

# Vedleggsliste

<b>Vedlegg A: Lastberegninger</b> .....	<b>1</b>
Vedlegg A1: Egenlaster .....	1
Vedlegg A2: Trafikklaster.....	2
Vedlegg A3: Vindlaster.....	3
Vedlegg A4: Snølaster .....	6
Vedlegg A5: Termiske laster.....	7
<b>Vedlegg B: Laskombinasjoner og lastplassering</b> .....	<b>10</b>
Vedlegg B1: Lastkombinasjoner for gangbruere .....	10
Vedlegg B2: Plassering av laster.....	12
<b>Vedlegg C: Stålberegninger</b> .....	<b>15</b>
Vedlegg C1: Knekklede trykkbue, knekking ut av planet.....	15
Vedlegg C2: Manuell kapasitetskontroll av buens mest kritiske stav.....	16
Vedlegg C3: Bruddgrensedimensjonering av ståldekke - langsgående stivere.....	20
Vedlegg C4: Verifisering av Robot-modellen.....	22
Vedlegg C5: Bruddgrensekontroll av tverrbjelke .....	23
Vedlegg C6: Dimensjonering av mest kritiske sveiste knutepunkter .....	27
<b>Vedlegg D: Aluminiumberegninger</b> .....	<b>44</b>
Vedlegg D1: Knekklede trykkbue, knekking av buens endeportal .....	44
Vedlegg D2: Manuell kapasitetskontroll av buens mest kritiske stav.....	45
Vedlegg D3: Kapasitet av sveiser .....	49
Vedlegg D4: Bruddgrensedimensjonering av aluminiumsdekke - dekkeprofil .....	51

# Vedlegg A: Lastberegninger

## Noen geometriske størrelser benyttet ved lastberegning:

Bredde bru	$b_{bru} := 3.7 \text{ m}$	
Bredde dekke	$b_{dek} := 3.2 \text{ m}$	
Fribredde bru	$b_{fri} := 3 \text{ m}$	
Lengde bru	$l := 19 \text{ m}$	
Høyde fagverk (systemlinjer)	$h_{fag} := 2.4 \text{ m}$	
Høyde tverrsnitt fagverk	$h_{tv} := 250 \text{ mm}$	$h_{tv1} := 180 \text{ mm}$

## Vedlegg A1: Egenlaster

Iht. NS-EN 1991-1-1 og Håndbok N400

Tygdetetthet stål	$\rho_{stål} := 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	[Tabell A.4]
-------------------	--	--------------

Tygdetetthet aluminium	$\rho_{alu} := 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	[Tabell A.4]
------------------------	---	--------------

Tygdetetthet betong	$\rho_{bet} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	[Tabell A.1]
---------------------	---	--------------

Antatt dekke består av PEVA 45-plater med 120 mm betongstøp.  
Gjennomsnittlig tykkelse på påstøp blir ca. 10 cm.

Egenvekt samvirkedekke	$q_{dekke} := \rho_{bet} \cdot (10 \text{ cm}) = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
------------------------	--	--

Egenvekt rekkverk	$q_{rekk} := 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(antagelse)
-------------------	--	-------------

Egenvekt belegning	$q_{bel} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	[N400, Tabell 5.2]
--------------------	---	--------------------

## Vedlegg A2: Trafikklaster

For beregning av trafikklast er det brukt NS-EN 1991-2.

### Vertikale laster:

**Jevnt fordelt last (ganglast)**  $q_{fk} := 5 \frac{kN}{m^2}$  [NA.5.3.2.1]

**Konsentrert last**  $Q_{fwk} := 10 \text{ kN}$  [NA.5.3.2.2]  
(virker på et kvadratisk område på 0,10 m x 0,10 m)

### **Last fra service-kjøretøy**

Velger konservativt kjøretøy-last tilsvarende lastmodellen for ulykelast angitt i pkt. 5.6.3.

Vertikale punktlaster påsatt akslene

$$Q_{sv1} := 80 \text{ kN} \quad Q_{sv2} := 40 \text{ kN} \quad \text{[NA.5.3.2.3]}$$

Videre føres kreftene på hjulene, og så på hjulenes kontaktflate som er et kvadrat med sidekant lik 0,2 m.

### Horisontale krefter:

**Langsgående bremselast** [NA.5.4.(2)]

Settes lik den største verdien av:

- 60% av service-kjøretøyets totalvekt  $Q_{flk60} := 0.6 \cdot (Q_{sv1} + Q_{sv2}) = 72 \text{ kN}$

- 10% av total jevnt fordelt trafikklast  $Q_{flk10} := 0.1 \cdot q_{fk} \cdot b_{fri} \cdot l = 28.5 \text{ kN}$

$$Q_{flk} := \max(Q_{flk10}, Q_{flk60}) = 72 \text{ kN}$$

**Sidelast i tverretning** [NA.5.4(2)]

Opptrer kun samtidig med service-kjøretøy og settes lik 25% av den horisontale langsgående bremselasten forårsaket service-kjøretøy.

$$Q_{flk.side} := 0.25 \cdot Q_{flk60} = 18 \text{ kN}$$

## Vedlegg A3: Vindlaster

For beregning av vindlaster er det brukt NS-EN 1991-1-4.

### Inngangsdata:

**Referansevindhastighet**  $V_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$  for Bergen kommune [Tabell NA.4(901.1)]

**Terrengruhetskategori** Kategori I - kystnær, opprørt sjø  
 $z_0 := 0.003 m$   $k_r := 0.16$  [Tabell NA.4.1]  
 $z_{min} := 2 m$

**Høyde over havet for byggestedet**  $H := 2.0 m$

**Referansehøyde**  $z := 4.6 m$  for vind på tvers av bruene, mest ugunstig

**Luftens densitet**  $\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$  [NA.4.5]

### Beregnete faktorer:

**Retningsfaktor**  $c_{dir} := 1.0$  [Tabell NA.4(901.4)]

**Årstidsvariasjon faktor**  $c_{season} := 1.0$  [Tabell NA.4(901.5)]

**Nivåfaktor**  $c_{alt} := 1.0$  for  $H < H_0 = 900m$  [Tabell NA.4(901.3)]

**Sannsynlighetsfaktor for overskridelse**  $c_{prob} := 1.0$  for 50 års returperiode [NA.4.2], [N400, 5.4.3.3]

**Ruhetsfaktor**  $c_{rZ} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.17$  for  $z_{min} < z < z_{max}$  (4.4)

**Terrengformfaktor**  $c_{oZ} := 1.0$  for flatt terreng [4.3.3]

**Turbulensintensitet**  $I_{vZ} := \frac{1.0}{c_{oZ} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.14$  for  $z_{min} < z < z_{max}$  (4.7)

### Beregnete vindhastigheter:

$$\text{Basisvindhastighet} \quad V_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot V_{b,0} = 26 \frac{m}{s} \quad (\text{NA4.1})$$

$$\text{Stedsvindhastighet} \quad V_{mZ} := c_{rZ} \cdot c_{oZ} \cdot V_b = 30.5 \frac{m}{s} \quad (\text{NA4.3})$$

### Beregnet vindkasthastighetstrykk:

$$\text{Vindkasthastighetstrykk} \quad q_{pZ} := (1 + 7 \cdot I_{vZ}) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot V_{mZ}^2 = 1.1 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{NA4.8})$$

### Forenklet beregning av vindlast på bruer:

Iht. NS-EN 1991-1-4, kap. 8.3.2 og 8.3.3.

X-retning defineres her som retningen langs spennet på bruene, Y-retning er bruens tverretning, mens Z-retning er vertikale retningen.

### Vindpåvirkning på brukonstruksjon i Y-retning:

$$\text{Tverrsnittshøyde} \quad b := h_{tv} = 0.25 \text{ m} \quad [\text{Tabell 7.16, 1}]$$

$$\text{Effektiv slankhet for } 15 \text{ m} < l < 50 \text{ m} \quad \lambda := \min\left(1.47 \cdot \frac{l}{b}, 70\right) = 70 \quad [\text{Tabell 7.16}]$$

(Verdien på 1.47 er beregnet vha. lineær interpolasjon for  $l = 19 \text{ m}$ .)

Verdiene for projeksjonsarealene og samlede omsluttende areal som inngår i ligning (7.26) er beregnet i AutoCad med kommandoen "massprop" for  $h_{tv} = 0.25 \text{ m}$ :

$$A := 12.1 \text{ m}^2 \quad A_c := 36.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Massivitetsforhold} \quad \varphi := \frac{A}{A_c} = 0.33 \quad (7.26)$$

$$\text{Endeeffektfaktor} \quad \psi_\lambda := 0.975 \quad \text{avlest verdi} \quad [\text{Figur 7.36}]$$

$$\text{Kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt} \quad c_{fy,0} := 2.1 \quad \text{avlest verdi} \quad [\text{Figur 7.23}]$$

$$\text{Reduksjonsfaktor for kvadratiske tv.sn. med runde hjørner} \quad \psi_r := 0.9 \quad \text{avlest verdi} \quad [\text{Figur 7.24}]$$

**Referanseareal**  $A_{ref,y} := A = 12.1 \text{ m}^2$  (7.27)

Velger å uttlate referansearealet i formel (8.2) slik at vi får verdien som en areallast.

**Vindlastfaktor**  $C := \psi_r \cdot \psi_\lambda \cdot c_{fy,0} = 1.84$

**Vindkraft i Y-retning**  $F_{w,y} := C \cdot q_{pZ} = 2.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  (8.2)

**Jevnt fordelt linjelast mot stavnene**  $q_{w,y} := F_{w,y} \cdot h_{tv} = 0.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   $q_{w,y1} := F_{w,y} \cdot h_{tv1} = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

**Vindpåvirkning på brudekke i Z-retning:**

**Kraftfaktor**  $c_{fz} := 0.9$  både oppover og nedover [NA.8.3.3]

**Areallast i Z-retning**  $F_{w,z} := c_{fz} \cdot q_{pZ} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

**Jevnt fordelt linjelast**  $q_{w,z} := F_{w,z} \cdot \frac{b_{dek}}{2} = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

**Vindpåvirkning på brukonstruksjon i X-retning:**

**Vindkraft i X-retning**  $F_{w,x} := 0.5 \cdot F_{w,y} = 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  [8.3.4]

## Vedlegg A4: Snølast

For beregning av snølast er det brukt NS-EN-1-3.

Standarden gir ingen retningslinjer for snølast på bruer [1.1(8)]. For å få en antydning for snølastens størrelse er den derfor beregnet som "snølast på tak".

### Inngangsdata:

For Bergen kommune:

$$s_{k.0} := 2 \frac{kN}{m^2} \quad H_g := 150 \text{ m} \quad \Delta S_k := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{Tabell NA.4.1.901}]$$

Høyde over havet på byggestedet  $H = 2 \text{ m}$

### Beregnet snølast:

$$H < H_g \Rightarrow \text{er Karakteristisk snølast på mark} \quad s_k := s_{k.0} = 2 \frac{kN}{m^2} \quad [\text{NA.4.1(1)}]$$

$$\text{Formfaktor} \quad \mu_1 := 0.8 \quad [\text{NA.5.3.1(3)}]$$

$$\text{Eksponeringsfaktor} \quad C_e := 1.0 \quad [\text{Tabell NA.5.1}]$$

$$\text{Termisk faktor} \quad C_t := 1.0 \quad [\text{NA.5.2(8)}]$$

$$\text{Snølast på bruene} \quad s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.6 \frac{kN}{m^2} \quad (5.1)$$

## Vedlegg A5: Termiske laster

For beregning av termiske påkjenninger er det brukt NS-EN 1991-1-5.

Enheden for alle resultatene nedenfor er celsius [°C].

### Inngangsdata:

**Bruoverbygning**                      Type 1: Stålbruer                      [NA.6.1.1]

### **Representative lufttemperatur i skyggen**

For Bergen område:                       $T_{max} := 34$                       [Figur NA.A1]

$T_{min} := -20$                       [Figur NA.A2]

**Initialtemperatur**                       $T_0 := 10$                       [NA.A1(3)]

### **Lineære utvidelseskoeffisienter**

Stål     $\alpha_{T.stål} := 12 \cdot 10^{-6}$                       [Tabell C.1]

Aluminium                                       $\alpha_{T.al} := 24 \cdot 10^{-6}$

### Beregnete temperaturparametere:

#### **Jevnt fordelte brutemperaturandel**

Denne temperaturendringen gir enten utvidelse eller sammentrekning av bruene i lengderetning.

$T_{e.max} := T_{max} + 16 = 50$                       [Figur NA.6.1]

$T_{e.min} := T_{min} - 3 = -23$

**Intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel**                      [6.1.3.3]

Maksimalt **temperaturkontraksjonsintervall** for en jevnt fordelt brutemperaturandel

$$\Delta T_{N.con} := T_0 - T_{e.min} = 33 \quad (6.1)$$



Maksimalt **temperatursjansintervall** for jevnt fordelt brutemperaturandel

$$\Delta T_{N.exp} := T_{e.max} - T_0 = 40 \quad (6.2)$$

Totalintervallet for jevnt fordelt brutemperatur

$$\Delta T_N := T_{e.max} - T_{e.min} = 73 \quad [\text{MERKNAD 1}]$$

### Vertikal lineært varierende temperaturredifferanseandel

$$\Delta T_{M.heat'} := 18 \quad \text{Underside varmere enn overside} \quad [\text{Tabell NA.6.1}]$$

$$\Delta T_{M.cool'} := 13 \quad \text{Overside varmere enn underside}$$

For andre belegtykkelser enn 50 mm må verdiene multipliseres med faktoren  $k_{sur}$ . [MERKNAD 2]

$$k_{sur.heat} := 0.7 \quad \text{Uten belegg} \quad [\text{Tabell NA.6.2}]$$

$$k_{sur.cool} := 0.9$$

$$\Delta T_{M.heat} := \Delta T_{M.heat'} \cdot k_{sur.heat} = 12.6$$

$$\Delta T_{M.cool} := \Delta T_{M.cool'} \cdot k_{sur.cool} = 11.7$$

### Oppsummering av beregnede temperaturandeler:

$\Delta T_{N.exp}$	$\Delta T_{N.con}$	$\Delta T_{M.heat}$	$\Delta T_{M.cool}$
(°C)	(°C)	(°C)	(°C)
40	33	12.6	11.7

### Kombinasjon av temperaturlastene:

Ved samtidighet av jevnt fordelt brutemperaturandel og temperaturredifferanser velges den mest ugunstige virkningen av:

$$\Delta T_{M.heat} \text{ (eller } \Delta T_{M.cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} \text{ (eller } \Delta T_{N.con}) \quad (6.3)$$

eller

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} \text{ (eller } \Delta T_{M.cool}) + \Delta T_{N.exp} \text{ (eller } \Delta T_{N.con}) \quad (6.4)$$

hvor  $\omega_N := 0.35$  og  $\omega_M := 0.75$  [NA.6.1.5(1)]

### **Beregnet temperaturutvidelse:**

Stålbru:

$$\Delta_{exp.stål} := \alpha_{T.stål} \cdot \Delta T_{N.exp} = 4.8 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta_{con.stål} := \alpha_{T.stål} \cdot \Delta T_{N.con} = 3.96 \cdot 10^{-4}$$

Aluminiumbru:

$$\Delta_{exp.al} := \alpha_{T.al} \cdot \Delta T_{N.exp} = 9.6 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta_{con.al} := \alpha_{T.al} \cdot \Delta T_{N.con} = 7.92 \cdot 10^{-4}$$

### **Utvidelse/sammentrekning i bruens lengderetning:**

Stålbru:

$$\Delta_{exp.stål} \cdot 19 \text{ m} = 9.1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{con.stål} \cdot 19 \text{ m} = 7.5 \text{ mm}$$

Aluminiumbru:

$$\Delta_{exp.al} \cdot 19 \text{ m} = 18.2 \text{ mm}$$

$$\Delta_{con.al} \cdot 19 \text{ m} = 15 \text{ mm}$$

## Vedlegg B: Laskombinasjoner og lastplassering

### Vedlegg B1: Lastkombinasjoner for gangbruer

Lastkombinasjoner i bruddgrense [32]

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flyteledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.

MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med  $\gamma$ - og  $\xi$ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$  for permanent last, untatt de som er listet under <sup>1) 2)</sup>

1,00 for irreversible deformasjonslaster <sup>3)</sup>

1,20 for permanent del av vanntrykk

$\gamma_{G,inf} = 1,0$  for permanent last <sup>1) 2)</sup>

0 for irreversible deformasjonslaster <sup>3)</sup>

1,0 for vanntrykk

$\xi = 0,89$  for egenvekt <sup>1)</sup>

$\gamma_p =$  verdier gitt i de aktuelle Eurokodene <sup>4)</sup>

$\gamma_Q = 1,35$  for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,5$  for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes  $\gamma_Q = 1,2$

$\gamma_Q = 1,60$  for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,20$  for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,35$  for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,50$  for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

1) Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.

2) De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med  $\gamma_{G,j,sup}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med  $\gamma_{G,j,inf}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

3) Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For  $\gamma$ -verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige  $\gamma$ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.

4) Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.

MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for  $\gamma_Q$  og  $\gamma_Q$  igjen deles inn i verdiene  $\gamma_Q$  og  $\gamma_Q$  og modellens usikkerhetsfaktor  $\gamma_{sd}$ . En verdi for  $\gamma_{sd}$  som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.

Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.

MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.

Verdier for  $\psi$ -faktorer for gangbruer [32]

Påvirkning	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2^{4)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$
Trafikklast	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	$Q_{twk}$ (konsentrert last)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (tjenestekjøretøy)	0,7 <sup>2)</sup>	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	$F_{wk}$	0,7	0,6	0/0,5	0,8
	$F_w^*$	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Temperatur <sup>3)</sup>	$T_k$	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Snølast	$Q_{Sn,k}$ På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8
	$Q_{Sn,k}$ Under utførelse	0,8	-	-	-
Laster i byggetilstand	$Q_c$	1,0	-	1,0	-
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8

<sup>1)</sup>  $\psi_{1,infq}$  er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

<sup>2)</sup> Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved  $F_{wk}$ , bør  $\psi_0$  for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

<sup>3)</sup> Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

<sup>4)</sup> Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Beregnete lastfaktorer for bruddgrensek kontroll:

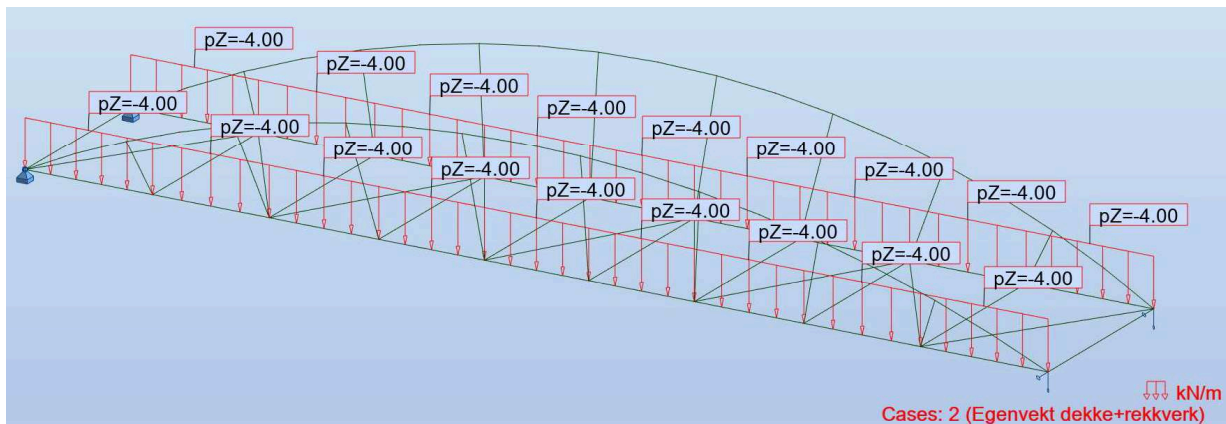
Lastfaktorer for ULS	Egenvekt			Trafikk			Vind		
	$\gamma_G$	$\xi$	Lastfaktor, $\gamma_G \cdot \xi$	$\gamma_Q$	$\psi_0$	Lastfaktor, $\gamma_Q \cdot \psi_0$	$\gamma_Q$	$\psi_0$	Lastfaktor, $\gamma_Q \cdot \psi_0$
<b>Ligning 6.10a</b>	1.35	-	<b>1.35</b>	1.35	0.7	<b>0.945</b>	1.6	0.7	<b>1.12</b>
<b>Ligning 6.10b</b>	1.35	0.89	<b>1.2</b>	1.35	-	<b>1.35</b>	1.6	-	<b>1.6</b>

Lastfaktorer for bruksgrensek kontroll:

Lastfaktorer for SLS	Egenvekt	Trafikk	Vind
	Lastfaktor	Lastfaktor, $\psi_1$	Lastfaktor, $\psi_1$
<b>Karakteristisk</b>	<b>1.0</b>	<b>0.7</b>	<b>0.6</b>

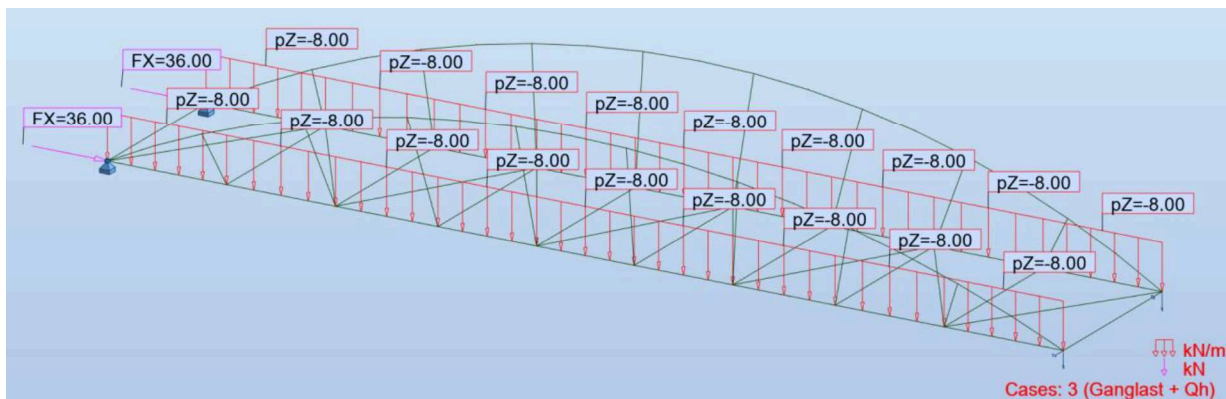
## Vedlegg B2: Plassering av laster

### Lasttilfelle *Egenvekt dekke+rekkverk*



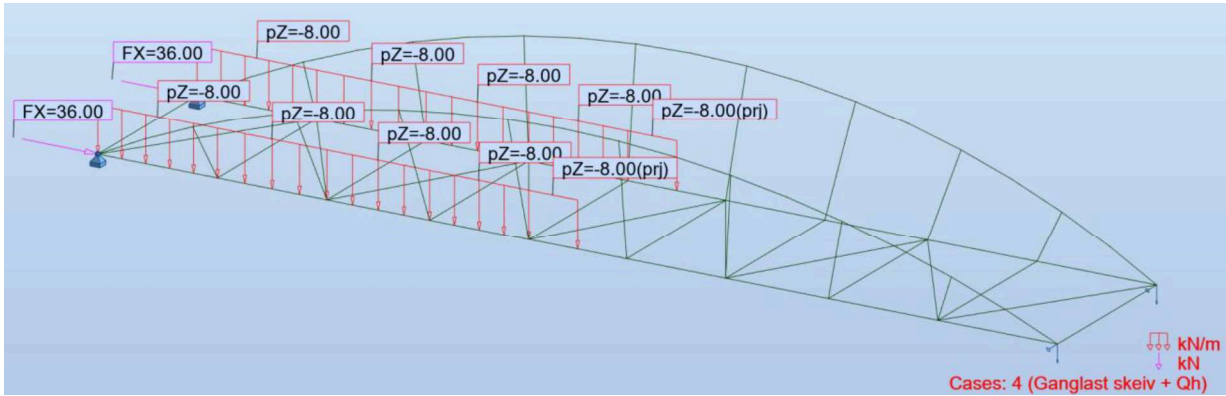
Linjelasten på 4 kN/m er beregnet ved å gange beregnede egenlast av samvirkedekke,  $q_{\text{dekke}} = 2.4 \text{ kN/m}^2$  med lastbredde på 1.6 m og så plusse på last av rekkvekt,  $q_{\text{dekke}} = 0.2 \text{ kN/m}$ .

### Lasttilfelle *Ganglast + Qh*



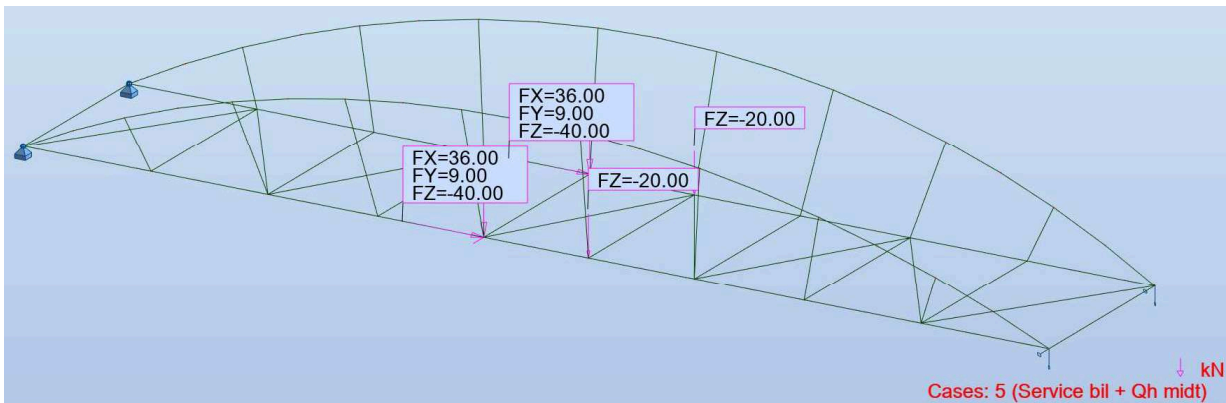
Linjelasten på 8 kN/m er beregnet ved å gange jevnt fordelte ganglasten  $q_{\text{fk}} = 5 \text{ kN/m}^2$  med lastbredde lik 1.6 m. Langsgående bremselasten  $Q_{\text{fk}}$ , beregnet til 72 kN i Vedlegg A2, er satt på som to punktlaster lik 36 kN hver.

### Lasttilfelle *Ganglast skeiv + Qh*



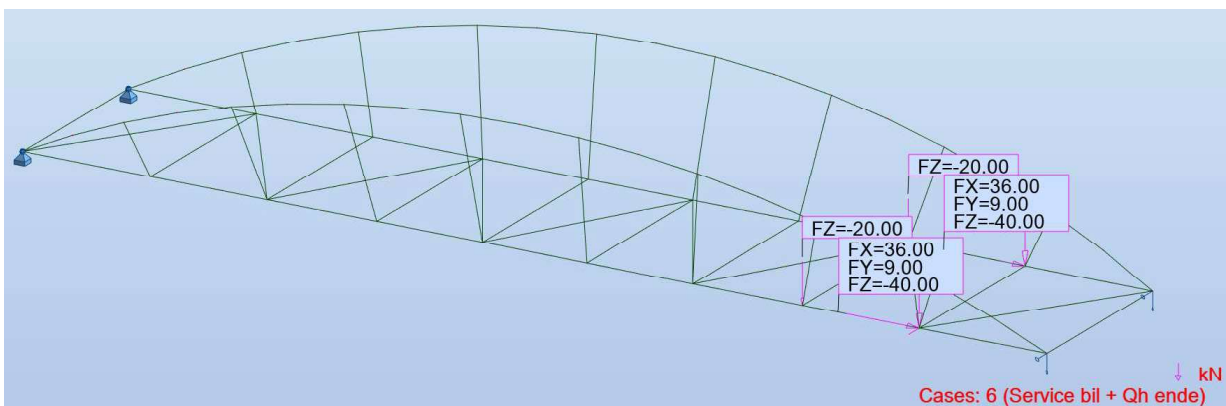
Linjelasten er påført på kun halve bruene.

### Lasttilfelle *Service bil + Qh midt*

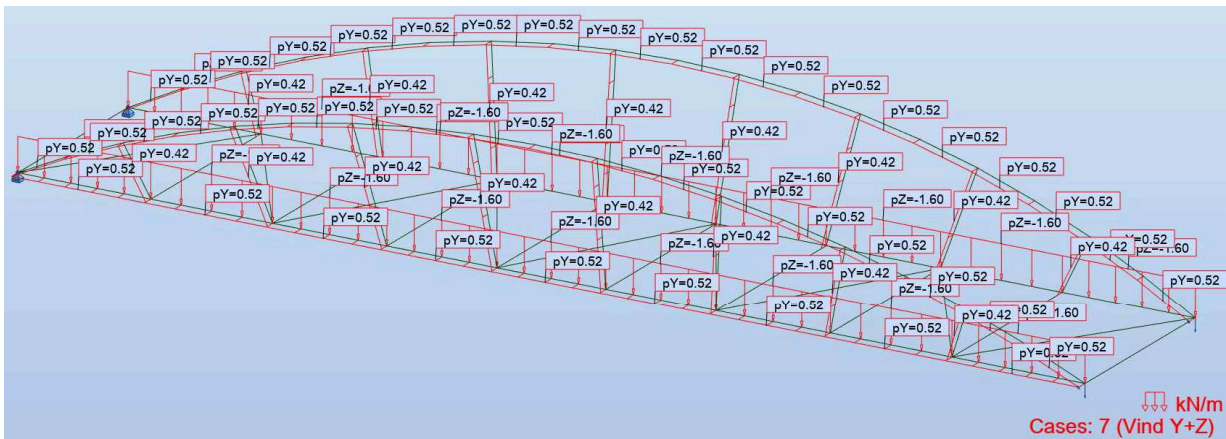


Her er tjenestekjøretøy-lastene satt på som punktlaster direkte på fagverkets undergurt (mest ugunstig for fagverket).

### Lasttilfelle *Service bil + Qh ende*

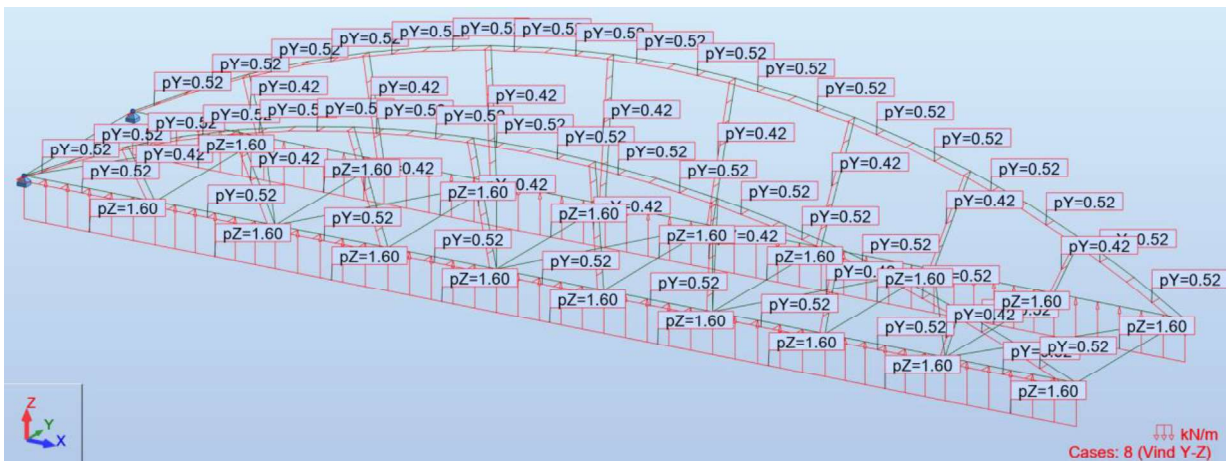


### Lasttilfelle *Vind Y+Z*



Vindlasten er påført som linjelast langs HUP-profilene. Det er konservativt antatt at fagverkene vil få like stor påkjenning ved vind i bruens tverretning. Verdiene på lastene i de forskjellige retningene er som beregnet i Vedlegg A3.

### Lasttilfelle *Vind Y-Z*



# Vedlegg C: Stålberegninger

## Vedlegg C1: Knekk lengde trykkbue, knekking ut av planet

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

$$\text{Elastisitetsmodul: } E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Skjærmodul: } G := 81000 \frac{N}{mm^2}$$

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x10:

$$\text{Totalhøyde: } h := 250 \text{ mm}$$

$$\text{Veggtykkelse: } t := 10 \text{ mm}$$

$$\text{Annet arealmoment: } I := 90.55 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{St. Venants torsjonskonstant: } I_T := 141100 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

### Verifisering av knekk lengde beregnet i Robot :

Laveste aksialkraft hentet fra Robot for lastkombinasjon 107 ULSb ganglast:  $N_{Ed} := 344.16 \text{ kN}$  (trykk)

Knekkfaktor beregnet i Robot:  $\alpha := 27.86$

Benytter formelen for elastisk knekklast (Eulerlast):

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I \quad \Rightarrow \quad L_k := \sqrt{\frac{\pi^2}{N_{Ed} \cdot \alpha} \cdot E \cdot I} = 4.42 \text{ m}$$

El er bøystivheten til buen ut av planet

### Beregning av knekk lengde på grunnlag av NS-EN 1993-2:

NS-EN 1993-2, pkt. D.3.3(2) gir uttrykk for knekk lengdefaktor for knekking ut av planet av frittstående sirkulære buer med radiell belastning:

$$\text{Formel (D.7)} \quad \beta = \pi \cdot r \cdot \alpha_r \cdot \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha_r^2} \cdot \frac{E \cdot I}{G \cdot I_T}}{L \cdot (\pi^2 - \alpha_r^2)} \quad \text{og} \quad L_k = \beta \cdot L$$

Sirkelens radius:  $r := 20 \text{ m}$  Buens åpningsvinkel:  $\alpha_r := 0.994$  Buens projiserte lengde:  $L := 19 \text{ m}$

$$\Rightarrow L_{k1} := \pi \cdot r \cdot \alpha_r \cdot \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha_r^2} \cdot \frac{E \cdot I}{G \cdot I_T}}{(\pi^2 - \alpha_r^2)} = 23.9 \text{ m}$$



## Vedlegg C2: Kapasitetskontroll av buens mest kritiske stav, stav 26

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

Elastisitetsmodul:  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:  $\gamma_{M1} := 1.10$

[NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x10:

Totalhøyde:  $h := 250 \text{ mm}$

Vegtykkelse:  $t := 10 \text{ mm}$

Areal:  $A := 9193 \text{ mm}^2$

Annet arealmoment:  $I := 90.55 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Elastisk motstandsmoment:  $W := 724.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Treghetsradius:  $i := 97.7 \text{ mm}$

St. Venants torsjonskonstant:  $I_T := 141100 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$

### Krefter og momenter hentet fra Robot:

lastkombinasjon 107 ULSb Ganglast

$$N_{Ed} := 346.56 \text{ kN (trykk)} \quad M_{y,Ed} := 19.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z,Ed} := 0.42 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{z,Ed} := 15.64 \text{ kN}$$

### Kontroll av tverrsnittsklasse:

Det skal benyttes elastiske beregningsmetoder. Det krever klasse 3 eller bedre. Tverrsnittet utsettes for aksialkraft-trykk og moment. Benytter krav for trykk til sikker side.

Steg/flens:  $c := h - 2 \cdot t = 230 \text{ mm}$

$$\text{Faktor: } \varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\text{Krav klasse 1: } 33 \cdot \varepsilon = 26.8 > \frac{c}{t} = 23$$

=> Tverrsnittet overholder krav til klasse 1.

### Momentkapasitet

$$M_{y,Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W = 233.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = 0.08 < 1.0 \text{ God kapasitet}$$

$$M_{z,Rd} := M_{y,Rd} = 233.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.002 \text{ Neglisjerbart liten utnyttelse}$$

### Aksialkraftkapasitet avstivet

$$N_{c,Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A = 2966.8 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.12 < 1.0 \text{ OK så langt}$$

### Kombinert bøyning og aksialkraft avstivet

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \frac{M_{z10}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0$$

[NS-EN 1993-1-1: Formel (6.2)]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.2 \text{ Utnyttelsen i Robot er 13%, programmet bruker Formel (6.1)}$$

Tverrsnittet oppfyller dimensjoneringskriteriet i ligning (6.2).

## Skjær

Skjærareal:  $A_v := 2 \cdot h \cdot t = 5000 \text{ mm}^2$

$$V_{z.Rd.pl} := \frac{f_y}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} \cdot A_v = 932 \text{ kN}$$

$$V_{z.Ed} = 15.64 \text{ kN} \ll \frac{1}{2} V_{z.Rd.pl} = 465.8 \text{ kN} \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1: pkt. 6.2.8}]$$

=> Ingen reduksjon av momentkapasitet pga. skjær.

## Knekking ut av planet:

Knekk lengde:  $L_{k.y} := 19 \text{ m}$        $L_{k.z} := 2.2 \text{ m}$

Relativ slankhet:  $\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.4$

$$i_y := i \quad \lambda_{y}'' := \frac{L_{k.y}}{i_y \cdot \lambda_1} = 2.55$$

[NS-EN 1993-1-1: Formel (6.50)]

$$i_z := i \quad \lambda_{z}'' := \frac{L_{k.z}}{i_z \cdot \lambda_1} = 0.29$$

Imperfeksjonsfaktor:  $\alpha := 0.21$  for knekkurve **a**      [NS-EN 1993-1-1: Tabell 6.1]

Funksjon for å bestemme

reduksjonsfaktor:  $\Phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_{y}'' - 0.2) + \lambda_{y}''^2) = 3.99$

$$\Phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_{z}'' - 0.2) + \lambda_{z}''^2) = 0.55$$

Reduksjonsfaktor:  $\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_{y}''^2}} = 0.14$

[NS-EN 1993-1-1: Formel (6.49)]

$$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_{z}''^2}} = 0.98$$

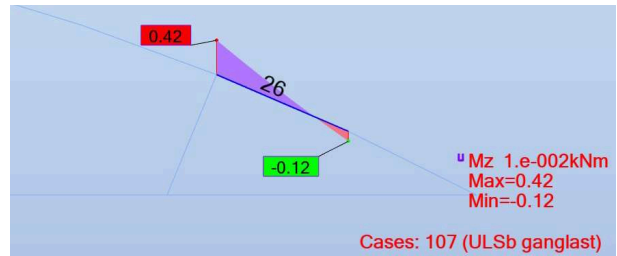
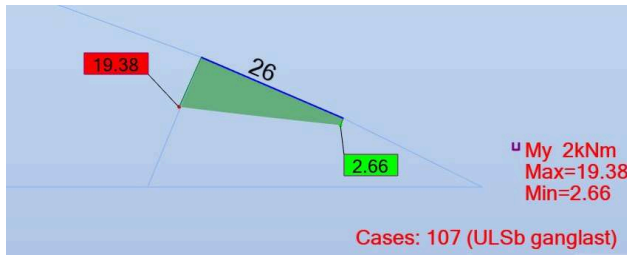
Knekk-kapasitet:  $N_{b.y.Rd} := \chi_y \cdot N_{c.Rd} = 420.6 \text{ kN}$

[NS-EN 1993-1-1: Formel (6.47)]

$$N_{b.z.Rd} := \chi_z \cdot N_{c.Rd} = (2.904 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{b.Rd} := \min(N_{b.y.Rd}, N_{b.z.Rd}) = 420.6 \text{ kN} \quad \text{Resultatet i Robot er } 434.16 \text{ kN, dvs. at knekk-kapasiteten avviker med } 3\%$$

Benytter NS-EN 1993-1-1, Tabell B.1 (vridningsforhindrede staver) for å finne interaksjonsfaktorer:



Ekvivalent momentfaktor:  $C_{my} := 1.0$        $C_{mz} := 0.4$       [NS-EN 1993-1-1: Tabell B.3]

Interaksjonsfaktor om y:  $k_{yy.min} := C_{my} \cdot \left( 1 + 0.6 \cdot \lambda''_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} \right) = 2.26$

$k_{yy.max} := C_{my} \cdot \left( 1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} \right) = 1.49$

$$k_{yy} := \begin{cases} k_{yy.min} & \text{if } k_{yy.min} \leq k_{yy.max} \\ k_{yy.max} & \text{else} \end{cases} = 1.49$$

Interaksjonsfaktor om z:  $k_{yz.min} := C_{mz} \cdot \left( 1 + 0.6 \cdot \lambda''_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.z.Rd}} \right) = 0.41$

$k_{yz.max} := C_{mz} \cdot \left( 1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.z.Rd}} \right) = 0.43$

$$k_{yz} := \begin{cases} k_{yz.min} & \text{if } k_{yz.min} \leq k_{yz.max} \\ k_{yz.max} & \text{else} \end{cases} = 0.41$$

Påvisning av stabilitet:

Hulprofil er ikke utsatt for vipping:  $\chi_{LT} := 1$        $M_{y.b.Rd} := \chi_{LT} \cdot M_{y.Rd} = 233.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$U_{6.61} := \frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.b.Rd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} \leq 1.0 \quad \text{[NS-EN 1993-1-1: Formel (6.61)]}$$

Utnyttelse:  $U_{6.61} = 0.95$       **Utnyttelsen i Robot er beregnet til 97%**

Krav:  $\begin{cases} \text{“OK”} & \text{if } U_{6.61} \leq 1.0 \\ \text{“IKKE ok”} & \text{else} \end{cases} = \text{“OK”} \Rightarrow \text{Dimensjoneringskravet er oppfylt}$

# Vedlegg C3: Bruddgrensedimensjonering av ståldekke - langsgående stivere

## Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

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

Materialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.10$   
 $\gamma_{M1} := 1.10$   
 $\gamma_{M2} := 1.25$

[NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]

## Karakteristiske laster:

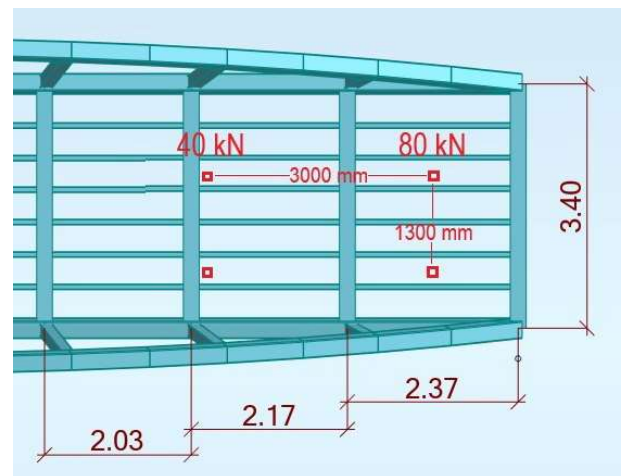
Egenlast stålplate:  $q_{pl} := 0.785 \frac{kN}{m^2}$

Lastbredde egenlast:  $lb := 0.45 m$

Last fra service bil vil gi maksimale lastvirkninger.

Nyttelast servicebil:

$$Q_{sv1} := \frac{80 \text{ kN}}{2} = 40 \text{ kN} \text{ (vertikalkraft)}$$



Analytiske forenklinger: Antatt fritt opplagt bjelke med spennvidde  $l := 2.37 m$ , enkel punktlast midt på bjelken. Antar også at en stiver tar 75% av hjullasten alene.

## Dimensjonerende laster:

Ligning 6.10b gir dimensjonerende lastkombinasjon.

[NS-EN 1990, tabell NA.A2.4(B)]

$$q_f := q_{pl} \cdot 1.2 \cdot lb = 0.4 \frac{kN}{m} \quad Q_{sv1.f} := 75\% Q_{sv1} \cdot 1.35 = 40.5 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment om y:

$$M_q := \frac{q_f \cdot l^2}{8} = 0.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_Q := \frac{Q_{sv1.f} \cdot l}{4} = 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y.Ed} := M_q + M_Q = 24.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := \frac{Q_{sv1.f}}{2} = 20.25 \text{ kN}$$

### Nødvendig motstandsmoment:

$$W_{min} := \frac{M_{y.Ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = (75.3 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 \quad [\text{NS-EN 1993-1-1: pkt. 6.2.5}]$$

$$\Rightarrow \text{Velger tverrsnitt RHS 120.80.8} \quad W_y := 87.54 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad h := 120 \text{ mm} \quad t_w := 8 \text{ mm}$$

### Momentkapasitet

$$M_{y.Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot W_y = 28.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0 \quad \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.86 \quad \text{Kapasitet OK} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1: (6.14)}]$$

### Plastisk skjærkapasitet

$$\text{Skjærareal: } A_v := 2 \cdot h \cdot t_w = 1920 \text{ mm}^2$$

$$V_{z.Rd.pl} := \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \cdot A_v = 358 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 20.25 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{z.Rd.pl} = 178.9 \text{ kN} \quad \text{OK!} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1: pkt. 6.2.8}]$$

$\Rightarrow$  Ingen ytterligere reduksjon av momentkapasitet pga. skjær.

## Vedlegg C4: Verifisering av Robot-modellen

### Karakteristiske laster:

$$\text{Nyttelast gangtrafikk: } q_{fk} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lastbredde ganglast: } lb := 1.6 \text{ m}$$

$$\text{Linjelast p\aa fagverk: } q := q_{fk} \cdot lb = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lengde fagverk: } l := 19 \text{ m}$$

$$\text{H\oyde fagverk: } h := 2.4 \text{ m}$$

### Moment midt i felt:

$$M := \frac{q \cdot l^2}{8} = 361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Kraftpar aksialkrefter:

$$N_t = N_c = \frac{M}{h} = 150.4 \text{ kN}$$

$$\text{Verdier hentet fra Robot: } N_t := 153.41 \text{ kN} \quad N_c := 153.44 \text{ kN}$$

$$\text{Avvik: } \frac{153.44}{150.4} = 1.02 = 2\% \quad \text{OK!}$$

## Vedlegg C5: Bruddgrensekontroll av tverrbjelke

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

Elastisitetsmodul:  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Skjærmodul:  $G := 81000 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.10$

[NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]

### Tverrsnittsdata for HE200B:

Totalhøyde:  $h := 200 \text{ mm}$

Bredde flens:  $b_f := 200 \text{ mm}$

Tykkelse flens:  $t_f := 15 \text{ mm}$

Tykkelse steg:  $t_w := 9 \text{ mm}$

Areal:  $A := 7808 \text{ mm}^2$

Annet arealmoment, sterk akse:  $I_y := 56.96 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Annet arealmoment, svak akse:  $I_z := 20.03 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Elastisk motstandsmoment, sterk akse:  $W_y := 569.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Elastisk motstandsmoment, svak akse:  $W_z := 200.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

St. Venants torsjonskonstant:  $I_T := 595.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$



### Karakteristiske laster:

$$\text{Egenlast HE200B: } q_{HEB} := 0.613 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Egenlast stålplate: } q_{pl} := 0.785 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Lastbredde egenlast stålplate: } lb := 2.27 \text{ m}$$

$$\text{Egenlast fra mellomliggende stivere HUP 120.80.8: } q_{RHS} := 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last fra service bil vil gi maksimale lastvirkninger.

Nyttelast servicebil:

$$Q_{sv1} := \frac{80 \text{ kN}}{2} = 40 \text{ kN} \quad (\text{to vertikale punktlaster } 40 \text{ kN hver ved } 1.05 \text{ m og } 2.35 \text{ m langs bjelken})$$

$$Q_{flk} := \frac{72 \text{ kN}}{2} = 36 \text{ kN} \quad (\text{to horisontale punktlaster i bjelkens y-retning ved } 1.05 \text{ m og } 2.35 \text{ m})$$

Analytiske forenklinger: Antatt fritt opplagt bjelke med spennvidde  $l := 3.4 \text{ m}$ . Selv om bremselasten  $Q_{flk}$  virker på brudekkets overflate og har en viss utbredelse, er det konservativt antatt at en tverrbjelke tar den opp alene. Punktlastene er plassert symmetrisk langs bjelken, iht. NS-EN 1991-2, figur 5.2.

### Dimensjonerende laster:

Ligning 6.10b gir dimensjonerende lastkombinasjon.

[NS-EN 1990, tabell NA.A2.4(B)]

$$q_f := (q_{pl} \cdot lb + q_{HEB} + q_{RHS}) \cdot 1.2 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{sv1.f} := Q_{sv1} \cdot 1.35 = 54 \text{ kN}$$

$$Q_{flk.f} := Q_{flk} \cdot 1.35 = 48.6 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment om y:

$$M_{qy} := \frac{q_f \cdot l^2}{8} = 4.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Qy} := Q_{sv1.f} \cdot \frac{(l - 1.3 \text{ m})}{2} = 56.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y.Ed} := M_{qy} + M_{Qy} = 61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment om z:

$$M_{z.Ed} := Q_{flk.f} \cdot \frac{(l - 1.3 \text{ m})}{2} = 51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{z.Ed} := \frac{Q_{sv1.f}}{2} = 27 \text{ kN}$$

### Momentkapasitet

$$M_{y.Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot W_y = 183.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} \leq 1.0 \qquad \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.33$$

$$M_{z.Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot W_z = 64.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} \leq 1.0 \qquad \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.79$$

### Plastisk skjærkapasitet

$$\text{Skjærareal: } A_v := h \cdot t_w = 1800 \text{ mm}^2$$

$$V_{z.Rd.pl} := \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \cdot A_v = 335 \text{ kN}$$

$$V_{z.Ed} = 27 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{z.Rd.pl} = 167.7 \text{ kN} \quad \text{OK!} \qquad [\text{NS-EN 1993-1-1: pkt. 6.2.8}]$$

=> Ingen reduksjon av momentkapasitet pga. skjær.

**Knekking** om svak akse er her ikke aktuelt, da dekket stiver av bjelkene. Tverrbjelkene kan eventuelt knekke opp og ned om sterk akse. Etter NS-EN 1993-1-1, pkt. 6.3.1.2(4), kreves det ikke påvisning av knekking dersom  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$ . På grunn av lav aksialkraft, antas dette å være oppfylt.

Setter  $L_k := l$

$$N_{cr} := \left( \frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y = 10212 \text{ kN}$$

**Vipping** kan evt. oppstå ved vindsug på brudekket i tilfelle kun vind på bruene, altså uten trafikklast. Dimensjonerende vindlast som virker på bjelken blir:

$$q_{wz,f} := 2.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.6 = 3.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ som er større enn last fra egenvekt } q_f = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Sjekker kritisk vippemoment  $M_{cr}$  forenklet - forutsetter gaffellagring ved opplegg, og at bjelken er belastet med konstant moment  $M_{Ed} := \frac{q_{wz,f} \cdot l^2}{8} = 5.4 \text{ kN} \cdot \text{m}.$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{l} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} = 416 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [5, \text{ s. 97: formel (4.13)}]$$

NS-EN 1993-1-1, pkt. 6.3.2.2(4): For  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \lambda_{LT,0}''$ , der  $\lambda_{LT,0}'' := 0.4$ , kan det sees bort fra

virkingen av vipping.  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = 0.013 < 0.4 \Rightarrow$  vipping er ikke aktuelt

### **Kombinert bøyning om to akser**

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 1.12 \quad \text{Kapazität IKKE OK!} \quad [\text{NS-EN 1993-1-1: formel (6.2)}]$$

Velger å gå opp i dimensjon med **HEB220**

# Vedlegg C6: Dimensjonering av mest kritiske sveiste knutepunkter

## Knutepunkt stegstav mot undergurt

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

Elastisitetsmodul:  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Partialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.10$  [NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]  
 $\gamma_{M5} := 1.10$

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x8:

Totalhøyde:  $h_0 := 250 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_0 := 8 \text{ mm}$

### Tverrsnittsdata for HUP 180x180x6.3:

Totalhøyde:  $h_1 := 180 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_1 := 6.3 \text{ mm}$

### Krefter og momenter hentet fra Robot:

$N_t := 50.74 \text{ kN}$  (strekk)       $M_{y.stav} := 21.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$        $M_{z.stav} := 5.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\theta_{min} := 68^\circ$        $\theta_{max} := 87^\circ$        $\theta_1 := 90^\circ$

### Kontroll av tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 krever klasse 2 eller bedre fot trykk og klasse 1 for moment.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

Steg/flens:  $c_0 := h_0 - 2 \cdot t_0 = 0.23 \text{ m}$

$c_1 := h_1 - 2 \cdot t_1 = 0.17 \text{ m}$

Krav:  $72 \cdot \varepsilon = 58.6 > \frac{c_0}{t_0} = 29$

Krav:  $72 \cdot \varepsilon = 58.6 > \frac{c_1}{t_1} = 26.6$

=> HUP250x10 overholder krav til klasse 1 for moment      => HUP180x6,3 overholder krav til klasse 1 for moment

**Symboler definert i NS-EN 1993-1-8: pkt. 1.5(3):**

$$f_{y0} := f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \qquad \sin\theta_1 := \sin(\theta_1) = 1 \quad (\text{gir minst kapasitet})$$

$$k_n := 1.0 \text{ for stag i strekk}$$

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 - Gyldighetsområde:

$$\beta := \frac{h_1}{h_0} = 0.72 > 0.25 \quad \text{OK} \qquad \eta := \beta = 0.72$$

$\beta < 0.85 \Rightarrow$  kun brudd i gurtstavens flens er dimensjonerende

$$\frac{h_0}{t_0} = 31.3 < 35 \quad \text{OK} \qquad \frac{h_1}{t_1} = 28.6 < 35 \quad \text{OK} \qquad b_0 := h_0 \qquad b_1 := h_1$$

**Brudd i gurtens (strekkbåndets) flens:**

**Aksialkraftkapasitet**

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.11]

$$N_{1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{(1-\beta) \cdot \sin\theta_1 \cdot \gamma_{M5}} \cdot \left( \frac{2 \cdot \eta}{\sin\theta_1} + 4 \cdot \sqrt{1-\beta} \right) = 262.4 \text{ kN}$$

**Momentkapasitet i fagverksplanet**

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.14]

$$M_{ip.1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{1}{2 \cdot \eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right)}{\gamma_{M5}} = 26.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Momentkapasitet normalt på fagverksplanet**

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.14]

$$M_{op.1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \left( \frac{h_1 \cdot (1+\beta)}{2 \cdot (1-\beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot b_0 \cdot b_1 \cdot (1+\beta)}{1-\beta}} \right)}{\gamma_{M5}} = 26.8 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

**Kombinert bøyning og aksialkraft**

$$\frac{N_{i.Ed}}{N_{i.Rd}} + \frac{M_{ip.i.Ed}}{M_{ip.i.Rd}} + \frac{M_{op.i.Ed}}{M_{op.i.Rd}} \leq 1.0 \qquad \text{[NS-EN 1993-1-8: (7.4)]}$$

$$\frac{N_t}{N_{1.Rd}} + \frac{M_{y.stav}}{M_{ip.1.Rd}} + \frac{M_{z.stav}}{M_{op.1.Rd}} = 1.21$$

Kapasitet IKKE OK

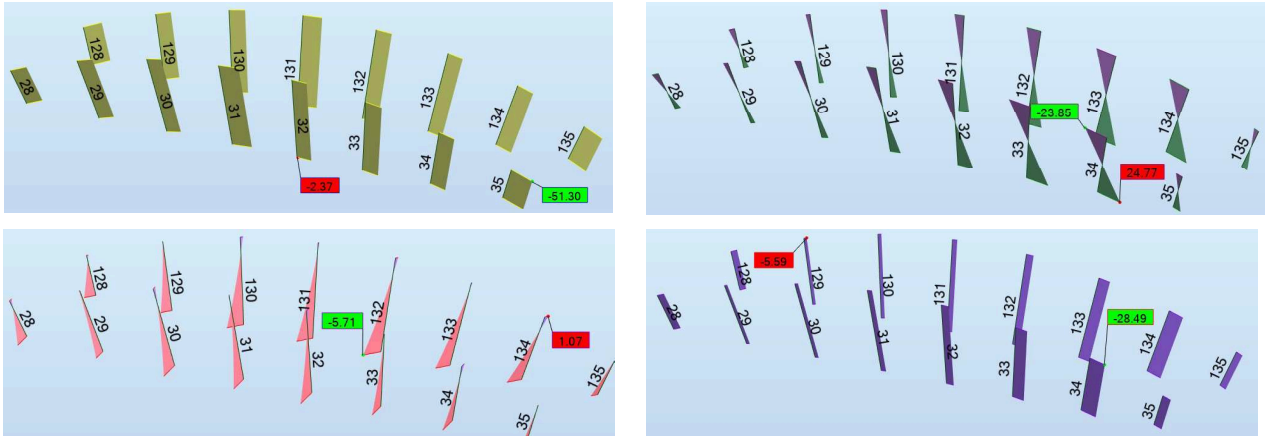
Prøver med tverrsnitt HUP 220x220x6,3 som fagverksstav

### Tverrsnittsdata for HUP 220x220x6.3:

Totalhøyde:  $h_1 := 220 \text{ mm}$   
Veggtykkelse:  $t_1 := 6.3 \text{ mm}$   
Omkrets:  $l_1 := 864 \text{ mm}$

$$W_{pl.1} := 426.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$
$$A_v := 2671 \text{ mm}^2$$

### Krefter og momenter hentet fra Robot:



$$N_t := 51.30 \text{ kN (strekk)} \quad M_{y.stav} := 24.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z.stav} := 5.71 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{z.stav} := 28.49 \text{ kN}$$
$$\theta_{min} := 68^\circ \quad \theta_{max} := 87^\circ \quad \theta_1 := 90^\circ$$

### Kontroll av tverrsnittsklasse:

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814 \quad c_1 := h_1 - 2 \cdot t_1 = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{Krav: } 72 \cdot \varepsilon = 58.6 > \frac{c_1}{t_1} = 32.9$$

=> HUP220x6,3 overholder krav til klasse 1 for moment

### Symboler definert i NS-EN 1993-1-8: pkt. 1.5(3):

$$f_{y0} := f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sin \theta_1 := \sin(\theta_1) = 1 \quad (\text{gir minst kapasitet})$$

$k_n := 1.0$  for gurt i strekk

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 - Gyldighetsområde for T og Y-knutepunkter:

$$\beta := \frac{h_1}{h_0} = 0.88 > 0.25 \text{ OK}$$

$$\eta := \beta = 0.88$$

$1.0 > \beta > 0.85 \Rightarrow$  dimensjonerende bruddformer er kombinasjon av a og b, d, e  
 $\Rightarrow$  minste kapasitetsverdien som gjelder

$$\frac{h_0}{t_0} = 31.3 < 35 \text{ OK} \quad \frac{h_1}{t_1} = 34.9 < 35 \text{ OK} \quad b_0 := h_0 \quad b_1 := h_1$$

### Aksialkraftkapasitet

Bruddform a - brudd i gurtens (strekkbåndets) flens pga. plastifisering

$$N_{1.Rd1} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{(1-\beta) \cdot \sin\theta_1 \cdot \gamma_{M5}} \cdot \left( \frac{2 \cdot \eta}{\sin\theta_1} + 4 \cdot \sqrt{1-\beta} \right) = 541.4 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.11}]$$

Bruddform b - brudd i gurtens sidevegg

$f_b := f_{y0}$  for strekk i gurten

$$N_{1.Rd2} := \frac{k_n \cdot f_b \cdot t_0}{\sin\theta_1 \cdot \gamma_{M5}} \cdot \left( \frac{2 \cdot h_1}{\sin\theta_1} + 10 \cdot t_0 \right) = 1342.5 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.11}]$$

Bruker lineær interpolasjon mellom verdien for flensbrudd i gurten med  $\beta = 0,85$  og verdi for brudd i gurtens sidevegg ved  $\beta = 1,0$ :

$$\beta = 0.88 \Rightarrow N_{1.Rd'} := 701.6 \text{ kN}$$

Bruddform d - brudd i stegstaven pga. redusert effektiv bredde

$$b_{e.p} := \frac{10}{\frac{h_0}{t_0}} \cdot h_1 = 70.4 \text{ mm}$$

$$N_{1.Rd''} := \frac{f_{y0} \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \sin\theta_1 \cdot \gamma_{M5}} \cdot \left( \frac{2 \cdot h_1}{\sin\theta_1} + 2 \cdot b_{e.p} \right) = 865.7 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.11}]$$

Bruddform e - brudd i gurtens flens pga. utriving av diagonal

$$f_{y1} := f_{y0} \quad b_{eff} := \frac{10}{\frac{h_0}{f_{y1} \cdot t_1}} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{y1} \cdot t_1} \cdot h_1 = 89.397 \text{ mm}$$

$$N_{1.Rd'''} := \frac{f_{y1} \cdot t_1 \cdot (2 \cdot h_1 - 4 \cdot t_1 + 2 \cdot b_{eff})}{\gamma_{M5}} = 1206.9 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.11}]$$

Dimensjonerende aksialkraftkapasitet:

$$N_{1.Rd} := \min(N_{1.Rd'}, N_{1.Rd''}, N_{1.Rd'''}) = 701.6 \text{ kN} > N_t = 51.3 \text{ kN} \text{ OK}$$

**Momentkapasitet i fagverksplanet** ( $\theta_1 = 90^\circ$ )

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.14]

Ligningene er konservative for  $\theta_1 < 90^\circ$ Brudd i gurtens flens

$$M_{ip.1.Rd1} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot \left( \frac{1}{2 \cdot \eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right)}{\gamma_{M5}} = 62.1 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Brudd i gurtens sidevegg $f_{yk} := f_{y0}$  for T-knutepunkter

$$M_{ip.1.Rd2} := \frac{0.5 \cdot f_{yk} \cdot t_0 \cdot (h_1 + 5 \cdot t_0)^2}{\gamma_{M5}} = 87.3 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Interpolerer mellom verdien for flensbrudd i gurten med  $\beta = 0,85$  og verdi for brudd i gurtens sidevegg ved  $\beta = 1,0$ :

$$\beta = 0.88 \Rightarrow M_{ip.1.Rd'} := 67.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Brudd i stegstav

$$M_{ip.1.Rd''} := \frac{f_{y1} \cdot \left( W_{pl.1} - \left( 1 - \frac{b_{eff}}{b_1} \right) \cdot b_1 \cdot (h_1 - t_1) \cdot t_1 \right)}{\gamma_{M5}} = 81 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende momentkapasitet i planet:

$$M_{ip.1.Rd} := \min(M_{ip.1.Rd'}, M_{ip.1.Rd''}) = 67.1 \text{ m} \cdot \text{kN} > M_{y.stav} = 24.8 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{OK}$$

**Momentkapasitet normalt på fagverksplanet** ( $\theta_1 = 90^\circ$ )

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.14]

Ligningen er konservativ for  $\theta_1 < 90^\circ$ Brudd i gurtens flens

$$M_{op.1.Rd1} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \left( \frac{h_1 \cdot (1+\beta)}{2 \cdot (1-\beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot b_0 \cdot b_1 \cdot (1+\beta)}{1-\beta}} \right)}{\gamma_{M5}} = 62.7 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Brudd i gurtens sidevegg

$$M_{op.1.Rd2} := \frac{f_{yk} \cdot t_0 \cdot (b_0 - t_0) \cdot (h_1 + 5 \cdot t_0)}{\gamma_{M5}} = 162.4 \text{ m} \cdot \text{kN}$$



Interpolerer mellom verdien for flensbrudd i gurten med  $\beta = 0,85$  og verdi for brudd i gurtens sidevegg ved  $\beta = 1,0$ :

$$\beta = 0.88 \Rightarrow M_{op.1.Rd'} := 82.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Brudd i gurtens sidevegg som følge av tverrsnittsendring

$$M_{op.1.Rd''} := \frac{2 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot \left( h_1 \cdot t_0 + \sqrt{b_0 \cdot h_0 \cdot t_0 \cdot (b_0 + h_0)} \right)}{\gamma_{M5}} = 90.7 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Brudd i gurtstav

$$M_{op.1.Rd'''} := \frac{f_{y1} \cdot \left( W_{pl.1} - 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{b_{eff}}{b_1} \right)^2 \cdot b_1^2 \cdot t_1 \right)}{\gamma_{M5}} = 120.4 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende momentkapasitet normalt på planet:

$$M_{op.1.Rd} := \min(M_{op.1.Rd'}, M_{op.1.Rd''}, M_{op.1.Rd'''}) = 82.6 \text{ m} \cdot \text{kN} > M_{z.stav} = 5.7 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{OK}$$

### Kombinert bøyning og aksialkraft

$$\frac{N_{i.Ed}}{N_{i.Rd}} + \frac{M_{ip.i.Ed}}{M_{ip.i.Rd}} + \frac{M_{op.i.Ed}}{M_{op.i.Rd}} \leq 1.0 \quad [\text{NS-EN 1993-1-8: (7.4)}]$$

$$\frac{N_t}{N_{1.Rd}} + \frac{M_{y.stav}}{M_{ip.1.Rd}} + \frac{M_{z.stav}}{M_{op.1.Rd}} = 0.51 \quad \text{Kapasitet OK}$$

### Skjærkapasitet

Antar at steg vil ta opp skjær:

$$V_{Ed} := \frac{V_{z.stav}}{2} = 14.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} = 497.7 \text{ kN} \gg V_{Ed} \quad \text{God kapasitet for skjær}$$

## Sveiseberegning

Benytter Forenklet metoden iht. NS-EN 1993-1-8, pkt. 4.5.3.3 for påvisnings av sveisens kapasitet.

Sveisen gjøres jevnsterk med svakeste delen i forbindelsen, i dette tilfelle stegstag-profilet,  $t_1 = 6.3 \text{ mm}$ .

Kapasitet stegstag i strekk per  $\text{mm}$  bredde: 
$$N_{stag.Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot t_1 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Korrelasjonsfaktor:  $\beta_w := 0.9$  for S355 [NS-EN 1993-1-8, Tabell 4.1]

Sveisens dimensjonerende skjærfasthet: 
$$f_{w.Rd.stag} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad (4.4)$$

$F_{w.Rd.stag} := f_{w.Rd.stag} \cdot a$  og  $F_{w.Rd.stag} = N_{stag.Rd}$  (ensidig sveis på HUP-profilene)

$\Rightarrow a_{min} := \frac{N_{stag.Rd}}{f_{w.Rd.stag}} = 8 \text{ mm}$

$\Rightarrow$  setter  $a := 8 \text{ mm}$  kontinuerlig kilsveis rundt hele profilet

Krav Håndbok N400, pkt. 8.4.10:  $a_{min} \geq 4 \text{ mm}$  OK

## Knutepunkt tverrbjelke mot undergurt

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

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

Elastisitetsmodul:  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Partialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.10$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\gamma_{M5} := 1.10$$

[NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x8:

Totalhøyde:  $h_0 := 250 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_0 := 8 \text{ mm}$

### Tverrsnittsdata for HE220B:

Totalhøyde:  $h_1 := 220 \text{ mm}$

$$W_{el.z} := 258.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Flenstykkelse:  $t_{1l} := 16 \text{ mm}$

Stegtykkelse:  $t_{1t} := 9.5 \text{ mm}$

### Krefter og momenter hentet fra Robot:

$$N_t := 65.75 \text{ kN (strekk)} \quad M_{y.bj} := 15.94 \text{ kN} \cdot \text{m (ut av planet)} \quad M_{z.bj} := 15.23 \text{ kN} \cdot \text{m (i planet)}$$

$$V_{z.bj} := 55.82 \text{ kN} \quad V_{y.bj} := 122.82 \text{ kN} \quad \theta_1 := 90^\circ$$

### Kontroll av tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 krever klasse 2 eller bedre for trykk og klasse 1 for moment.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\text{Steg/flens: } c_0 := h_0 - 2 \cdot t_0 = 0.23 \text{ m}$$

$$c_1 := h_1 - 2 \cdot t_{1t} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Krav: } 72 \cdot \varepsilon = 58.6 > \frac{c_0}{t_0} = 29$$

$$\text{Krav: } 72 \cdot \varepsilon = 58.6 > \frac{c_1}{t_{1t}} = 21.2$$

=> HUP250x8 overholder krav til klasse 1 for moment

=> HE220B overholder krav til klasse 1 for moment

**Symboler definert i NS-EN 1993-1-8: pkt. 1.5(3):**

$$f_{y0} := f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_n := 1.0 \quad k_m := 1.0 \quad \text{for gurt i strekk}$$

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 og Tabell 7.13 - Gyldighetsområde:

$$\beta := \frac{h_1}{h_0} = 0.88 \quad 0.5 < \beta < 1.00 \quad \text{OK}$$

$\eta := \beta = 0.88 > 2 \cdot \sqrt{1 - \beta} = 0.69 \Rightarrow N1, Rd$  settes lik dimensjonerende kapasitet for to langsgående plater med like mål som flensene i H-profilen

$$b_0 := h_0 \quad b_1 := h_1 \quad \frac{h_1}{t_{1t}} = 23.2 < 35 \quad \text{OK} \quad \frac{h_1}{t_{1l}} = 13.8 < 35 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h_0}{t_0} = 31.25 > 30 \quad \text{IKKE OPPFYLT} \Rightarrow \text{Alle bruddformer må vurderes}$$

**Brudd i gurtstavens (strekkbåndets) flens:**

**Aksialkraftkapasitet**

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.13]

Brudd i gurtens flens (2 langsgående plater)

$$N_{1,Rd1} := 2 \cdot \left( \frac{k_m \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \left( 2 \cdot \frac{h_1}{b_0} + 4 \cdot \sqrt{1 - \frac{t_{1l}}{b_0}} \right)}{\gamma_{M5}} \right) = 232.6 \text{ kN}$$

Sjekker også steget alene som 1 tverrgående plate.

Brudd i gurtens flens (1 tverrgående plate)

$$N_{1,Rd2} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \frac{(2 + 2.8 \cdot \beta)}{\sqrt{1 - 0.9 \cdot \beta}}}{\gamma_{M5}} = 202.2 \text{ kN}$$

Brudd i gurtens sidevegg (1 tverrgående plate)

$$N_{1,Rd3} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0}{\gamma_{M5}} \cdot (2 \cdot t_{1t} + 10 \cdot t_0) = 255.6 \text{ kN}$$

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.13]

Brudd på grunn av utriving (1 tverrgående plate)

$$b_{e.p} := \frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \cdot b_1 = 70.4 \text{ mm} < b_1 = 220 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$N_{1.Rd4} := \frac{f_{y0} \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} \cdot (2 \cdot t_{1t} + 2 \cdot b_{e.p}) = 238.2 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.13}]$$

Dimensjonerende aksialkraftkapasitet:

$$N_{1.Rd} := \min(N_{1.Rd1}, N_{1.Rd2}, N_{1.Rd3}, N_{1.Rd4}) = 202.2 \text{ kN} > N_t = 65.8 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet normalt på planet

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.13]

$$M_{op.1.Rd} := \frac{N_{1.Rd1}}{2} \cdot (h_1 - t_{1l}) = 23.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet i planet

Antar at flenstuppene kan ta opp moment og  $W_i := \frac{W_{el.z}}{4} = (64.6 \cdot 10^3) \text{ mm}^3$

$$M_{ip.1.Rd} := W_i \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M5}} = 20.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kombinert bøyning og aksialkraft

[NS-EN 1993-1-8: (7.13)]

$$\frac{N_t}{N_{1.Rd}} + \frac{M_{z.bj}}{M_{ip.1.Rd}} + \frac{M_{y.bj}}{M_{op.1.Rd}} = 1.73 \quad \text{Kapasitet IKKE OK}$$

Ved å øke tverrsnittet til **HUP 250x250x10** blir utnyttelsesfaktoren 1.25, dvs. kapasiteten fortsatt er overskredet. I dette tilfelle kan knutepunktene ved opplegg (hvor aksialkraft og skjær er størst) forsterkes med flensplater, men dette behandles ikke nærmere i oppgaven.

Velger tverrsnitt **HUP 250x250x10** for undergurten (strekkbåndet) og forsterkningsplater på flensene mot tverrbjelker ved opplegg

## Sveiseberegning

Benytter Forenklet metoden iht. NS-EN 1993-1-8, pkt. 4.5.3.3 for påvisnings av sveisens kapasitet.

### A-mål steg

Sveisen gjøres jevnsterk med minste godstykkelsen, som i dette tilfelle er steget til HEB-profilet,  $t_{1t} = 9.5 \text{ mm}$ .

$$\text{Kapasitet steg i strekk per mm bredde: } N_{\text{steg.Rd}} := \frac{f_y \cdot t_{1t}}{\gamma_{M0}} = 3.1 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Korrelasjonsfaktor:  $\beta_w := 0.9$  for S355 [NS-EN 1993-1-8, Tabell 4.1]

$$\text{Sveisens dimensjonerende skjærfasthet: } f_{w.Rd.steg} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad (4.4)$$

$$F_{w.Rd.steg} := f_{w.Rd.steg} \cdot a \quad \text{og} \quad 2 \cdot F_{w.Rd.steg} = N_{\text{steg.Rd}} \quad \Rightarrow \quad a_{\text{min.steg}} := \frac{N_{\text{steg.Rd}}}{2 \cdot f_{w.Rd.steg}} = 6.1 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  velger  $a_{\text{steg}} := 7 \text{ mm}$  kontinuerlig kilsveis rundt hele HEB-profilet

Krav Håndbok N400, pkt. 8.4.10:  $a_{\text{min}} \geq 4 \text{ mm}$  OK

### A-mål flens

Sveisen gjøres jevnsterk med minste godstykkelsen, som i dette tilfelle er HUP-profilet,  $t_{0'} := 10 \text{ mm}$ .

$$\text{Kapasitet flens i strekk per mm bredde: } N_{\text{flens.Rd}} := \frac{f_y \cdot t_{0'}}{\gamma_{M0}} = 3.2 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$\text{Sveisens dimensjonerende skjærfasthet: } f_{w.Rd.flens} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad (4.4)$$

$$F_{w.Rd.flens} := f_{w.Rd.flens} \cdot a \quad \text{og} \quad 2 \cdot F_{w.Rd.flens} = N_{\text{flens.Rd}} \quad \Rightarrow \quad a_{\text{min.flens}} := \frac{N_{\text{flens.Rd}}}{2 \cdot f_{w.Rd.flens}} = 6.4 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  velger  $a_{\text{flens}} := 7 \text{ mm}$  kontinuerlig kilsveis rundt hele HEB-profilet

Krav Håndbok N400, pkt. 8.4.10:  $a_{\text{min}} \geq 4 \text{ mm}$  OK

## Knutepunkt stegstav mot bue

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

Elastisitetsmodul:  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Partialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.10$  [NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]  
 $\gamma_{M5} := 1.10$

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x10:

Totalhøyde:  $h_0 := 250 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_0 := 10 \text{ mm}$

### Tverrsnittsdata for HUP 220x250x6.3:

Totalhøyde:  $h_1 := 220 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_1 := 6.3 \text{ mm}$

$$W_{pl.1} := 426.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_v := 2671 \text{ mm}^2$$

### Krefter og momenter hentet fra Robot:

$$N_t := 51.30 \text{ kN (streck)} \quad M_{y.stav} := 24.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z.stav} := 5.71 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{z.stav} := 28.49 \text{ kN}$$

$$\theta_{min} := 68^\circ \quad \theta_{max} := 87^\circ \quad \theta_1 := 90^\circ$$

### Kontroll av tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 krever klasse 2 eller bedre for trykk og klasse 1 for moment.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\text{Steg/flens: } c_0 := h_0 - 2 \cdot t_0 = 0.23 \text{ m}$$

$$c_1 := h_1 - 2 \cdot t_1 = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{Krav: } 33 \cdot \varepsilon = 26.8 > \frac{c_0}{t_0} = 23$$

$$\text{Krav: } 72 \cdot \varepsilon = 58.6 > \frac{c_1}{t_1} = 32.9$$

=> HUP250x10 overholder krav til klasse 1 for trykk

=> HUP220x6,3 overholder krav til klasse 1 for moment

**Symboler definert i NS-EN 1993-1-8: pkt. 1.5(3):**

$$f_{y0} := f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sin\theta_1 := \sin(\theta_1) = 1 \quad (\text{gir minst kapasitet})$$

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 - Gyldighetsområde for T og Y-knutepunkter:

$$\beta := \frac{h_1}{h_0} = 0.88 > 0.25 \quad \text{OK}$$

$$\eta := \beta = 0.88$$

**1.0 > β > 0.85** => **dimensjonerende bruddformer er kombinasjon av a og b, d, e**  
=> minste kapasitetsverdien som gjelder

$$\frac{h_0}{t_0} = 25 < 35 \quad \text{OK}$$

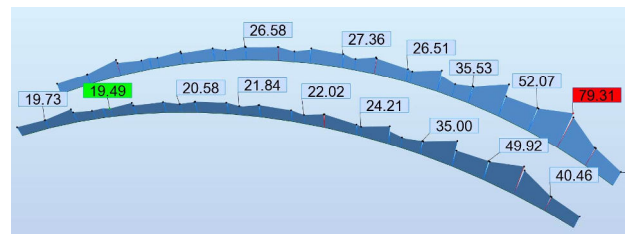
$$\frac{h_1}{t_1} = 34.9 < 35 \quad \text{OK}$$

$$b_0 := h_0 \quad b_1 := h_1$$

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.11 - For gurt i trykk:

$$\sigma_{0.Ed} := 79.31 \frac{N}{mm^2}$$

$$n := \frac{\sigma_{0.Ed}}{f_{y0} \cdot \gamma_{M5}} = 0.2$$



$$k_n = 1.3 - \frac{0.4 \cdot n}{\beta} = 1.2, \text{ men } k_n \leq 1.0 \Rightarrow k_n := 1.0$$

=> ingen reduksjon av kapasitet pga. trykk i gurten (buen). Resten av beregningene blir da like som for knutepunkt fagverksstav-strekkbånd (+ en heftigere gurt), og antar derfor at knutepunktet har tilstrekkelig kapasitet.

Sveisen utføres som kilsveis med a-mål lik 8 mm.



## Knutepunkt undergurt mot bue

### Materialdata:

Stålkvalitet S355

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

Elastisitetsmodul:  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Partialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.10$  [NS-EN 1993-2, pkt. NA.6.1(1)P]  
 $\gamma_{M5} := 1.10$

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x10: gurt

Totalhøyde:  $h_0 := 250 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_0 := 10 \text{ mm}$

### Tverrsnittsdata for HUP 250x250x10: stegstav

Totalhøyde:  $h_1 := 250 \text{ mm}$

Veggtykkelse:  $t_1 := 10 \text{ mm}$

$$W_{pl.1} := 850.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_v := 4746 \text{ mm}^2$$

### Krefter og momenter hentet fra Robot:

$$N_t := 262.08 \text{ kN (strekk)} \quad M_{y.strb} := 22.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z.strb} := 13.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_{z.strb} := 21.95 \text{ kN}$$

$$\theta_1 := 28^\circ$$

### Kontroll av tverrsnittsklasse:

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 krever klasse 2 eller bedre for trykk og klasse 1 for moment.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\text{Steg/flens: } c := h_1 - 2 \cdot t_1 = 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Krav: } 33 \cdot \varepsilon = 26.8 > \frac{c}{t_1} = 23$$

=> HUP250x10 overholder krav til klasse 1 for trykk

**Symboler definert i NS-EN 1993-1-8: pkt. 1.5(3):**

$$f_{y0} := f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad \sin\theta_1 := \sin(\theta_1) = 0.47$$

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.8 - Gyldighetsområde for T og Y-knutepunkter:

$$\beta := \frac{h_1}{h_0} = 1 > 0.25 \text{ OK} \quad \frac{h_0}{t_0} = 25 < 35 \text{ OK} \quad \frac{h_1}{t_1} = 25 < 35 \text{ OK}$$

$$\eta := \beta \quad b_0 := h_0 \quad b_1 := h_1$$

$\beta = 1.0 \Rightarrow$  **brudd i gurtstavens sidevegg og brudd i stegstav skal kontrolleres**, minste kapasitet er dimensjonerende

NS-EN 1993-1-8, Tabell 7.11 - For gurt i trykk:

$$f_b = \chi \cdot f_{y0}$$

$$\lambda := 3.46 \cdot \frac{\left(\frac{h_0}{t_0} - 2\right) \cdot \sqrt{\frac{1}{\sin\theta_1}}}{\pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y0}}}} = 1.52 \Rightarrow \chi := 0.37 \Rightarrow f_b := \chi \cdot f_{y0} = 131.4 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{0.Ed} := 78.14 \frac{N}{mm^2} \quad n := \frac{\sigma_{0.Ed}}{f_{y0} \cdot \gamma_{M5}} = 0.2$$

$$k_n = 1.3 - \frac{0.4 \cdot n}{\beta} = 1.2, \text{ men } k_n \leq 1.0 \Rightarrow k_n := 1.0$$

$$b_{eff} := \frac{10}{b_0} \cdot \frac{t_0}{t_1} \cdot b_1 = 100 \text{ mm} < b_1 = 250 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$f_{y1} := f_{y0} = 355 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yk} := f_{y0} = 355 \frac{N}{mm^2}$$

### Aksialkraftkapasitet

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.11]

Brudd i gurtens (buens) sidevegg:

$$N_{1.Rd1} := \frac{k_n \cdot f_b \cdot t_0}{\sin \theta_1 \cdot \gamma_{M5}} \cdot \left( \frac{2 \cdot h_1}{\sin \theta_1} + 10 \cdot t_0 \right) = 2963.2 \text{ kN}$$

Brudd i stegstav (strekkbånd):

$$N_{1.Rd2} := \frac{f_{y1} \cdot t_1 \cdot (2 \cdot h_1 - 4 \cdot t_1 + 2 \cdot b_{eff})}{\gamma_{M5}} = 2130 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraftkapasitet:  $N_{1.Rd} := \min(N_{1.Rd1}, N_{1.Rd2}) = 2130 \text{ kN}$

### Momentkapasitet i fagverksplanet

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.14]

Brudd i gurtens (buens) sidevegg:

$$M_{ip.1.Rd1} := \frac{0.5 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot (h_1 + 5 \cdot t_0)^2}{\gamma_{M5}} = 145.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Brudd i stegstav (strekkbånd):

$$M_{ip.1.Rd2} := \frac{f_{y1} \cdot \left( W_{pl.1} - \left( 1 - \frac{b_{eff}}{b_1} \right) \cdot b_1 \cdot (h_1 - t_1) \cdot t_1 \right)}{\gamma_{M5}} = 158.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende momentkapasitet i planet:  $M_{ip.1.Rd} := \min(M_{ip.1.Rd1}, M_{ip.1.Rd2}) = 145.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

### Momentkapasitet normalt på fagverksplanet

[NS-EN 1993-1-8: Tabell 7.14]

Brudd i gurtens (buens) sidevegg:

$$M_{op.1.Rd1} := \frac{f_{yk} \cdot t_0 \cdot (b_0 - t_0) \cdot (h_1 + 5 \cdot t_0)}{\gamma_{M5}} = 232.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Brudd i gurtstav (bue):

$$M_{op.1.Rd2} := \frac{f_{y1} \cdot \left( W_{pl.1} - 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{b_{eff}}{b_1} \right)^2 \cdot b_1^2 \cdot t_1 \right)}{\gamma_{M5}} = 238.2 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende momentkapasitet normalt på planet:

$$M_{op.1.Rd} := \min(M_{op.1.Rd1}, M_{op.1.Rd2}) = 232.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Kombinert bøyning og aksialkraft

[NS-EN 1993-1-8: (7.4)]

$$\frac{N_{i.Ed}}{N_{i.Rd}} + \frac{M_{ip.i.Ed}}{M_{ip.i.Rd}} + \frac{M_{op.i.Ed}}{M_{op.i.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_t}{N_{1.Rd}} + \frac{M_{y.strb}}{M_{ip.1.Rd}} + \frac{M_{z.strb}}{M_{op.1.Rd}} = 0.34$$

Kapasitet OK

### Skjærkapasitet

Antar at steg vil ta opp skjær:

$$V_{Ed} := \frac{V_{z.strb}}{2} = 11 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M5}} = 884.3 \text{ kN} \gg V_{Ed} \quad \text{God kapasitet for skjær}$$

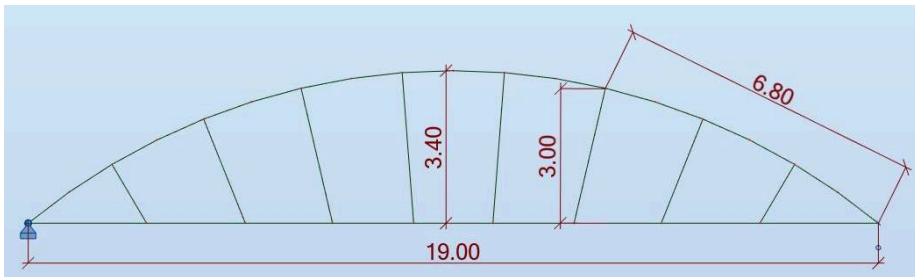
### Sveis

På grunn av den spisse vinkelen (28 °), må sveisen utføres som buttsveis med full gjennomsveising.

## Vedlegg D: Aluminiumberegninger

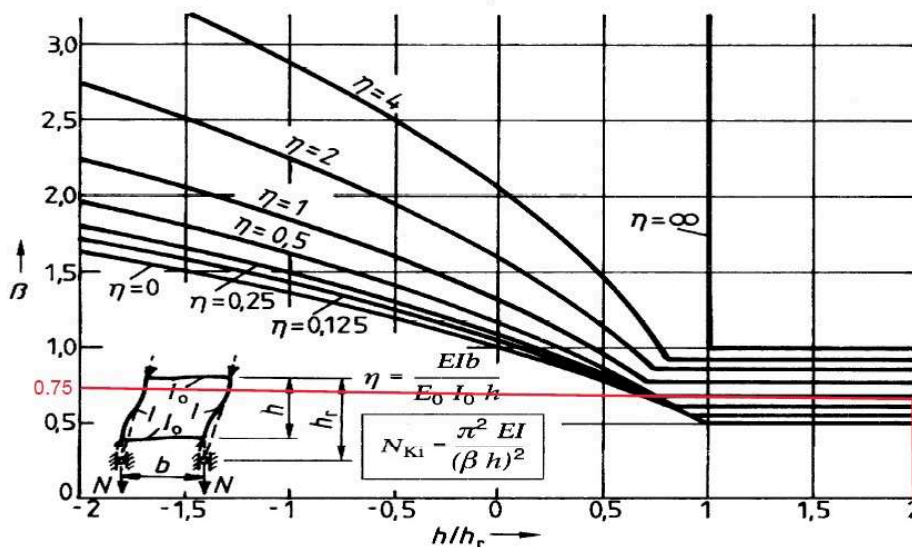
### Vedlegg D1: KnekkleNGde trykkbue, knekking av buens endeportal

NS-EN 1993-2, pkt. D.3.4 - Knekking av bueportaler:



$$b := 3400 \text{ mm} \quad h := 6800 \text{ mm}$$

$$h_r := 3000 \text{ mm} \Rightarrow \frac{h}{h_r} = 2.3$$



$$E \cdot I = E_0 \cdot I_0 \Rightarrow \eta := \frac{b}{h} = 0.5$$

Avlest verdi for knekkleNGdefaktor:  $\beta := 0.75$

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{\beta \cdot h} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

[NS-EN 1993-2, (D.4)]

$$L_k := \beta \cdot h = 5.1 \text{ m}$$

## Vedlegg D2: Kapasitetskontroll av bruens mest kritiske stav, stav 25 (uten HAZ)

Kapasitetskontroll med bakgrunn i  
Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler

### Materialdata:

Aluminium 6082-T6

Tykkelse:  $5 < t \leq 15$

Flytespenning:  $f_o := 260 \frac{N}{mm^2}$        $f_u := 310 \frac{N}{mm^2}$       [NS-EN 1999-1-1, tabell 3.2b]

$$f_{o.HAZ} := 125 \frac{N}{mm^2} \quad f_{u.HAZ} := 185 \frac{N}{mm^2}$$

Elastisitetsmodul:  $E := 70000 \frac{N}{mm^2}$       [NS-EN 1999-1-1, pkt. 3.2.5(1)]

Skjærmodul:  $G := 27000 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktorer:  $\gamma_{M1} := 1.10$   
 $\gamma_{M2} := 1.25$       [NS-EN 1999-1-1, pkt. NA.6.1.3(1)]  
 $\gamma_{Mw} := 1.25$

### Tverrsnittsdata for HUP 200.10:

Totalhøyde:  $h := 200 \text{ mm}$

Godstykkelse:  $t := 10 \text{ mm}$

Areal:  $A := 7450 \text{ mm}^2$        $A_{eff} := A$  tverrsnittsklasse 3 eller høyere

Annet arealmoment, sterk akse:  $I := 44.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Elastisk motstandsmoment:  $W_{y.el} := 442 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$        $W_{z.el} := W_{y.el}$

Elastisk motstandsmoment:  $W_{y.pl} := 526 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$        $W_{z.pl} := W_{y.pl}$

Knekk lengde ut av planet:  $L_k := 6800 \text{ mm}$

Etter 6.1.4.2 *Klassifisering* vil tverrsnittet være av minst klasse 3.

### Krefter og momenter hentet fra Robot:

$$N_{Ed} := 182.17 \text{ kN (trykk)} \quad M_{y.Ed} := 27.59 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z.Ed} := 3.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{y.Ed} := 1 \text{ kN} \quad V_{z.Ed} := 20.80 \text{ kN}$$

### Aksialkraft:

$$\text{Krav: } \frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} \leq 1.0 \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, (6.20)}]$$

$$\text{Aksialkapasitet: } N_{c.Rd} := A \cdot \frac{f_o}{\gamma_{M1}} = 1760.9 \text{ kN} \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, (6.20)}]$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.1 \quad \text{OK}$$

### Knekking:

Ser bort fra kurvaturen og betrakter staven som rett.

$$\text{Krav: } \frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} \leq 1.0 \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, (6.48)}]$$

$$N_{cr} := \left( \frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I = 660.4 \text{ kN}$$

$$\lambda'' := \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_o}{N_{cr}}} = 1.71 \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, (6.51)}]$$

### **Bøyeknekking, bare trykk:**

$$\alpha_1 := 0.20 \quad \lambda''_{01} := 0.10 \quad \text{for klasse A} \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, Tabell 6.6}]$$

$$\Phi_1 := 0.5 \cdot \left( 1 + \alpha_1 \cdot (\lambda'' - \lambda''_{01}) + \lambda''^2 \right) = 2.128$$

$$\chi_1 := \frac{1}{\Phi_1 + \sqrt{\Phi_1^2 - \lambda''^2}} = 0.29 \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, (6.50)}]$$

$$A_1 := A \text{ uten HAZ}$$

$$k_1 := 1 - \left( 1 - \frac{A_1}{A} \right) \cdot 10^{-\lambda''} - \left( 0.05 + 0.1 \cdot \frac{A_1}{A} \right) \cdot \lambda''^{-1.3 \cdot (1 - \lambda'')} = 0.75$$

$$N_{b.Rd1} := k_1 \cdot \chi_1 \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_o}{\gamma_{M1}} = 391.1 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd1}} = 0.47 \quad \text{OK}$$

### Vridning ren trykkstav:

$$\alpha_2 := 0.35 \quad \lambda_{02} := 0.4 \quad \text{for klasse A} \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, Tabell 6.7}]$$

$$\Phi_2 := 0.5 \cdot (1 + \alpha_2 \cdot (\lambda_{02} - \lambda_{02}) + \lambda_{02}^2) = 2.2$$

$$\chi_2 := \frac{1}{\Phi_2 + \sqrt{\Phi_2^2 - \lambda_{02}^2}} = 0.28$$

$$k_2 := 1.0 \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, Tabell 6.8}]$$

$$N_{b.Rd2} := k_2 \cdot \chi_2 \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_o}{\gamma_{M1}} = 493.1 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd2}} = 0.37 \quad \text{OK}$$

### Kombinert trykk og moment om to akser:

Momentkapasitet:

$$\alpha_y := \frac{W_{y.pl}}{W_{y.el}} = 1.19$$

$$M_{y.Rd} := \alpha_y \cdot W_{y.el} \cdot \frac{f_o}{\gamma_{M1}} = 124.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{z.Rd} := M_{y.Rd}$$

$$\psi_c := 0.8 \quad \chi_{min} := \chi_1 = 0.29$$

$$\omega_x := 1.0 \quad \text{og} \quad \omega_0 := 1.0 \quad \text{uten HAZ}$$

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_x \cdot N_{c.Rd}} \right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \cdot \left[ \left( \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} \right)^{1.7} + \left( \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} \right)^{1.7} \right]^{0.6} = [0.65] < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, (6.62)}]$$

$$\frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.22 < 1.0 \quad \text{OK} \quad \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} = 0.03 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [\text{NS-EN 1999-1-1, pkt. 6.2.5}]$$



### Skjær:

Krav:  $\frac{V_{y.Ed}}{V_{Rd}} \leq 1.0$  [NS-EN 1999-1-1, (6.20)]

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{250 \frac{N}{mm^2}}{f_o}} = 0.981 \quad \frac{h-2 \cdot t}{t} = 18 < 39 \cdot \varepsilon = 38.2 \Rightarrow$$

$\Rightarrow$  Skjærkapasitet:  $V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$  [NS-EN 1999-1-1, pkt. 6.2.6(2)]

$A_v := 2 \cdot (h - 2 \cdot t) \cdot t = 3600 \text{ mm}^2$  [NS-EN 1999-1-1, (6.30)]

$V_{Rd} := A_v \cdot \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 491.3 \text{ kN} \Rightarrow \frac{V_{y.Ed}}{V_{Rd}} = 0.002 \quad \text{OK}$

$V_{y.Ed} = 1 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{Rd} = 246 \text{ kN} \Rightarrow$  Ingen reduksjon av momentkapasitet pga. skjær [NS-EN 1999-1-1, pkt. 6.2.8(2)]



## Kontroll sveisekjøt, bue

Sveiseskjøt i buen utføres som buttsveis med full gjennomsvensing og skal i utgangspunktet plasseres mellom avstiverne i toppen. Bruker likevel største opptredende spenninger i buen.

### Spenninger hentet fra Robot:

$$\sigma_{Ed.bue} := 91.31 \frac{N}{mm^2} \qquad \tau_{Ed.bue} := 9.66 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Dimensjonerende spenning: } f_{w.Rd} := \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} = 168 \frac{N}{mm^2}$$

Normalspenning vinkelrett på sveisen:

$$\sigma_{Ed.bue} = 91.3 \frac{N}{mm^2} < f_{w.Rd} = 168 \frac{N}{mm^2} \quad \text{OK} \qquad \text{[NS-EN 1999-1-1, (8.29)]}$$

Skjærspenning:

$$\tau_{Ed.bue} = 9.7 \frac{N}{mm^2} < 0.6 \cdot f_{w.Rd} = 100.8 \frac{N}{mm^2} \quad \text{OK} \qquad \text{[NS-EN 1999-1-1, (8.30)]}$$

Kombinert normal- og skjærspenning:

$$\sqrt{\sigma_{Ed.bue}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed.bue}^2} = 92.8 \frac{N}{mm^2} < f_{w.Rd} = 168 \frac{N}{mm^2} \quad \text{OK} \qquad \text{[NS-EN 1999-1-1, (8.31)]}$$

# Vedlegg D4: Bruddgrensedimensjonering av aluminiumsdekke - dekkeprofil

## Materialdata:

Aluminium 6082-T6

$$\text{Elastisitetsmodul: } E := 70000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_o := 260 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M1} := 1.10$$

Last fra service bil vil gi maksimale lastvirkning.

$$\text{Karakteristisk last fra servicebil: } Q_{sv1} := 80 \text{ kN} \text{ fordelt p\aa 2 hjul} \quad Q_{sv2} := 40 \text{ kN} \text{ fordelt p\aa 2 hjul}$$

$$\text{Dimensjonerende hjullast: } Q_{Ed1} := \frac{80 \text{ kN}}{2} \cdot 1.35 = 54 \text{ kN} \quad Q_{Ed2} := \frac{40 \text{ kN}}{2} \cdot 1.35 = 27 \text{ kN}$$

## Opprinnelig geometri stiver:

$$t_p := 10 \text{ mm}$$

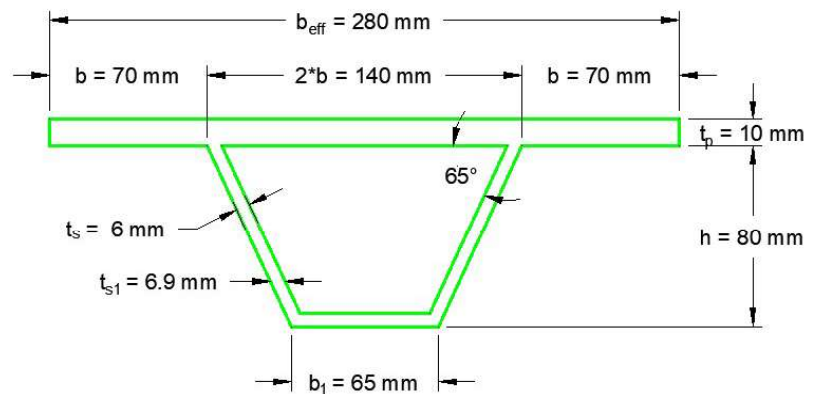
$$t_s := 6 \text{ mm} \quad t_{s1} := 6.9 \text{ mm}$$

$$h := 80 \text{ mm}$$

$$b_{eff} := 280 \text{ mm}$$

$$b := 70 \text{ mm}$$

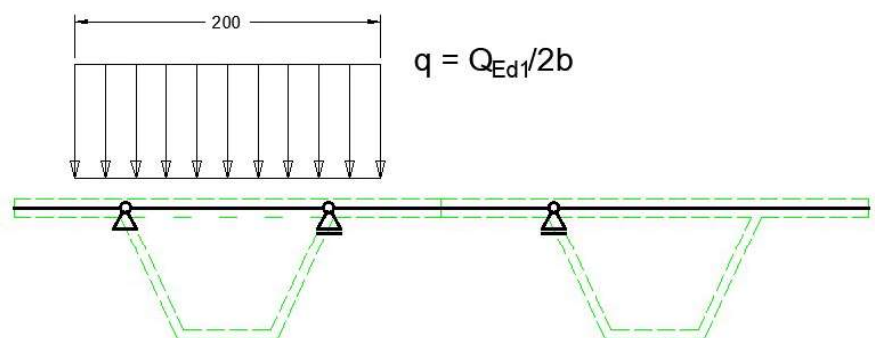
$$b_1 := 65 \text{ mm}$$



## Kontroll dekkeplatetykkelse:

$$q := \frac{Q_{Ed1}}{2 \cdot b} = 385.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed,p} := \frac{q (2 \cdot b)^2}{8} = 0.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$W_p := \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot b) \cdot t_p^2 = (2.333 \cdot 10^3) \text{ mm}^3$$

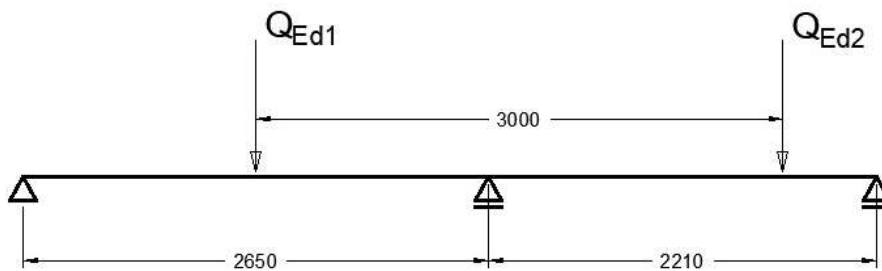
$$M_{Rd.p} := \frac{f_o}{\gamma_{M1}} \cdot W_p = 0.6 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{Ed.p} = 0.9 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{IKKE OK} \Rightarrow \text{øker platetykkelsen til 14 mm}$$

$$t_{p'} := 14 \text{ mm} \Rightarrow W_{p'} := \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot b) \cdot t_{p'}^2 \quad M_{Rd.p'} := \frac{f_o}{\gamma_{M1}} \cdot W_{p'} = 1.08 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed.p} \quad \text{OK}$$

### Kontroll langsgående stiver:

#### Alternativ 1: Kontinuerlige stivere over tverrbjelker

Statisk system: kontinuerlig bjelke, største spenn er 2.65 m.



Antar at en stiver tar opp 75% av lasten alene.

$$M_{Ed.s1} := 75\% \cdot 26.9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 20.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(beregnet i Robot)

$$V_{Ed.s1} := 75\% \cdot 33.8 \text{ kN} = 25.35 \text{ kN}$$

Kontroll skjær:

$$\text{Skjærareal: } A_v := 2 \cdot h \cdot t_s = 960 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.s1} := \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \cdot A_v = 131 \text{ kN} > V_{Ed.s1} = 25.35 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.s1} = \frac{f_o}{\gamma_{M1}} \cdot W_{s1} > M_{Ed.s1} \Rightarrow \text{nødvendig } W_{s.nødv1} := \frac{M_{Ed.s1}}{\frac{f_o}{\gamma_{M1}}} = (85.356 \cdot 10^3) \text{ mm}^3$$

Men  $W_{s1} = \frac{I_s}{y_{max}} \Rightarrow$  trenger å finne 2. arealmomentet  $I_s$

Beliggenhet av nøytralaksen:

$$y := \frac{b_{eff} \cdot t_{p'} \cdot \left(h + \frac{t_{p'}}{2}\right) + 2 \cdot t_{s1} \cdot \frac{h^2}{2} + b_1 \cdot \frac{t_s^2}{2}}{b_{eff} \cdot t_{p'} + 2 \cdot t_{s1} \cdot h + b_1 \cdot t_s} = 71.4 \text{ mm} \quad y_{max} := y$$

$$I_s := \frac{1}{12} b_1 \cdot t_s^3 + b_1 \cdot t_s \cdot \left(y - \frac{t_s}{2}\right)^2 + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t_{s1} \cdot h^3 + t_{s1} \cdot h \cdot \left(y - \frac{h}{2}\right)^2\right) + \frac{1}{12} \cdot b_{eff} \cdot t_{p'}^3 + b_{eff} \cdot t_{p'} \cdot \left(h + \frac{t_{p'}}{2} - \dots\right)$$

$$I_s = (4.521 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow W_{s1} := \frac{I_s}{y_{max}} = (63.352 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 < W_{s.nødv1} = (85.356 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 \quad \text{IKKE OK}$$

Videre er tverrsnittet modellert og beregnet i Robot:

- prøver først å øke tykkelsen til stiverens bunn til 8 mm

$$\Rightarrow W_{s1} = (66.098 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 < W_{s.nødv1}$$

- øker høyden  $h$  til 86 mm, slik at totalhøyde blir 100 mm

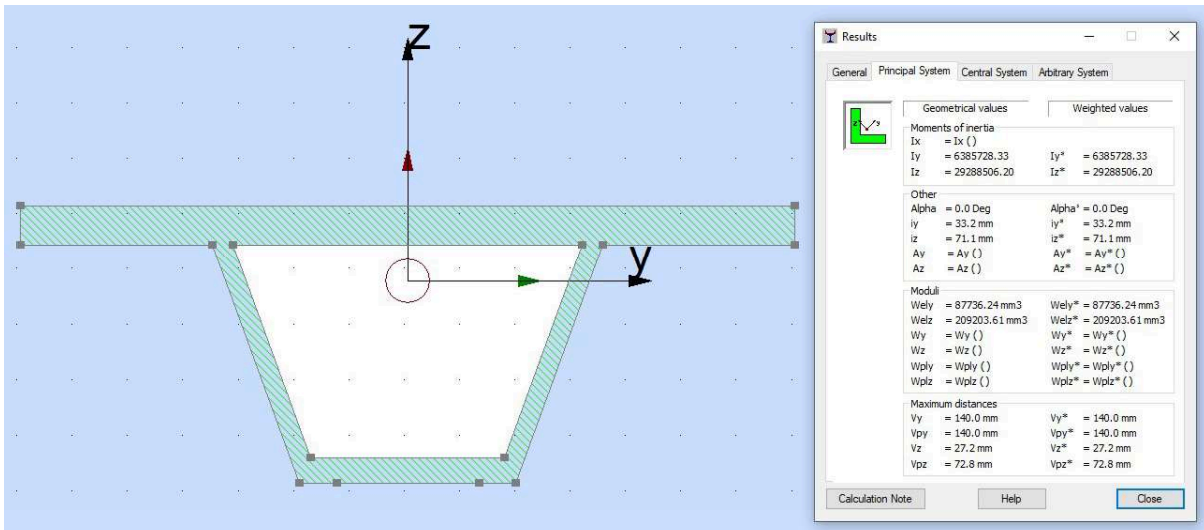
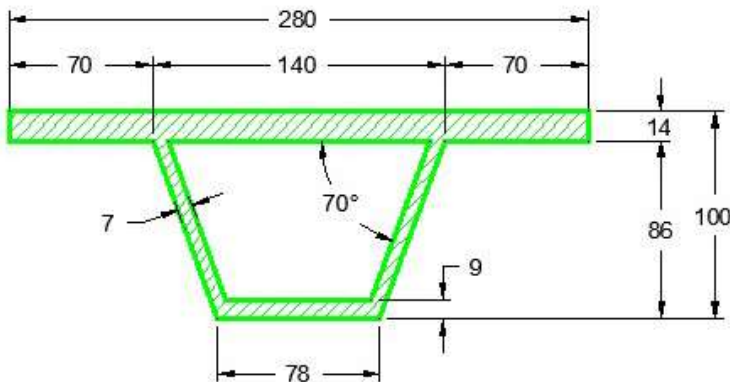
$$\Rightarrow W_{s1} = (69.251 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 < W_{s.nødv1}$$

- øker bunnen til 9 mm, veggene til 7 mm og endrer vinkelen til 70°

$$\Rightarrow W_{s1} = (87.736 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 > W_{s.nødv1} = (85.356 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 \quad \text{OK}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{85.356 \cdot 10^3}{87.736 \cdot 10^3} = 0.97$$

## Endelig geometri Alternativ 1:



## Alternativ 2: Stivere mellom tverrbjelker

Statisk system: fritt opplagt bjelke, største spenn er  $l := 2.65 \text{ m}$

Antar at en stiver tar 75% av lasten alene.

$$M_{Ed.s2} := 75\% \cdot \frac{Q_{Ed1} \cdot l}{4} = 26.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.s2} = \frac{f_o}{\gamma_{M1}} \cdot W_s > M_{Ed.s} \Rightarrow \text{nødvendig } W_{s.nødv2} := \frac{M_{Ed.s2}}{\frac{f_o}{\gamma_{M1}}} = (113.517 \cdot 10^3) \text{ mm}^3$$

Tar utgangspunkt i stiveren fra Alternativ 1.

Motstandsmoment funnet i Robot vha. design-iterasjoner:

$$W_{s,2} = (114.223 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 > W_{s,n\ddot{o}dv2} = (113.517 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 \quad \text{OK}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{113.517 \cdot 10^3}{114.223 \cdot 10^3} = 0.99$$

**Endelig geometri Alternativ 2:**

