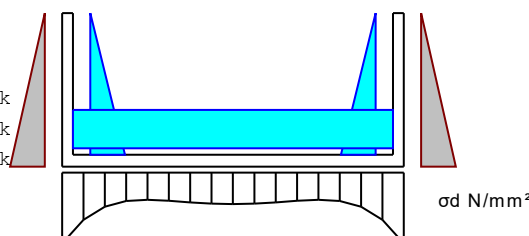
Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Aktivt jordtrykk	Pax1.20	0.00	20.90	13.18		8.50
Egenvekt vegg	W x1.20					24.36
Gulvvekt	gfx1.20				7.50	
Vanntrykk på innside	qwx1.20	-4.69	-27.00	-22.31	36.00	
Sum=		-4.69	-6.10	-9.13	43.50	32.86

7.7.10. Knutepunkt- og elementlaster

Knutepunktlast

 $F_y=-32.86\text{kN}$ Knutepunkter: [1,38] $F_x=-4.69\text{kN}$ Knutepunkter: [1], $F_x=4.69\text{kN}$ Knutepunkt $F_x=-6.10\text{kN}$ Knutepunkter: [2], $F_x=6.10\text{kN}$ Knutepunkt $F_x=-9.13\text{kN}$ Knutepunkter: [3], $F_x=9.13\text{kN}$ Knutepunkt

Fordelte elementlaster

 $q=43.50\text{kN/m}$ Elementer: [5,...,20]**7.7.11. Resultater av elementmetode**Maksimal jordtrykk på bunn : $q_s=0.094 \text{ N/mm}^2$, $q_{s+}=0.094 \text{ N/mm}^2$, $q_{s-}=0.000 \text{ N/mm}^2$

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-32.86kN, Ved=-19.92kN, Med= 24.18kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned= 19.92kN, Ved= 13.48kN, Med= 24.18kNm

7.7.12. Bæreevnekontroll (STR/GEO A1,A2+M2)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Jordtrykk $\sigma_d=0.094 \text{ N/mm}^2$ Bæreevnekontroll $q_u=0.300/1.40=0.214 \text{ N/mm}^2$

(EC7 Lign.2.2, Lign.6.1)

Bæreevnekontroll $\sigma_d=0.094 < q_u/\gamma_M=0.214 \text{ N/mm}^2$, Kontroll godkjent**7.8. Bruksgrensetilstand (SLS)**

(EC7 §6.5.2)

7.8.1. Laster på konstruksjonen, Tomt basseng under jordtrykk (SLS)

Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Aktivt jordtrykk	Pax1.00	0.00	17.41	10.99		7.08
Egenvekt vegg	W x1.00					20.30
Gulvvekt	gfx1.00				6.25	
Sum=		0.00	17.41	10.99	6.25	27.38

7.8.2. Knutepunkt- og elementlasterKnutepunktlast

Fy=-27.38kN Knutepunkter: [1,38]

Fx= 0.00kN Knutepunkter: [1], Fx= 0.00kN Knutepunkter: [38]

Fx= 17.41kN Knutepunkter: [2], Fx=-17.41kN Knutepunkter: [37]

Fx= 10.99kN Knutepunkter: [3], Fx=-10.99kN Knutepunkter: [35]

Fordelte elementlaster

q= 6.25kN/m Elementer: [5,...,20]

7.8.3. Resultater av elementmetodeMaksimal jordtrykk på bunn : $q_s=0.021 \text{ N/mm}^2$, $q_{s+}=0.021 \text{ N/mm}^2$, $q_{s-}=0.000 \text{ N/mm}^2$

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-27.38kN, Ved= 28.40kN, Med=-27.20kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned=-28.40kN, Ved= 24.34kN, Med=-27.20kNm

7.8.4. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng uten jordtrykk (SLS)

Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Egenvekt vegg	W x1.00					20.30
Gulvvekt	gfx1.00				6.25	
Vanntrykk på innside	qwx1.00	-3.91	-22.50	-18.59	30.00	
Sum=		-3.91	-22.50	-18.59	36.25	20.30

7.8.5. Knutepunkt- og elementlasterKnutepunktlast

Fy=-20.30kN Knutepunkter: [1,38]

Fx= -3.91kN Knutepunkter: [1], Fx= 3.91kN Knutepunkter: [38]

Fx=-22.50kN Knutepunkter: [2], Fx= 22.50kN Knutepunkter: [37]

Fx=-18.59kN Knutepunkter: [3], Fx= 18.59kN Knutepunkter: [35]

Fordelte elementlaster

q=36.25kN/m Elementer: [5,...,20]

7.8.6. Resultater av elementmetodeMaksimal jordtrykk på bunn : $q_s=0.097 \text{ N/mm}^2$, $q_{s+}=0.097 \text{ N/mm}^2$, $q_{s-}=0.000 \text{ N/mm}^2$

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-20.30kN, Ved=-45.00kN, Med= 47.36kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned= 45.00kN, Ved= 26.94kN, Med= 47.36kNm

7.8.7. Laster på konstruksjonen, Fullt basseng med jordtrykk (SLS)

Laster	(P.γ)	Q1	Q2	Q3	qf	Fy
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN]
Aktivt jordtrykk	Pax1.00	0.00	17.41	10.99		7.08
Egenvekt vegg	W x1.00					20.30
Gulvvekt	gfx1.00				6.25	
Vanntrykk på innside	qwx1.00	-3.91	-22.50	-18.59	30.00	
	Sum=	-3.91	-5.09	-7.60	36.25	27.38

7.8.8. Knutepunkt- og elementlasterKnutepunktlast

Fy=-27.38kN Knutepunkter: [1,38]

Fx= -3.91kN Knutepunkter: [1], Fx= 3.91kN Knutepunkter: [38]

Fx= -5.09kN Knutepunkter: [2], Fx= 5.09kN Knutepunkter: [37]

Fx= -7.60kN Knutepunkter: [3], Fx= 7.60kN Knutepunkter: [35]

Fordelte elementlaster

q=36.25kN/m Elementer: [5,...,20]

7.8.9. Resultater av elementmetodeMaksimal jordtrykk på bunn : qs=0.078 N/mm², qs+=0.078 N/mm², qs-=0.000 N/mm²

Maksimal indre krefter på bunn av vegg: Ned=-27.38kN, Ved=-16.60kN, Med= 20.16kNm

Maksimale indre krefter på bassenggulv: Ned= 16.60kN, Ved= 11.23kN, Med= 20.16kNm

7.9. Dimensjonering av bassengvegg

(EC2 EN1992-1-1:2004)

7.9.1. Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B25-B500C (EC2 §3)

Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)

Betongoverdekning : Cnom=35 mm (EC2 §4.4.1)

Egenvekt betong : 25.0 kN/m³

γc=1.50, γs=1.15 (EC2 Tabell 2.1N)

fcd=αcc·fck/γc=0.85x25/1.50=14.17 MPa (EC2 §3.1.6)

fctd=αct·fctk0.05/γc=0.85x1.8/1.50=1.02 MPa (EC2 §3.1.6)

fyd=fyk/γs=500/1.15=435 MPa (EC2 §3.2.7)

Betongens elastisitetmodul Ecm=31.0GPa

7.9.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Dimensjoner, laster

veggtykkelse h=250mm

Bøyningsmoment] Med= 56.84kNm (ULS)

Aksialkraft Ned= -24.36kN (ULS)

Dimensjonering for bøyning: Allgower, G.-Avak, R. Bemessungstabeln nach Eurocode 2 für Rechteck und Plattenbalkenquerschnitte, In: Beton - und Stahlbetonbau 87 (1992)
 (αcc=fcd[1-(1-εc/εc2)²], fcd=14.17MPa, εc2=0.0020, εcu2=0.0035, fyd=435MPa)

Med= 56.84kNm/m, d=215mm, Kd= 2.85 x/d=0.12 εc2/εs1=-2.7/20.0 ks=2.41, **As= 6.38cm²/m**
 minimum armering, As>=0.26bd·fctm/fyk=2.91cm²/m, s<=400mm, s'<=450mm (EC2 §9.3.1)

minimum hovedarmering Ø10s25.0 (2.91cm²/m), fordelingsarmering Ø 8s25.0 (2.01cm²/m)

Armering på fremside og bakside av vegg

hovedarmering Ø12s17.5 (6.46cm²/m), fordelingsarmering Ø 8s25.0 (2.01cm²/m)

7.9.3. Kapasitetskontroll for skjærspenning Ved \leq Vrd

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Dimensjoner, laster

Veggtykkelse og armering $h=250\text{mm}$, $d=215\text{mm}$, $A_s=646\text{mm}^2$
 Skjærkraft Ved= 54.00kN (ULS)
 Aksialkraft Ned= -24.36kN (ULS)

Skjærkapasitet uten skjærarmering Vrdc

(EC2 §6.2.2)

$$Vrdc = [Crdc \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a)

$$Vrdc >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.b)

$$Crdc = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 25\text{MPa}, bw = 1000\text{mm}, d = 215\text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, k = 1.96, k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 = A_s / (bw \cdot d) = 646 / (1000 \times 215) = 0.0030$$

$$\sigma_{cp} = Ned / Ac = -1000 \times 24.36 / 250000 = -0.10\text{N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27\text{N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$Vrd, c(\text{min}) = 0.001 \times (0.27 - 0.15 \times 0.10) \times 1000 \times 215 = 54.83\text{kN/m}$$

$$Vrdc = 0.001 \times [0.120 \times 1.96 \times (0.30 \times 25)^{0.33} - 0.15 \times 0.10] \times 1000 \times 215 = 95.76\text{kN/m}$$

$$Ved = 54.00\text{ kN/m} \leq Vrdc = 95.76\text{ kN/m}, \text{ skjærkapasitet OK}$$

7.9.4. Forankring av armering

(EC2 §8.4)

Forankringslengde er minst lik

(EC2 Lign.8.3)

$$l_b, r_{qd} = (\varnothing/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (12/4) \times (430/1.61) = 801\text{mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435.00 \times 638 / 646 = 430\text{MPa}, f_{bd} = 2.25 \times 0.70 \times f_{ctd} = 1.61\text{MPa}$$

(EC2 §8.4.2)

$$\text{Dimensjonerende forankringslengde } l_{bd} = 1.00 \times 801 = 801\text{mm}, C_{nom} = 35\text{mm} < 3 \times 12 = 36\text{mm} = (3\varnothing) \text{ (EC2 §8.4.4, T.8.2)}$$

$$\text{Minimum forankringslengde } l_b, \text{min} = \max(0.30 l_b, r_{qd}, 10\varnothing, 100\text{mm}) = 240\text{mm}$$

Bøyning 630mm i ende for forankring.

7.9.5. Bruksgrensetilstand, risskontroll

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2, §7.3.3)

Dimensjoner, laster

Veggtykkelse og armering $h=250\text{mm}$, $d=215\text{mm}$, $A_s=646\text{mm}^2$
 Bøyningsmoment] Med= 47.36kNm (SLS)
 Aksialkraft Ned= -20.30kN (SLS)
 Skjærkraft Ved= 45.00kN (ULS)

7.9.6. Bruksgrensetilstand, risskontroll

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2, §7.3.3)

$$\text{Minimum tverrsnittareal armering } A_{s, \text{min}} = k_c \cdot k \cdot f_{ct, \text{eff}} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

(EC2 Lign.7.1)

$$b = 1.000\text{m}, b_{\text{eff}} = 1.000\text{m}, h = 0.250\text{m}, d = 0.215\text{m}, N = -20.30\text{kN}, \sigma_c = (N/bh) = -0.08\text{N/mm}^2, \varnothing = 12\text{mm}$$

$$\max(h, b_1) = 250\text{mm}, f_{ctm} = 2.60\text{N/mm}^2, h_{c, \text{eff}} = 2.50 \times (h - d) = 87\text{mm}, k = 1.00, k_c = 0.42$$

(EC2 Lign.7.2)

$$\text{Minimum armering uten kontroll av rissvidde, } A_{s, \text{min}} = 0.42 \times 1.00 \times 2.60 \times 1000 \times 87 / 500 = 190\text{mm}^2 = 1.90\text{cm}^2$$

$$\text{Kontroll av rissvidde } w_k = 0.3\text{mm}, \text{ for armeringsdiameter } \varnothing = 12\text{mm}$$

$$\varnothing_s = \varnothing_s(f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr} / 2(h-d)], \varnothing_s = 12\text{mm}, \varnothing$$

(EC2 Lign.7.6N)

$$\text{Armeringsstang} = 18\text{mm}, \text{ rissvidde } w_k = 0.3\text{mm}, \text{ armeringsspenning } \sigma_s = 231\text{N/mm}^2$$

(EC2 Tab. 7.2N)

$$\text{Minimum armering for } w_k = 0.3\text{mm}, \varnothing = 12\text{mm}, A_{s, \text{min}} = 0.42 \times 1.00 \times 2.60 \times 1000 \times 87 / 231 = 411\text{mm}^2 = 4.11\text{cm}^2$$

$$\text{Med(SLS)} = 47.36\text{ kNm}, \text{ Ved(SLS)} = 45.00\text{ kN}, \text{ Ned(SLS)} = -20.30\text{ kN}$$

$$\text{Endelig kryptall } \varphi(\infty, t_0) = 2.50$$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

$$\text{Total svinntøyning } \epsilon_{cs} = -0.30\%$$

$$\gamma_c = 1.00, \gamma_s = 1.00$$

(EC2 §2.4.2.4.2)

$$\text{Betongens elastisitetsmodul } E_{cm} = 31.0\text{GPa}, E_{\text{eff}} = 31.0 / (1 + 2.50) = 8.86\text{GPa} = 8860\text{MPa}$$

(EC2 Lign.7.20)

$$\text{Stålets elastisitetsmodul } E_s = 200\text{GPa} = 200000\text{MPa}$$

$$\text{Modulforhold } E_s / E_c = 200 / 31.0 = 6.45, \text{ effektivt } E_s / E_c, \text{ eff} = 200 / 8.86 = 22.57$$

$$\text{Strekkarmering: } \varnothing 12 \text{ s } 175 (6.46\text{cm}^2/\text{m}), \text{ Trykkarmering: } \varnothing 12 \text{ s } 175 (6.46\text{cm}^2/\text{m})$$

$$\text{Armeringsforhold } \rho = A_s / (b \cdot d) = 646 / (1000 \times 215) = 0.003, \rho' = A_s / (b \cdot d) = 646 / (1000 \times 215) = 0.003$$

7.9.7. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/22.57) \times (0.001 \times 1.632) = 14460 \text{ kNm}^2$
 $A_i = A_c + (n-1)(A_{s1} + A_{s2})$, $e = (n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s} - A_{s2} \cdot y_{2s}) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (A_{s1} \cdot y_{1s}^2 + A_{s2} \cdot y_{2s}^2) (n-1)$
 $S = A_s \cdot y_{2s} = (0.001)^2 \times 646 \times 0.092 = (0.001) \times 0.059 \text{ m}^3$, $y_2 = 127 \text{ mm}$, $y_{2s} = y_2 - d_2 = 127 - 35 = 92 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 47.36/14460 = (0.001) \times 3.275 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.059/1.632) = (0.001) \times 0.246 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 3.275 + (0.001) \times 0.246 = (0.001) \times 3.521 \text{ (1/m)}$
 Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I/y_2) = 2.6 \times (1.632/0.127) = 33.47 \text{ kNm}$

7.9.8. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho = 0.003$, $\rho' = 0.003$, $\rho'/\rho = 1.000$, $n = \alpha_e = 22.57$, $n \cdot \rho = 0.068$, $\xi = 0.659$, $\alpha = 0.274$, $x = \alpha \cdot d = 0.059 \text{ m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.659 \times 200 \times 646 \times 0.215^2 = 3933 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha)d = 156 \text{ mm}$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 156 \times 47.36 / 3933 = 1.88$ (EC2 Lign.7.21)
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 646 \times 0.156 = (0.001) \times 0.101 \text{ m}^3$
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 47.36/3933 = (0.001) \times 12.041 \text{ (1/m)}$
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.101/0.444) = (0.001) \times 0.419 \text{ (1/m)}$
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 12.041 + (0.001) \times 0.419 = (0.001) \times 12.460 \text{ (1/m)}$
 $M_{ed} = 47.36 \text{ kNm}$, $M_{ned} = -20.30 \text{ kNm}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.72/1.87$, $x = 60 \text{ mm}$, $\sigma_s = 374 \text{ N/mm}^2$

7.9.9. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr} / M_{ed})^2 = 1 - 0.50 \times (33.47/47.36)^2 = 0.75$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.75 \times (0.001 \times 12.460) + (1 - 0.75) \times (0.001 \times 3.521) = (0.001) \times 10.228 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)

7.9.10. Minimumsarmering (SLS)

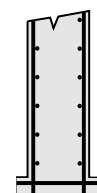
(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000 \text{ m}$, $b_{eff} = 1.000 \text{ m}$, $h = 0.250 \text{ m}$, $d = 0.215 \text{ m}$, $x = 0.060 \text{ m}$, $\varnothing = 12 \text{ mm}$
 $M_{ed} = -20.30 \text{ kNm}$, $\sigma_c = (M_{ed} / b h) = 0.1 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (250 - 60) \times 1000 = 190414 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1) = 0 \text{ mm}$, $f_{ctm} = 2.60 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 190414 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.38$, $k_1 = 0.67$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.38 \times 1.00 \times 2.60 \times 190414 / 435 = 432 \text{ mm}^2 / \text{m}$

7.9.11. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 374 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 6.45$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 22.57$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (250 - 60) \times 1000 = 63408 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 646 / 63408 = 0.010$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [374 - 0.4 \times (2.6 / 0.010) (1 + 22.57 \times 0.010)] / 200 = 1.24\% \geq 0.6 \times 374 / 200 = 1.12\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.010 = 319.24 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 319.24 \times 0.001 \times 1.24 = 0.40 \text{ mm}$
 $w_k = 0.40 \text{ mm} \approx 0.39 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC3, **Rissvidde er akseptabel**

7.9.12. Armering av veggstegArmering i bakre flate av steg $\varnothing 12 \text{ s} 17.5$ (6.46 cm²/m)Fordelingsarmering $\varnothing 8 \text{ s} 25.0$ (2.01 cm²/m)Armering i fremre flate av steg $\varnothing 12 \text{ s} 17.5$ (6.46 cm²/m)Fordelingsarmering $\varnothing 8 \text{ s} 25.0$ (2.01 cm²/m)

7.10. Dimensjonering av bassenggulv

(EC2 EN1992-1-1:2004)

7.10.1. Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B25-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XC3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=35 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 25/1.50=14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=0.85 \times 1.8/1.50=1.02$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=31.0$ GPa

7.10.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.3.1)

Dimensjoner, laster

Gulvtykkelse $h=250$ mm
 Bøyningsmoment] Med= 56.84 kNm (ULS)
 Aksialkraft Ned= 54.00 kN (ULS)

Dimensjonering for bøyning: Allgower, G.-Avak, R. Bemessungstabeln nach Eurocode 2 für Rechteck und Plattenbalkenquerschnitte, In: Beton - und Stahlbetonbau 87 (1992)
 $(\alpha_{cc}=f_{cd}[1-(1-\epsilon_c/\epsilon_{c2})^2]$, $f_{cd}=14.17$ MPa, $\epsilon_{c2}=0.0020$, $\epsilon_{cu2}=0.0035$, $f_{yd}=435$ MPa)

Strekk i gulvplate Ned=54.00 kN, $\sigma=54001/(215 \times 1000)=0.251$ N/mm² << 1.020 N/mm²= f_{ctd}

Strekkarmering $A_s=Ned/F_{yd}=54001/435=124$ mm²/m = 1.24 cm²/m

Med= 56.84 kNm/m, $d=215$ mm, $K_d=2.98$ $x/d=0.11$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-2.5/20.0$ $k_s=2.40$, **$A_s=7.06$ cm²/m**

minimum armering, $A_s > 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}=2.91$ cm²/m, $s \leq 400$ mm, $s' \leq 450$ mm (EC2 §9.3.1)

minimum hovedarmering $\varnothing 10s25.0$ (2.91 cm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 8s25.0$ (2.01 cm²/m)

Armering på bunn og overflate av bassenggulv

hovedarmering $\varnothing 12s16.0$ (7.06 cm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 8s25.0$ (2.01 cm²/m)

7.10.3. Kapasitetskontroll for skjærspenning Ved \leq Vrd

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Dimensjoner, laster

Gulvtykkelse og armering $h=250$ mm, $d=215$ mm, $A_s=706$ mm²
 Skjærkraft Ved= 32.33 kN (ULS)
 Aksialkraft Ned= 54.00 kN (ULS)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_1 f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)

$V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)

$C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=25$ MPa, $b_w=1000$ mm, $d=215$ mm

$k=1+\sqrt{200/d} \leq 2$, $k=1.96$, $k_1=0.15$

$\rho_1=A_s1/(b_w \cdot d)=706/(1000 \times 215)=0.0033$

$\sigma_{cp}=Ned/A_c=1000 \times 54.00/250000=0.22$ N/mm²

$v_{min}=0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}}=0.27$ N/mm², (EC2 Lign.6.3N)

$V_{rd,c}(min)=0.001 \times (0.27+0.15 \times 0.22) \times 1000 \times 215=65.15$ kN/m

$V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.96 \times (0.33 \times 25)^{0.33} + 0.15 \times 0.22] \times 1000 \times 215=109.27$ kN/m

Ved=32.33 kN/m \leq $V_{rdc}=109.27$ kN/m, skjærkapasitet OK

7.10.4. Forankring av armering

(EC2 §8.4)

Forankringslengde er minst lik (EC2 Lign.8.3)

$l_b, r_{qd}=(\varnothing/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})=(12/4) \times (435/1.61)=811$ mm

$\sigma_{sd}=435.00 \times 706/706=435$ MPa $f_{bd}=2.25 \times 0.70 \times f_{ctd}=1.61$ MPa (EC2 §8.4.2)

Dimensjonerende forankringslengde $l_{bd}=1.00 \times 811=811$ mm, $C_{nom}=35$ mm < $3 \times 12=36$ mm=($3\varnothing$) (EC2 §8.4.4, T.8.2)

Minimum forankringslengde $l_b, min=\max(0.30l_{brqd}, 10\varnothing, 100$ mm)=243 mm

Bøyning 215 mm+390 mm i ende for forankring.

7.10.5. Bruksgrensetilstand, risskontroll

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2, §7.3.3)

Dimensjoner, laster

Gulvtykkelse og armering $h=250\text{mm}$, $d=215\text{mm}$, $A_s=706\text{mm}^2$
 Bøyningmoment] $M_{\text{ed}}=47.36\text{kNm}$ (SLS)
 Aksialkraft $N_{\text{ed}}=45.00\text{kN}$ (SLS)
 Skjærkraft $V_{\text{ed}}=26.94\text{kN}$ (ULS)

7.10.6. Bruksgrensetilstand, risskontroll

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2, §7.3.3)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,\text{min}}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{\text{eff}}=1.000\text{m}$, $h=0.250\text{m}$, $d=0.215\text{m}$, $N=45.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N/bh)=0.18\text{N/mm}^2$, $\Phi=12\text{mm}$
 $\max(h,b_l)=250\text{mm}$, $f_{ctm}=2.60\text{N/mm}^2$, $h_{c,\text{eff}}=2.50 \times (h-d)=87\text{mm}$, $k=1.00$, $k_c=0.38$ (EC2 Lign.7.2)
 Minimum armering uten kontroll av rissvidde, $A_{s,\text{min}}=0.38 \times 1.00 \times 2.60 \times 1000 \times 87 / 500 = 172\text{mm}^2 = 1.72\text{cm}^2$
 Kontroll av rissvidde $w_k=0.3\text{mm}$, for armeringsdiameter $\Phi=12\text{mm}$
 $\sigma_s = \sigma_s(f_{ctm}/2.9) [k_c \cdot h_{cr}/2(h-d)]$, $\sigma_s=12\text{mm}$, Φ (EC2 Lign.7.6N)
 Armeringsstang $\Phi=20\text{mm}$, rissvidde $w_k=0.3\text{mm}$, armeringsspenning $\sigma_s=222\text{N/mm}^2$ (EC2 Tab. 7.2N)
 Minimum armering for $w_k=0.3\text{mm}$, $\Phi=12\text{mm}$, $A_{s,\text{min}}=0.38 \times 1.00 \times 2.60 \times 1000 \times 87 / 222 = 387\text{mm}^2 = 3.87\text{cm}^2$

$M_{\text{ed}}(\text{SLS})=47.36\text{ kNm}$, $V_{\text{ed}}(\text{SLS})=26.94\text{ kN}$, $N_{\text{ed}}(\text{SLS})=45.00\text{ kN}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0)=2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.30\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=31.0\text{GPa}$, $E_{c,\text{eff}}=31.0/(1+2.50)=8.86\text{GPa}=8860\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/31.0=6.45$, effektivt $E_s/E_{c,\text{eff}}=200/8.86=22.57$
 Strekkarmering: $\Phi 12\text{s}160$ ($7.06\text{cm}^2/\text{m}$), Trykkarmering: $\Phi 12\text{s}160$ ($7.06\text{cm}^2/\text{m}$)
 Armeringsforhold $\rho=A_s/(b \cdot d)=706/(1000 \times 215)=0.003$, $\rho'=A_s/(b \cdot d)=706/(1000 \times 215)=0.003$

7.10.7. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/22.57) \times (0.001 \times 1.662)=14731\text{ kNm}^2$
 $A_i=A_c+(n-1)(A_{s1}+A_{s2})$, $e=(n-1)(A_{s1} \cdot y_{1s}-A_{s2} \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(A_{s1} \cdot y_{1s}^2+A_{s2} \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=A_s \cdot y_2=(0.001)^2 \times 706 \times 0.092=(0.001) \times 0.065\text{ m}^3$, $y_2=127\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d_2=127-35=92\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=47.36/14731=(0.001) \times 3.215$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.065/1.662)=(0.001) \times 0.264$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 3.215+(0.001) \times 0.264=(0.001) \times 3.480$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=2.6 \times (1.662/0.127)=34.06\text{ kNm}$

7.10.8. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=0.003$, $\rho'=0.003$, $\rho'/\rho=1.000$, $n=\alpha_e=22.57$, $n \cdot \rho=0.068$, $\xi=0.659$, $\alpha=0.274$, $x=\alpha \cdot d=0.059\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2=0.659 \times 200 \times 706 \times 0.215^2=4299\text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=156\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 156 \times 47.36/4299=1.72$
 $S=A_s \cdot y_2=(0.001)^2 \times 706 \times 0.156=(0.001) \times 0.110\text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=47.36/4299=(0.001) \times 11.018$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.30) \times 22.57 \times (0.110/0.485)=(0.001) \times 0.449$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 11.018+(0.001) \times 0.449=(0.001) \times 11.467$ (1/m)
 $M_{\text{ed}}=47.36\text{ kNm}$, $N_{\text{ed}}=45.00\text{ kN}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.63/1.74$, $x=57\text{mm}$, $\sigma_s=348\text{ N/mm}^2$

7.10.9. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta=1-0.50 \cdot (M_{cr}/M_{\text{ed}})^2=1-0.50 \times (34.06/47.36)^2=0.74$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.74 \times (0.001 \times 11.467)+(1-0.74) \times (0.001 \times 3.480)=(0.001) \times 9.402$ (1/m) (Lign.7.18)

7.10.10. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,\text{min}}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{\text{eff}}=1.000\text{m}$, $h=0.250\text{m}$, $d=0.215\text{m}$, $x=0.057\text{m}$, $\Phi=12\text{mm}$
 $N_{\text{ed}}=45.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{\text{ed}}/bh)=-0.2\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_y d=435\text{N/mm}^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(250-57) \times 1000=193019\text{ mm}^2$
 $\max(h,b_l)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=2.60\text{N/mm}^2$, $A_{ct}=193019\text{mm}^2$, $k=1.00$, $k_c=0.42$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,\text{min}}=0.42 \times 1.00 \times 2.60 \times 193019 / 435=485\text{mm}^2/\text{m}$

7.10.11. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

(EC2 Lign.7.8)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$$

(EC2 Eq.7.9)

$$\sigma_s = 348 \text{ N/mm}^2, \text{ Kortvarig belastning: } E_s / E_c = 6.45, k_t = 0.6, \text{ Langvarig belastning: } E_s / E_c = 22.57, k_t = 0.4$$

$$A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333 \times (250-57) \times 1000 = 64275 \text{ mm}^2$$

(§7.3.2.3)

$$\rho_{eff} = A_s / A_{ceff} = 706 / 64275 = 0.011$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [348 - 0.4 \times (2.6 / 0.011) (1 + 22.57 \times 0.011)] / 200 = 1.15\% \geq 0.6 \times 348 / 200 = 1.04\%$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot C_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$$

(EC2 Lign.7.11)

$$\sigma_s = 12 \text{ mm}, k_1 = 0.8, k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5, k_3 = 3.4, k_4 = 0.425$$

$$s_{r,max} = 3.4 \times 35.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.011 = 304.72 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 304.72 \times 0.011 \times 1.15 = 0.35 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.35 \text{ mm} < 0.39 \text{ mm} = w_{max}, \text{ Beskrivelse av miljøet: XC3, Rissvidde er akseptabel}$$

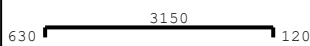
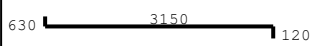
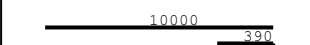
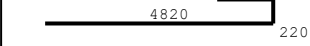
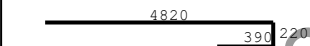
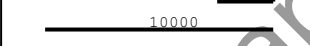
7.11. MaterialestimatBetong per meter basseng 3.625 m³/m

Armering per meter basseng 330.554 kg/m

Total betong basseng 10.000x 3.625= 36.250 m³

Total armering basseng 10.000x 330.554= 3305.540 kg

7.12. Bøyleliste

Num	Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	∅	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
38	①		206	12	0.888	3.900	713.42
39	④		206	12	0.888	3.900	713.42
40	⑨		104	8	0.395	10.000	410.80
41	⑦		126	12	0.888	5.430	607.55
42	⑧		126	12	0.888	5.430	607.55
43	⑩		64	8	0.395	10.000	252.80
Total vekt [kg]						3305.54	

