

Innholdsfortegnelse

Vedlegg 1 Utklipp av Brannteknisk konsept	2
Vedlegg 2 Egenvekt hulldekker	3
Vedlegg 3 Utregning av laster	4
Vedlegg 4 Håndbergninger	11
Vedlegg 5 Bruddgrensedimensjonering limtre	13
Vedlegg 6 Momentstiv modell	16
Vedlegg 7 Brannkrav R90 limtre	18
Vedlegg 8 Kapasitet M10-dybler med 1, 2 og 3 plater	21
Vedlegg 9 Kapasitet M30-dybler med 1, 2 og 3 plater	24
Vedlegg 10 Dimensjonerende løsninger for M10-dybler	27
Vedlegg 11 Dimensjonerende løsninger for M30 dybler	35
Vedlegg 12 Kontroll plater, knutepunkt 1.....	42
Vedlegg 13 Én plate, knutepunkt 1.....	46
Vedlegg 14 Last per kvadratmeter hulldekke	52
Vedlegg 15 Resonansfrekvens	54
Vedlegg 16 Deltabeam bøyning og aksiallast	55
Vedlegg 17 Reduksjon resonansfrekvens	58
Vedlegg 18 Blokkutrivning M10-dybler 1, 2 og 3 plater	61
Vedlegg 19 Blokkutrivning M30-dybler 1, 2 og 3 plater	67
Vedlegg 20 Dimensjonering bolter knutepunkt 1.....	73
Vedlegg 21 Beregning fra forprosjekt om brann	78
Vedlegg 22 Vindlast fra OS-Prog	79
Vedlegg 23 Alternativ med bolter.....	80
Vedlegg 24 Boltegruppe trukket ut av betongen.....	84
Vedlegg 25 CO ₂ -regnskap.....	89
Vedlegg 26 Robot-modeller	90

Vedlegg 1 Utklipp av Brannteknisk konsept

<p>Brannmotstand på bærende hovedsystem for bæring av fylkessal i «mellombygg»</p>	<p>R90 [B 90]*</p>	<p>RIB</p>	<p>Fylkessal plassert i «mellombygg» i plan 4. og 5. har bærende avstivere som «gitterdtagere» utført i limtre (del av hovedsystem begrenset til mellombygget). Vist i figur 1.</p> <p>* NB ! Dokumentasjon i form av fullstendig branntidsanalyse vil avklare/verifisere nødvendig brannmotstand for trekonstruksjoner og tilhørende samvirkekonstruksjoner, samt konstruksjoner</p>
---	---------------------------	------------	---

RAPPORT

SIDE 14 AV 60

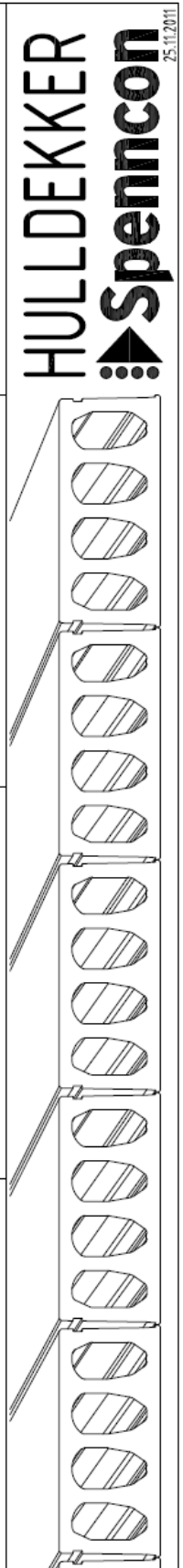
\\nobgofs001\OPDRAG\35161\10212081\1003_Nytt_Fylkeshus_-_Vestland_Fylke_-_Detaljprosjekt\10 Fagmapper\RIBr\04
 Rapporter\Detaljprosjekt\10212081 RIBr01_Rev02_Brannkonsept_Detaljfase_A.docx



Kravspesifikasjon	Ansvar	Kommentar
		<p>som bærer disse, og brannmotstand er ikke avgjort før dette er utført.</p> <p>Løsningen fraviker fra VTEK og fravikbehandles (dokumenteres) i eget vedlegg.</p> <p>Detaljer/overganger mellom treverk og de øvrige konstruksjoner er svært viktige å få detaljer riktig (her mht. brannmotstand/brannbeskyttelse).</p>

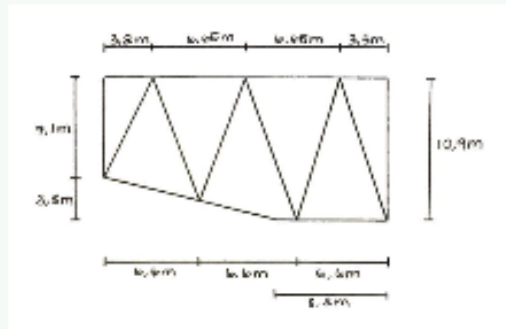
Vedlegg 2 Egenvekt hulldekker

<p>HD200</p> <p>Egenvekt elementer: 255 kg/m² Ferdig ligger dekke: 258 kg/m²</p>	<p>HD220</p> <p>Egenvekt elementer: 301 kg/m² Ferdig ligger dekke: 318 kg/m²</p>	<p>HD320 Bolig</p> <p>Egenvekt elementer: 507 kg/m² Ferdig ligger dekke: 528 kg/m²</p>	<p>HD320 Bolig Komprimert</p> <p>Egenvekt elementer: 499 kg/m² (1-8 lag pr. in overgang) Ferdig ligger dekke: 528 kg/m² (1-8 lag pr. in overgang)</p>
<p>HD265</p> <p>Egenvekt elementer: 371 kg/m² Ferdig ligger dekke: 388 kg/m²</p>	<p>HD285</p> <p>Egenvekt elementer: 421 kg/m² Ferdig ligger dekke: 444 kg/m²</p>	<p>HD400</p> <p>Egenvekt elementer: 451 kg/m² Ferdig ligger dekke: 477 kg/m²</p>	<p>HD420</p> <p>Egenvekt elementer: 508 kg/m² Ferdig ligger dekke: 528 kg/m²</p>
<p>HD320</p> <p>Egenvekt elementer: 392 kg/m² Ferdig ligger dekke: 413 kg/m²</p>	<p>HD340</p> <p>Egenvekt elementer: 443 kg/m² Ferdig ligger dekke: 457 kg/m²</p>	<p>HD500</p> <p>Egenvekt elementer: 621 kg/m² Ferdig ligger dekke: 653 kg/m²</p>	<p>HD520</p> <p>Egenvekt elementer: 679 kg/m² Ferdig ligger dekke: 719 kg/m²</p>



EGENLASTER

Fagverkene i fylkestingssalen spenner 19.8m i lengden, og har en avstand på 14.4m fra hverandre. Laster blir regnet som linjelaster, med en lastbredde på 7.2m. I følgende utregninger brukes ρ som betegnelse for tyngdetetthet, A som areal av tverrsnitt, q som jevnt fordelt last og P som punktlast.



$$L = 19.8 \text{ m}$$

$$B = 14.4 \text{ m}$$

$$L_b = 7.2 \text{ m}$$

• Takterrasse

1) Isolasjon, takteking, teknisk føring og himling

Isolasjon og takteking antas å veie 0.5 kN/m^2 .

Teknisk føring og himling antas hver å veie 0.5 kN/m^2

$$q_{\text{iso}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$$

$$q_{\text{himling}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$$

$$q_{\text{teknisk føring}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$$

2) Påstøp og dekke

Anats 100mm påstøp

$$\rho_{\text{armerbetong}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Byggforsk 471.031

$$h_{\text{påstøp1}} = 0.1 \text{ m}$$

$$q_{\text{påstøp}} = \rho_{\text{armerbetong}} \cdot h_{\text{påstøp1}} \cdot L_b$$

$$q_{\text{dekke}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$$

Lastene i punkt 1 og 2 fungerer begge som en jevnt fordelt linjelast over hele lengden av fagverket, og kan dermed summeres til én last:

$$q_{12} := q_{\text{pástøp}} + q_{\text{dekke}} + q_{\text{tekstokføring}} + q_{\text{hålmatt}} + q_{\text{iso}} = 32.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3) Plantekasse og trær

Plantekassene er plassert tilnærmet symmetrisk på takterrassen. Dimensjonene av plantekassene har utgangspunkt i Solibrimodell. Som en til sikker side forenkling er de regnet med firkantet areal. Lasten fra hver plantekasse blir regnet som en punktlast, hvor det antas at hvert opplegg tar opp én last hver (grunnet symmetrien av lastene). Lasten opplegget tar opp blir så regnet om til en linjelast fordelt over hele plantekassens lengde.

$$h_{\text{jord}} := 0.8 \frac{\text{m}}{\text{m}} \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\rho_{\text{vattjord}} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{\text{jord}} := \rho_{\text{vattjord}} \cdot h_{\text{jord}}$$

Fra forprosjekt
Byggforsk 471.031

Plantekasse 1:

$$b_{\text{pk1}} := 2.8 \text{ m}$$

$$l_{\text{pk1}} := 6.8 \text{ m}$$

$$A_{\text{pk1}} := b_{\text{pk1}} \cdot l_{\text{pk1}}$$

$$P_{\text{pk1}} := q_{\text{jord}} \cdot A_{\text{pk1}}$$

Punktlast fra plantekasse 1 blir tatt opp av venstre opplegg, hvor det blir regnet til en linjelast som virker på deltabjelken, fordelt over lengden av plantekassen:

$$q_{\text{pk1}} := \frac{P_{\text{pk1}}}{l_{\text{pk1}}} = 44.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt trær:

Det regnes med tre trær per plantekasse, som illustrert i Solibrimodell.

$$P_{\text{tre}} := 2.5 \text{ kN}$$

Byggforsk 525.306

• Limtre og deltabjelke

1) Limtre

Trekvalitet: GL32h

Tyngdetetthet limtre: 4.2 kN/m^3

NS-EN 1991-1-1 Tabell A.3

$$h_{\text{tmtre}} := 0.55 \text{ m}$$

$$b_{\text{tmtre}} := 0.55 \text{ m}$$

$$q_{\text{tmtre}} := 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{tmtre}} \cdot b_{\text{tmtre}} = 1.271 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Runder opp til 1.3 kN/m

2) Deltabjelke

Deltabjelken skal omhyllas med betong, og fylles innvendig. Egenvekten av bjelken består da av både vekten av stålet, og vekt av betongen. Deltabjelken er en D40-500 bjelke.

$$\rho_{\text{stål}} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Byggforsk 471.031

$$A_{\text{delta}} := 27899 \text{ mm}^2$$

Tall hentet fra FEM-Design materialdata

$$A_{\text{tot}} := 222 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} + (500 - 222) \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}$$

$$A_{\text{betong}} := A_{\text{tot}} - A_{\text{delta}} = 0.194 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{delta}} := \rho_{\text{stål}} \cdot A_{\text{delta}}$$

$$q_{\text{betong}} := A_{\text{betong}} \cdot \rho_{\text{armertbetong}} = 4.858 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{deltabjelke}} := q_{\text{delta}} + q_{\text{betong}} = 7.006 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Hulldække

Forprosjektrapport oppgir hulldækkehøyde til 520mm
Egenvekt: $6.7 / \text{m}^2$

Tall fra Spenncon, Vedlegg 2

$$q_{\text{hulldække}} := 6.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 48.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Fylkestingssal

1) Tribune

Tribunen vil være plassert på "skrådelen" av fylkestingssalen
Antatt i forprosjekt å veie $2 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$q_{\text{tribune}} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2) *Flatt parti*

Summing: antas 50mm påstøp

$$\rho_{\text{varmerbetong}} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Byggforsk 471.031

$$h_{\text{påstøp2}} := 0.05 \text{ m}$$

$$q_{\text{flattparti}} := \rho_{\text{varmerbetong}} \cdot h_{\text{påstøp2}} \cdot Lb = 8.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Runder opp til 9kN/m

• *Gangbane*

Store deler av vekten av gangbanen vil bli tatt opp av den ene opplageren. For å regne hvor mye denne opplageren tar ser en på fylkestingssalen som en fritt opplagt bjelke med spennvidde 14.4m, hvor gangbanen fungerer som en punktlast 0.6m fra venstre opplegg. Dimensjonene En egenlast på 2.5 kN/m^2 er oppgitt i forprosjektet

$$L_{\text{bjelke}} := 14.4 \text{ m}$$

$$L_{1\text{bjelke}} := 0.6 \text{ m}$$

$$L_{2\text{bjelke}} := 13.8 \text{ m}$$

$$l_1 := 17 \text{ m}$$

$$b_1 := 1.2 \text{ m}$$

Dimensjoner lang del gangbane

$$l_2 := 2.8 \text{ m}$$

$$b_2 := 2.1 \text{ m}$$

Dimensjoner kort del gangbane

$$P_{\text{egenGB}} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (l_1 \cdot b_1 + l_2 \cdot b_2) = 65.7 \text{ kN}$$

$$B_{\text{yegen}} := \frac{P_{\text{egenGB}} \cdot L_{1\text{bjelke}}}{L_{2\text{bjelke}} + L_{1\text{bjelke}}} = 2.738 \text{ kN}$$

$$A_{\text{yegen}} := P_{\text{egenGB}} - B_{\text{yegen}} = 62.963 \text{ kN}$$

Regner dette til en jevnt fordelt last som virker over langsiden av fylkestingsalen, altså med en spennvidde på 19.8m

$$q_{egenGB} := \frac{A_{yegen}}{L} = 3.18 \frac{kN}{m}$$

Runder opp til 3.2kN/m

NYTTELASTER

- **Takterrasse**

Brukskategori C1

NS-EN 1991-1-1 Tabell NA 6.1

$$q_{k,C1} := 3.0 \frac{kN}{m^2}$$

NS-EN 1991-1-1 Tabell NA.6.2

$$q_{takterrasse} := q_{k,C1} \cdot Lb = 21.6 \frac{kN}{m}$$

Runder opp til 22kN/m

- **Fylkestingssal**

Nyttelasten funker likt over hele salen

Brukskategori C2

NS-EN 1991-1-1 Tabell NA 6.1

$$q_{k,C2} := 4.0 \frac{kN}{m^2}$$

NS-EN 1991-1-1 Tabell NA.6.2

$$q_{fylkestingssal} := q_{k,C2} \cdot Lb = 28.8 \frac{kN}{m}$$

Runder opp til 29kN/m

- **Gangbane**

Utregning av nyttelast gangbane blir utført med samme fremgangsmåte som egenvekt gangbane. Nyttelasten på gangbane er oppgitt i forprosjektet til 3.0kN/m²

$$P_{nyttelGB} := 3.0 \frac{kN}{m^2} \cdot (l_1 \cdot b_1 + l_2 \cdot b_2) = 78.84 \text{ kN}$$

$$B_{\text{nytte}} := \frac{P_{\text{nytteGB}} \cdot L_{1\text{bjelke}}}{L_{2\text{bjelke}} + L_{1\text{bjelke}}} = 3.285 \text{ kN}$$

$$A_{\text{nytte}} := P_{\text{nytteGB}} - B_{\text{nytte}} = 75.555 \text{ kN}$$

$$q_{\text{nytteGB}} := \frac{A_{\text{nytte}}}{L} = 3.816 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Runder opp til 4kN/m

SNØLAST

Uregninger av snølast gjøres etter NS-EN 1991-1-3. Snølasten vil legge seg på taket som en jevnt fordelt firkantlast, med et tillegg fra fonning av snø fra nærliggende tak som legger seg som en trapeslast.

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

Tabell NA.4.1(901)

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

$$H_g > H$$

Tabell NA.4.1(901)

Bygget er under høydegrensen i Bergen, dermed:

$$S_k := S_{k0}$$

NA.4.1(1)

$$C_e := 1.0$$

Tabell 5.1

$$C_t := 1.0$$

5.2(8)

$$\mu_1 := 0.8$$

Tabell 5.2

1) Firkantlast

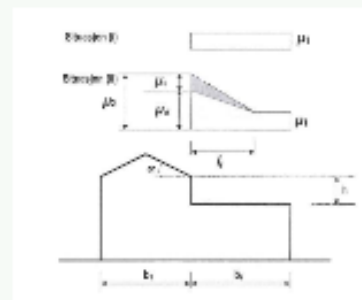
$$S_{\text{firkant}} := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(5.1)

2) Trapeslast

Fylkestingssalen ligger som en "bro" mellom to høybygg. Fonning av snø må dermed undersøkes fra to sider. Formfaktoren regnes etter punkt 5.3.6.

NS-EN 1991-1-3 Figur 5.7



$$b_f := 19.8 \text{ m}$$

- Fønning fra venstre:

$$h_V := 19.4 \text{ m}$$

$$b_V := 22.5 \text{ m}$$

$I = 2h$, men ikke større enn 15m

$$I_V := 15 \text{ m}$$

(5.9)

$$\mu_{wV} := \frac{b_V + I_V}{2 \cdot h_V} = 0.966$$

(5.8)

- Fønning fra høyre:

$$h_H := 27.2 \text{ m}$$

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

$$I_H := I_V = 15 \text{ m}$$

$$\mu_{wH} := \frac{b_H + I_H}{2 \cdot h_H} = 0.717$$

$\mu_1 > \mu_{wH}$: gir ikke utslag. Ser dermed bort fra fønning av snø fra høyre side.

$$\mu_s := 0$$

5.3.6(1)

$$\mu_A := \mu_s + \mu_{wV} = 0.966$$

(5.7)

Lasten virker som et trapes mellom S_{max} og S_{min} over 15m ut fra venstre høyde.

$$S_{max} := \mu_A \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.933 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(5.1)

$$S_{min} := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Håndberegninger



$$\gamma = 1.3$$

Dette er en sammenslåing av faktor 1.35 og 1.05, der det er nærmere 1.35 enn 1.05

$$L = 19.8 \text{ m}$$

Lengde av fagverken

$$q = \gamma \cdot 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Estimat av samlet last på fagverkene. Laster som bare virker over deler av konstruksjonen er fordelt ut over et større område

$$M_{\text{est}} := q \cdot \frac{L^2}{8} = (1.529 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fiktivt feltmoment som oppstår på midten av fagverkene

$$F_{y, \text{oppågger}} := \frac{q \cdot L}{2} = (3.089 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Opplagerreaksjoner

$$h_1 = 7.11 \text{ m}$$

Høyde av fagverket på venstre side

$$h_2 = 10.9 \text{ m}$$

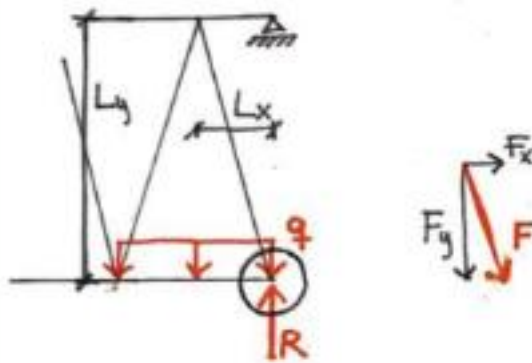
Høyde på fagverket på høyre side

$$h := \frac{(h_1 + h_2)}{2} = 9.005 \text{ m}$$

Gjennomsnittlig arm mellom over- og undergurt

$$F_{\text{par}} := \frac{M_{\text{est}}}{h} = (1.698 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kraftpar som oppstår i gurtene som følge av fiktivt feltmoment

Aksialkrefter i stegstaver

$$F_y = R - q \cdot L_x = 3089 \text{ kN} - 100 \text{ kN/m} \cdot 3,3 \text{ m} \\ = 2759 \text{ kN}$$

$$F = \frac{F_y}{L_y} \cdot L = \frac{2759 \text{ kN} \cdot 11,4 \text{ m}}{10,9 \text{ m}} = 2880 \text{ kN}$$

LIMTRESTAV - BRUDDGRENSE• **Tverrsnittsdata, høyre stav**

$$L := 11420 \text{ mm}$$

$$L_x := 3300 \text{ mm}$$

$$b := 500 \text{ mm}$$

$$A = b^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$E = 14200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I = \frac{b^4}{12} = (5.208 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

• **Dimensjonerende lastkombinasjon**

Finner dimensjonerende lastkombinasjon ut fra aksialbelastning på høyre stav.

$$\gamma_m := 1.15$$

$$f_{ctk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

1) **Bare egenvekt: Permanent last**

$$k_{mod,g} := 0.6$$

$$N_g := 2086 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ctdg} := \frac{N_g}{A}$$

$$f_{ctdg} := \frac{f_{ctk} \cdot k_{mod,g}}{\gamma_m}$$

$$u_g := \frac{\sigma_{ctdg}}{f_{ctdg}} = 0.5$$

Utnyttelse

2) **Lastsett 6.10a: Mellomlangtidslast**

$$k_{mod,q} := 0.8$$

$$N_{6,10a} := 2669.5 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ctd,q} := \frac{N_{6,10a}}{A}$$

$$f_{ctd,q} := \frac{f_{ctk} \cdot k_{mod,q}}{\gamma_m}$$

$$u_{6,10a} := \frac{\sigma_{ctd,qa}}{f_{ctd,q}} = 0.48$$

Utnyttelse

3) Lastsett 6.10b: Mellomlangtidslast

$$k_{mod,q} := 0.8$$

$$N_{6,10b} := 2640 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ctd,qb} := \frac{N_{6,10b}}{A}$$

$$u_{qb} := \frac{\sigma_{ctd,qb}}{f_{ctd,q}} = 0.474$$

Utnyttelse

Ser at egenvekten alene og $k_{mod}=0.6$ gir høyest utnyttelse og er dermed dimensjonerende. Bruker dette videre.

• **Bruddgrensekontroll**

Tilleggsmoment på staven på grunn av skjevstilling av egenvekt:

$$g_{\text{tiltre}} := 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_g := g_{\text{tiltre}} \cdot b^2 \cdot 1.35 = 1.418 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_g := \frac{q_g \cdot L \cdot L_x}{8} = 6.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1) Kontroll knekking

$$L_k := L$$

$$i_y = 0.29 \text{ m} \quad b = 0.145 \text{ m}$$

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b^3 = (2.083 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$f_{mk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{006} := 11800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$\lambda_y := \frac{L_k}{i_y} = 78.759$$

$$\lambda_{\text{rel}} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{\text{crit}}}{E_{005}}} = 1.306 \quad \text{Relativ slankhet}$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel}} - 0.3) + \lambda_{\text{rel}}^2) = 1.402$$

Reduksjonsfaktor for kapasitet er den samme om begge akser.

$$k_{cy} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel}}^2}} = 0.522 \quad \text{Reduksjonsfaktor}$$

$$\sigma_{\text{md}} := \frac{M_g}{W_y} = 0.321 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{md}} := \frac{f_{\text{mk}} \cdot k_{\text{mod},g}}{\gamma_m} = 16.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{cld}} := \frac{N_g}{A} = 8.344 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{cld}} := \frac{f_{\text{crit}} \cdot k_{\text{mod},g}}{\gamma_m} = 16.696 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_{\text{kreskk}} := \frac{\sigma_{\text{md}}}{f_{\text{md}}} + \frac{\sigma_{\text{cld}}}{f_{\text{cld}} \cdot k_{cy}} = 0.976 \quad \text{Utnyttelse}$$

2) Kontroll vipping

$$L_{\text{vipp}} := L + 2 \cdot b = (1.242 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{m,crit}} := \frac{0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005}}{b \cdot L_{\text{vipp}}} = 370.531 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.31)$$

$$\lambda_{\text{rel,m}} := \sqrt{\frac{f_{\text{mk}}}{\sigma_{\text{m,crit}}}} = 0.294$$

$$k_{\text{crit}} := 1.0 \quad \text{for } \lambda_{\text{rel,m}} < 0.75$$

Vipping er ikke et problem.

LIMTRESTAV - KONTINUERLIG MODELL

Kontrollerer limtrestavene for krefter fra kontinuerlig modell (ikke-leddet kontroll). Kraftene er hentet fra kontinuerlig modell i Robot. Kraftene oppstår i forskjellige stavender, men settes i kombinasjon til sikker side

• **Tverrsnittsdata**

$$L := 11020 \text{ mm}$$

$$L_x := 3300 \text{ mm}$$

$$b := 500 \text{ mm}$$

$$A := b^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m := 1.15$$

$$k_{\text{mod}} := 0.6$$

Bare egenvekt dimensjonerende

$$E := 14200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I := \frac{b^4}{12} = (5.208 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$f_{\text{vk}} := 3.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{mk}} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{ck}} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

• **Dimensjonerende krefter i stavender**

$$M_{\text{Ed}} := 144.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Ed}} := 35.5 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed}} := 2035.3 \text{ kN}$$

• **Bruddgrensekontroll**

1) Skjær

$$k_{\text{cr}} := 0.8$$

$$b_{\text{ef}} := k_{\text{cr}} \cdot b = 0.4 \text{ m}$$

$$\tau_d := \frac{3 \cdot V_{\text{Ed}}}{2 \cdot b_{\text{ef}} \cdot b} = 0.266 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{vd}} := \frac{f_{\text{vk}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 1.826 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_v := \frac{\tau_d}{f_{\text{vd}}} = 0.146$$

Utnyttelse

2) Bøyning

$$\sigma_m := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b^3} = 6.955 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md} := \frac{f_{mk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 16.696 \frac{N}{mm^2}$$

$$u_m := \frac{\sigma_m}{f_{md}} = 0.417$$

Utnyttelse

3) Aksialt trykk

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 16.696 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{cd} := \frac{N_{Ed}}{b^2} = 8.141 \frac{N}{mm^2}$$

4) Kombinasjon

Kombinasjon av bøyning og trykk, maksimalt i øvre knutepunkt:

$$u_c := \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right)^2 + \frac{\sigma_m}{f_{md}} = 0.654$$

Utnyttelse

LIMTRESTAV - BRANNTILSTAND

Ser på høyre staven for å finne resterende tverrsnitt etter brann i 90 minutter.

• **Tverrsnittsdata**

$$L := 11420 \text{ mm}$$

$$L_x := 3300 \text{ mm}$$

$$b := 550 \text{ mm}$$

$$\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$$

$$d_0 := 7 \text{ mm}$$

$$t_{90} := 90 \text{ min}$$

$$d_{ef,90} := \beta_n \cdot t_{90} + d_0 = 70 \text{ mm}$$

$$b_{90} := b - 2 \cdot d_{ef,90} = 410 \text{ mm}$$

$$A_{90} := b_{90}^2$$

$$E := 14200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad I_{90} := \frac{b_{90}^4}{12} = (2.355 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Konstant når $t > 20 \text{ min}$

• **Egenskaper i brann, GL32h**

$$k_{\text{mod,brann}} := 1.0$$

$$\gamma_{\text{m,brann}} := 1.0$$

$$k_{\text{brann}} := 1.15$$

$$f_{\text{cik}} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{mk}} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{cik,brann}} := \frac{k_{\text{brann}} \cdot f_{\text{cik}}}{\gamma_{\text{m,brann}}} \cdot k_{\text{mod,brann}} = 36.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{mk,brann}} := \frac{k_{\text{brann}} \cdot f_{\text{mk}}}{\gamma_{\text{m,brann}}} \cdot k_{\text{mod,brann}} = 36.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

• **Påførte krefter på høyre stav**1) **Aksiallaster**

$$P_{\text{eq}} := 1545.2 \text{ kN}$$

$$P_{\text{eq}} := 414 \text{ kN}$$

$$P_{\text{es}} := 106.3 \text{ kN}$$

Faktorer ved ulykkestilstand for nyttelast, kategori C [Tabell NA.A1.1]:

$$\psi_{1q} = 0.7$$

$$\psi_2 = 0.2$$

$$P_{brann} := P_{kg} + P_{kq} \cdot \psi_{1q} + P_{ks} \cdot \psi_2 = (1.856 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

2) Moment fra egenvekt

$$g_{tmtre} = 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{g,90} := g_{tmtre} \cdot b_{90}^2 = 0.706 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{g,90} := q_{g,90} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L_x}{4} = 3.326 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• Kontroll knekking

$$L_k := L$$

$$\beta_c := 0.1$$

$$i_{90} := 0.29 \quad b_{90} = 0.119 \text{ m}$$

$$W_{90} := \frac{1}{6} \cdot b_{90}^3 = (1.149 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

$$E_{006} := 11800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda_{90} := \frac{L_k}{i_{90}} = 96.047$$

$$\lambda_{rel,90} := \frac{\lambda_{90}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ctk}}{E_{006}}} = 1.592$$

Relativ slankhet

$$k_{90} := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,90} - 0.3) + \lambda_{rel,90}^2) = 1.832$$

$$k_{cy,90} := \frac{1}{k_{90} + \sqrt{k_{90}^2 - \lambda_{rel,90}^2}} = 0.365$$

Reduksjonsfaktor for kapasitet

$$\sigma_{my,brann,90} := \frac{M_{g,90}}{W_{90}} = 0.29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{ctd,brann,90} := \frac{P_{brann}}{A_{90}} = 11.043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_{knekk,90} := \frac{\sigma_{my,brann,90}}{f_{td,brann}} + \frac{\sigma_{ctd,brann,90}}{f_{ctd,brann} \cdot k_{cy,90}} = 0.83$$

Utnyttelse

- ***Kontroll vipping***

$$L_{\text{vipp},90} := L + 2 \cdot b_{90} = (1.224 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{m.crit},90} := \frac{0.78 \cdot b_{90}^2 \cdot E_{005}}{b_{90} \cdot L_{\text{vipp},90}} = 308.304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.31)$$

$$\lambda_{\text{rel.m},90} := \sqrt{\frac{f_{\text{mk}}}{\sigma_{\text{m.crit},90}}} = 0.322$$

$$k_{\text{crit}} := 1.0 \quad \text{for } \lambda_{\text{rel.m}} < 0.75$$

Vipping er ikke et problem.

- ***Konklusjon***

Limtrestavene består brannkravet for R90.

+

KAPASITET M10 DYBLER

Utrenging av karakteristisk kapasitet til M10 dybler i én, to og tre plater.

• **Tverrsnittsdata**

$$f_{u,k} := 800$$

For 8.8 bolt

$$\rho_k := 420$$

$$d := 10 \quad d_0 := d + 1$$

$$t_{plate} := d$$

$$b_{tmtre} := 550$$

$$b_{plate} := 550 - 2 \cdot 50 = 450$$

• **Én innslisset stålplate**

$$t_1 := \frac{b_{tmtre} - t_{plate}}{2} = 270$$

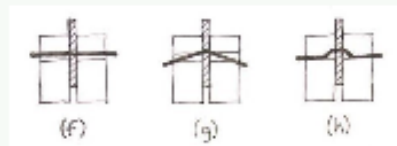
$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 30.996$$

Når $d \leq 30$

$$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5} = 9.555 \cdot 10^4$$

1) **Bruddformer**

Dimensjonerende bruddformer er bruddformene f, g og h:

2) **Karakteristisk kapasitet**

$$F_{vRk,f} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 8.369 \cdot 10^4$$

$$F_{vRk,g} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 3.516 \cdot 10^4$$

$$F_{vRk,h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 1.252 \cdot 10^4$$

$$F_{vRk} := 2 \cdot \min(F_{vRk,f}, F_{vRk,g}, F_{vRk,h}) = 2.503 \cdot 10^4$$

• **To innslissede stålplater**

$$n_{plate} := 2$$

$$t_1 := \frac{b_{\text{utmatre}} - 278}{2} = 136$$

$$t_2 := \frac{b_{\text{utmatre}} - 2 \cdot t_1 - n_{plate} \cdot t_{plate}}{n_{plate} - 1} = 258$$

$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 30.996$$

Når $d \leq 30$

$$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5} = 9.555 \cdot 10^4$$

1) **Kapasitet per snitt per forbinder ut fra bruddform**

• **Ytterdeler**

$$F_{vk,c} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$F_{vk,d} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1}$$

$$F_{vk,e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

• **Innerdeler**

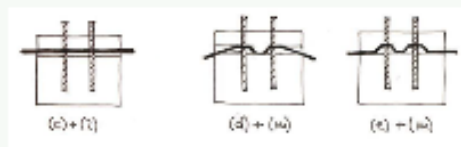
$$F_{vk,i} := 0.5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{vk,m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

+

2) **Kombinasjoner**

Bruddform l kan kombineres med c og d. Bruddform m kan kombineres med d og e.



3) **Total karakteristisk kapasitet per bolt**

$$F_{vk,c,i} := 2 \cdot F_{vk,c} + 2 \cdot F_{vk,i} = 1.643 \cdot 10^5$$

$$F_{vk,d,m} := 2 \cdot F_{vk,d} + 2 \cdot F_{vk,m} = 1.121 \cdot 10^5$$

$$F_{vk,e,m} := 2 \cdot F_{vk,e} + 2 \cdot F_{vk,m} = 5.007 \cdot 10^4$$

$$F_{vk} := \min(F_{vk,c,i}, F_{vk,d,m}, F_{vk,e,m}) = 5.007 \cdot 10^4$$

- Tre innslissede stålplater

$$n_{plate} := 3$$

$$t_1 := \frac{b_{utmatre} - 278}{2} = 136$$

$$t_2 := \frac{b_{utmatre} - 2 \cdot t_1 - n_{plate} \cdot t_{plate}}{n_{plate} - 1} = 124$$

$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 30.996$$

Når $d \leq 30$

$$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{h,k} \cdot d^{2.5} = 9.555 \cdot 10^4$$

1) Kapasitet per snitt per forbinder ut fra bruddform

- Ytterdeler

$$F_{vk,c} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$F_{vk,d} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1}$$

$$F_{vk,e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

- Innerdeler

$$F_{vk,l} := 0.5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{vk,m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

2) Kombinasjoner

Bruddform l kan kombineres med c og d. Bruddform m kan kombineres med d og e

3) Total karakteristisk kapasitet per bolt

$$F_{vk,c,l} := 2 \cdot F_{vk,c} + 4 \cdot F_{vk,l} = 1.612 \cdot 10^5$$

$$F_{vk,d,m} := 2 \cdot F_{vk,d} + 4 \cdot F_{vk,m} = 1.371 \cdot 10^5$$

$$F_{vk,e,m} := 2 \cdot F_{vk,e} + 4 \cdot F_{vk,m} = 7.51 \cdot 10^4$$

$$F_{vk} := \min(F_{vk,c,l}, F_{vk,d,m}, F_{vk,e,m}) = 7.51 \cdot 10^4$$

KAPASITET M30 DYBLER

Utregning av karakteristisk kapasitet av M30 dybler i én, to og tre plater.

• **Tverrsnittsdata**

$$f_{u,k} := 800$$

For 8.8 bolt

$$\rho_k := 420$$

$$d := 30 \quad d_0 := d + 3$$

$$t_{plate} := d$$

$$b_{uttre} := 550$$

$$b_{plate} := 550 - 2 \cdot 50 = 450$$

• **Én innslisset stålplate**

Når $d \leq 30$

$$t_1 := \frac{b_{uttre} - t_{plate}}{2} = 260$$

$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 24.108$$

$$M_{y,stk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5} = 1.662 \cdot 10^6$$

1) **Bruddform**

Dimensjonerende bruddform er bruddformene f, g og h:



2) **Karakteristisk kapasitet**

$$F_{virk,f} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 1.88 \cdot 10^5$$

$$F_{virk,g} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,stk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right) = 8.678 \cdot 10^4$$

$$F_{virk,h} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,stk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 7.975 \cdot 10^4$$

$$F_{vk} := 2 \cdot \min(F_{virk,f}, F_{virk,g}, F_{virk,h}) = 1.595 \cdot 10^5$$

• **To innslissede stålplater**

$$n_{\text{plate}} := 2$$

$$t_1 := \frac{b_{\text{utmatre}} - 278}{2} = 136$$

$$t_2 := \frac{b_{\text{utmatre}} - 2 \cdot t_1 - n_{\text{plate}} \cdot t_{\text{plate}}}{n_{\text{plate}} - 1} = 218$$

$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 24.108$$

Når $d \leq 30$

$$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{h,k} \cdot d^{2.5} = 1.662 \cdot 10^5$$

1) **Kapasitet per snitt per forbinder ut fra bruddform**

- Ytterdeler

$$F_{\text{stk},c} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$F_{\text{stk},d} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1}$$

$$F_{\text{stk},e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

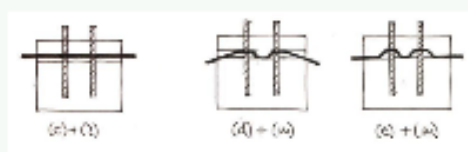
- Innerdeler

$$F_{\text{stk},l} := 0.5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{\text{stk},m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

2) **Kombinasjoner**

Bruddform l kan kombineres med c og d. Bruddform m kan kombineres med d og e.



3) **Total karakteristisk kapasitet per bolt**

$$F_{\text{stk},c,l} := 2 \cdot F_{\text{stk},c} + 2 \cdot F_{\text{stk},l} = 3.544 \cdot 10^5$$

$$F_{\text{stk},d,m} := 2 \cdot F_{\text{stk},d} + 2 \cdot F_{\text{stk},m} = 4.002 \cdot 10^5$$

$$F_{\text{stk},e,m} := 2 \cdot F_{\text{stk},e} + 2 \cdot F_{\text{stk},m} = 3.19 \cdot 10^5$$

$$F_{\text{stk}} := \min(F_{\text{stk},c,l}, F_{\text{stk},d,m}, F_{\text{stk},e,m}) = 3.19 \cdot 10^5$$

- **Tre innslissede stålplater**

$$n_{plate} := 3$$

$$t_1 := \frac{b_{umtre} - 278}{2} = 136$$

$$t_2 := \frac{b_{umtre} - 2 \cdot t_1 - n_{plate} \cdot t_{plate}}{n_{plate} - 1} = 94$$

$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 24.108$$

Når $d \leq 30$

$$M_{y,stk} := 0.3 \cdot f_{h,k} \cdot d^{2.5} = 1.662 \cdot 10^6$$

- 1) Kapasitet per snitt per forbinder ut fra bruddform

- Ytterdeler

$$F_{stk,c} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$F_{stk,d} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,stk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1}$$

$$F_{stk,e} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,stk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

- Innerdeler

$$F_{stk,l} := 0.5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{stk,m} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,stk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

- 2) Kombinasjoner

Bruddform l kan kombineres med c og d. Bruddform m kan kombineres med d og e.

- 3) Total karakteristisk kapasitet per bolt

$$F_{stk,c,l} := 2 \cdot F_{stk,c} + 4 \cdot F_{stk,l} = 3.327 \cdot 10^5$$

$$F_{stk,d,m} := 2 \cdot F_{stk,d} + 4 \cdot F_{stk,m} = 5.597 \cdot 10^5$$

$$F_{stk,e,m} := 2 \cdot F_{stk,e} + 4 \cdot F_{stk,m} = 4.785 \cdot 10^5$$

$$F_{stk} := \min(F_{stk,c,l}, F_{stk,d,m}, F_{stk,e,m}) = 3.327 \cdot 10^5$$

DIMENSJONERENDE LØSNING M10 DYBLER

Benytter M10 dybler og finner knutepunktsutforming med én, to og tre plater.

- ***Opptredende krefter***

$$M := 144.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_N := 1975.3 \text{ kN}$$

$$F_z := 33.2 \text{ kN}$$

- ***Tverrsnittsdata***

$$d := 10 \text{ mm} \quad d_0 := d + 1 \text{ mm}$$

$$t_{\text{plate}} := d$$

$$b_{\text{tmtre}} := 550 \text{ mm}$$

$$b_{\text{plate}} := b_{\text{tmtre}} - 2 \cdot 50 \text{ mm} = 450 \text{ mm}$$

- ***Minsteavstander***

- 1) ***Krav til avstander i treverket***

$$a_1 := 5 \cdot d = 0.05 \text{ m}$$

$$a_2 := 3 \cdot d = 0.03 \text{ m}$$

$$a_{3d} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 0.08 \text{ m}$$

$$a_{4d} := 4 \cdot d = 0.04 \text{ m}$$

Tabell 8.5

I fiberretning

På tvers av fiberretning

Belastet ende

Belastet kant

- 2) ***Krav til avstander i stå/platen***

$$a_{\text{st.plate}} := 3 \cdot d_0$$

$$a_{\text{st.plate}} := 1.5 \cdot d_0$$

Belastet ende

Belastet kant

- 3) ***Antall dybler***

Det er plass til følgende antall mellomrom mellom dybler på tvers av fiberretning:

$$n_{\text{2max}} := \frac{b_{\text{plate}} - 2 \cdot a_{\text{st.plate}}}{a_2} = 13.9$$

Antall dybler på tvers av fiberretning blir dermed:

$$n_2 := 14$$

- **Tre innlissede stålplater**

- 1) Kapasitet

Kapasitet av én bolt ble funnet i vedlegg 8

$$F_{\text{bk}} := 75.1 \text{ kN}$$

+

- 2) Tverrsnittsdata

$$n_1 := 9$$

n_2 er fast (begrenset av bredden), n_1 endres for å tilpasse belastning

Dybel 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} := \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 15.677 \text{ kN}$$

Virker i y-retning

$$F_{1z} := \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 0.263 \text{ kN}$$

Virker i x-retning

$$r_1 := \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = 307.774 \text{ mm}$$

Radius til mest påkjent dybel

- 3) Avstander

- Avstand til alle dyblene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} := \frac{a_2}{2}$$

Hvis n_2 er partall

$$k_{1o} := a_2$$

Hvis n_2 er oddetall

$$k_1 := k_{1p}$$

$$\text{sum}_{x2} := 2 \cdot n_1 \cdot \left(k_1^2 + (k_1 + a_2)^2 + (k_1 + 2 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 3 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 4 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 5 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 6 \cdot a_2)^2 \right)$$

- Avstand til alle dyblene i y-retning(i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} := \frac{a_1}{2}$$

Hvis n_1 er partall

$$k_{2o} := a_1$$

Hvis n_1 er oddetall

$$k_2 := k_{2o}$$

$$\text{sum}_{y3} := 2 \cdot n_2 \cdot \left(k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 3 \cdot a_1)^2 \right)$$

- Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:
 $sum_{r2} := sum_{rx} + sum_{ry} = 3.943 \text{ m}^2$

+

4) Krefter på dyblene

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} = \frac{M}{sum_{r2}} \cdot r_1 = 11.311 \text{ kN}$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} = \frac{\frac{n_1}{2} \cdot a_1}{r_1} \cdot F_{1m} = 8.269 \text{ kN}$$

$$F_{1xm} = \frac{\frac{n_2}{2} \cdot a_2}{r_1} \cdot F_{1m} = 7.718 \text{ kN}$$

 F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 23.946 \text{ kN}$$

 F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1z} + F_{1xm} = 7.981 \text{ kN}$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 25.241 \text{ kN}$$

5) Redusert kapasitet

Dybelens kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 5.69$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom n_{ef} og n [8.5.1.1(4)].

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 6.517$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$k_{mod} := 0.6$$

$$F_{vttst} := n_{ef} \cdot \frac{F_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 225.892 \text{ kN}$$

$$F_{vttst1} := \frac{F_{vttst}}{n_1} = 25.099 \text{ kN}$$

Effektiv kapasitet for én dybel

6) Utnyttelse

$$\frac{F_{tot}}{F_{vttst1}} = 1.006 \approx 1.0: \text{OK}$$

7) Stålmengder

$$l_{plate} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + 7 \cdot d + 3 \cdot d_0 = 0.503 \text{ m}$$

$$V_s := l_{plate} \cdot t_{plate} \cdot b_{plate} \cdot 3 + n_1 \cdot n_2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot b_{bultre}$$

$$V_s = (1.223 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

• To innslittede ståplater1) Kapasitet

Kapasitet av én bolt funnet i Vedlegg 8

$$F_{vk} := 50.1 \text{ kN}$$

2) Tverrsnittsdata

$$n_1 := 14$$

n_2 er fast (begrenset av bredden), n_1 endres for å tilpasse belastning

Dybel 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} := \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 10.078 \text{ kN}$$

Virker i y-retning

$$F_{1z} := \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 0.169 \text{ kN}$$

Virker i x-retning

$$r_1 := \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = 408.167 \text{ mm}$$

Radius til mest påkjent dybel

3) Avstander

- Avstand til alle dyblene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} := \frac{a_2}{2} \quad \text{Hvis } n_2 \text{ er partall}$$

$$k_{1o} := a_2 \quad \text{Hvis } n_2 \text{ er oddetall}$$

$$k_1 := k_{1p}$$

$$sum_{rx} := 2 \cdot n_1 \cdot (k_1^2 + (k_1 + a_2)^2 + (k_1 + 2 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 3 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 4 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 5 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 6 \cdot a_2)^2)$$

- Avstand til alle dyblene i y-retning(i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} := \frac{a_1}{2} \quad \text{Hvis } n_1 \text{ er partall}$$

$$k_{2o} := a_1 \quad \text{Hvis } n_1 \text{ er oddetall}$$

$$k_2 := k_{2p}$$

$$sum_{ry} := 2 \cdot n_2 \cdot (k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 3 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 4 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 5 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 6 \cdot a_1)^2)$$

- Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:

$$sum_{r2} := sum_{rx} + sum_{ry} = 10.829 \text{ m}^2$$

4) Krefter på dyblene

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} := \frac{M}{sum_{r2}} \cdot r_1 = 5.462 \text{ kN}$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} := \frac{\frac{n_1}{2} \cdot a_1}{r_1} \cdot F_{1m} = (4.683 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{1xm} := \frac{\frac{n_2}{2} \cdot a_2}{r_1} \cdot F_{1m} = (2.81 \cdot 10^3) \text{ N}$$

F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 14.761 \text{ kN}$$

F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1x} + F_{1xm} = 2.979 \text{ kN}$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 15.059 \text{ kN}$$

5) Redusert kapasitet

Kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 8.468$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom nef og n [8.5.1.1(4)]

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 9.397$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$k_{mod} := 0.6$$

$$F_{vtt1} := n_{ef} \cdot \frac{F_{vtt} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 217.285 \text{ kN}$$

$$F_{vtt1} := \frac{F_{vtt1}}{n_1} = 15.52 \text{ kN} > F_{1tot}: \text{OK}$$

Effektiv kapasitet for én dybel

6) Stålmenøder

$$l_{plate} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + 7 \cdot d + 3 \cdot d_0 = 0.753 \text{ m}$$

$$V_s := l_{plate} \cdot t_{plate} \cdot b_{plate} \cdot 3 + n_1 \cdot n_2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot b_{bmtre}$$

$$V_s = (1.863 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

• Én innslisset stålplate

1) Kapasitet

Kapasitet av én bolt funnet i Vedlegg 8

$$F_{vtt} := 25.03 \text{ kN}$$

2) Tverrsnittsdata

$$n_1 = 27$$

n_2 er fast (begrenset av bredden), n_1 endres for å tilpasse belastning

Dybel 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} = \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 5.226 \text{ kN} \quad \text{Virker i y-retning}$$

$$F_{1z} = \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 0.088 \text{ kN} \quad \text{Virker i x-retning}$$

$$r_1 = \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = 706.912 \text{ mm} \quad \text{Radius til mest påkjent dybel}$$

3) Avstander

- Avstand til alle dyblene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} = \frac{a_2}{2} \quad \text{Hvis } n_2 \text{ er partall}$$

$$k_{1o} = a_2 \quad \text{Hvis } n_2 \text{ er oddetall}$$
$$k_1 = k_{1p}$$

$$sum_{xz} = 2 \cdot n_1 \cdot (k_1^2 + (k_1 + a_2)^2 + (k_1 + 2 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 3 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 4 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 5 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 6 \cdot a_2)^2)$$

- Avstand til alle dyblene i y-retning (i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} = \frac{a_1}{2} \quad \text{Hvis } n_1 \text{ er partall}$$

$$k_{2o} = a_1 \quad \text{Hvis } n_1 \text{ er oddetall}$$
$$k_2 = k_{2o}$$

$$sum_{yz} = 2 \cdot n_2 \cdot (k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 3 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 4 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 5 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 6 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 7 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 8 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 9 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 10 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 11 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 12 \cdot a_1)^2)$$

- Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:

$$sum_{r_2} = sum_{xz} + sum_{yz} = 62.858 \text{ m}^2$$

4) Krefter på dyblene

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} = \frac{M}{\sum r_2} \cdot r_1 = 1.63 \text{ kN}$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} = \frac{\frac{n_1}{2} \cdot a_1}{r_1} \cdot F_{1m} = (1.556 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{1xm} = \frac{\frac{n_2}{2} \cdot a_2}{r_1} \cdot F_{1m} = 484.089 \text{ N}$$

F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 6.782 \text{ kN}$$

F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1z} + F_{1xm} = 0.572 \text{ kN}$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 6.806 \text{ kN}$$

5) Redusert kapasitet

Kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 15.293$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom nef og n [8.5.1.1(4)]

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 16.203$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$k_{mod} := 0.6$$

$$F_{vtd} := n_{ef} \cdot \frac{F_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 187.185 \text{ kN}$$

$$F_{vtd1} := \frac{F_{vtd}}{n_1} = 6.933 \text{ kN} > F_{1tot} : \text{OK}$$

Effektiv kapasitet for én dybel

6) Stålmengder

$$l_{plate} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + 7 \cdot d + 3 \cdot d_0 = 1.403 \text{ m}$$

$$V_s := l_{plate} \cdot t_{plate} \cdot b_{plate} \cdot 3 + n_1 \cdot n_2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot b_{bultre}$$

$$V_s = (3.527 \cdot 10^3) \text{ mm}^3$$

DIMENSJONERENDE LØSNING M30 DYBLER

Finder utforming av knutepunkt med M30 dybler for én, to og tre plater

• Opptredende krefter

$$M := 144.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_N := 1975.3 \text{ kN}$$

$$F_z := 33.2 \text{ kN}$$

• Tverrsnittsdata

$$d := 30 \text{ mm} \quad d_0 := d + 3 \text{ mm}$$

$$t_{\text{plate}} := d$$

$$b_{\text{plate}} := 450 \text{ mm}$$

$$b_{\text{uttre}} := 550 \text{ mm}$$

• Minsteavstander

1) Krav til avstander i treverket

$$a_1 := 5 \cdot d = 0.15 \text{ m}$$

$$a_2 := 3 \cdot d = 0.09 \text{ m}$$

$$a_{3d} := \max(7 \cdot d, 80 \text{ mm}) = 0.21 \text{ m}$$

$$a_{4d} := 4 \cdot d = 0.12 \text{ m}$$

Tabell 8.5

I fiberretning

På tvers av fiberretning

Belastet ende

Belastet kant

2) Krav til avstander i stålplaten

$$a_{3d, \text{plate}} := 3 \cdot d_0$$

$$a_{4d, \text{plate}} := 1.5 \cdot d_0$$

Belastet ende

Belastet kant

3) Antall dybler

Det er plass til følgende antall mellomrom mellom dybler på tvers av fiberretning

$$n_{2\text{max}} := \frac{b_{\text{plate}} - 2 \cdot a_{3d, \text{plate}}}{a_2} = 3.9$$

Antall dybler på tvers av fiberretning blir dermed:

$$n_2 := 4$$

- **En inslisset stålplate**

- 1) Kapasitet

Kapasitet av én bolt funnet i Vedlegg 9

$$F_{\text{nt}} := 159.5 \text{ kN}$$

- 2) Tverrsnittsdata

$$n_1 := 14$$

n_2 er fast (begrenset av bredden), n_1 endres for å tilpasse belastning

Dybel 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} := \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 35.273 \text{ kN}$$

Virker i y-retning

$$F_{1z} := \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 0.593 \text{ kN}$$

Virker i x-retning

$$r_1 := \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = (1.065 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Radius til mest påkjent dybel

- 3) Avstander

- Avstand til alle dyblene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} := \frac{a_2}{2}$$

Hvis n_2 er partall

$$k_{1o} := a_2$$

Hvis n_2 er oddetall

$$k_1 := k_{1p}$$

$$\text{sum}_{rx} := 2 \cdot n_1 \cdot \left(k_1^2 + (k_1 + a_2)^2 \right)$$

- Avstand til alle dyblene i y-retning(i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} := \frac{a_1}{2}$$

Hvis n_1 er partall

$$k_{2o} := a_1$$

Hvis n_1 er oddetall

$$k_2 := k_{2p}$$

$$\text{sum}_{ry} := 2 \cdot n_2 \cdot \left(k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 3 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 4 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 5 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 6 \cdot a_1)^2 \right)$$

- Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:

$$\text{sum}r_2 := \text{sum}r_x + \text{sum}r_y = 21.042 \text{ m}^2$$

4) Krefter på dyblene

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} := \frac{M}{\text{sum}r_2} \cdot r_1 = 7.336 \text{ kN}$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} := \frac{\frac{n_1}{2} \cdot a_1}{r_1} \cdot F_{1m} = (7.231 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{1xm} := \frac{\frac{n_2}{2} \cdot a_2}{r_1} \cdot F_{1m} = (1.24 \cdot 10^3) \text{ N}$$

F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 42.504 \text{ kN}$$

F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1z} + F_{1xm} = 1.832 \text{ kN}$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 42.543 \text{ kN}$$

5) Redusert kapasitet

Kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 8.468$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom nef og n [8.5.1.1(4)]

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 8.696$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$k_{mod} := 0.6$$

$$F_{\text{utid}} := n_{\text{ef}} \cdot \frac{F_{\text{ut}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 640.194 \text{ kN}$$

$$F_{\text{utid}} = \frac{F_{\text{utid}}}{n_1} = 45.728 \text{ kN} > F_{1\text{tot}}: \text{OK}$$

Effektiv kapasitet av 1 dybel

6) Stålmengder

$$l_{\text{plate}} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + a_{3t} + a_{3t, \text{plate}} = 2.259 \text{ m}$$

$$V_s := l_{\text{plate}} \cdot t_{\text{plate}} \cdot b_{\text{plate}} \cdot 3 + n_1 \cdot n_2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot b_{\text{fibre}}$$

$$V_s = (1.133 \cdot 10^8) \text{ mm}^3$$

• To innslissede stålplater

1) Kapasitet

Kapasitet av én bolt funnet i Vedlegg 9

$$F_{\text{ut}} := 319 \text{ kN}$$

2) Tverrsnittsdata

$$n_1 := 7$$

n_2 er fast (begrenset av bredden), n_1 endres for å tilpasse belastning

Dybel 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} := \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 70.546 \text{ kN}$$

Virker i y-retning

$$F_{1z} := \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 1.186 \text{ kN}$$

Virker i x-retning

$$r_1 := \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = 555 \text{ mm}$$

Radius til mest påkjent dybel

3) Avstander

- Avstand til alle dyblene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} := \frac{a_2}{2}$$

Hvis n_2 er partall

$$k_{10} := a_2 \quad \text{Hvis } n_2 \text{ er oddetall}$$

$$k_1 := k_{1p}$$

$$sum_{rx} := 2 \cdot n_1 \cdot (k_1^2 + (k_1 + a_2)^2)$$

- Avstand til alle dyblene i y-retning (i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} := \frac{a_1}{2} \quad \text{Hvis } n_1 \text{ er partall}$$

$$k_{20} := a_1$$

$$k_2 := k_{20}$$

Hvis n_1 er oddetall

$$sum_{ry} := 2 \cdot n_2 \cdot (k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2)$$

- Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:

$$sum_{r2} := sum_{rx} + sum_{ry} = 2.804 \text{ m}^2$$

4) Krefter på dyblene

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} := \frac{M}{sum_{r2}} \cdot r_1 = 28.685 \text{ kN}$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} := \frac{\frac{n_1}{2} \cdot a_1}{r_1} \cdot F_{1m} = (2.713 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{1xm} := \frac{\frac{n_2}{2} \cdot a_2}{r_1} \cdot F_{1m} = (9.303 \cdot 10^3) \text{ N}$$

F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 97.681 \text{ kN}$$

F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1z} + F_{1xm} = 10.489 \text{ kN}$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 98.243 \text{ kN}$$

5) Redusert kapasitet

Kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 4.538$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom nef og n [8.5.1.1(4)]

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 4.777$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$k_{mod} := 0.6$$

$$F_{vtd} := n_{ef} \cdot \frac{F_{vt} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 703.255 \text{ kN}$$

$$F_{vtd1} := \frac{F_{vtd}}{n_1} = 100.465 \text{ kN} > F_{td1} : \text{OK}$$

Effektiv kapasitet av 1 dybel

6) Stålmengder

$$l_{plate} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + a_{ut} + a_{in,plate} = 1.209 \text{ m}$$

$$V_s := l_{plate} \cdot t_{plate} \cdot b_{plate} \cdot 2 + n_1 \cdot n_2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot b_{limtre}$$

$$V_s = (4.353 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

• Tre innslissede stålplater1) Kapasitet

Kapasitet av én bolt funnet i Vedlegg 9

$$F_{vt} := 332.7 \text{ kN}$$

2) Tverrsnittsdata

$$n_1 := 7$$

n_2 er fast (begrenset av bredden), n_1 endres for å tilpasse belastning

Dybel 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} := \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 70.546 \text{ kN}$$

Virker i y-retning

$$F_{1z} := \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 1.186 \text{ kN}$$

Virker i x-retning

$$r_1 := \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = 555 \text{ mm}$$

Radius til mest påkjent dybel

3) Avstander

- Avstand til alle dyblene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} := \frac{a_2}{2}$$

Hvis n_2 er partall

$$k_{1o} := a_2$$

Hvis n_2 er oddetall

$$k_1 := k_{1p}$$

$$sum_{rx} := 2 \cdot n_1 \cdot (k_1^2 + (k_1 + a_2)^2)$$

- Avstand til alle dyblene i y-retning(i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} := \frac{a_1}{2}$$

Hvis n_1 er partall

$$k_{2o} := a_1$$

Hvis n_1 er oddetall

$$k_2 := k_{2o}$$

$$sum_{ry} := 2 \cdot n_2 \cdot (k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2)$$

- Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:

$$sum_{r2} := sum_{rx} + sum_{ry} = 2.804 \text{ m}^2$$

4) Krefter på dyblene

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} := \frac{M}{sum_{r2}} \cdot r_1 = 28.685 \text{ kN}$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} := \frac{n_1 \cdot a_1}{2} \cdot F_{1m} = (2.713 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{1xm} := \frac{n_2 \cdot a_2}{2} \cdot F_{1m} = (9.303 \cdot 10^3) \text{ N}$$

F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 97.681 \text{ kN}$$

F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1z} + F_{1xm} = 10.489 \text{ kN}$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 98.243 \text{ kN}$$

5) Redusert kapasitet

Kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 4.538$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom nef og n [8.5.1.1(4)]

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 4.777$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$k_{mod} := 0.6$$

$$F_{vtd} := n_{ef} \cdot \frac{F_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 733.458 \text{ kN}$$

$$F_{vtd1} := \frac{F_{vtd}}{n_1} = 104.78 \text{ kN} > F_{1tot} : \text{OK}$$

Effektiv kapasitet av 1 dybel

6) Stålmengder

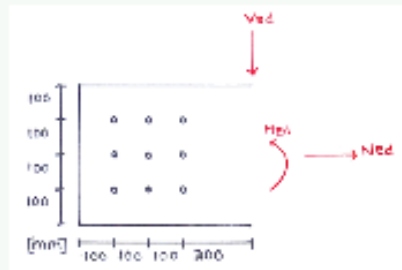
$$l_{plate} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + a_{st} + a_{st,plate} = 1.209 \text{ m}$$

$$V_s := l_{plate} \cdot t_{plate} \cdot b_{plate} \cdot 3 + n_1 \cdot n_2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot b_{limtre}$$

$$V_s = (5.985 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

KONTROLL PLATER, KNUTEPUNKT 1

Platene kontrolleres for krefter i snitt hvor de sveises på endeplaten, som illustrert. Kraftene er hentet fra leddet modell i Robot. De påsveiste platene har en tykkelse på 20mm, og endeplaten en tykkelse på 20mm.



- **Tverrsnittdata plater**

Alle platene er S355 stål, dermed:

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_u = 490 \frac{N}{mm^2}$$

NS-EN 1993-1-1 Tabell 3.1

- 1) **Påsveiste plater**

$$t_{pl, bjelke} = 20 \text{ mm}$$

$$h_{plate} = 400 \text{ mm}$$

$$b_{plate} = 500 \text{ mm}$$

- 2) **Endeplate deltabjelke**

$$h_{endeplate} = 400 \text{ mm}$$

$$t_{endeplate} = 20 \text{ mm}$$

- 3) **Tverrsnittsklassifisering påsveiste plater**

Tabell 5.2 NS-EN 1993-1-1

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\frac{h_{plate}}{t_{pl, bjelke} \cdot \varepsilon} = 24.691$$

$$\frac{h_{plate}}{t_{pl, bjelke} \cdot \varepsilon} < 33: \text{profilen ligger i tverrsnittsklasse 1}$$

- **Opptredende krefter på påsveiste plater**

- 1) **Skjærkraft**

Det er to plater, som tar opp halve kraften hver.

$$V_{Ed} = 353 \text{ kN}$$

$$V_{Ed, plate} = 0.5 \cdot V_{Ed} = 176.5 \text{ kN}$$

2) Aksialkraft

Aksialkraft fungerer som en strekk-kraft på platene.

$$N_{Ed} := 1151 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,plate} := 0.5 \cdot N_{Ed} = 575.5 \text{ kN}$$

3) Moment

Momentet gir strekk i underkant, altså virker det mot klokken.

$$M_{Ed} := 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,plate} := \frac{M_{Ed}}{2} = 55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• Kapasitet påsveiste plater1) Skjærkraftkapasitet

$$\eta := 1.2$$

$$\frac{h_{plate}}{t_{pl,beite}} = 20$$

$$72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 48.6$$

$$\frac{h_{plate}}{t_{pl,beite}} < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} : \text{ikke ømfintlig for skjærknekking.} \quad (6.22)$$

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

$$A_{plate} := t_{pl,beite} \cdot h_{plate} = 0.008 \text{ m}^2$$

$$\tau_{Ed} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (6.19)$$

$$V_{Ed,plate} := \frac{2}{3} \cdot \tau_{Ed} \cdot A_{plate} = 1.041 \cdot 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Massivt firkantet tverrsnitt}$$

$$\frac{V_{Ed,plate}}{V_{Ed,plate}} = 0.17 : \text{kapasiteten OK for skjærkraft alene.}$$

$$V_{Ed,plate} > 2 \cdot V_{Ed,plate} \text{ kan dermed se bort fra skjærkraft i} \quad 6.2.10(2)$$

kombinasjon av M+N

NS-EN 1993-1-1

For $f_y \leq 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NA.6.1(1)2B

Massivt firkantet tverrsnitt

6.2.10(2)

2) Aksialkraft kapasitet

$$N_{Rd,plate} := \frac{(A_{plate} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (2.705 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{Rd,plate}} = 0.213 \quad ; \text{ kapasitet OK for aksialkraft alene}$$

3) Moment kapasitet

$$W_{pl} := \frac{1}{6} \cdot t_{pt,byggete} \cdot h_{plate}^2 = 533333.333 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd,plate} := \frac{(W_{pl} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = 180.317 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{Rd,plate}} = 0.305 \quad ; \text{ kapasitet OK for moment alene}$$

4) Kombinasjon N+M

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{Rd,plate}} + \frac{N_{Ed,plate}}{N_{Rd,plate}} = 0.518 \quad 6.2.10(1)$$

1.0 > 0.518; kapasitet OK for kombinasjon av moment og aksial. Altså: tverrsnittet holder for påførte krefter

5) Endeplate deltabelke

$$V_{Rd,endeplate} := \frac{2}{3} \cdot \tau_{Rd} \cdot h_{endeplate} \cdot t_{endeplate} = 1.041 \cdot 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,endeplate}} = 0.339 \quad ; \text{ endeplaten har god kapasitet.}$$

ÉN PLATE DELTABJELKE, KNOTEPUNKT 1

Det undersøkes om det er mulig å bruke kun én påsveist stålplate på deltabjelkens endeplate, for å sammenkoble deltabjelken i knutepunktet. Prøver med tolv stk. M33 bolter, og 8.8 kapasitet.

- **Tverrsnittdata bolt**

$$A_s = 817 \text{ mm}^2$$

(Engineering toolbox, 2018)

$$f_{ub} = 800 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1 NS-EN 1993-1-8

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

NA.2.2(2) NS-EN 1993-1-8

$$n = 12$$

Antall bolter

- **Tverrsnittdata plater**

Alle platene er S355 stål, dermed:

$$f_y = 355 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_u = 490 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-1 Tabell 3.1

- 1) Plate i betongen

$$t_{pl, \text{betong}} = 20 \text{ mm}$$

- 2) Påsveiste plate

$$t_{pl, \text{bjelke}} = 35 \text{ mm}$$

$$h_{\text{plate}} = 400 \text{ mm}$$

$$b_{\text{plate}} = 500 \text{ mm}$$

- 3) Tverrsnittsklassifisering påsveiste plater

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\frac{h_{\text{plate}}}{t_{pl, \text{bjelke}} \cdot \varepsilon} = 14.109$$

$$\frac{h_{\text{plate}}}{t_{pl, \text{bjelke}} \cdot \varepsilon} < 33; \text{ profilet ligger i tverrsnittsklasse 1}$$

- **Opptredende krefter på påsveiste plater**

Platen blir kontrollert for kreftene som oppstår i sveisesnitt. Altså kreftene som oppstår i overgang plate til deltabjelkens endeplate. Kreftene er hentet fra leddet modell i Robot.

1) Skjærkraft

$$V_{Ed,plate} = 353 \text{ kN}$$

2) Aksialkraft

Aksialkraft fungerer som en strekk-kraft på platen.

$$N_{Ed,plate} = 1151 \text{ kN}$$

3) Momentkrefter

Momentet gir strekk i underkant, altså virker det mot klokken.

$$M_{Ed,plate} = 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• Kapasitet på sveiste plater

NS-EN 1993-1-1

1) Skjærkraftkapasitet

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\eta = 1.2$$

$$\text{For } f_y \leq 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{h_{plate}}{t_{pt,bjelke}} = 11.429$$

$$72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 48.6$$

$$\frac{h_{plate}}{t_{pt,bjelke}} < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} ; \text{ ikke dømfintlig for skjærknekking.} \quad (6.22)$$

$$A_{plate} = t_{pt,bjelke} \cdot h_{plate} = 0.014 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

NA.6.1(1)2B

$$\tau_{Ed} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (6.19)$$

$$V_{Ed} = \frac{2}{3} \cdot \tau_{Ed} \cdot A_{plate} = 1.822 \cdot 10^3 \cdot \text{kN}$$

Massivt firkantet tverrsnitt

$$\frac{V_{Ed,plate}}{V_{Ed}} = 0.194 ; \text{ kapasiteten OK for skjærkraft alene.}$$

$$V_{Ed} > 2 \cdot V_{Ed,plate} \text{ kan dermed se bort fra skjærkraft i} \quad 6.2.10(2)$$

kombinasjon av M+N

2) Aksialkraft kapasitet

$$N_{Rd} := \frac{(A_{plate} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = (4.733 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{Rd}} = 0.243 \quad ; \text{ kapasitet OK for aksialkraft alene}$$

3) Moment kapasitet

$$W_{pl} := \frac{1}{6} \cdot t_{pl,bjelke} \cdot h_{plate}^2 = 933333.333 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} := \frac{(W_{pl} \cdot f_y)}{\gamma_{M0}} = 315.556 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{Rd}} = 0.349 \quad ; \text{ kapasitet OK for moment alene}$$

4) Kombinasjon N+M

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{Rd}} + \frac{N_{Ed,plate}}{N_{Rd}} = 0.592 \quad 6.2.10(1)$$

1.0 > 0.592: kapasitet OK for kombinasjon av moment og aksial. Altså: tverrsnittet holder for påførte krefter

• Opptredende krefter på bolter

Boltene blir kontrollert for kreftene som oppstår i senter søyle, altså tyngrepunkt boltegruppe. Kreftene er hentet fra kontinuerlig modell i Robot.

$$V_{Ed,bolter} := 421 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,bolter} := 1185 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,bolter} := 187 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

1) Aksialkraft

Kraften treffer i tyngrepunkt boltegruppe, og vil gi en skjærbelastning på boltene.

$$F_1 := \frac{N_{Ed,bolter}}{n} = 98.75 \text{ kN}$$

2) Skjærkraft

Kraften treffer midt i betongsøylen, dermed sentrisk på boltegruppen. Kraften kan foredeles på alle boltene, og gir en skjæbelastning.

$$F_2 := \frac{V_{Ed,bolter}}{n} = 35.083 \text{ kN}$$

3) Moment

Momentet som opptrer i snittet gir strekk i underkant, altså går det mot klokken.

$$r_1 := \sqrt{(150 \text{ mm})^2 + (100 \text{ mm})^2} = 180.278 \text{ mm}$$

$$r_2 := \sqrt{(50 \text{ mm})^2 + (100 \text{ mm})^2} = 111.803 \text{ mm}$$

$$r_3 := 50 \text{ mm}$$

$$r_4 := 150 \text{ mm}$$

$$F_M := \frac{M_{Ed,bolter}}{4 \cdot r_1^2 + 4 \cdot r_2^2 + 2 \cdot r_3^2 + 2 \cdot r_4^2} \cdot r_1 = 146.573 \text{ kN}$$

4) Summering krefter

Bolt nr. 10 får størst påkjenning fra kreftene. Summerer disse.

$$F_{M,hor} := \cos(45^\circ) \cdot F_M = 103.643 \text{ kN}$$

$$F_{M,vert} := F_{M,hor}$$

$$F_{10,hor} := F_1 + F_{M,hor}$$

$$F_{10,vert} := F_{M,vert} + F_2$$

$$F_{10} := \sqrt{F_{10,vert}^2 + F_{10,hor}^2} = 245.373 \text{ kN}$$

• Kapasitet bolt1) Avskjæring:

$$\alpha_v = 0.5$$

$$n_1 = 1$$

$$F_{v,Rd} := \frac{(\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s)}{\gamma_{M2}} = 261.44 \text{ kN}$$

NS-EN 1993-1-8

Tabell 3.4

Antall snitt

$$\frac{F_{10}}{F_{v,Rd}} = 0.939 \quad : \text{OK for avskjæring}$$

2) Hullkanttrykk:

$$d := 33 \text{ mm}$$

$$l_{tot} := l_{pl,plate} + l_{pl,bjelke} = 55 \text{ mm}$$

$$d_0 := d + 3 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$$

Tabell 3.4

NS-EN 1090-2, tabell 11

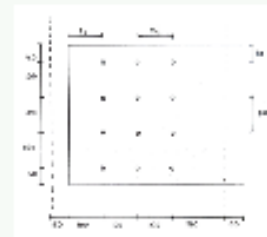
Må kontrollere at avstander i boltegruppen overholder minsteavstander, etter Tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8:

$$e_{1min} = 1.2 \cdot d_0 = 43.2 \text{ mm} < e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_{2min} = 1.2 \cdot d_0 = 43.2 \text{ mm} < e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_{1min} = 2.2 \cdot d_0 = 79.2 \text{ mm} < p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$p_{2min} = 2.4 \cdot d_0 = 86.4 \text{ mm} < p_2 = 100 \text{ mm}$$



$$\alpha_b := \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0 \right) = 0.676$$

$$k_{1,rand} := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.189$$

$$k_{1,min} := \min \left(1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.189$$

$$F_{b,Rd} := \frac{(k_{1,rand} \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot l_{tot})}{\gamma_{M2}} = (1.053 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{F_{10}}{F_{b,Rd}} = 0.233 \quad : \text{OK for hullkanttrykk}$$

• Kontroll grunnmateriale

Platen er kontrollert for å tåle kreftene i sveisesnitt ved deltabjelkens endeplate. Men grunnmaterialet må også kontrolleres i snitt med boltehull, grunnet reduksjon av kapasitet med et redusert tverrsnittsareal, og litt forskjellig opptrende krefter i dette punktet.

1) Strek-kapasitet

$$h_{red} := h_{plate} - 3 \cdot d_0 = 292 \text{ mm}$$

$$A_{net} := h_{red} \cdot l_{pl,bjelke}$$

$$N_{u,Rd} := \frac{(0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u)}{\gamma_{M2}} = (3.606 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

(6.7) NS-EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{u,Rd}} = 0.319 \quad ; \text{ OK for strekk alene.}$$

2) Bøyningmoment

Tregghetsmoment gis fratekk for to hull. Egentregghetsmoment av hull neglisjeres. Hull ved senter bidrar da ikke.

$$I_{tot} := \frac{1}{12} \cdot t_{pl,bjelke} \cdot h_{plate}^3 = (1.867 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{net} := I_{tot} - 2 \cdot t_{pl,bjelke} \cdot d_0 \cdot r_1^2 = (1.048 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$M_{u,Rd} := \frac{(0.9 \cdot f_u \cdot I_{net})}{\gamma_{M2} \cdot \frac{h_{plate}}{2}} = 184.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{u,Rd}} = 0.595 \quad ; \text{ OK for moment alene.}$$

3) Kombinasjon N+M

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{Ed,plate}}{M_{u,Rd}} = 0.914 \quad ; \text{ grunnmaterialet holder}$$

4) Blokkutrivning

$$A_{nd} := ((2 \cdot 100 \text{ mm}) + d_0) \cdot t_{pl,bjelke} = (8.26 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{nb} := \left(2 \cdot \left((3 \cdot 100 \text{ mm}) + \frac{d_0}{2} \right) \right) \cdot t_{pl,bjelke} = (2.226 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$V_{eff,1,Rd} := \frac{(f_u \cdot A_{nd})}{\gamma_{M2}} + \frac{(f_y \cdot A_{nb})}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = (7.583 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (3.9) \text{ NS-EN 1993-1-8}$$

$$+ \frac{V_{Ed,plate}}{V_{eff,1,Rd}} = 0.047 \quad ; \text{ OK for blokkutrivning.}$$

• Konklusjon

Boltregruppen holder. Kan dermed alternativt bruke en påsveist plate med tolv stk. M33 bolter, i kvalitet 8.8.

Vedlegg 14 Last per kvadratmeter hulldekke

• Takterrasse

1) Isolasjon, takteking, teknisk føring og himling

Isolasjon og takteking antas å veie 0.5 kN/m^2

Teknisk føring og himling antas hver å veie 0.5 kN/m^2

$$q_{\text{iso}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{himling}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{teknisk føring}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2) Påstøp og dekke

Tyngdetetthet armert betong: 25 kN/m^3

Byggforsk 471.031

100mm påstøp

$$h_{\text{påstøp}} = 0.1 \text{ m}$$

$$q_{\text{påstøp}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{påstøp}}$$

$$q_{\text{dekke}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastene i punkt 1 og 2 er laster som fungerer over hele dekket, kan summere de sammen til en last:

$$q_{12} = q_{\text{påstøp}} + q_{\text{dekke}} + q_{\text{teknisk føring}} + q_{\text{himling}} + q_{\text{iso}} = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3) Plantekasse og trær

800mm høy plantekasse

To plantekasser, med 3 tre i hver kasse

Tyngdetetthet våt jord: 20 kN/m^3

Byggforsk 471.031

Punktlast tre: 2.5 kN

Byggforsk 525.306

$$h_{\text{jord}} = 0.8 \text{ m}$$

$$P_{\text{tre}} = 2.5 \text{ kN}$$

$$q_{\text{jord}} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_{\text{jord}}$$

Plantekasse 1:

$$b_{pk1} := 3.4 \text{ m}$$

$$l_{pk1} := 7.11 \text{ m}$$

Dimensjoner plantekasse 1, målt fra modell

$$A_{pk1} := b_{pk1} \cdot l_{pk1}$$

$$P_{pk1} := q_{jord} \cdot A_{pk1}$$

Plantekassene er plassert tilnærmet symmetrisk på takterrassen, antas at vekten av hele plantekasse 1 blir tatt opp av ett fagverk

$$q_{pk1} := \frac{P_{pk1}}{l_{pk1} \cdot b_{pk1}} = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Fordeler dette utover areal slik at hele dekket er får samme

$$M_{ed} := 222.98 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Det er dette momentet som oppstår på hulldekkene pga opprinnelig last. Hentet fra Robot

$$L := 14.4 \text{ m}$$

$$q := \frac{(M_{ed} \cdot 8)}{L^2} = 8.603 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det er tilsvarende last som vil gi ut moment fra opprinnelige størrelser på plantekasser

$$q_{jord} := \frac{q}{1.2 \text{ m}}$$

Deler på bredden på et hulldekke

Egenvekt trær:

$$P_{tm} := 2.5 \text{ kN}$$

Regner to tre for ett hulldekke. Denne gjøres om til jevnt fordelt last over hele lengden av ett hulldekke

$$M_{ed, trær} := 13.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q_{trær} := \frac{(M_{ed, trær} \cdot 8)}{L^2}$$

$$q_{tre} := \frac{q_{trær}}{1.2 \text{ m}} = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast

$$q_{laktierrasse} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total last på hulldekket:

$$q_{0.75} := (q_{jord} + q_{12} + q_{tre}) \cdot 0.75 + q_{laktierrasse} = 12.066 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Det er mindre enn den blå linjen, hulldekkene holder i bruddgrense

Vedlegg 15 Resonansfrekvens

RESONANSFREKVENSER

• Resonansfrekvens hulldekke

1) Tverrsnittsdata HD520

$$l := 14.4 \text{ m}$$

$$A_{HD500} := 304146 \text{ mm}^2$$

$$A_{påstep} := 20 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm}$$

$$A_{HD520} := A_{HD500} + A_{påstep} = (328.146 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Spennvidde

Betongelementforeningens excell-ark

Tverrsnittsareal HD520

$$E := 4 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Dynamisk E-modul for B55

$$\gamma := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Tetthet (BF.471301)

Larmert betong?

$$I := 1.04 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Arealregningsmoment, fra OS-prog

$$m := A_{HD520} \cdot \gamma = 787.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

2) Frekvens

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}} = 5.506 \text{ Hz}$$

3) Kontroll maks lengde

Kontrollerer hva maksimal spennvidde kan være for å overholde anbefalinger for resonansfrekvens. Høyeste anbefaling for resonansfrekvens er 7.5 Hz for publikumstribuner, vist i Tabell 3.

$$f_2 := 7.5 \text{ Hz}$$

$$l_2 := \sqrt{\frac{\pi}{2 \cdot f_2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}} = 12.338 \text{ m}$$

• Resonansfrekvens deltabjelke

1) Tverrsnittsdata D40-500

$$l_{bjelke} := 6.65 \text{ m}$$

Spennvidde

$$A_{bjelke} := 0.027899 \text{ m}^2$$

Fra FEM-design

$$I_{bjelke} := 1157944313 \text{ mm}^4$$

Fra FEM-design

$$E_{bjelke} := 21 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{bjelke} := 7.8 \cdot 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$m_{bjelke} := A_{bjelke} \cdot \gamma_{bjelke} = 217.612 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

2) Frekvens

$$f_{1bjelke} := \frac{\pi}{2 \cdot (l_{bjelke})^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{bjelke} \cdot I_{bjelke}}{m_{bjelke}}} = 37.548 \text{ Hz}$$

Kontroll av kombinert virkning mellom M, N og evt. V

Alle kontroller og variabler er hentet fra NS-EN 1993

Skjærkontroll

$$h_w := 415.1 \text{ mm}$$

Skrå høyde av stegene

$$t_w := 7 \text{ mm}$$

Tykkelse av stegene

$$\eta := 1.2$$

For flytespenning mindre enn 460 N/mm^2

$$\varepsilon := 0.81$$

For flytespenning lik 355 N/mm^2

$$h_w \cdot \frac{\eta}{t_w \cdot \varepsilon} = 87.852$$

Er større enn 72, som medfører skjærknekking. Dette er likevel et profil som ikke er utsatt for skjærknekking, da det er omsluttet av betong

(6.22)

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

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

$$A_v := h_w \cdot t_w \cdot 2 = 0.006 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = (1.134 \cdot 10^6) \text{ N}$$

(6.18)

Utnyttelse for skjær:

$$V_{maks} := 733.1 \text{ kN}$$

Største opptredende skjærkraft i Deltabjelke

$$v := \frac{V_{maks}}{V_{pl,Rd}} = 0.646$$

Utnyttelse av skjærkraft. Er større enn 0,5, og medfører reduksjon av flytespenning for moment

$$\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{maks}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = 0.086$$

(6.29)

Kombinasjon bøyning og aksiallast

Opptredende momenter er hentet fra bilde ved siden av. Informativt tillegg B er brukt for å finne interaksjonsfaktorer

$$M_s := 613.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_h := -589.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M := -360.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = -0.961$$

Tabell B.3

$$\psi := \frac{M}{M_h} = 0.611$$

Som er mellom 0 og 1

Tabell B.3

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.902$$

Men skal være større enn 0.4

Tabell B.3

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y = 1157944316 \text{ mm}^4$$

$$W_y = 3278044 \text{ mm}^3$$

$$L_{\text{deltabeam}} = 6650 \text{ mm}$$

$$L_k := L_{\text{deltabeam}}$$

Antar ingen innspenning til sikker side

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (5.427 \cdot 10^7) \text{ N}$$

Ideell knekklast om sterk akse, da den ikke kan knekke om svak akse

$$A_{\text{deltabeam}} = 27899 \text{ mm}^2$$

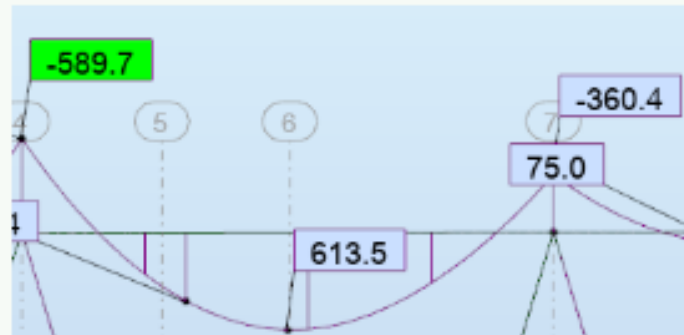
Areal av Deltabjelke D40-500

Trekker vekk areal for hull i Deltabjelken

$$A_{\text{effektiv}} := A_{\text{deltabeam}} - 2 \cdot 150 \cdot 20 \cdot \text{mm}^2 = 0.022 \text{ m}^2$$

$$\lambda_y := \sqrt{A_{\text{effektiv}} \cdot \frac{f_y}{N_{cr}}} = 0.378$$

+



$N_{ed} := 1564.9 \text{ kN}$ Største opptredende trykkraft i Deltabjelken

$\alpha := 0.49$ Velges til sikke side å bruke kurve c

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.615$$

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2}} = 0.909 \quad \text{Reduksjonsfaktor for knekking} \quad (6.49)$$

$\chi_z := 1.0$ Ingen knekking om svak akse

$$\gamma_{m0} := 1.05$$

$$N_{rd} := f_y \cdot \frac{A_{effektiv}}{\gamma_{m0}} = (7.404 \cdot 10^6) \text{ N} \quad \text{Aksialkraftkapasitet} \quad (6.6)$$

Interaksjonsfaktorer:

$$k_{yy} := \min \left(C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{rd}} \right), C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{rd}} \right) \right) = 0.95 \quad \text{Tabell B.1}$$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.76$$

$M_{y,ed} := 627.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Bruker største moment som opptrer på konstruksjonen

$$M_{y,rd} := W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = (1.108 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet} \quad (6.14)$$

Ingen moment om svak akse, siste leddet i formlene forsvinner

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{z,ed}}{M_{z,rd}} \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,ed}}{M_{y,rd} \cdot (1 - \rho)} = 0.842 \quad \text{Mindre enn 1.0 => Ok!}$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,ed}}{M_{z,rd}} \quad (6.62)$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{rd} \cdot (1 - \rho)} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,ed}}{M_{y,rd} \cdot (1 - \rho)} = 0.702 \quad \text{Mindre enn 1.0 => Ok!}$$

Vedlegg 17 Reduksjon resonansfrekvens

REDUKSJON AV RESONANSFREKVENNS

Dekket på takterrassen blir påkjent av store egenvekter, fra platekassen og påstøp på dekket. Massen fra dette vil redusere resonansfrekvensen til dekket.

• Tverrsnittsdata dekke

$$l := 14.4 \text{ m}$$

Spennvidde

$$b_{\text{hulldette}} := 1.2 \text{ m}$$

Bredden av ett hulldette

$$I := 1.04 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$E := 4 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$A_{\text{HD500}} := 304146 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{påstøp}} := 20 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm}$$

$$A_{\text{HD520}} := A_{\text{HD500}} + A_{\text{påstøp}} = (3.281 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$\gamma = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$m := A_{\text{HD520}} \cdot \gamma = 787.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Dekkets masse

• Masser på dekket

1) Vekt påstøp

Anats 100mm påstøp

$$\rho_{\text{armerbetong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$h_{\text{påstøp}} := 0.1 \text{ m}$$

$$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$M_{\text{påstøp}} := \frac{(\rho_{\text{armerbetong}} \cdot h_{\text{påstøp}} \cdot l \cdot b_{\text{hulldette}})}{g} = (4.405 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

2) Vekt jord i plantekasse

$$\rho_{\text{våljord}} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Byggforsk 471.031

$$h_{\text{jord}} := 0.8 \text{ m}$$

Fra forprosjekt

$$b_{\text{plantekasse}} := 2.8 \text{ m}$$

$$M_{\text{jord}} := \frac{(\rho_{\text{våljord}} \cdot h_{\text{jord}} \cdot b_{\text{plantekasse}} \cdot b_{\text{hulldette}})}{g} = (5.482 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

3) Vekt isolasjon, takteking, teknisk føring og himling

Har fra tidligere at isolasjon og takteking totalt veier 0.5 kN/m^2 ,
og teknisk føring og himling veier 0.5 kN/m^2 hver

$$M_{\text{iso}} = \frac{\left(0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l \cdot b_{\text{hulldekke}}\right)}{g} = 881.035 \text{ kg}$$

$$M_{\text{himning}} = \frac{\left(0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l \cdot b_{\text{hulldekke}}\right)}{g} = 881.035 \text{ kg}$$

$$M_{\text{tekniskføring}} = \frac{\left(0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l \cdot b_{\text{hulldekke}}\right)}{g} = 881.035 \text{ kg}$$

4) Total vekt på dekket

$$M := M_{\text{jord}} + M_{\text{påstøp}} + M_{\text{iso}} + M_{\text{himning}} + M_{\text{tekniskføring}} = (1.253 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

• Resonansfrekvens

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m + \frac{2 \cdot M}{l}}} = 3.073 \text{ Hz}$$

BLOKKUTRIVNING LIMTRE, TRE PLATER MED M10-DYBLER

Regner blokkutrivning for to plater. Fra tidligere er det funnet at det er bruddform e som er gjeldende med tykk plate,. Metode og formler er hentet fra NS-EN 1995-1-1 og Statens vegvesen rapport fra 2016.

$n_p := 3$	Antall innslissede plater
$n_{d,0} := 9$	Antall dybler i fiberretning
$n_{90} := 14$	Antall rader med dybler på tvers av fiberretning
$d := 10$	Tykkelse på dybler
$\rho_k := 420$	Tetthet av tre
$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k$	Karakteristisk hullkantfasthet (8.16)
$f_{v,k} := 3.5$	Skjærkapasitet
$f_{l,0,k} := 25.6$	Strekkapasitet
$f_{u,k} := 800$	Brudspenning dybler
$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5}$	Karakteristisk flytemoment (6.14)
$l_{ef} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 35.114$	l_{ef} gjelder for tykk plate med bruddform e eller h
$l_1 := 136$	Tykkelse av ytre del i limtre
$l_2 := 116.5$	Tykkelse av limtre mellom slisseplater
$a_1 := 5 \cdot d$	I fiberretning
$a_2 := 3 \cdot d$	På tvers av fiberretning
$a_{3l} := \max(7 \cdot d, 80) = 80$	Belastet ende
$L_{neLl} := n_{90} \cdot (a_2 - d)$	Høyde
$L_{neLv} := a_{3l} - \frac{d}{2} + n_{d,0} \cdot (a_1 - d)$	Lengde

1) Bredde blokkskjærbrudd

$$B_{\text{net,blokk}} := 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for bruddformene (c,f,j/l,k,m)}$$

2) Bredde pluggskjærbrudd

$$B_{\text{net,plugg}} := 2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for alle andre bruddformer.}$$

Bruddform e er gjeldende, medfører et pluggskjærbrudd. Effektive strekkbruddarealene blir da:

$$A_{\text{net,l}} := L_{\text{net,l}} \cdot B_{\text{net,plugg}}$$

+

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$A_{\text{net,v}} := L_{\text{net,v}} \cdot L_{\text{net,l}} + L_{\text{net,v}} \cdot (2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2)$$

$$F_{\text{bs,stk}} := \max(1.5 \cdot A_{\text{net,l}} \cdot f_{l,0,k}, 0.7 \cdot A_{\text{net,v}} \cdot f_{v,k}) = 3.26 \cdot 10^6 \quad \text{N}$$

Karakteristisk
blokkutrivningskapasitet

$$k_{\text{mod}} := 0.6$$

Tabell 3.1

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{\text{bs,tdt}} := \frac{F_{\text{bs,stk}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 1.505 \cdot 10^6$$

Dimensjonerende
blokkutrivningskapasitet

$$F_{\text{maks,strekk}} := 1311.5 \cdot 10^3$$

Største opptredende
strekkraft

$$\frac{F_{\text{maks,strekk}}}{F_{\text{bs,tdt}}} = 0.872 < 1.0; \text{ OK for blokkutrivning for tre plater med M10-dybler}$$

BLOKKUTRIVNING LIMTRE, TO PLATER MED M10-DYBLER

Regner blokkutrivning for to plater. Fra tidligere er det funnet at det er bruddform e som er gjeldende med tykk plate. Metode og formler er hentet fra NS-EN 1995-1-1 og Statens vegvesen rapport fra 2016.

$n_p := 2$	Antall innslittede plater
$n_{d,0} := 14$	Antall dybler i fiberretning
$n_{90} := 14$	Antall rader med dybler på tvers av fiberretning
$d := 10$	Tykkelse på dybler
$\rho_k := 420$	Tetthet av tre
$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k$	Karakteristisk hullkantfasthet (8.16)
$f_{v,k} := 3.5$	Skjærkapasitet
$f_{l,0,k} := 25.6$	Strekkkapasitet
$f_{u,k} := 800$	Bruddspenning dybler
$M_{y,stk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5}$	Karakteristisk flytemoment (6.14)
$t_{ef} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,stk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 35.114$	t_{ef} gjelder for tykk plate med bruddform e
$t_1 := 136$	Tykkelse av ytre del i limtre
$t_2 := 248$	Tykkelse av limtre mellom slisseplater
$a_1 := 5 \cdot d$	I fiberretning
$a_2 := 3 \cdot d$	På tvers av fiberretning
$a_{3l} := \max(7 \cdot d, 80) = 80$	Belastet ende
$L_{noL1} := n_{90} \cdot (a_2 - d)$	Høyde
$L_{noL0} := a_{3l} - \frac{d}{2} + n_{d,0} \cdot (a_1 - d)$	Lenge

1) *Bredde blokkskjærbrudd*

$$B_{net,blokk} := 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for bruddformene } (c, f, j/l, k, m)$$

2) *Bredde pluggskjærbrudd*

$$B_{net,plugg} := 2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for alle andre bruddformer.}$$

Bruddform e er gjeldende, medfører et pluggskjærbrudd. Effektive strekkbruddarealene blir da:

$$A_{net,t} := L_{net,t} \cdot B_{net,plugg}$$

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$A_{net,v} := L_{net,v} \cdot L_{net,t} + L_{net,v} \cdot (2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2)$$

$$F_{bs,ttk} := \max(1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k}, 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k}) = 3.422 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karakteristisk
blokkutrivningskapasitet

$$k_{mod} := 0.6$$

Tabell 3.1

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{bs,ttt} := \frac{F_{bs,ttk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 1.579 \cdot 10^6$$

Dimensjonerende
blokkutrivningskapasitet

$$F_{maks,strekk} := 1311.5 \cdot 10^3$$

Største opptredende
strekkraft

$$\frac{F_{maks,strekk}}{F_{bs,ttt}} = 0.83 \leq 1.0: \text{ OK for blokkutrivning med to plater med M10-dybler}$$

BLOKKUTRIVNING LIMTRE, ÉN PLATE MED M10-DYBLER

Regner blokkutrivning for én plate. Fra tidligere er det funnet at det er bruddform e som er gjeldende med tykk plate. Metode og formler er hentet fra NS-EN 1995-1-1 og Statens vegvesen rapport fra 2016.

$n_p := 1$	Antall innslissede plater
$n_{d,0} := 27$	Antall dybler i fiberretning
$n_{90} := 14$	Antall rader med dybler på tvers av fiberretning
$d := 10$	Tykkelse på dybler
$\rho_k := 420$	Tetthet av tre
$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k$	Karakteristisk hullkantfasthet (8.16)
$f_{v,k} := 3.5$	Skjærkapasitet
$f_{t,0,k} := 25.6$	Strekkapasitet
$f_{u,k} := 800$	Bruddspenning dybler
$M_{y,sk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5}$	Karakteristisk flytemoment (6.14)
$t_{ef} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,sk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 35.114$	t_{ef} gjelder for tykk plate med bruddform e
$t_{plate} := 20$	Tykkelse av ståplate
$b_{limtre} := 550$	Bredde av limtre
$t_1 := \frac{b_{limtre} - t_{plate}}{2}$	Tykkelse av ytre del i limtre
$t_2 := 0$	Tykkelse av limtre mellom slisseplater. Det er bare én plate, ingen t2
$a_1 := 5 \cdot d$	I fiberretning
$a_2 := 3 \cdot d$	På tvers av fiberretning
$a_{3l} := \max(7 \cdot d, 80) = 80$	Belastet ende

$$L_{net,l} := n_{90} \cdot (a_2 - d) \quad \text{Høyde}$$

$$L_{net,v} := a_{31} - \frac{d}{2} + n_{d,0} \cdot (a_1 - d) \quad \text{Lengde}$$

1) Bredde blokkskjærbrudd

$$B_{net,blokk} := 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for bruddformene (c,f,j/l,k,m)}$$

2) Bredde pluggskjærbrudd

$$B_{net,plugg} := 2 \cdot t_{vf} + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for alle andre bruddformer.}$$

Bruddform e er gjeldende, medfører et pluggskjærbrudd. Effektive strekkbruddarealene blir da:

$$A_{net,l} := L_{net,l} \cdot B_{net,plugg}$$

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$A_{net,v} := L_{net,v} \cdot L_{net,l} + L_{net,v} \cdot (2 \cdot t_{vf} + (n_p - 1) \cdot t_2)$$

$$F_{bs,bk} := \max(1.5 \cdot A_{net,l} \cdot f_{l,0,k}, 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k}) = 9.911 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Karakteristisk
blokkutrivningskapasitet

$$k_{mod} := 0.6$$

Tabell 3.1

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{bs,tot} := \frac{F_{bs,bk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 4.574 \cdot 10^5$$

Dimensjonerende
blokkutrivningskapasitet

$$F_{maks,strekk} := 1311.5 \cdot 10^3$$

Største opptredende
strekkraft

$$\frac{F_{maks,strekk}}{F_{bs,tot}} = 2.867 > 1.0: \text{ IKKE OK for blokkutrivning med én plate med M10-dybler}$$

BLOKKUTRIVNING LIMTRE, TRE PLATER MED M30-DYBLER

Regner blokkutrivning for tre plater. Metode og formler er hentet fra NS-EN 1995-1-1 og Statens vegvesen rapport fra 2016. For tre plater vil det være bruddform C og L som er gjeldende

$n_p = 3$	Antall innslittede plater
$n_{d0} = 7$	Antall dybler i fiberretning
$n_{90} = 4$	Antall rader med dybler på tvers av fiberretning
$d = 30$	Tykkelse på dybler
$\rho_k = 420$	Tetthet av tre
$f_{h,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k$	Karakteristisk hullkantfasthet (8.16)
$f_{v,k} = 3.5$	Skjærkapasitet
$f_{t0,k} = 25.6$	Strekkkapasitet
$f_{u,k} = 800$	Bruddeffekt dybler
$M_{y,stk} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5}$	Karakteristisk flytemoment (6.14)
$t_{ef} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,stk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 95.885$	t_{ef} gjelder for tykk plate med bruddform e eller h. Gjelder dermed ikke i dette tilfellet
$t_1 = 136$	Tykkelse av ytre del i limtre
$t_2 = 94$	Tykkelse av limtre mellom slisseplater
$a_1 = 5 \cdot d$	I fiberretning
$a_2 = 3 \cdot d$	På tvers av fiberretning
$a_{3l} = \max(7 \cdot d, 80) = 210$	Belastet ende
$L_{netL} = n_{90} \cdot (a_2 - d)$	Høyde
$L_{netV} = a_{3l} - \frac{d}{2} + n_{d0} \cdot (a_1 - d)$	Lengde

1) Bredde blokkskjærbrudd

$$B_{net,bløtt} := 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for bruddformene (c,f,j/l,k,m). Denne er gjeldende}$$

2) Bredde pluggskjærbrudd

$$B_{net,plugg} := 2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for alle andre bruddformer.}$$

Bruddform L og C er gjeldende, medfører et blokkskjærbrudd. Effektive strekkbruddarealene blir da:

$$A_{net,l} := L_{net,l} \cdot B_{net,bløtt}$$

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$A_{net,v} := L_{net,v} \cdot B_{net,bløtt}$$

$$F_{bs,stk} := \max(1.5 \cdot A_{net,l} \cdot f_{l,0,k}, 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k}) = 4.239 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karakteristisk
blokkutrivningskapasitet

$$k_{mod} := 0.6$$

Tabell 3.1

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{bs,tdt} := \frac{F_{bs,stk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 1.957 \cdot 10^6$$

Dimensjonerende
blokkutrivningskapasitet

$$F_{maks,strekk} := 1311.5 \cdot 10^3$$

Største opptredende
strekkraft

$$\frac{F_{maks,strekk}}{F_{bs,tdt}} = 0.67 \leq 1.0: \text{OK for blokkutrivning med tre plater og M30-dybler}$$

BLOKKUTRIVNING LIMTRE, TO PLATER MED M30-DYBLER

Regner blokkutrivning for to plater. Fra tidligere er det funnet at det er bruddform e som er gjeldende med tykk plate. Metode og formler er hentet fra NS-EN 1995-1-1 og Statens vegvesen rapport fra 2016.

$n_p := 2$	Antall innslittede plater
$n_{d,0} := 7$	Antall dybler i fiberretning
$n_{90} := 4$	Antall rader med dybler på tvers av fiberretning
$d := 30$	Tykkelse på dybler
$\rho_k := 420$	Tetthet av tre
$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k$	Karakteristisk hullkantfasthet (8.16)
$f_{v,k} := 3.5$	Skjærkapasitet
$f_{t,0,k} := 25.6$	Strekkkapasitet
$f_{u,k} := 800$	Bruddspenning dybler
$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5}$	Karakteristisk flytemoment (6.14)
$t_{ef} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 95.885$	t_{ef} gjelder for tykk plate med bruddform e
$t_1 := 136$	Tykkelse av ytre del i limtre
$t_2 := 218$	Tykkelse av limtre mellom slisseplater
$a_1 := 5 \cdot d$	I fiberretning
$a_2 := 3 \cdot d$	På tvers av fiberretning
$a_{3l} := \max(7 \cdot d, 80) = 210$	Belastet ende
$L_{net,1} := n_{90} \cdot (a_2 - d)$	Høyde
$L_{net,0} := a_{3l} - \frac{d}{2} + n_{d,0} \cdot (a_1 - d)$	Langde

1) Bredde blokkskjærbrudd

$$B_{\text{net,blotk}} := 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for bruddformene (c,f,j/l,k,m)}$$

2) Bredde pluggskjærbrudd

$$B_{\text{net,ptugg}} := 2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for alle andre bruddformer.}$$

Bruddform e er gjeldende, medfører et pluggskjærbrudd. Effektive strekkbruddarealene blir da:

$$A_{\text{net,l}} := L_{\text{net,l}} \cdot B_{\text{net,ptugg}}$$

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$A_{\text{net,v}} := L_{\text{net,v}} \cdot L_{\text{net,l}} + L_{\text{net,v}} \cdot (2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2)$$

$$F_{\text{bs,blt}} := \max(1.5 \cdot A_{\text{net,l}} \cdot f_{t,0,k}, 0.7 \cdot A_{\text{net,v}} \cdot f_{v,k}) = 3.776 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karakteristisk
blokkutrivningskapasitet

$$k_{\text{mod}} := 0.6$$

Tabell 3.1

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{\text{bs,blt}} := \frac{F_{\text{bs,blt}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m} = 1.743 \cdot 10^6$$

Dimensjonerende
blokkutrivningskapasitet

$$F_{\text{maks,strekk}} := 1311.5 \cdot 10^3$$

Største opptredende
strekkraft

$$\frac{F_{\text{maks,strekk}}}{F_{\text{bs,blt}}} = 0.752 \leq 1.0: \text{ OK for blokkutrivning med to plater og M30-dybler}$$

BLOKKUTRIVNING LIMTRE, ÉN PLATE MED M30-DYBLER

Regner blokkutrivning for en plate. Fra tidligere er det funnet at det er bruddform e og h som er gjeldende med tykk plate. Metode og formler er hentet fra NS-EN 1995-1-1 og Statens vegvesen rapport fra 2016.

$n_p := 1$	Antall innslissede plater
$n_{d,0} := 14$	Antall dybler i fiberretning
$n_{90} := 4$	Antall rader med dybler på tvers av fiberretning
$d := 30$	Tykkelse på dybler
$\rho_k := 420$	Tetthet av tre
$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k$	Karakteristisk hullkantfasthet (8.16)
$f_{v,k} := 3.5$	Skjærkapasitet
$f_{t,0,k} := 25.6$	Strekkapasitet
$f_{u,k} := 800$	Bruddspenning dybler
$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6}$	Karakteristisk flytemoment (6.14)
$t_{vf} := 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} = 95.885$	t_{vf} gjelder for tykk plate med bruddform e
$t_{plate} := 30$	Tykkelse av ståplate
$b_{limtre} := 550$	Bredde av limtre
$t_1 := \frac{b_{limtre} - t_{plate}}{2}$	Tykkelse av ytre del i limtre
$t_2 := 0$	Tykkelse av limtre mellom slisseplater. Det er bare én plate, ingen t2
$a_1 := 5 \cdot d$	I fiberretning
$a_2 := 3 \cdot d$	På tvers av fiberretning
$a_{3d} := \max(7 \cdot d, 80) = 210$	Belastet ende

$$L_{net,t} := n_{90} \cdot (a_2 - d) \quad \text{Høyde}$$

$$L_{net,v} := a_{3l} - \frac{d}{2} + n_{d0} \cdot (a_1 - d) \quad \text{Lengde}$$

1) Bredde blokkskjærbrudd

$$B_{net,blokk} := 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for bruddformene (c,f,j/l,k,m)}$$

2) Bredde pluggskjærbrudd

$$B_{net,plugg} := 2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2, \text{ for alle andre bruddformer.}$$

Bruddform e er gjeldende, medfører et pluggskjærbrudd. Effektive strekkbruddarealene blir da:

$$A_{net,t} := L_{net,t} \cdot B_{net,plugg}$$

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$A_{net,v} := L_{net,v} \cdot L_{net,t} + L_{net,v} \cdot (2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2)$$

$$F_{bs,bk} := \max(1.5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k}, 0.7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k}) = 1.983 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karakteristisk
blokkutrivningskapasitet

$$k_{mod} := 0.6$$

Tabell 3.1

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{bs,tid} := \frac{F_{bs,bk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 9.154 \cdot 10^5$$

Dimensjonerende
blokkutrivningskapasitet

$$F_{maks.strekk} := 1311.5 \cdot 10^3$$

Største opptredende
strekkraft

$$\frac{F_{maks.strekk}}{F_{bs,tid}} = 1.433 > 1.0: \text{ IKKE OK for blokkutrivning med én plate og M30-bolter}$$

Vedlegg 20 Dimensjonering bolter knutepunkt 1

Page 1 of 5

DIMENSJONERING BOLTER, KNOTEPUNKT 1

Boltene blir kontrollert for kategori A i Tabell 3.2 i NS-EN 1993-1-8. Velger å kontrollere ni stk M27 bolter per stålplate, med kapasitet 8.8. Boltene kontrolleres for krefter hentet fra kontinuerlig modell i Robot.

• ***Tverrsnittdata bolt:***

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

Tabell 6.1 Profiler og formler

$$f_{ub} = 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1 NS-EN 1993-1-8

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

NA.2.2(2) NS-EN 1993-1-8

$$n = 9$$

Antall bolter

• ***Tverrsnittdata plater***

Alle platene er S355 stål, dermed:

$$f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_u = 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-1 Tabell 3.1

1) ***Plater i betongen***

$$t_{\text{pl,ttmatre}} = 10 \text{ mm}$$

2) ***På sveiste plater***

$$t_{\text{pl,byfeste}} = 20 \text{ mm}$$

$$h_{\text{plate}} = 400 \text{ mm}$$

• ***Krefter på platene:***

Det er kreftene som treffer i senter av betongsøylen som brukes. Hvert plate tar opp halve kraften hver.

1) ***Skjærkraft***

$$V_{Ed} = 421 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,plate} = 0.5 \cdot V_{Ed} = 210.5 \text{ kN}$$

2) ***Aksialkraft***

Aksialkraft fungerer som en strekk-kraft på platene.

$$N_{Ed} = 1185 \text{ kN}$$

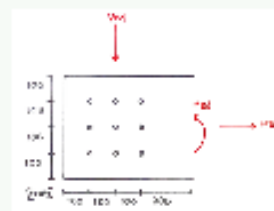
$$N_{Ed,plate} = 0.5 \cdot N_{Ed} = 592.5 \text{ kN}$$

3) ***Moment***

Momentet gir strekk i underkant, altså virker det mot klokken.

$$M_{Ed} = 187 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,plate} = 0.5 \cdot M_{Ed} = 93.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



• **Opptredende krefter per bolt**

1) Aksialkraft

Kraften treffer i tyngdepunkt boltegruppe, og vil gi en skjærbelastning på boltene.

$$F_1 := \frac{N_{Ed,plate}}{n} = 65.833 \text{ kN}$$

2) Skjærkraft

Kraften treffer midt i betongsøylen, og i tyngdepunkt boltegruppe. Kraften foredeles på alle boltene, og gir en skjærbelastning.

$$F_2 := \frac{V_{Ed,plate}}{n} = 23.389 \text{ kN}$$

3) Moment

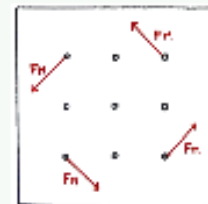
Momentet som opptreer i snittet gir strekk i underkant, altså går det mot klokken.

$$r_1 = \sqrt{(100 \text{ mm})^2 + (100 \text{ mm})^2} = 141.421 \text{ mm}$$

$$r_2 = 100 \text{ mm}$$

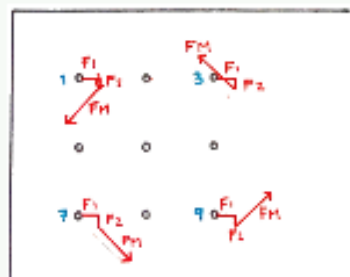
r_1 og r_2 er hjørneboltene avstand til tyngdepunkt

$$F_M := \frac{M_{Ed,plate}}{4 \cdot r_1^2 + 4 \cdot r_2^2} \cdot r_1 = 110.191 \text{ kN}$$



4) Summering krefter

Bolt nr. 7 får størst påkjenning fra de påførte kreftene, se illustrasjon under. Summerer disse sammen for å finne total påkjenning på bolt nr. 7.



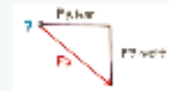
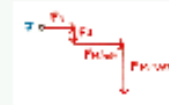
$$F_{M,hor} = \cos(45^\circ) \cdot F_M = 77.917 \text{ kN}$$

$$F_{M,vert} := F_{M,hor}$$

$$F_{\gamma,hor} := F_1 + F_{M,hor} = 143.75 \text{ kN}$$

$$F_{\gamma,vert} := F_{M,vert} + F_2 = 101.306 \text{ kN}$$

$$F_{\gamma} := \sqrt{F_{\gamma,vert}^2 + F_{\gamma,hor}^2} = 175.86 \text{ kN}$$



• **Kapasitet bolt**

1) Avskjæring:

$$\alpha_v = 0.6$$

$$n_1 = 1$$

$$F_{v,tid} := \frac{(\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s)}{\gamma_{M2}} \cdot n_1 = 176.256 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{\gamma}}{F_{v,tid}} = 0.998 \quad : \text{ OK for avskjæring}$$

NS-EN 1993-1-8

Tabell 3.4

Antall snitt

2) Hullkantrokk:

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

$$l_{tot} := l_{pL,limtre} + l_{pL,bjelke} = 30 \text{ mm}$$

$$d_0 := d + 3 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$$

Tabell 3.4

NS-EN 1090-2, tabell 11

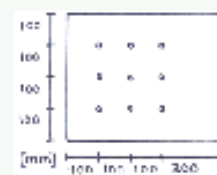
Må kontrollere at avstander i boltegruppen overholder minsteavstander, etter Tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8:

$$e_{1min} := 1.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm} < e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_{2min} := 1.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm} < e_2 = 100 \text{ mm}$$

$$p_{1min} := 2.2 \cdot d_0 = 72.6 \text{ mm} < p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$p_{2min} := 2.4 \cdot d_0 = 79.2 \text{ mm} < p_2 = 100 \text{ mm}$$



$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.76$$

$$k_{1,rand} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$k_{1,inv} := \min\left(1.4 \cdot \frac{P_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} := \frac{(k_{1,rand} \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{tot})}{\gamma_{M2}} = 670.409 \text{ kN}$$

$$\frac{F_7}{F_{b,Rd}} = 0.262 \quad : \text{ OK for hullkanttrykk}$$

• ***Kontroll grunnmateriale***

Grunnmaterialet i boltegruppen er de påsveiste platene. Disse platene er kontrollert for å tåle kreftene i sveisesnitt ved deltabjellkens endeplate. Men grunnmaterialet må også kontrolleres i snitt med boltehull, grunnet reduksjon av kapasitet med et redusert tverrsnittsareal.

1) *Strek-kapasitet*

$$h_{red} := h_{plate} - 3 \cdot d_0 = 301 \text{ mm}$$

$$A_{net} := h_{red} \cdot t_{pl.bjelke}$$

$$N_{u,Rd} := \frac{(0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u)}{\gamma_{M2}} = (2.124 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

(6.7) NS-EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{u,Rd}} = 0.279 \quad : \text{ OK for strekk alene.}$$

2) *Bøyningsmoment*

Tregghetsmoment gis fratekk for to av tre hull. Egentregghetsmoment av hull neglisjeres. Hull ved senter bidrar da ikke.

$$I_{tot} := \frac{1}{12} \cdot t_{pl.bjelke} \cdot h_{plate}^3 = (1.067 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{net} := I_{tot} - 2 \cdot t_{pl.bjelke} \cdot d_0 \cdot r_1^2 = (8.027 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$M_{u,Rd} := \frac{(0.9 \cdot f_u \cdot I_{net})}{\gamma_{M2} \cdot \frac{h_{plate}}{2}} = 141.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{u,Rd}} = 0.66 \quad : \text{ OK for moment alene.}$$

3) Kombinasjon N+M

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{Ed,plate}}{M_{u,Rd}} = 0.939 \quad \text{: grunnmaterialet holder}$$

4) Blokkutrivning

$$A_{nt} := ((2 \cdot 100 \text{ mm}) + d_0) \cdot t_{pl,bjelke} = (4.66 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} := \left(2 \cdot \left((3 \cdot 100 \text{ mm}) + \frac{d_0}{2} \right) \right) \cdot t_{pl,bjelke} = (1.266 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$V_{eff,1,Rd} := \frac{(f_u \cdot A_{nt})}{\gamma_{M2}} + \frac{(f_y \cdot A_{nv})}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = (4.298 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (3.9) \text{ NS-EN 1993-1-8}$$

$$\frac{V_{Ed,plate}}{V_{eff,1,Rd}} = 0.049 \quad \text{: OK for blokkutrivning.}$$

• Konklusjon

Boltgruppen holder. Kan dermed bruke ni stk. M27 bolter, i kvalitet 8.8 i knutepunkt 1. For å gjøre utførelsen lettere er dette løsningen som blir valgt i hvert knutepunkt.

Vedlegg 21 Beregning fra forprosjekt om brann

Beregning av dimensjon på limtre-diagonaler i fagverk ved Fylkestingsaal

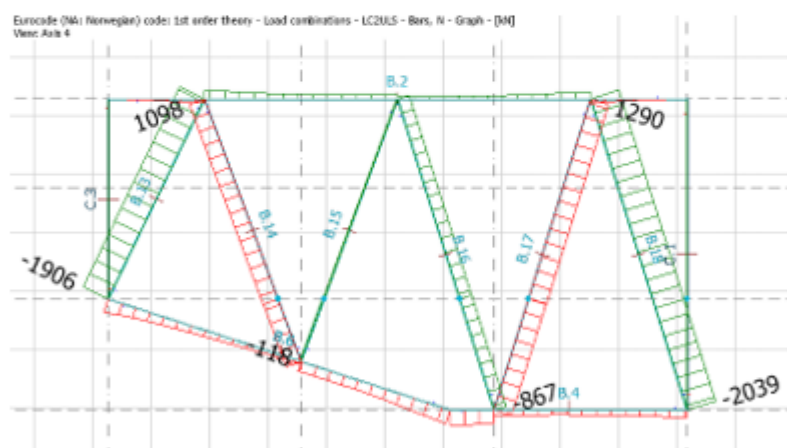
Det er ønskelig med smalere dimensjon på limtre-diagonalene i fagverket ved Fylkestingsalen. Dimensjonene som ligger inne i modell pr. 09.09.2019 er 490x490mm, kvalitet GI32h.

Laster hentes fra FEM-modellen for fagverkskonstruksjonen. Laster fra fagverk i akse 4 benyttes i dimensjoneringen da disse blir litt større enn lastene i akse 6 pga. opphengt gangbane inni fylkestingsalen.

Nye dimensjoner for limtre-diagonalene beregnes i G-Prog «Tretvernsnitt 7.20». Diagonalene dimensjoneres for en utnyttelse på ca. 80%.

1. Bruddgrensetilstand

Lastkombinasjon med 1,2*egenlaster + 1,5*nyttelaster er dimensjonerende. Under viser resultater for fagverk i akse 4 i bruddgrensetilstand:



Figur 1: Aksialkrefter i bruddgrensetilstand

Søyle med total aksiallast lik 2039kN kontrolleres. Denne har lengde på 11150mm. Det settes på et lite moment på 10kNm om begge akser, selv om stavene i utgangspunktet kun skal ta strekk- og trykkrefter.

Tilf.	N.Ed kN	My.Ed kNm	Mz.Ed kNm	Vy.Ed kN	Vz.Ed kN	Mx.Ed kNm	LV	Leff/L	ρ _g mm
1	-2039,0	10,0	10,0	0,0	0,0	0,0	B Halvårs	1,00	0
2									

Figur 2: Lasttilfelle i bruddgrensetilstand

For tverrsnittet 490x490mm vil effektivt tverrsnitt etter brann i 90min være 350x350mm. Beregning i Excel-ark for branntilstand viser at kapasitet for dette tverrsnittet er overskredet i brann-situasjon (utnyttelse 1,12).

Dimensjon 495x528mm (lameller 33mm) gir en utnyttelse på 100% i brannsituasjon R90 → Ok. Også ok for bruddgrense.

Dersom det er mulighet for å dimensjonere fagverket etter R60, kan tverrsnittet reduseres til 480x480mm eller 450x600mm (lameller 40mm). Her vil bruddgrense-situasjonen være dimensjonerende.

Tilf.	U _{tn} N _y	U _{tn} N _z	U _{tn} M _y	n _{myz'}	n _{mzy'}	v'
1	0,83	0,83	****	0,20	0,20	0,00

Figur 7: Resultat i bruddgrensetilstand for 480x480mm

Tilf.	U _{tn} N _y	U _{tn} N _z	U _{tn} M _y	n _{myz'}	n _{mzy'}	v'
1	0,51	0,79	0,76	0,15	0,15	0,00

Figur 8: Resultat i bruddgrensetilstand for 450x600mm

Vedlegg 22 Vindlast fra OS-Prog

Vindhastighet og vindkasthastighet (Qkast)

Norge Sverige

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansvind $V_{b,0}$: 25 m/s

Faktorer for beregning av basisvindhastighet, V_b

Høyde over havet: 10 m \rightarrow C-alt: 1
 Returperiode (år): 50 \rightarrow 100 C-dir0b: 1
 Årstidspunkt: C-season: 1 Høle året

Region (dimensjonerende vindretning)
 Bruk retningfaktor C-dir = 1 C-dir: 1

Terrengkrets-kategori og tilhørende parametere
 Kategori: 0 I II III IV
 Kystnær, opprørt, etc. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Overgangssone (Nabosone A)

Terrengformfaktor $C_o(z)$ og turbulensfaktor K_l
 Ingen topografisk påvirkning. $C_o(z)=1$ og $K_l=1$
 (Sjekk for beregning av $C_o(z)$ \rightarrow)

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

Høyde fra grunnivå til referansenivå [m]
 Z_{ref}: 20 m

Vis mellomregning

Beregnet vindhastighet

Vkast	46,6	m/s
Qkast	1,36	kN/m ²

Resultater: Vindlast på yteregger

Utvendig vindlast

Vis resultater for:
 Cpe10
 Cpe1

$e = 14400$ mm

	Cpe	Statisk last kN/m ²
A	-1,20	-1,63
B	-0,00	-1,06
C	-0,50	-0,68
D	0,74	1,00
E	-0,38	-0,52

$e = 13000$ mm

	Cpe	Statisk last kN/m ²
A	-1,20	-1,63
B	-0,00	-1,06
C		
D	0,77	1,04
E	-0,44	-0,59

Innvendig vindlast

	Cpi	Statisk last
Undertrykk	-0,30	-0,41
Overtrykk	0,20	0,27

Vedlegg 23 Alternativ med bolter

Page 1 of 5

Alternativ utforming av M10 Bolter

Belastning:

$$M := 144.9 \cdot 10^6 \quad F_N := 1975.3 \cdot 10^3 \quad F_z := 33.2 \cdot 10^3$$

tverrsnittsdata:

$$\rho_k := 420 \quad f_{c90k} := 2.5$$

$$f_{u,k} := 800 \quad \text{for 8.8 bolt}$$

$$t_{plate} := 10 \quad b_{uttre} := 550 \quad b_{plate} := 450$$

$$d := 10 \quad A_d := \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \quad d_0 := d + 1$$

Boltehode: haksagon-formet

$$d_{bh,min} := 17 \quad d_{bh,max} := 18.7 \quad h_{bh} := 6.4$$

størrelser hentet fra: http://www.tingstad.no/upload_images/30D84CA729CE439FBAD383EC8E5CB7BA.pdf

$$A_{bh} := \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot (d_{bh,max})^2 - A_d = 829.981$$

Areal av boltehudet som er i kontakt med treverket

3 innlissede plater:

$$n_{plate} := 3$$

$$t_1 := \frac{b_{uttre} - 278}{2} = 136 \quad t_2 := \frac{b_{uttre} - 2 \cdot t_1 - n_{plate} \cdot t_{plate}}{n_{plate} - 1} = 124$$

$$f_{h,k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k = 30.996 \quad \text{når } d \leq 30$$

$$M_{y,Rk} := 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.5} = 9.555 \cdot 10^4$$

$$F_{ax,Rk} := \min(f_{u,k} \cdot A_d, 3 \cdot f_{c90k} \cdot A_{bh}) = 6.225 \cdot 10^3$$

kapasitet per snitt per forbinder ut fra bruddform: kontrollerer at tau-effekten ikke er større enn 25% av johansons del

ytterdeler:

$$F_{sk,c} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d$$

+

$$F_{\text{vt.d.johansson}} := f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,stk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1}$$

$$F_{\text{vt.d}} := \min \left(F_{\text{vt.d.johansson}} \cdot 1.25, F_{\text{vt.d.johansson}} + \frac{F_{\text{ax,stk}}}{4} \right)$$

$$F_{\text{vt.e.johansson}} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,stk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

$$F_{\text{vt.e}} := \min \left(F_{\text{vt.e.johansson}} \cdot 1.25, F_{\text{vt.e.johansson}} + \frac{F_{\text{ax,stk}}}{4} \right)$$

innerdeler

$$F_{\text{vt.l}} := 0.5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{\text{vt.m.johansson}} := 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,stk} \cdot f_{h,k} \cdot d}$$

$$F_{\text{vt.m}} := \min \left(F_{\text{vt.m.johansson}} \cdot 1.25, F_{\text{vt.m.johansson}} + \frac{F_{\text{ax,stk}}}{4} \right)$$

Kombinasjoner: bruddform l kan kombineres med c og d. Bruddform m kan kombineres med d og e

Total karakteristisk kapasitet per bolt:

$$F_{\text{vt.c.l}} := 2 \cdot F_{\text{vt.c}} + 4 \cdot F_{\text{vt.l}} = 1.612 \cdot 10^5$$

$$F_{\text{vt.d.m}} := 2 \cdot F_{\text{vt.d}} + 4 \cdot F_{\text{vt.m}} = 1.465 \cdot 10^5$$

$$F_{\text{vt.e.m}} := 2 \cdot F_{\text{vt.e}} + 4 \cdot F_{\text{vt.m}} = 8.444 \cdot 10^4$$

$$F_{\text{vt}} := \min (F_{\text{vt.c.l}}, F_{\text{vt.d.m}}, F_{\text{vt.e.m}}) = 8.444 \cdot 10^4$$

krav til avstander: tabell 8.5

$$a_1 := 5 \cdot d = 50 \quad \text{i fiberretning}$$

$$a_2 := 4 \cdot d = 40 \quad \text{på tvers av fiberretning}$$

$$a_{3d} := \max(7 \cdot d, 80) = 80 \quad \text{belastet ende}$$

$$a_{4d} := 1.5 \cdot d_0 = 16.5 \quad \text{belastet kant}$$

$$a_{4c} := 3 \cdot d = 30 \quad \text{ubelastet kant}$$

Det er plass til:

$$na_{2max} := \frac{b_{limtre} - 2 \cdot 50 - 2 \cdot a_{4t}}{a_2} = 10.425 \quad \text{antall mellomrom mellom bolter på tvers av fiberretning}$$

$$n_2 := 11$$

$$n_1 := 11 \quad \text{antall bolter i fiberretning}$$

Bolt 1 er størst påkjent:

$$F_{1N} := \frac{F_N}{n_1 \cdot n_2} = 1.632 \cdot 10^4 \quad \text{Virker i y-retning}$$

$$F_{1z} := \frac{F_z}{n_1 \cdot n_2} = 274.38 \quad \text{Virker i x-retning}$$

$$r_1 := \sqrt{\left(\frac{n_1 \cdot a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{n_2 \cdot a_2}{2}\right)^2} = 352.172 \quad \text{radius til mest påkjent bolt}$$

Avstand til alle boltene i x-retning (på tvers av fiberretning), opphøyd i andre:

$$k_{1p} := \frac{a_2}{2} \quad \text{hvis } n_2 \text{ er partall} \quad k_{1o} := a_2 \quad \text{hvis } n_2 \text{ er oddetall}$$

$$k_1 := k_{1o}$$

$$sum_{rx} := 2 \cdot n_1 \cdot \left(k_1^2 + (k_1 + a_2)^2 + (k_1 + 2 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 3 \cdot a_2)^2 + (k_1 + 4 \cdot a_2)^2 \right)$$

Avstand til alle boltene i y-retning (i fiberretning), opphøyd i andre

$$k_{2p} := \frac{a_1}{2} \quad \text{hvis } n_1 \text{ er partall} \quad k_{2o} := a_1 \quad \text{hvis } n_1 \text{ er oddetall}$$

$$k_2 := k_{2o}$$

$$sum_{ry} := 2 \cdot n_2 \cdot \left(k_2^2 + (k_2 + a_1)^2 + (k_2 + 2 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 3 \cdot a_1)^2 + (k_2 + 4 \cdot a_1)^2 \right)$$

Summen av avstanden til alle dyblene fra senter dybelgruppe opphøyd i andre:

$$sum_{r2} := sum_{rx} + sum_{ry} = 4.961 \cdot 10^6$$

Kraft fra moment i mest belastet bolt:

$$F_{1m} := \frac{M}{sum_{r2}} \cdot r_1 = 1.029 \cdot 10^4$$

Dekomponerer kraften fra momentet:

$$F_{1ym} := \frac{n_1 \cdot a_1}{r_1} \cdot F_{1m} = 8.032 \cdot 10^3$$

$$F_{1xm} := \frac{n_2 \cdot a_2}{r_1} \cdot F_{1m} = 6.426 \cdot 10^3$$

F_{1ym} virker i samme retning som aksialkraften:

$$F_{1y} := F_{1N} + F_{1ym} = 2.436 \cdot 10^4$$

F_{1xm} virker i samme retning som skjærkraften:

$$F_{1x} := F_{1z} + F_{1xm} = 6.7 \cdot 10^3$$

$$F_{1tot} := \sqrt{F_{1y}^2 + F_{1x}^2} = 2.526 \cdot 10^4$$

kapasiteten reduseres i fiberretning:

$$n_{ef1} := n_1^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} = 6.816$$

Kraften danner vinkel på fiberretningen og effektive bolter i fiberretning bestemmes med lineær interpolasjon mellom nef og n [8.5.1.1(4)]

$$n_{ef} := \frac{F_{1y} \cdot n_{ef1} + F_{1x} \cdot n_1}{F_{1y} + F_{1x}} = 7.718$$

$$\gamma_m := 1.3 \quad k_{mod} := 0.6$$

$$F_{vstat} := n_{ef} \cdot \frac{F_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = 3.008 \cdot 10^5$$

effektiv kapasitet av 1 dybel:

$$F_{vstat1} := \frac{F_{vstat}}{n_1} = 2.734 \cdot 10^4$$

utnyttelse:

$$u := \frac{F_{1tot}}{F_{vstat1}} = 0.924 < 1.0 \text{ OK}$$

stålmengder:

$$l_{plate} := (n_1 - 1) \cdot a_1 + 7 \cdot d + 3 \cdot d_0 = 603$$

$$V_s := l_{plate} \cdot t_{plate} \cdot b_{plate} \cdot 3 + n_1 \cdot n_2 \cdot A_d \cdot b_{nutre} + \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot (d_{bh,max})^2 \cdot h_{bh} = 1.337 \cdot 10^7$$

Vedlegg 24 Boltegruppe trukket ut av betongen

BOLTEGRUPPE UTENFOR SØYLELIV

Kontrolleres for krefter 450mm fra senter av betongsøylen. Altså krefter som oppstår i den midtre raden av boltegruppen. Kontrolleres for kategori A i Tabell 3.2 i NS-EN 1993-1-8. Løsningen som kontrolleres er to plater, med ni stk M27-bolter per plate, kavlitet 8.8. Krefter hentet fra leddet modell i Robot.

• **Tverrsnittdata bolt:**

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

Tabell 6.1 Profiler og formler

$$f_{ub} = 800 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tabell 3.1 NS-EN 1993-1-8

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

NA.2.2(2) NS-EN 1993-1-8

$$n = 9$$

Antall bolter

• **Tverrsnittdata plater**

Alle platene er S355 stål, dermed:

$$f_y = 355 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_u = 490 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-1-1 Tabell 3.1

1) Plater i betongen

$$t_{\text{pl.betone}} = 10 \text{ mm}$$

2) Påsveiste plater

$$t_{\text{pl.bjelke}} = 20 \text{ mm}$$

$$h_{\text{plate}} = 400 \text{ mm}$$

• **Krefter på platene:**

1) Skjærkraft

$$V_{\text{Ed}} = 1145 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed,plate}} = 0.5 \cdot V_{\text{Ed}} = 572.5 \text{ kN}$$

2) Aksialkraft

Aksialkraft fungerer som en strekk-kraft på platene, ingen knekking.

$$N_{\text{Ed}} = 335 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed,plate}} = 0.5 \cdot N_{\text{Ed}} = 167.5 \text{ kN}$$

3) Moment

Momentet gir strekk i underkant, altså virker det mot klokken.

$$M_{\text{Ed}} = 161 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed,plate}} = 0.5 \cdot M_{\text{Ed}} = 80.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• **Opptredende krefter per bolt**

1) Aksialkraft

Kraften treffer i tyngdepunkt boltegruppe, og fordeles likt på alle boltene.

$$F_1 := \frac{N_{\text{Ext,plate}}}{n} = 18.611 \text{ kN}$$

2) Skjærkraft

Kraften treffer i tyngdepunkt boltegruppe, og foredeles likt på alle boltene.

$$F_2 := \frac{V_{\text{Ext,plate}}}{n} = 63.611 \text{ kN}$$

3) Moment

Momentet som opptreter i snittet gir strekk i underkant, altså går det mot klokken.

$$r_1 = \sqrt{(100 \text{ mm})^2 + (100 \text{ mm})^2} = 141.421 \text{ mm}$$

$$r_2 = 100 \text{ mm}$$

r_1 og r_2 er boltenes avstand til tyngdepunkt boltegruppe.

$$F_M := \frac{M_{\text{Ext,plate}}}{4 \cdot r_1^2 + 4 \cdot r_2^2} \cdot r_1 = 94.87 \text{ kN}$$

4) Summering krefter

Bolt nr. 7, nederste hjørnebolt til venstre, som får størst påkjenning fra de påførte kreftene. Summerer disse sammen for å finne total påkjenning.

$$F_{M,\text{hor}} := \cos(45^\circ) \cdot F_M = 67.083 \text{ kN}$$

$$F_{M,\text{vert}} := F_{M,\text{hor}}$$

$$F_{7,\text{hor}} := F_1 + F_{M,\text{hor}} = 85.694 \text{ kN}$$

$$F_{7,\text{vert}} := F_{M,\text{vert}} + F_2 = 130.694 \text{ kN}$$

$$F_7 := \sqrt{F_{7,\text{vert}}^2 + F_{7,\text{hor}}^2} = 156.284 \text{ kN}$$

• **Kapasitet bolt**

1) **Avskjæring:**

$$\alpha_0 = 0.6$$

$$n_1 = 1$$

$$F_{v,Rd} = \frac{(\alpha_0 \cdot f_{ub} \cdot A_s)}{\gamma_{M2}} \cdot n_1 = 176.256 \text{ kN}$$

$$\frac{F_7}{F_{v,Rd}} = 0.887 \quad ; \text{ OK for avskjæring}$$

NS-EN 1993-1-8

Tabell 3.4

Antall snitt

2) **Hullkanttrykk:**

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$t_{tot} = t_{pl,flange} + t_{pl,web} = 30 \text{ mm}$$

$$d_0 = d + 3 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$$

Tabell 3.4

NS-EN 1090-2, tabell 11

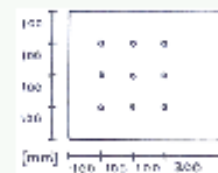
Må kontrollere at avstander i boltegruppen overholder minsteavstander, etter Tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8:

$$e_{1min} = 1.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm} < e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_{2min} = 1.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm} < e_2 = 100 \text{ mm}$$

$$p_{1min} = 2.2 \cdot d_0 = 72.6 \text{ mm} < p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$p_{2min} = 2.4 \cdot d_0 = 79.2 \text{ mm} < p_2 = 100 \text{ mm}$$



$$\alpha_0 = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.76$$

$$k_{1,rand} = \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$k_{1,min} = \min\left(1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{(k_{1,rand} \cdot \alpha_0 \cdot f_u \cdot d \cdot t_{tot})}{\gamma_{M2}} = 670.409 \text{ kN}$$

$$\frac{F_7}{F_{b,Rd}} = 0.233 \quad ; \text{ OK for hullkanttrykk}$$

• **Kontroll grunnmateriale**

1) Strek-kapasitet

$$h_{red} := h_{plate} - 3 \cdot d_0 = 301 \text{ mm}$$

$$A_{net} := h_{red} \cdot t_{pl.bjelke}$$

$$N_{u,Rd} := \frac{(0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u)}{\gamma_{M2}} = (2.124 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

(6.7) NS-EN 1993-1-1

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{u,Rd}} = 0.079 \quad : \text{ OK for strekk alene}$$

2) Bøyningsmoment

Tregghetsmoment gis fratekk for to av tre hull. Egentreghetsmoment av hull neglisjeres. Hull ved senter bidrar da ikke.

$$I_{tot} := \frac{1}{12} \cdot t_{pl.bjelke} \cdot h_{plate}^3 = (1.067 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{net} := I_{tot} - 2 \cdot t_{pl.bjelke} \cdot d_0 \cdot r_1^2 = (8.027 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$M_{u,Rd} := \frac{(0.9 \cdot f_u \cdot I_{net})}{\gamma_{M2} \cdot \frac{h_{plate}}{2}} = 141.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed,plate}}{M_{u,Rd}} = 0.569 \quad : \text{ OK for moment alene.}$$

3) Kombinasjon N+M

$$\frac{N_{Ed,plate}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{Ed,plate}}{M_{u,Rd}} = 0.647 \quad : \text{ grunnmaterialet holder}$$

4) Blokkutrivning

Sett inn en illustrasjon for å vise hva som blir Anv og Ant? Se på at hovedstålet ryker (platen fra treet) eller se på at selve påsveiste platen? Må bruke tykkelsen til den delen en ser på for å finne arealet.

$$A_{nt} := ((2 \cdot 100 \text{ mm}) + d_0) \cdot t_{pl.bjelke} = (4.66 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} := \left(2 \cdot \left((3 \cdot 100 \text{ mm}) + \frac{d_0}{2} \right) \right) \cdot t_{pl.bjelke} = (1.266 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$V_{eff,1.Rd} = \frac{(f_u \cdot A_{nt})}{\gamma_{M2}} + \frac{(f_y \cdot A_{nv})}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = (4.298 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad (3.9) \text{ NS-EN 1993-1-8}$$

$$\frac{V_{Ed,plate}}{V_{eff,1.Rd}} = 0.133 \quad ; \text{ OK for blokkutrivning.}$$

- **Konklusjon**

Boltgruppen holder. Kan dermed bruke ni stk. M27 bolter, i kvalitet 8.8, per plate ved utførelse av boltegruppe utenfor søyleliv.

KLIMAREGNSKAP

Beregner kg CO₂-ekvivalent utslipp for å sammenligne 550x550 limtrestaver med RHSS 250x12.5 profil.

- **Tverrsnittsdata**

Den totale lengde av alle stavnene i fagverket er:

$$L_{\text{tot}} := (7.82 + 9.89 + 9.85 + 3 \cdot 11.42) \text{ m} = 61.82 \text{ m}$$

- 1) Stålprofil, RHSS

$$A_{\text{RHSS}} := 11500 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$a := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$g_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tyngdetetthet av stål

$$m_{\text{RHSS}} := A_{\text{RHSS}} \cdot L_{\text{tot}} \cdot \frac{g_s}{a} = (5.58 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

Mengde av stålstaver

- 2) Limtrestaver

$$A_{\text{limtre}} := 550 \text{ mm} \cdot 550 \text{ mm} = (3.025 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal

$$V_{\text{limtre}} := A_{\text{limtre}} \cdot L_{\text{tot}} = 18.701 \text{ m}^3$$

Volum av limtrestaver

- 3) Stålforbindere:

$$V_{\text{s,forb}} := 1.2 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Volum av stål i forbindere

Den totale mengden stål i 12 forbindere blir da:

$$m_{\text{s,forb}} := 12 \cdot V_{\text{s,forb}} \cdot \frac{g_s}{a} = (1.13 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

- **Regnskap**

Bruker EPD fra epd-norge.no for CO₂-ekvivalente utslipp per kg produsert material i fase A1-A4 som gjelder produksjon og transport fram til montering.

- 1) Stål

EPD-data for stål-profiler er fra Contiga. Antar forenklet at forbindelsesmidler har samme utslipp per kilo som stålprofilene. Dektalert enhet er 1 tonn stål.

Miljøpåvirkning											
Enhet	A1	A2	A3	A4	A5	G1	G2	G3	G4	A1-A5	
GWP	kg CO ₂ -e	2995	22.9	62.6	7.26	0.358	0.5523104	7.34	1	0	2432
ODP	kg CFC11-e	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
POCP	kg CFC11-e	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
AP	kg PO ₄ -e	5.36	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	5.36
EP	kg PO ₄ -e	0.572	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.572
WPM	kg PM ₁₀ -e	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
WRF	kg	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

$$GWP_s := (2399 + 29.9 + 62.6 + 7.26) \frac{kg}{10^3 kg} = 2.499 \frac{kg}{kg}$$

2) Limtre

EPD-data for limtre er fra Moelven. Her sees bort fra lagrig av CO₂ i treverket da dette påvirker verdiene senere i livsløpet som ikke er beregnet. Deklarert enhet er 1 m³

Underindikatorer for bidraget fra lagret karbon til klimapåvirkning									
Parameter	Enhet	A1-A3	A4	A5	G1	G2	G3	G4	
GWP - unndelt bidrag til reduksjonen av lagret karbon	kg CO ₂ -e/m ³	7.20E+01	7.07E+00	8.68E+00	8.68E+00	4.82E+00	5.00E+00	5.82E+00	5.82E+00
GWP - bidrag fra lagret karbon i materialene	kg CO ₂ -e/m ³	6.88E+02	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	6.88E+02	0.00E+00	0.00E+00
GWP - total	kg CO ₂ -e/m ³	6.95E+02	7.07E+00	8.68E+00	8.68E+00	4.82E+00	6.00E+00	5.82E+00	5.82E+00

$$GWP_{limtre} := (72.0 + 7.07) \frac{kg}{m^3} = 79.07 \frac{kg}{m^3}$$

3) Utslipp: A1-A4

$$U_{RUS} := GWP_s \cdot m_{RUS} = (1.394 \cdot 10^4) kg$$

$$U_{limtre} := GWP_{limtre} \cdot V_{limtre} + GWP_s \cdot m_{s,forb} = (4.303 \cdot 10^3) kg$$

• Alternativ utforming

Dersom knutepunktet utformes med én plate og M30 dybler får limtrestavene et større utslipp. Knutepunktet er avhengig av 4x21 dybler.

1) Tverrsnittsdata

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

$$L_{plate} := 20 \cdot 5 \cdot d + 3(d + 3 \text{ mm}) + 7 \cdot d = 3.309 \text{ m}$$

$$V_{s,forb} := 4 \cdot 21 \cdot 550 \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 + L_{plate} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = 0.077 \text{ m}^3$$

$$m_{s,forb} := 12 \cdot V_{s,forb} \cdot \frac{\rho_s}{a} = (7.284 \cdot 10^3) kg$$

2) Utslipp

$$U_{limtre} := GWP_{limtre} \cdot V_{limtre} + GWP_s \cdot m_{s,forb} = (1.968 \cdot 10^4) kg$$

Vedlegg 26 Robot-modeller

Disse kan bli ettersendt om ønskelig