

VEDLEGG A.1

EGENLAST

Egenvekt stålfiler hentet fra Norsk Stål.

HE200A:	$g_{HE200A} := 42.3 \frac{kg}{m}$	$g_1 := g \cdot g_{HE200A} = 0.415 \frac{kN}{m}$
HE240A:	$g_{HE240A} := 60.3 \frac{kg}{m}$	$g_2 := g \cdot g_{HE240A} = 0.591 \frac{kN}{m}$
HE240B:	$g_{HE240B} := 83.2 \frac{kg}{m}$	$g_3 := g \cdot g_{HE240B} = 0.816 \frac{kN}{m}$
RHSS120x120x6,3:	$g_{RHSS120} := 22.2 \frac{kg}{m}$	$g_4 := g \cdot g_{RHSS120} = 0.218 \frac{kN}{m}$

Egenvekt bjelkelag (198x48mm) og Accoya-belegning.

Bredde brudekke:	$b := 3.75 \text{ m}$
Bredde én trebjelke:	$b_{bj,1} := 48 \text{ mm}$
Høyde én trebjelke:	$h_{bj} := 198 \text{ mm}$
Antall bjelker:	$n := 19$
Bredde bjelkelag:	$b_{bj} := b_{bj,1} \cdot 2 \cdot n = 1824 \text{ mm}$
Tyngdetetthet C24:	$\rho_{C24} := 4.20 \frac{kN}{m^3}$
Egenvekt bjelkelag:	$g_{bj1} := \rho_{C24} \cdot b_{bj} \cdot h_{bj} = 1.52 \frac{kN}{m}$

VEDLEGG A.1

Jevnt fordelt last bjelkelag:

$$g_{bj} := \frac{g_{bj1}}{b} = 0.404 \frac{kN}{m^2}$$

Overflatedekke Accoya 34mm:

Densitet:

$$\rho_{AC} := 512 \frac{kg}{m^3}$$

Høyde:

$$h_{AC} := 34 \text{ mm}$$

Egenlast accoya jevnt fordelt last:

$$g_{AC1} := g \cdot \rho_{AC} \cdot h_{AC} = 0.171 \frac{kN}{m^2}$$

Total egenvekt:

$$g_{tot} := g_{bj} + g_{AC1} = 0.575 \frac{kN}{m^2}$$

Håndbok N400 - [9.2.3]

Skurlast uten beskyttelse:

$$\gamma_{inf.k} := 0.8 \quad \gamma_{sup.k} := 1.30$$

Egenvekt bjelkelag og accoya overflatedekke med lastfaktorer:

$$g_{min.bj} := g_{bj} \cdot \gamma_{inf.k} = 0.324 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{max.bj} := g_{bj} \cdot \gamma_{sup.k} = 0.526 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{min.AC} := g_{AC1} \cdot \gamma_{inf.k} = 0.137 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{max.AC} := g_{AC1} \cdot \gamma_{sup.k} = 0.222 \frac{kN}{m^2}$$

- . . .

VEDLEGG A.1

Rekkverk:

Egenvekt Vikafjell gangbru-rekkverk:

$$g_{VIKA} := 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Egenlast rekkverk:

$$g_{rekkverk} := g \cdot g_{VIKA} = 0.353 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt av rekkverket (tss):

$$g_{rekkverk} := 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VEDLEGG A.2

SNØLAST NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018

Tab. NA.4.1(901)	Karakteristisk snølast på mark:	$S_{k,0} := 2.0 \frac{kN}{m^2}$
	Høydegrense:	$H_g := 150 \text{ m}$
	Snølastøkning:	$\Delta S_k := 0.5 \frac{kN}{m^2}$
	Høyeste punkt på bruene (fra Solibri-modell):	$H := 138.8 \text{ m}$
NA 4.1 (1)	Forskjell i høyde:	$n := \frac{(H - H_g)}{100} = 0$
	Karakteristisk snølast:	$S_k := S_{k,0} = 2 \frac{kN}{m^2}$
Tab 5.1	Eksponeeringskoeffisient (normal topografi):	$C_e := 1.0$
5.2 (8)	Termisk koeffisient:	$C_t := 1.0$
Tab. 5.2	Formfaktor for snølast (flatt dekke):	$\mu_i := 0.8$
(5.1)	Snølast:	$S := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{kN}{m^2}$

Fonding på brudekke:

	Maksvekt av snø:	$g_{snø} := 300 \frac{kg}{m^3}$
	Last fra fonding med høyde på 0,5m:	$S_{fond} := g_{snø} \cdot g \cdot 0.5 \text{ m} = 1.47 \frac{kN}{m^2}$

VEDLEGG A.3

VINDLAST NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Tab. NA.4(901.1)	Referansevindhastighet:	$V_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$	(Bergen)
Tab. NA.4(901.2)	Område 1:	$H_0 := 900 \text{ m}$	
		$H_{topp} := 1500 \text{ m}$	
Tab. NA.4(901.3)	Nivåfaktor:	$C_{alt} := 1.0$	
	Retningsfaktor:	$C_{dir} := 1.0$	
	Årstidsfaktor:	$C_{season} := 1.0$	
	Faktor for returperiode:	$C_{prob} := 1.0$	
(NA.4.1)	Basisvindhastigheten:	$V_b := V_{b,0} \cdot C_{alt} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} = 26 \frac{m}{s}$	
Tab. NA.4.1.	Terrengruhetskategori og tilhørende parametre		
	Terrengruhetskategori II:	$k_r := 0.19$	
		$z_0 := 0.05 \text{ m}$	
		$z_{min} := 4 \text{ m}$	
	Lokal høyde på konstruksjonen.	$z := 4 \text{ m}$	
(4.4)	Terrengruhet:	$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) = 0.83$	

VEDLEGG A.3

[4.3.3] Terrengformfaktoen C_0

Numerisk beregning av terrengformfaktor

A.3 (5) a) Lo side Målt på høydeprofil fra Norgeskart

Horisontale avstanden fra byggstedet til toppen av høyden i terrenget:

$$X := -1.15 \text{ km}$$

Faktiske lengden på helningen i vindretningen:

$$L_u := 1.6 \text{ km}$$

Terrengets helning:

$$\frac{X}{L_u} = -0.72$$

Tabell A.2 Verdier av den effektive lengden L_e

Effektive høyden på terrengformen:

$$H := 450 \text{ m}$$

Effektive helningen på lo side:

$$\phi := \frac{H}{L_u} = 0.28$$

Effektiv lengde:

$$L_e := L_u$$

Vertikale avstanden fra bakkenivået byggstedet til fjelltopp:

$$z := 350 \text{ m}$$

$$(A.5) \quad A_{lo} := 0.1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0.8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1.8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1.9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1.0124 = 0.67$$

$$(A.6) \quad B_{lo} := 0.3542 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1.0577 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 2.6456 = 2.43$$

VEDLEGG A.3

$$(A.4) \quad s_{lo} := A_{lo} \cdot e^{\left(B_{lo} \cdot \frac{X}{L_u} \right)} = 0.12$$

$$(A.2) \quad c_{0.lo} := 1 + 2 \cdot s_{lo} \cdot \phi = 1.07$$

$$\text{Terrengformfaktor p\aa lo side} \quad c_{0.lo} = 1.07$$

$$\text{N.A.4.4(1) Turbulensfaktor p\aa lo side. Settes lik anbefalt verdi:} \quad k_{1.lo} := 1.0$$

A.3 (5) c) **Le side:**

$$\text{Figur NA.4 (901.5): Terrengformfaktor p\aa le side:} \quad c_{0.le} := 0.9$$

$$\text{Turbulensfaktor p\aa le side:} \quad k_{1.le} := 1.75$$

$$(4.3) \quad \text{Stedsvindhastighet lo side:} \quad V_{m.lo} := c_{0.lo} \cdot c_r \cdot V_b = 23.07 \frac{m}{s}$$

$$\text{Stedsvindhastighet le side:} \quad V_{m.le} := c_{0.le} \cdot c_r \cdot V_b = 19.48 \frac{m}{s}$$

$$(4.7) \quad \text{Turbulensintensitet lo side:} \quad I_{v.lo} := \frac{k_{1.lo}}{c_{0.lo} \cdot \ln\left(\frac{4}{0.05}\right)} = 0.21$$

$$\text{Turbulensintensitet le side:} \quad I_{v.le} := \frac{k_{1.le}}{c_{0.le} \cdot \ln\left(\frac{4}{0.05}\right)} = 0.44$$

$$\text{Luftens densitet:} \quad \rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$$

VEDLEGG A.3

NA.4.5(1) Stedsvindhastighetstrykket lo side: $q_{m.lo} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \langle V_{m.lo} \rangle^2 = 0.33 \frac{kN}{m^2}$

Stedsvindhastighetstrykket le side: $q_{m.le} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \langle V_{m.le} \rangle^2 = 0.24 \frac{kN}{m^2}$

NA.4.5(1) Toppverdifaktor $k_p := 3.5$

NA. 4.5 Vindkasthastighetstrykket lo side: $q_{p.lo} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v.lo}) \cdot q_{m.lo} = 0.83 \frac{kN}{m^2}$

Vindkasthastighetstrykket le side: $q_{p.le} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v.le}) \cdot q_{m.le} = 0.97 \frac{kN}{m^2}$

Benytter det høyeste vindkasthastighetstrykket: $q_{p0.z} := q_{p.le} = 0.97 \frac{kN}{m^2}$

Tabell V.1 Verdier av overgangssonefaktor k3:

Ruhetsendring (fra ru til glatt sone): $\Delta n_{BA} := 2 - 1 = 1$

Avstand fra kat. II til kat. I $x_b := 4 \text{ km}$

$$x_1 := 2.5 \text{ km} \quad f_2 := 1.00$$

$$f_1 := 1.05 \quad x_2 := 5 \text{ km}$$

Overgangssonefaktor etter interpolering: $k_3 := f_1 - (f_1 - f_2) \cdot \frac{x_b - x_1}{x_2 - x_1} = 1.02$

VEDLEGG A.3

Karakteristisk vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast.z} := q_{p0.z} \cdot k_3 = 0.99 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk vindhastighet:

$$v := \sqrt{\left(\frac{2 \cdot q_{kast.z}}{\rho}\right)} = 39.87 \frac{m}{s}$$

Kapittel 8 Vindpåvirkninger på bruer

8.2(1) Merknad 3 sier at i vårt tilfelle vil det ikke være nødvendig med en dynamisk beregning

Høyde av HE240B-profil:

$$h_1 := 240 \text{ mm}$$

Høyde av bjelkelag:

$$h_2 := 198 \text{ mm}$$

Høyde av accoya:

$$h_3 := 34 \text{ mm}$$

Bredde av brudekke:

$$b := 3750 \text{ mm}$$

Høyde av brudekke:

$$d_{tot.b} := h_1 + h_2 + h_3 = 472 \text{ mm}$$

Tab. 8.1. Åpent sikkerhetsrekkverk på en side:

$$d_{tot} := d_{tot.b} + 0.3 \text{ m} = 772 \text{ mm}$$

Forholdet mellom brudekke og høyden av brudekke:

$$\frac{b}{d_{tot}} = 4.86$$

Vindlast i x-retning:

Fig. 8.3 Kraftfaktor for ingen fri omstrømming ved bruende :

$$c_{f.x0} := 1.3$$

(8.1) Kraftfaktor i x-retning:

$$c_{f.x} := c_{f.x0}$$

VEDLEGG A.3

(4.10)	Basisvindhastighetstrykket:	$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = 0.42 \frac{kN}{m^2}$
(4.9)	Eksponeringsfaktoren:	$c_e := \frac{q_{p0,z}}{q_b} = 2.31$
8.3.2 (1)	Vindlastfaktoren i x-retning:	$C := c_e \cdot c_{f,x} = 2.997$
	Maksimal lengde brudekke:	$L := 4000 \text{ mm}$
8.3.1 (1)	Referanseareal i x-retning:	$A_{ref,x} := d_{tot,b} \cdot L = (1.888 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$
8.3.2(1)	Kraft i x-retning. Forenklet metode:	$F_{w,x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = 2.39 \text{ kN}$
	Jevnt fordelt last i x-retning:	$q_{w,x} := \frac{F_{w,x}}{A_{ref,x}} = 1.27 \frac{kN}{m^2}$
	Linjelast i x-retning:	$q_{w,x1} := q_{w,x} \cdot d_{tot} = 0.98 \frac{kN}{m}$

Vindlast i z-retning:

(8.3)	Referanseareal z-retning:	$A_{ref,z} := b \cdot L = (1.5 \cdot 10^7) \text{ mm}^2$
8.3.3 (1)	Krafftaktor i z-retning:	$c_{f,z} := 0.9$
	Vindlastfaktor z-retning	$C_z := c_{f,z} \cdot c_e = 2.07$
	Kraft i z-retning:	$F_{w,z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} = 13.15 \text{ kN}$

VEDLEGG A.3

Jevnt fordelt last:

$$q_{w.z} := \frac{F_{w.z}}{A_{ref.z}} = 0.88 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast i y-retning

8.3.4 (1) Kraft i y-retning. Settes lik 50% av kraften i x-retning:

$$F_{w.y} := \frac{F_{w.x}}{2} = 1.2 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt last:

$$q_{w.y} := \frac{F_{w.y}}{A_{ref.x}} = 0.63 \frac{kN}{m^2}$$

Linjelast:

$$q_{w.y1} := q_{w.y} \cdot d_{tot} = 0.49 \frac{kN}{m}$$

Vindlast på søylene

8.2.3.(1) Merknad 2

Konstruksjonsfaktor:

$$c_s c_d := 1.0$$

Tab. 7.16

Effektiv slankhet:

$$\lambda := 70$$

(7.28)

Massivitetsforholdet:

$$\varphi := 1.0$$

Fig. 7.36

Endeeffekt faktoren:

$$\psi_\lambda := 1.0$$

Figur 7.23

Kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner og uten fri omstrømming:

$$c_{f,0} := 2.0$$

Treghetsradius RHSS120x6,3:

$$i := 4.62 \text{ mm}$$

Bredde RHSS120x6,3:

$$b := 120 \text{ mm}$$

— " " i —

VEDLEGG A.3

	Forhold radius/bredde:	$\frac{i}{b} = 0.04$
Fig. 7.24:	Reduksjonsfaktor:	$\psi_r := 0.9$
(7.9)	Kraftfaktor	$c_f := c_{f.0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r = 1.8$
	Lengde skråstag:	$l_s := 4000 \text{ mm}$
	Bredde skråstag:	$b_s := 120 \text{ mm}$
(7.10)	Referanseareal:	$A_{ref.s} := l_s \cdot b_s = (4.8 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
(5.3)	Kraft på skråstag:	$F_w := c_s c_d \cdot c_f \cdot q_{p0.z} \cdot A_{ref.s} = 0.84 \text{ kN}$
	Kraft per meter:	$q_s := \frac{F_w}{l_s} = 0.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

VEDLEGG A.4

TRAFIKKLASTER PÅ BRUER NS-EN 1991-2:2003+NA:2010

NA. 5.3.2.1 (1)

Jevnt fordelt last
(karakteristisk):

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

NA. 5.3.2.3 (1)

Det skal være mulig for en
Ford Ranger å kjøre på bruene:

Vekt Ford Ranger:

$$g_{ford} := 3600 \text{ kg}$$

Kraft fremre aksling:

$$Q_{serv1} := 16 \text{ kN}$$

Kraft bakre aksling:

$$Q_{serv2} := 20 \text{ kN}$$

NA.5.4

Horisontal jevnt fordelt last
(10% av jevnt fordelt last):

$$q_{H1} := 0.1 \cdot q_{fk} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Horisontal punktlast (60% av
vekt tjenestekjøretøy):

$$q_{H2} := 0.6 \cdot g_{ford} = 2160 \text{ kg}$$

$$q_{H2} := q_{H2} \cdot g = 21.182 \text{ kN}$$

Sidelast settes lik 25% av den
største horisontale kraften:

$$q_{HS} := 0.25 \cdot q_{H1} = 0.13 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{HS1} := 0.25 \cdot q_{H2} = 5.3 \text{ kN}$$

Gjøre om punktlasta til jevnt fordelt last:

Strekstag-kryss langs brua:

$$k := 26$$

Omtrentlig lengde bru:

$$L := 400 \text{ m}$$

VEDLEGG A.4

Lengde mellom hvert kryss:

$$L_k := \frac{L}{k} = 15.38 \text{ m}$$

Linjelast horisontalt (60%):

$$q_H := \frac{q_{H2}}{L_k} = 1.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bredde brudekke:

$$b := 3750 \text{ mm}$$

Linjelast horisontalt (10%):

$$q_h := q_{H1} \cdot b = 1.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende traffiklast horisontalt:

$$q_{\text{horizontal}} := q_h = 1.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende sidelast:

$$q_{\text{sidelast}} := 0.25 \cdot q_H = 0.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg A.4

1.4.2 Trafikk

Vertikal

Jevnt fordelt last

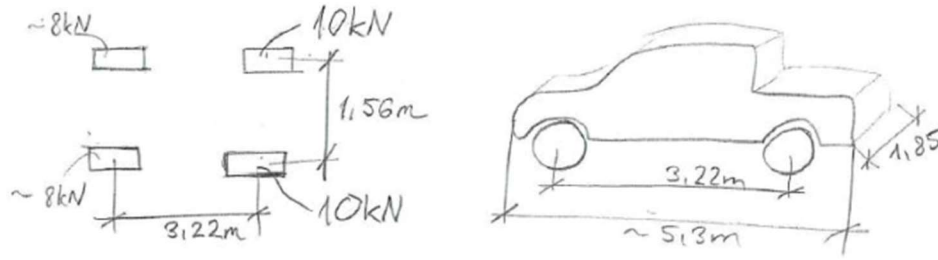
$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

/10/4/

Servicekjøretøy (Ford Ranger)

$$Q_{SV1} = 20 \text{ kN} \quad Q_{SV2} = 16 \text{ kN}$$

- Dimensjonerer brua for største personbil som trolig vil bli benyttet av Bergen kommune. Velger dimensjonerende billast tilsvarende Ford Ranger. Avstand mellom for og bak aksel lik 3.2m og avstand mellom venstre og høyre hjul lik 1.56m. Lastareal per dekk er satt lik: 0.15m x 0.10m. Lasttilfellet er illustrert i Figur 1-2.



Figur 1-2: Illustrasjon av lasttilfellet for servicekjøretøy.

Horisontal

Horisontallast lengderetning (NA.5.4):

$$H_l = 0.1 \times q_{fk} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

/10/

- Påfører 0.5 kN/m^2 i hele bruas lengderetning.

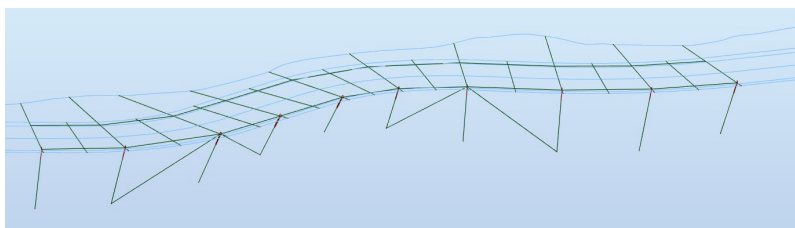
Sidelas 25% (NA.5.4):

/10/

- Horisontalkraft i tverretning opptrer kun samtidig med tjenestekjøretøy og settes lik 25% av den horisontale kraften i lengderetningen fra tjenestekjøretøyet.

VEDLEGG A.6

Spennvidder fra ROBOT



Begynner fra høyre på bildet ovenfor. Nummerer både HE240B og HE200A i samme utregning. Slik at bjelke 1 er den ytterst til høyre, mens bjelke 2 er påfølgende HE200A. Verdiene som kommer nedenfor er den totale spennvidden til bjelkene. A1 er lengst fra fjellet.

$$A_1 := 1.87 \text{ m}$$

$$A_2 := 1.61 \text{ m}$$

$$B_1 := 1.87 \text{ m}$$

$$B_2 := 1.61 \text{ m}$$

$$C_1 := 1.87 \text{ m}$$

$$C_2 := 1.61 \text{ m}$$

$$D_1 := 1.87 \text{ m}$$

$$D_2 := 1.61 \text{ m}$$

$$E_1 := 1.905 \text{ m}$$

$$E_2 := 1.775 \text{ m}$$

$$F_1 := 1.94 \text{ m}$$

$$F_2 := 1.94 \text{ m}$$

$$G_1 := 1.6975 \text{ m}$$

$$G_2 := 1.945 \text{ m}$$

$$H_1 := 1.455 \text{ m}$$

$$H_2 := 1.95 \text{ m}$$

$$I_1 := 1.43 \text{ m}$$

$$I_2 := 1.915 \text{ m}$$

$$J_1 := 1.405 \text{ m}$$

$$J_2 := 1.88 \text{ m}$$

$$K_1 := 1.67 \text{ m}$$

$$K_2 := 1.9825 \text{ m}$$

VEDLEGG A.6

$$L_1 := 1.935 \text{ m}$$

$$L_2 := 2.085 \text{ m}$$

$$M_1 := 1.8825 \text{ m}$$

$$M_2 := 1.845 \text{ m}$$

$$N_1 := 1.83 \text{ m}$$

$$N_2 := 1.605 \text{ m}$$

$$O_1 := 2.0475 \text{ m}$$

$$O_2 := 1.6775 \text{ m}$$

$$P_1 := 2.265 \text{ m}$$

$$P_2 := 1.75 \text{ m}$$

$$Q_1 := 2.005 \text{ m}$$

$$Q_2 := 1.6 \text{ m}$$

$$R_1 := 1.745 \text{ m}$$

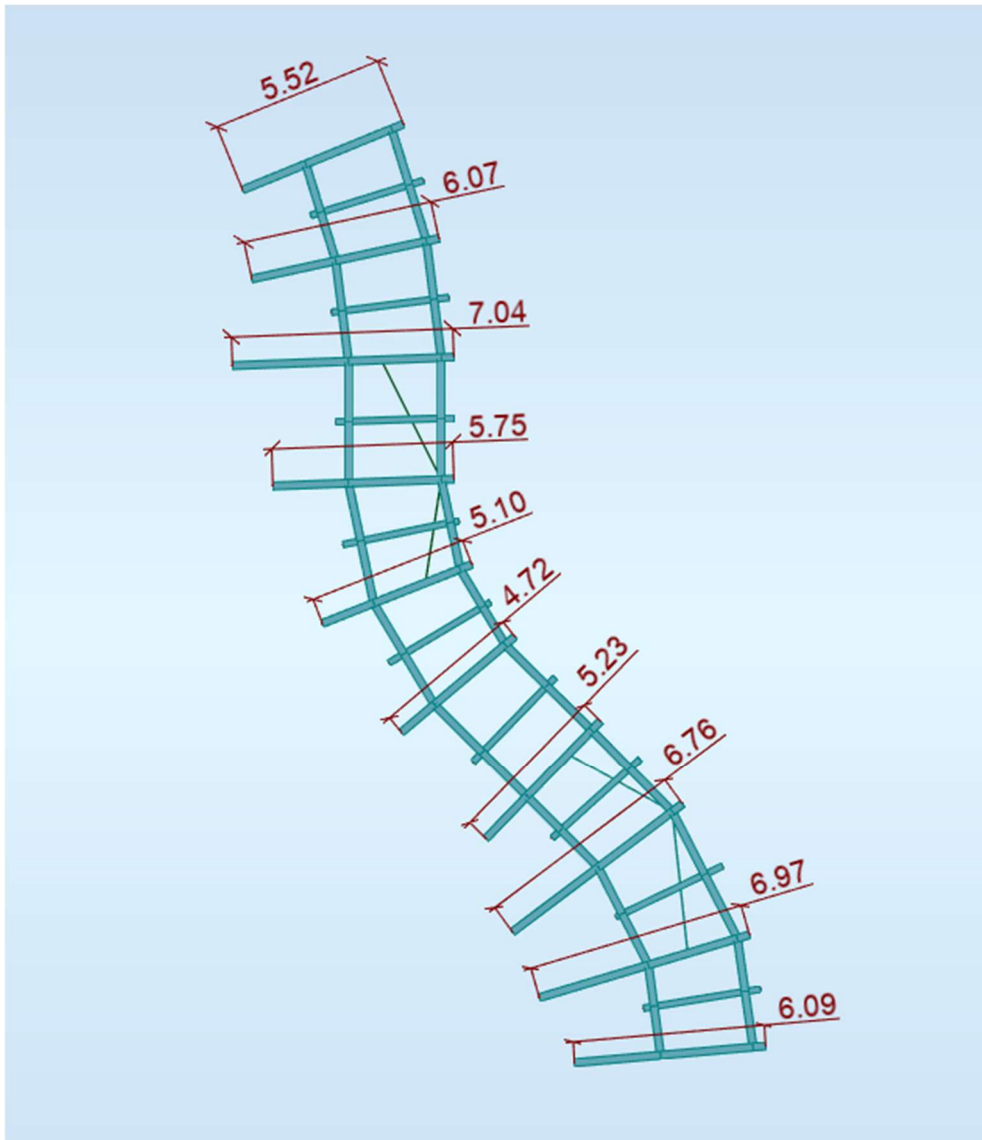
$$R_2 := 1.45 \text{ m}$$

$$S_1 := 1.745 \text{ m}$$

$$S_2 := 1.45 \text{ m}$$

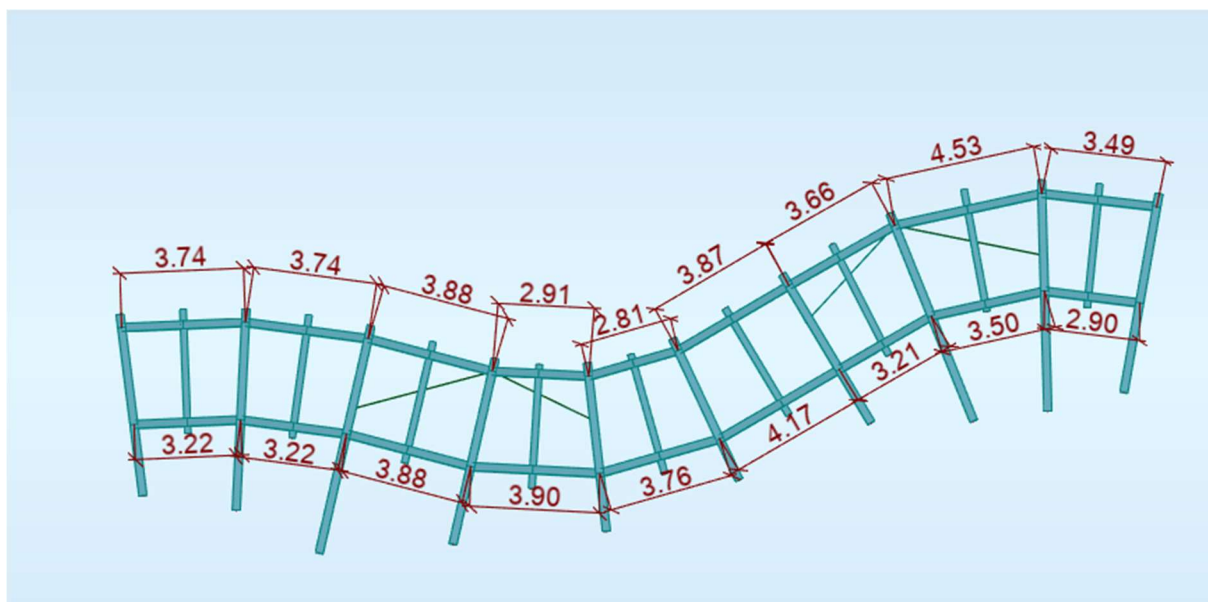
VEDLEGG B.1

Lengder av HE240B:

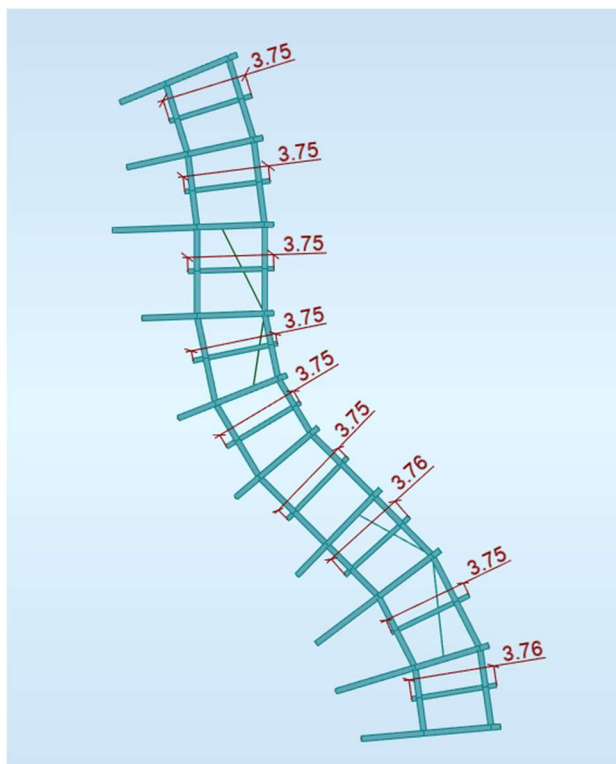


VEDLEGG B.1

Lengder av HE240A:

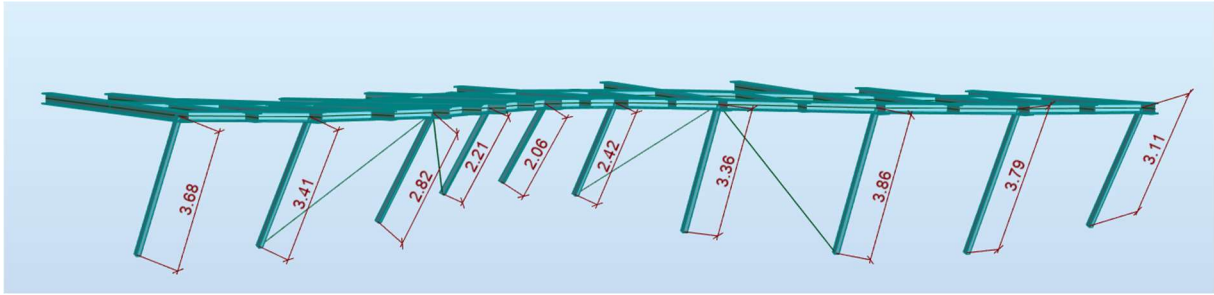


Lengder av HE200A:



VEDLEGG B.1

Lengder av RHSS 120x120x6,3:



VEDLEGG B.2

Kontrollberegning av krefter - permanente laster (leddet modell - leddet i knutepunkt mellom HE240A og HE240B)

Laster:

Egenvekt stålprofil:

HE200A	$V_{HE200A} := 42.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	$g_{200A} := g \cdot V_{HE200A} = 0.415 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
HE240A	$V_{HE240A} := 60.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	$g_{240A} := g \cdot V_{HE240A} = 0.591 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
HE240B	$V_{HE240B} := 83.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	$g_{240B} := g \cdot V_{HE240B} = 0.816 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
RHSS 120x120x6.3	$V_{RHSS120} := 22.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	$g_{RHS} := g \cdot V_{RHSS120} = 0.219 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt tre (bjelker og dekke accoya):

Trebjelker: $g_{bjelker} := 0.404 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Accoya-dekke: $g_{accoya} := 0.171 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

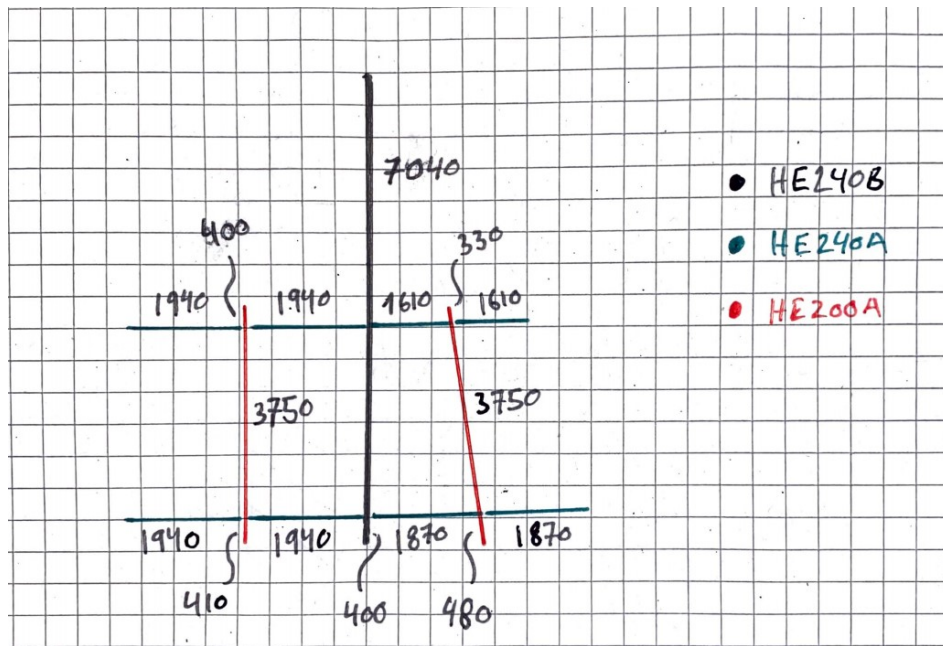
Total last fra trebjelker og accoyadekke: $g_{tre} := g_{bjelker} + g_{accoya} = 0.575 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt rekkverk:

(Vil opptre som punktlaster på utkragere på tverrbjelker) $g_{rekkverk} := 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

VEDLEGG B.2

Informasjon om aktuelle bjelker:



VEDLEGG B.2

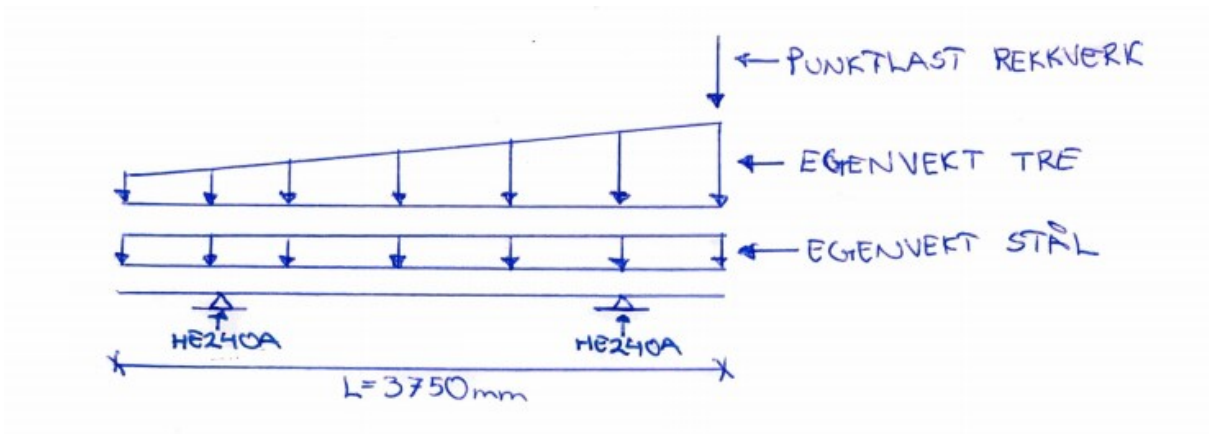
HE200A - profil

Laster på HE200A profil på begge sider:

- Jevnt fordelt last fra egenvekt stål
- Trapesformet linjelast fra trebjelker og accoya-dekke (avhengig av lastbredde)

HE240A som fungerende opplagere

Skisse av statisk system:



HE200A-profil til høyre for HE240B

Kaller knutepunkt mellom HE240A og HE200A
nærmest fjell for **H1**, og lengst fra fjell for **H2**

Lastbredde nærmest fjell: $LB_{200A.H1} := \frac{1610 \text{ mm}}{2} + \frac{1610 \text{ mm}}{2} = (1.61 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Linjelast fra tre, nærmest fjell: $LL_{HE200A.H1} := LB_{200A.H1} \cdot g_{tre} = 0.926 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lastbredde lengst fra fjell: $LB_{200A.H2} := \frac{1870 \text{ mm}}{2} + \frac{1870 \text{ mm}}{2} = (1.87 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Linjelast fra tre,
lengst fra fjell: $LL_{HE200A.H2} := LB_{200A.H2} \cdot g_{tre} = 1.075 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Linjelast fra egenvekt stål: $g_{200A} = 0.415 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

VEDLEGG B.2

Punktlast fra rekkverk:

$$P_{rek.k.H} := 0.76 \text{ kN}$$

Finner "støttemomenter" i H1 og H2, deretter opplagerkrefter ut i fra dette.
Til slutt feltmoment ut i fra der skjærkraft=0.

$$M_{H1} := g_{200A} \cdot \frac{(330 \text{ mm})^2}{2} + 0.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(330 \text{ mm})^2}{2} + \frac{(0.95 - 0.93) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1}{2} \cdot \frac{(330 \text{ mm})^2}{3} = 0.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{H2} := g_{200A} \cdot \frac{(480 \text{ mm})^2}{2} + 1.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(480 \text{ mm})^2}{2} + \frac{(1.08 - 1.06) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2}{2} \cdot \frac{(480 \text{ mm})^2}{3} + P_{rek.k.H} \cdot 480 \text{ mm} = 0.536 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finner vertikal opplager kraft i H1 ut fra sum moment = MH1

$$H2_y := \frac{\left(g_{200A} \cdot \frac{(3420 \text{ mm})^2}{2} + 0.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(3420 \text{ mm})^2}{2} + \frac{(1.08 - 0.95) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 \cdot (3420 \text{ mm})^2}{2} + P_{rek.k.H} \cdot 3420 \text{ mm} - M_{H1} \right)}{2940 \text{ mm}} = 3.746 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y := 0$$

$$H1_y := g_{200A} \cdot 3750 \text{ mm} + 0.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3750 \text{ mm} + \frac{(1.08 - 0.93) \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} \cdot 3750 \text{ mm} + P_{rek.k.H} - H2_y = 2.338 \text{ kN}$$

Finner punkt der V=0.

Forenkler her og sier at trapesformet linjelast fra tre er en firkant, med den største verdien i trapeset, da man verdien på trapeset blir ukjent.

$$x_H := \frac{H1_y}{g_{200A} + LL_{HE200A.H2}} = 1.569 \text{ m} \quad (\text{fra enden nærmest fjell})$$

Snitter her og finner moment ut fra krefter på venstre side.
Max moment i HE200A til høyre for HE240B:

$$M_{max.H} := H1_y \cdot (x_H - 330 \text{ mm}) - g_{200A} \cdot \frac{x_H^2}{2} - 0.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{x_H^2}{2} + (0.07) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{x_H^2}{3} = 1.299 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Strekk UK)

VEDLEGG B.2

HE200A-profil til venstre for HE240B

Kaller knutepunkt mellom HE240A og HE200A nærmest fjell for **V1**, og lengst fra fjell for **V2**

Lastbredde nærmest fjell: $LB_{200A.V1} := 1940 \text{ mm}$

Linjelast fra tre, nærmest fjell: $LL_{HE200A.V1} := LB_{200A.V1} \cdot g_{tre} = 1.116 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lastbredde lengst fra fjell: $LB_{200A.V2} := 1940 \text{ mm}$

Linjelast fra tre, lengst fra fjell: $LL_{HE200A.V2} := LB_{200A.V2} \cdot g_{tre} = 1.116 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Linjelast fra egenvekt stål: $g_{200A} = 0.415 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Punktlast fra rekkverk: $P_{rekk.V} := 0.78 \text{ kN}$

Leastbreddene er symmetriske på begge ender av HE200A - får jevnt fordelt linjelast. Slår sammen egenvekt fra tre og egenvekt fra stål til en total last over hele bjelken:

$$g_{tot.V} := g_{tre} \cdot LB_{200A.V1} + g_{200A} = 1.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{V1} := g_{tot.V} \cdot \frac{(400 \text{ mm})^2}{2} = 0.122 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{V2} := g_{tot.V} \cdot \frac{(410 \text{ mm})^2}{2} + P_{rekk.V} \cdot 410 \text{ mm} = 0.448 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V2_y := \frac{\left(g_{tot.V} \cdot \frac{(3340 \text{ mm})^2}{2} + P_{rekk.V} \cdot 3340 \text{ mm} - M_{V1} \right)}{2940 \text{ mm}} = 3.748 \text{ kN}$$

$$V1_y := g_{tot.V} \cdot 3750 \text{ mm} + P_{rekk.V} - V2_y = 2.771 \text{ kN}$$

VEDLEGG B.2

V=0 ved ukjent lengde xv: $x_V := \frac{V1_y}{g_{tot.V}} = 1.811 \text{ m}$

Maks moment i xv: $M_{max.V} := V1_y \cdot (x_V - 400 \text{ mm}) - g_{tot.V} \cdot \frac{x_V^2}{2} = 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

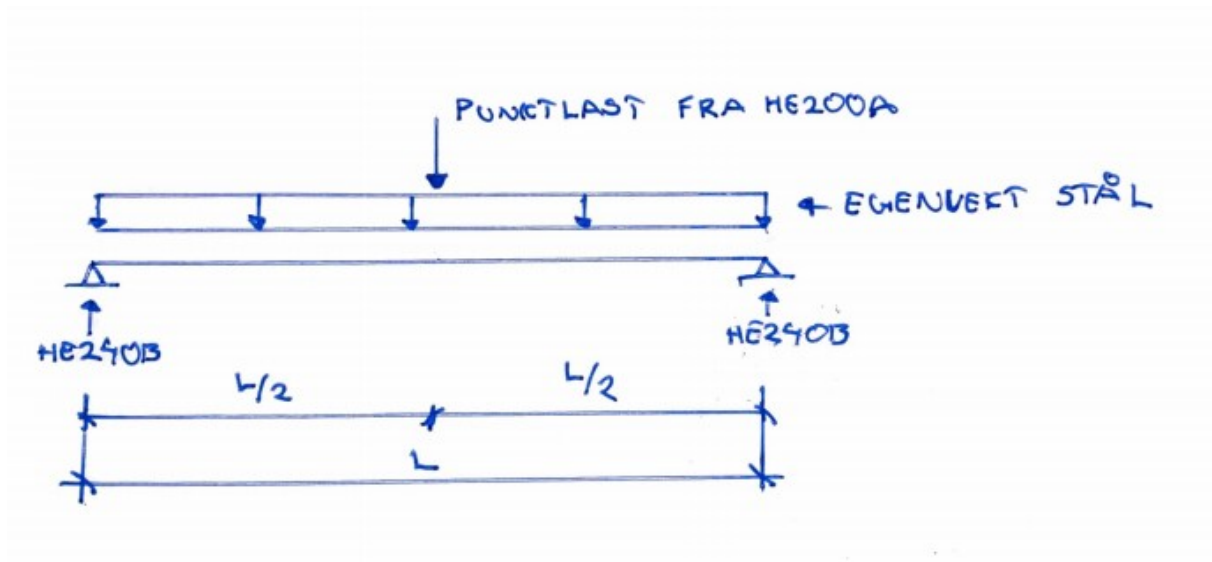
VEDLEGG B.2

HE240A profil

De vertikale opplagerkreftene som ble funnet for HE200A profilene vil komme inn som punktlaster på hvert sitt punkt på de 4 ulike HE240A-profilene.

HE240B-profilene blir fritt opplagte bjelker, med et opplegg i hver ende i form av HE240B profil, med null moment i opplagerene.

Skisse av statisk system:



HE240A profil til høyre, nærmest fjellet

- Kaller denne bjelken for **240H1**

Lengde:

$$L_{240H1} := 3320 \text{ mm}$$

Krefter:

Egenvekt HE240A profil:

$$g_{240A} = 0.591 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast fra "opplagerkraft"
på HE200A-profil til høyre, i
knutepunkt nærmest fjellet:

$$H1_y = 2.338 \text{ kN}$$

VEDLEGG B.2

Punktlast på midt av bjelken - maks skjærkraft i opplegg, og maks moment midt i felt:

$$V_{240H1} := g_{240A} \cdot L_{240H1} \cdot \frac{1}{2} + \frac{H1_y}{2} = 2.151 \text{ kN}$$

$$M_{240H1} := \frac{g_{240A} \cdot L_{240H1}^2}{8} + \frac{H1_y \cdot L_{240H1}}{4} = 2.756 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

HE240A profil til høyre, lengst fra fjellet

- Kaller denne bjelken for **240H2**

Lengde:

$$L_{240H2} := 1870 \text{ mm} \cdot 2 = (3.74 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Egenvekt HE240A profil:

$$g_{240A} = 0.591 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast fra "opplagerkraft" på HE200A-profil til høyre, i knutepunkt lengst fra fjellet:

$$H2_y = 3.746 \text{ kN}$$

Skjær ved opplegg HE240B:

$$V_{240H2} := g_{240A} \cdot L_{240H2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{H2_y}{2} = 2.979 \text{ kN}$$

Maks moment midt i felt:

$$M_{240H2} := \frac{g_{240A} \cdot L_{240H2}^2}{8} + \frac{H2_y \cdot L_{240H2}}{4} = 4.536 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

HE240A profil til venstre, nærmest fjellet

- Kaller denne bjelken for **240V1**

Lengde

$$L_{240V1} := 1940 \text{ mm} \cdot 2 = (3.88 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Egenvekt HE240A profil:

$$g_{240A} = 0.591 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast fra "opplagerkraft" på HE200A-profil til høyre, i knutepunkt lengst fra fjellet:

$$V1_y = 2.771 \text{ kN}$$

VEDLEGG B.2

Skjær ved opplegg HE240B:

$$V_{240V1} := g_{240A} \cdot L_{240V1} \cdot \frac{1}{2} + \frac{V1_y}{2} = 2.533 \text{ kN}$$

Maks moment midt i felt:

$$M_{240V1} := \frac{g_{240A} \cdot L_{240V1}^2}{8} + \frac{V1_y \cdot L_{240V1}}{4} = 3.801 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

HE240A profil til venstre, lengst fra fjellet
- Kaller denne bjelken for **240V2**

Lengde

$$L_{240V2} := 1940 \text{ mm} \cdot 2 = (3.88 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Egenvekt HE240A profil:

$$g_{240A} = 0.591 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast fra "opplagerkraft"
på HE200A-profil til høyre, i
knutepunkt lengst fra fjellet:

$$V2_y = 3.748 \text{ kN}$$

Skjær ved opplegg HE240B:

$$V_{240V2} := g_{240A} \cdot L_{240V2} \cdot \frac{1}{2} + \frac{V2_y}{2} = 3.021 \text{ kN}$$

Maks moment midt i felt:

$$M_{240V2} := \frac{g_{240A} \cdot L_{240V2}^2}{8} + \frac{V2_y \cdot L_{240V2}}{4} = 4.748 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG B.2

HE240B profil

Beskrivelse - statisk system:

Et opplegg i fjell og et opplegg av RHS120x120x6.3.

Utkrager utenfor skråstag.

Laster:

- 4 punktlaster fra de 4 HE240A profilene som kommer inn i 2 ulike knutepunkt på HE240B profilet.

Kaller knutepunktet hvor HE240A profilene kommer inn nærmest fjellet for **K1**, og det lengst fra fjellet for **K2**.

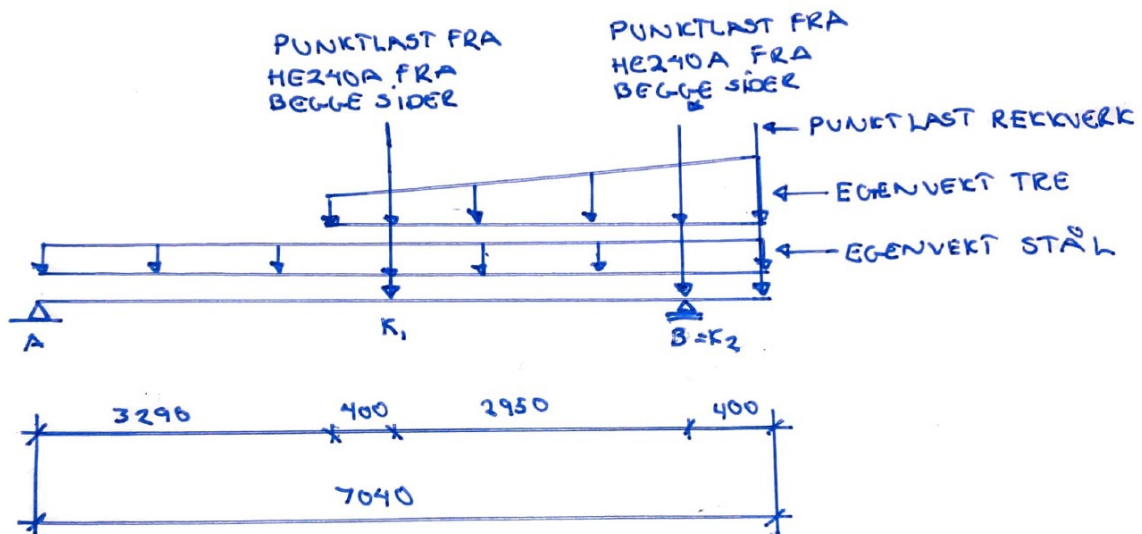
- Senter RHS og K2 ligger ikke nøyaktig på samme punkt --> eksentrisitet på kraften i K2 ift. RHS-profilet.

- Punktlaster fra rekkverk ytterst på utkrager

- En jevnt fordelt linjelast fra egenvekt stål over hele bjelken

- En trapesformet linjelast over brudekkets bredde

Skisse av statisk system:



Trapesformet linjelast fra trebjelker og tredekke accoya:

Lastbredde på side nærmest fjell

$$LB1 := \frac{1940 \text{ mm}}{2} + \frac{1610 \text{ mm}}{2} = (1.775 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Lastbredde på side lengst fra fjell:

$$LB2 := \frac{1940 \text{ mm}}{2} + \frac{1870 \text{ mm}}{2} = 1.905 \text{ m}$$

Verdi linjelast nærmest fjell:

$$G_{tre1} := g_{tre} \cdot LB1 = 1.021 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VEDLEGG B.2

Verdi linjelast lengst fra fjell:

$$G_{tre2} := g_{tre} \cdot LB2 = 1.095 \frac{kN}{m}$$

Differanse mellom linjelaster trapes - deler opp i en firkantet og en trekantet linjelast. Får dermed en firkantet linjelast med verdi lik G_{tre1} og en trekanten linjelast med verdi 0 kN/m nærmest fjell, verdi lik differansen mellom G_{tre2} og G_{tre1} på siden lengst fra fjell:

$$G_{trekant} := G_{tre2} - G_{tre1} = 0.075 \frac{kN}{m}$$

$$G_{firkant} := G_{tre1} = 1.021 \frac{kN}{m}$$

Punktlaster fra HE240A profil:

Punktlast i K1:

$$P_{K1} := V1_y + H1_y = 5.109 \text{ kN}$$

Punktlast i K2:

$$P_{K2} := V2_y + H1_y = 6.086 \text{ kN}$$

Punktlast fra rekkverk:

$$P_{R.240B} := 0.77 \text{ kN}$$

Kaller opplager i fjell for **A**, og opplager i RHSS for **B**.

Begynner med å finne vertikale opplagerreaksjoner ved å benytte sum $M=0$ i A

$$B_y := \frac{\left(g_{240B} \cdot \frac{(7040 \text{ mm})^2}{2} + P_{K1} \cdot 3690 \text{ mm} + P_{K2} \cdot 6640 \text{ mm} + (G_{firkant}) \cdot 3750 \text{ mm} \cdot \left(3290 + \frac{3750}{2} \right) \text{ mm} + \frac{G_{trekant}}{2} \cdot 3750 \text{ mm} \cdot \left(3290 + \frac{2}{3} \cdot 3750 \right) \text{ mm} + P_{R.240B} \cdot 7040 \text{ mm} \right)}{6640 \text{ mm}} = 15.886 \text{ kN}$$

$$B_y = 15.886 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$A_y := g_{240B} \cdot 7040 \text{ mm} + P_{K1} + P_{K2} + P_{R.240B} + G_{firkant} \cdot 3750 \text{ mm} + G_{trekant} \cdot \frac{3750 \text{ mm}}{2} - B_y = 5.791 \text{ kN}$$

Støttemoment over opplager B (RHSS):

$$M_{støtte.240B} := P_{R.240B} \cdot 400 \text{ mm} + g_{240B} \cdot \frac{(400 \text{ mm})^2}{2} + G_{firkant} \cdot \frac{(400 \text{ mm})^2}{2} + G_{trekant} \cdot \frac{(400 \text{ mm})}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 400 \text{ mm} = 0.459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG B.2

$$M_{støtte.240B} = 0.459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Regner skjærkraft V i venstre snitt av K1. Sammenligner denne skjærkraften med punktlasten som kommer inn i K1. Hvis punktlasten er større enn skjærkraften i venstre snitt vil skjærdiagrammet krysse 0 her, og vi har dermed maks moment her.

$$V_{v.snitt} := A_y - g_{240B} \cdot 3690 \text{ mm} - G_{firkant} \cdot 400 \text{ mm} - G_{trekant} \cdot \frac{400 \text{ mm}}{2} = 2.357 \text{ kN}$$

$$P_{K2} = 6.086 \text{ kN}$$

Får maks feltmoment i dette punktet. Snitter og ser på venstre side for å finne moment.

$$M_{felt.240B} := A_y \cdot 3690 \text{ mm} - g_{240B} \cdot \frac{(3690 \text{ mm})^2}{2} - G_{firkant} \cdot \frac{(400 \text{ mm})^2}{2} - G_{trekant} \cdot \frac{(400 \text{ mm})}{2} \cdot \frac{(400 \text{ mm})}{3} = 15.729 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{felt.240B} = 15.729 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Strekk uk})$$

VEDLEGG B.2

RHS120x120x6.3 - skråstag

Det vil oppstå aksialkrefter i RHS-skråstaget samt HE240B-profilet pga vinkel på skråstaget lik ca. 60 grader. RHS-skråstaget må virke med en kraft vertikal lik B_y regnet for HE240B.

Aksialkraft i RHSprofilet blir da (i topp av RHS-profilet hvor egenvekt ikke er tatt med enda):

$$F_{x_{RHS}} := \frac{B_y}{\sin(60 \text{ deg})} = 18.344 \text{ kN} \quad (\text{Trykk})$$

Last egenvekt RHS:

$$L_{RHS} := 3.86 \text{ m}$$

$$G_{RHS.tot} := g_{RHS} \cdot L_{RHS} = 0.844 \text{ kN}$$

Aksialtrykk i bunn av RHSS:

$$F_{x_{RHS.bunn}} := \frac{G_{RHS.tot}}{\sin(60 \text{ deg})} + F_{x_{RHS}} = 19.319 \text{ kN}$$

Trykkraften i topp av RHS profilet dekomponeres til en aksialkraft på det statiske systemet til HE240B profilet, som må tas opp i opplager for HE240B i fjell, A_x .

$$A_x := \frac{B_y}{\tan(60 \text{ deg})} = 9.172 \text{ kN}$$

VEDLEGG C.1

Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

Tverrsnittsklasse: (hentet fra Norsk Stål) S355 stål

HE240B - **Tv.kl. 1** for både kun bøyning om y-y aske og for kun trykk

Kapasitet HE240B

Tverrsnittsverdier fra profiler og formler:

$$h := 240 \text{ mm} \quad b := 240 \text{ mm} \quad t_w := 10 \text{ mm} \quad t_f := 17 \text{ mm} \quad r := 21 \text{ mm} \quad A := 10.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 112.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 938 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 103 \text{ mm}$$

$$I_z := 39.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 327 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 60.8 \text{ mm}$$

$$S_y := 527 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_T := 1030 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 486.9 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (1.054 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad W_{pl.z} := 490 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

Skjærknekking:

Skjærknekking vil ikke begrense kapasiteten, da alle I- og H-profil oppfyller slankhetskravet for S355 i følge Stål Håndbok del 3: 2010 side 126.

Strek - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (3.421 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (3.421 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

VEDLEGG C.1

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14) - (Elastisk) Sterk akse: $M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 302.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$

 Svak akse: $M_{Rd.z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 105.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjær - [6.2.6]

(6.19) $\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

(6.21) $A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (2.06 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

$$V_{Rd.z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 383.833 \text{ kN}$$

Bøyeknekking [6.3.1]

(6.50) $\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

Benytter knekk lengde mellom fjell og opplegg ved RHS for lengste bjelke for y-akse

$$L_{cr.y} := 6571 \text{ mm}$$

Benytter lengde mellom fjell og HE240A nærmest fjell da profilet fastholdes om z-akse her

$$L_{cr.z} := 3690 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$-\lambda_y := \frac{L_{cr.y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.835$$

Svak akse:

$$-\lambda_z := \frac{L_{cr.z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.794$$

VEDLEGG C.1

Tabell 6.2: $\frac{h}{b} = 1$

$t_f = 17 \text{ mm}$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

Tabell 6.1: - Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$\alpha_y := 0.34$

$\alpha_z := 0.49$

$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.957$

$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.961$

$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.703$

$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.666$

(6.47)

Knekkapasitet sterk akse:

$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (2.404 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Knekkapasitet svak akse:

$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (2.277 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Vipping

Kritisk vippemoment hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$I_W := C_W = (4.869 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$

$z_g := \frac{h}{2} = 120 \text{ mm}$

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

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

Vippelengde lik avstand mellom fjell og knutepunkt med HE240A for lengste HE240B

$L := 3.69 \text{ m}$

VEDLEGG C.1

Tabell B.4 - Antar tosidig gaffellagring: $k := 1.0$ $C_1 := 1.13$ $C_2 := 0.46$ $C_3 := 0.53$

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippemoment:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 784.912 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4 - Knekkurver vba. formel (6.56):

Valset I-profil, $h/b = 1$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3 - Imperfeksjonsfaktor: $\alpha_{LT} := 0.21$

$$(6.56) \quad -\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.651$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.76$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.869$$

(6.55)

Bjelkens vippekapsitet: $M_{b.Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 263.194 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Alternativt: Vipping for valsede profiler - [6.3.2.3]

$$-\lambda_{LT.0} := 0.4$$

$$\beta := 0.75$$

$$\phi_{LT'} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - \lambda_{LT.0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 0.685$$

VEDLEGG C.1

$$\chi_{LT'} := \frac{1}{\phi_{LT'} + \sqrt{\phi_{LT'}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.93$$

$$M_{b.Rd'} := \chi_{LT'} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 281.606 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Benytter tss vippekapasitet fra generelt tilfelle

Dimensjonerende krefter fra Robot

Gjeldende modell - kontinuerlige knutepunkt mellom
HEA og HEB profil, ledd mellom RHS og HEB

Aksialstrekk	$N_{t.Ed} := 51.89 \text{ kN}$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} := 4.21 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed} := \max(N_{t.Ed}, N_{c.Ed}) = 51.89 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{Ed.z} := 51.95 \text{ kN}$
Moment om y-akse	$M_{y.Ed} := 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om z-akse	$M_{z.Ed} := 10.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$

VEDLEGG C.1

Utnyttelse ved dimensjonerende krefter for HE240B

<u>Type kraft</u>	<u>Dimensjonerende kraft</u>	<u>Kapasitet</u>	<u>Utnyttelse</u>
Skjær	$V_{Ed.z} = 51.95 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 383.83 \text{ kN}$	$\frac{V_{Ed.z}}{V_{Rd.z}} = 0.135$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 302.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.282$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 10.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 105.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.103$
Aksial - strekk	$N_{t.Ed} = 51.89 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 3420.91 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.015$
Aksial - trykk	$N_{c.Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 3420.91 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.001$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 2403.52 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.002$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 2277.21 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.002$
Vipping	$M_{y.Ed} = 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b.Rd} = 263.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.325$

VEDLEGG C.1

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 855.227 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 206 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 332.409 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 664.818 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{Ed.z}}{V_{Rd.z}} = 0.135 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for ulike lasttilfeller

Lastifelle 1: med jevnt fordelt trafikklast

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.1} := 51.95 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.1} := 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.1} := 1.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.1} := 0.09 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekking)	$N_{t.Ed.1} := 51.89 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 51.89 \text{ kN}$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft

Oppstår aksialtrykk på utkragere. Må derfor benytte dimensjonerende moment herfra:

$$M_{y.Ed.1.ut} := 1.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed.1.ut} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (3.763 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 332.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 116.085 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 1:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram. Null moment i opplager ved fjell --> alpha h = 0. Ser på jevnt fordelt last da denne blir dim.

$$\alpha_h := 0 \quad C_{my} := 0.95$$

$$C_{mz} := 0.95 \quad C_{mLT} := 0.95$$

VEDLEGG C.1

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950018 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950021$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999998 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999997$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950018 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950023$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.95$$

(6.61)

$$\frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.006 < 1 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.006 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.282$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.015$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.015$$

VEDLEGG C.1

$$m_y + m_z + n = 0.313 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:
$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 100.906 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 25.218 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 109.954 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utnyttelse Von mises
spenningskontroll:
$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.341 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.1

Lastifelle 2: Vind i y-retning

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.2} := 7.60 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.2} := 13.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.2} := 10.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.2} := 0.02 \text{ kN}$
Aksialkraft (strek)	$N_{t.Ed.2} := 10.73 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.2} := \max(N_{c.Ed.2}, N_{t.Ed.2}) = 10.73 \text{ kN}$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft

Vurderer ikke denne da kreftene er svært små på utkrageren.

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.2}}{M_{Rd.y}} = 0.044$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.2}}{M_{Rd.z}} = 0.103$$

$$n := \frac{N_{Ed.2}}{N_{t.Rd}} = 0.003$$

$$m_y + m_z + n = 0.15 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.2}}{A} + \frac{M_{y.Ed.2}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.2}}{W_z} = 48.397 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.2}}{A_W} = 3.689 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

VEDLEGG C.1

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 48.817 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse Von mises spenningskontroll:

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.151 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.1

Lastilfelle 3: Vind i x-retning

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.3} := 7.68 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.3} := 13.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.3} := 0.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.3} := 4.21 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strek)

$$N_{t.Ed.3} := 3.97 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.3} := \max(N_{c.Ed.3}, N_{t.Ed.3}) = 4.21 \text{ kN}$$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft

Vurderer ikke denne da kreftene er svært små på utkrager.

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.3}}{M_{Rd.y}} = 0.045$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.3}}{M_{Rd.z}} = 0.008$$

$$n := \frac{N_{Ed.3}}{N_{t.Rd}} = 0.001$$

$$m_y + m_z + n = 0.054 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.3}}{A} + \frac{M_{y.Ed.3}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.3}}{W_z} = 17.441 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.3}}{A_W} = 3.728 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

VEDLEGG C.1

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 18.598 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse Von mises spenningskontroll:

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.058 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.2

Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

HE240A - **Tv.kl. 2** for både kun bøyning om y-y aske og for kun trykk

Kapasitet HE240A

Tverrsnittsverdier fra profiler og formler:

$$\begin{array}{lll} h := 230 \text{ mm} & b := 240 \text{ mm} & t_w := 7.5 \text{ mm} \\ t_f := 12 \text{ mm} & r := 21 \text{ mm} & A := 7.68 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \\ I_y := 77.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & W_y := 675 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & i_y := 101 \text{ mm} \\ I_z := 27.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & W_z := 231 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & i_z := 60 \text{ mm} \\ S_y := 372 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & I_T := 417 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 & C_W := 328.5 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \\ f_y := 355 \frac{N}{\text{mm}^2} & W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (7.44 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 & W_{pl.z} := 346 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \end{array}$$

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

Skjærknekking:

Skjærknekking vil ikke begrense kapasiteten, da alle I- og H-profil oppfyller slankhetskravet for S355 i følge Stål Håndbok del 3: 2010 side 126.

Strekk - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.479 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.479 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

VEDLEGG C.2

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14): Elastisk momentkapasitet

Sterk akse:

$$M_{Rd,y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 217.841 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Svak akse:

$$M_{Rd,z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 74.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

(6.19)

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.21)

$$A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (1.545 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Elastisk skjærkapasitet

$$V_{Rd,z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 287.875 \text{ kN}$$

Bøyeknekking - [6.3.1]

(6.50)

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

Knekk lengde sterk akse - lik full lengde for lengste HE240A

$$L_{cr,y} := 4530 \text{ mm}$$

Knekk lengde svak akse - lik lengste spenn mellom hoved- og sekundær tverrbjelke

$$L_{cr,z} := 2280 \text{ mm}$$

VEDLEGG C.2

Sterk akse:

$$-\lambda_y := \frac{L_{cr.y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.587$$

(Tabell 6.2) $\frac{h}{b} = 0.958$

Knekkurve sterk akse: **b**

Svak akse:

$$-\lambda_z := \frac{L_{cr.z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.497$$

$t_f = 12 \text{ mm}$

Knekkurve svak akse: **c**

(Tabell 6.1) - Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + -\lambda_y^2) = 0.738$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + -\lambda_z^2) = 0.697$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - -\lambda_y^2}} = 0.843$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - -\lambda_z^2}} = 0.844$$

(6.47)

Knekkapasitet sterk akse

$$N_{b,Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (2.091 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Knekkapasitet svak akse

$$N_{b,Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (2.093 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Vipping

Kritisk vippemoment - formel hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (3.285 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 115 \text{ mm}$$

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

VEDLEGG C.2

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

Vippelengde lik største spenn mellom hoved- og sekundær-tverrbjelke

$$L := 2.28 \text{ m}$$

Tabell B.4:

Antar tosidig gaffellagring

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

Antar ingen spesifikke tiltak

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippemoment:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = (1.001 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4 - Knekkurver vba. formel (6.56):

$$\frac{h}{b} = 0.958 < 2$$

Valset I-profil, $h/b < 2$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3: Imperfeksjonsfaktor

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

(6.56)

$$-\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.489$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.65$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.928$$

(6.55) Bjelkens vippekapasitet:

$$M_{b.Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 202.061 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.2

Dimensjonerte krefter fra Robot:

Aksialstrekk	$N_{t.Ed} := 10.92 \text{ kN}$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} := 8.05 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed} := \max(N_{t.Ed}, N_{c.Ed}) = 10.92 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{z.Ed} := 20.33 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed} := 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed} := 4.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelse for krefter på HE240A

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet:	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 20.33 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 287.875 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.071$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 217.841 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.152$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 4.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 74.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.066$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 10.92 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 2478.545 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.004$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 2478.545 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.003$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 2090.638 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.004$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 2093.004 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.004$
Vipping	$M_{y.Ed} = 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b.Rd} = 202.061 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.164$

VEDLEGG C.2

Kontroll for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t,Rd} = 619.636 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 206 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 249.307 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 498.614 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z,Ed}}{V_{Rd,z}} = 0.071 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for ulike lasttilfeller

Lastilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklaster

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.1} := 20.33 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.1} := 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.1} := 0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.1} := 2.43 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strekk)

$$N_{t.Ed.1} := 2.60 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 2.6 \text{ kN}$$

[6.3.3 (4)]: Kombinert bøyning og aksialkraft

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (2.726 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 239.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 82.005 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 2:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0$$

$$\Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram.

Får støttemoment over HEB, men feltmomentet er større --> kan ikke bruke den midterste momentforløpet. Benytter derfor det nederste

--> setter forenklet alpha-h = 0.

Ser på jevnt fordelt last da denne blir dim.

$$\alpha_h := 0$$

$$C_{my} := 0.95$$

$$C_{mz} := 0.95$$

$$C_{mLT} := 0.95$$

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.95 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.951$$

VEDLEGG C.2

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99996 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99992$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9503 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9507$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.95$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed.1}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed.1}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.167 < 1 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed.1}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed.1}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.176 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.152$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.011$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.001$$

$$m_y + m_z + n = 0.164 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(6.1) \text{ Von mises: } \sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 52.983 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

VEDLEGG C.2

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 13.159 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 57.677 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.179 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.2

Lastilfelle 2: Vind i y-retning

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.2} := 3.65 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.2} := 5.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.2} := 4.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.2} := 8.05 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekk)	$N_{t.Ed.2} := 10.92 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.2} := \max(N_{c.Ed.2}, N_{t.Ed.2}) = 10.92 \text{ kN}$

[6.3.3 (4)]: Kombinert bøyning og aksialkraft

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.951 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.952$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99986 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99973$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9511 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9522$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.951$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.2} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.2} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.09 < 1 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.2

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.2}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.2} + \Delta M_{y.Ed.2}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.2} + \Delta M_{z.Ed.2}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.091 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.2}}{M_{Rd.y}} = 0.023$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.2}}{M_{Rd.z}} = 0.066$$

$$n := \frac{N_{Ed.2}}{N_{t.Rd}} = 0.004$$

$$m_y + m_z + n = 0.093 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.2}}{A} + \frac{M_{y.Ed.2}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.2}}{W_z} = 30.144 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.2}}{A_W} = 2.362 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 30.42 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.094 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.2

Lastilfelle 3: Vind i x-retning

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.3} := 3.67 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.3} := 5.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.3} := 2.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.3} := 0.70 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strekk)

$$N_{t.Ed.3} := 0.76 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.3} := \max(N_{c.Ed.3}, N_{t.Ed.3}) = 0.76 \text{ kN}$$

[6.3.3 (4)]: Kombinert bøyning og aksialkraft

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9501 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9502$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99999 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99998$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9501 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9502$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.95$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.3} + \Delta M_{y.Ed.3}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.3} + \Delta M_{z.Ed.3}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.054 < 1 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.2

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.3}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.3} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.3} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.055 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.3}}{M_{Rd.y}} = 0.023$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.3}}{M_{Rd.z}} = 0.031$$

$$n := \frac{N_{Ed.3}}{N_{t.Rd}} = 3.066 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.055 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:
$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.3}}{A} + \frac{M_{y.Ed.3}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.3}}{W_z} = 17.653 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.3}}{A_W} = 2.375 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 18.126 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.056 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.3

Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

HE200A - **Tv.kl. 2** for både kun bøyning om y-y aske og for kun trykk

Kapasitet HE200A

Tverrsnittsverdier Norsk stål:

$$h := 190 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad t_w := 6.5 \text{ mm} \quad t_f := 10 \text{ mm} \quad r := 18 \text{ mm} \quad A := 5.38 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 36.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 389 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 82.8 \text{ mm}$$

$$I_z := 13.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 134 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 49.8 \text{ mm}$$

$$S_y := 215 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl.y} := 2 \cdot S_y = (4.3 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad W_{pl.z} := 200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_T := 211 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 108.0 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

Skjærknekking:

Skjærknekking vil ikke begrense kapasiteten, da alle I- og H-profil oppfyller slankhetskravet for S355 i følge Stål Håndbok del 3: 2010 side 126.

Strekk - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.736 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.736 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

$$(6.14) - \text{Elastisk momentkapasitet} \quad \text{Sterk akse:} \quad M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 125.541 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.3

Svak akse:
$$M_{Rd,z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 43.245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

(6.19)
$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.21)
$$A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (1.105 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Skjærkapasitet
$$V_{Rd,z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 205.891 \text{ kN}$$

Bøyeknekking [6.3.1]

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

(6.50) Konstant lengde på HE200A. Bruker tss full lengde for knekking om begge akser

$$L_{cr} := 3750 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$\lambda_y := \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.593$$

Svak akse:

$$\lambda_z := \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.986$$

Tabell 6.2:

$$\frac{h}{b} = 0.95$$

$$t_f = 10 \text{ mm}$$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

VEDLEGG C.3

Tabell 6.1: Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.742$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 1.178$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.841$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.548$$

(6.47)

Kapasitet bøyeknekking - sterk akse

$$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.46 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kapasitet bøyeknekking - svak akse

$$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 952.028 \text{ kN}$$

Vipping

Kritisk vippemoment hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (1.08 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

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

$$z_g := \frac{h}{2} = 95 \text{ mm}$$

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

Tss. vippelengde lik full lengde

$$L := 3750 \text{ mm}$$

Tabell B.4:

Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

Antar ingen spesifikke tiltak:

$$k_W := 1.0$$

VEDLEGG C.3

Kritisk vippemoment M_{cr} :

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 207.029 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4: - Knekkurver vba. formel (6.56): $\frac{h}{b} = 0.95$

Har valset I-profil der $h/b = 0.95$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3 - Imperfeksjonsfaktor: $\alpha_{LT} := 0.21$

$$(6.56) \quad -\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.817$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.898$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.786$$

$$(6.55) \quad \text{Bjelkens vippekapasitet: } M_{b.Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 98.676 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.3

Dimensjonerende krefter fra Robot:

Aksialkrafttrykk	$N_{c.Ed} := 1.56 \text{ kN}$
Aksialstrekk:	$N_{t.Ed} := 1.45 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft:	$N_{Ed} := \max(N_{c.Ed}, N_{t.Ed}) = 1.56 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{z.Ed} := 24.14 \text{ kN}$
Moment om y-akse	$M_{y.Ed} := 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om z-akse	$M_{z.Ed} := 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Utnyttelse for krefter på HE200A

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet:	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 24.14 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 205.891 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.117$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 125.541 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.123$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 43.245 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.049$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 1736.27 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 1.45 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 1736.27 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 1459.6 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.001$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 952.028 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.002$
Vipping:	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.156$

VEDLEGG C.3

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

[6.2.9.1(4)]

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 434.068 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 170 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 178.307 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 356.614 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.117 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for ulike lasttilfeller

Lastilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklaster

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.1} := 24.14 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.1} := 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.1} := 0.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.1} := 0.14 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekking)	$N_{t.Ed.1} := 1.13 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 1.13 \text{ kN}$

6.3.3.(4) Kombinert bøyning og aksialkraft

Aksialtrykk oppstår på utkrager - må benytte dimensjonerende moment her:

$$M_{y.Ed.1.ut} := 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed.1.ut} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (1.91 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 138.095 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 47.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 2:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter figur nummer 3 fra topp for momentdiagram.

Benytter lasttilfelle med jevnt fordelt last.

$$M_s := M_{y.Ed.1.ut} = 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.3

$$M_h := 1.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{h'} := 1.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi := \frac{M_{h'}}{M_h} = 0.843$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = 0.389$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.969$$

$$C_{mz} := C_{my} = 0.969$$

$$C_{mLT} := C_{my} = 0.969$$

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$-\lambda_y = 0.593$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot -\lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9695 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9695$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot -\lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.9999899 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99999$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot -\lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.96952 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.96952$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.97$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.04 < 1 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.3

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.042 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.123$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.013$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 6.508 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.136 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1): Von mises

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 43.877 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_w} = 21.846 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 57.94 \frac{N}{\text{mm}^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.18 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.3

Lastilfelle 2: Vind i y-retning

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.2} := 2.64 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.2} := 1.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.2} := 1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.2} := 0.88 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strekk)

$$N_{t.Ed.2} := 0.90 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.2} := \max(N_{c.Ed.2}, N_{t.Ed.2}) = 0.9 \text{ kN}$$

6.3.3.(4) Kombinert bøyning og aksialkraft

Ser av utnyttelse for lastilfelle med jevnt fordelt last er så liten. Beregninger ikke for dette.

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.2}}{M_{Rd.y}} = 0.012$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.2}}{M_{Rd.z}} = 0.045$$

$$n := \frac{N_{Ed.2}}{N_{t.Rd}} = 5.184 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.057 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1): Von mises

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.2}}{A} + \frac{M_{y.Ed.2}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.2}}{W_z} = 18.473 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

VEDLEGG C.3

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.2}}{A_W} = 2.389 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 18.931 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.059 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.3

Lastilfelle 3: Vind i x-retning

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.3} := 2.62 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.3} := 1.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.3} := 0.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.3} := 1.56 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strekk)

$$N_{t.Ed.3} := 1.45 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.3} := \max(N_{c.Ed.3}, N_{t.Ed.3}) = 1.56 \text{ kN}$$

6.3.3.(4) Kombinert bøyning og aksialkraft

Ser av utnyttelse for lastilfelle med jevnt fordelt last er så liten. Beregninger ikke for dette.

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.3}}{M_{Rd.y}} = 0.012$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.3}}{M_{Rd.z}} = 0.003$$

$$n := \frac{N_{Ed.3}}{N_{t.Rd}} = 8.985 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.016 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1): Von mises

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.3}}{A} + \frac{M_{y.Ed.3}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.3}}{W_z} = 5.216 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

VEDLEGG C.3

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.3}}{A_W} = 2.371 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 6.639 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.021 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.3

Lastilfelle 4: Last fra kjøretøy

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.4} := 2.61 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.4} := 1.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.4} := 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.4} := 0.51 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strekk)

$$N_{t.Ed.4} := 0.41 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.4} := \max(N_{c.Ed.4}, N_{t.Ed.4}) = 0.51 \text{ kN}$$

6.3.3.(4) Kombinert bøyning og aksialkraft

Ser av utnyttelse for lastilfelle med jevnt fordelt last er så liten. Beregninger ikke for dette.

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.4}}{M_{Rd.y}} = 0.012$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.4}}{M_{Rd.z}} = 0.049$$

$$n := \frac{N_{Ed.4}}{N_{t.Rd}} = 2.937 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.061 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1): Von mises

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.4}}{A} + \frac{M_{y.Ed.4}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.4}}{W_z} = 19.846 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

VEDLEGG C.3

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.4}}{A_W} = 2.362 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 20.264 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.063 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.4

Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

Kapasitet skråstag RHS120x120x6.3

Tverrsnittsverdier fra norsk stål:

$$b := 120 \text{ mm}$$

$$h := b = 120 \text{ mm}$$

$$t := 6.3 \text{ mm}$$

$$A := 2.82 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I := 6.03 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W := 100 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$i := 46.2 \text{ mm}$$

$$W_p := 120 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_T := 9.50 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)
Prosjektering av stålkonstruksjoner,
Del 2: Bruer:

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

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

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

Tverrsnittsklasse RHS120x120x6.3:

Tabell 5.2

$$c := b - 2 \cdot t = 107.4 \text{ mm}$$

$$t = 6.3 \text{ mm}$$

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

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 20.953$$

--> **Tv. kl 1** for både kun bøyning og kun trykk

Skjærknekking:

(6.22)

$$h_W := b = 120 \text{ mm}$$

$$t_W := t = 6.3 \text{ mm}$$

$$\eta := 1.0$$

VEDLEGG C.4

$$\frac{h_W}{t_W} = 19.048 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 58.58$$

--> Skjærknekking vil ikke begrense kapasiteten til profilet

Strekk - [6.2.3]

(6.6)

Bjelkens strekkkapasitet:

$$N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 910.091 \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

(6.10)

Bjelkens trykkkapasitet:

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 910.091 \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14): Elastisk momentkapasitet

$$M_{Rd} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 32.273 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

(6.19)

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.20)

$$S := \frac{W_p}{2} = (6 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Elastisk skjærkapasitet:

$$V_{Rd} := \frac{\tau_{Rd} \cdot I \cdot t}{S} = 117.973 \text{ kN}$$

VEDLEGG C.4

Bøyeknekking [6.3.1]

(6.50)

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

Lengde for skråstag med
høyest aksialkraft i Robot:

$$L_{cr} := 3790 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.074$$

Tabell 6.2: Varmformet hulprofil, S355 --> Knekkurve: **a**

Tabell 6.1:
Imperfeksjonsfaktor for
ulike knekkurver

$$\alpha := 0.21$$

(6.49)

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 1.168$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.614$$

(6.47)

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 558.869 \text{ kN}$$

Vipping - ikke aktuelt for hulprofil

VEDLEGG C.4

Dimensjonerende krefter fra Robot:

Moment sterk akse	$M_{y.Ed} := 0.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment svak akse	$M_{z.Ed} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Dimensjonerede aksialkraft (trykk)	$N_{Ed} := 107.04 \text{ kN}$
Aksialstrekk (annet lasttilfelle)	$N_{t.Ed} := 1.09 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{z.Ed} := 0.44 \text{ kN}$

Utnyttelse for krefter på RHS120x120x6.3

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 0.44 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 117.97 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd}} = 0.004$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 0.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd} = 32.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd}} = 0.013$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd} = 32.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd}} = 0.0009$
Aksialtrykk	$N_{Ed} = 107.04 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 910.09 \text{ kN}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.118$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 1.09 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 910.09 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Bøyeknekking:	$N_{Ed} = 107.04 \text{ kN}$	$N_{b.Rd} = 558.87 \text{ kN}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.192$

VEDLEGG C.4

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd}} = 0.004 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

VEDLEGG C.4

Kontroller for kombinerte krefter / spenninger ved ulike lasttilfeller:

Lastifelle 1: Jevnt fordelt trafikklast

Dimensjonerende krefter for lasttilfellet:

Moment sterk akse

$$M_{y.Ed.1} := 0.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment svak akse

$$M_{z.Ed.1} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerede aksialkraft (trykk)

$$N_{Ed.1} := 107.04 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.1} := 0.25 \text{ kN}$$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft:

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (1.001 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\chi_{LT} := 1.0 \quad (\text{Hulprofil vipper ikke})$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W = 35.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W = 35.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 1:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram. Null moment i hver ende i fot av søyle --> "alpha-h" = 0

$$\alpha_h := 0$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.4 \cdot \alpha_h = 0.95$$

$$C_{mz} := C_{my} = 0.95$$

$$C_{mLT} := C_{my} = 0.95$$

Tabell B.1: Vridningsforhindrede staver

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.067 > C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.059$$

VEDLEGG C.4

$$\rightarrow k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.059$$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.847$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.067 > C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.059$$

$$\rightarrow k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.059$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 1.059$$

(6.61)

$$\frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.2 < 1 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.199 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd}} = 0.007$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd}} = 9.296 \cdot 10^{-4}$$

VEDLEGG C.4

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.118$$

$$m_y + m_z + n = 0.126 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W} = 40.657 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$A_W := 2 \cdot t \cdot (b - 2 \cdot t) = 0.001 \text{ m}^2$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 0.185 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 40.659 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.126 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.4

Lastilfelle 2: Vindlast på søyle

Dimensjonerende krefter for lasttilfellet:

Moment sterk akse

$$M_{y.Ed.2} := 0.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment svak akse

$$M_{z.Ed.2} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerte aksialkraft (trykk)

$$N_{Ed.2} := 18.61 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.2} := 0.44 \text{ kN}$$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft:

Tabell B.1: Vridningsforhindrede staver

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.97 > C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.969$$

$$\rightarrow k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.969$$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.775$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.97 > C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.969$$

$$\rightarrow k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.969$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.969$$

VEDLEGG C.4

$$(6.61) \quad \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.2} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.2} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.047 < 1 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.2} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.2} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.045 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.2}}{M_{Rd}} = 0.013$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.2}}{M_{Rd}} = 9.296 \cdot 10^{-4}$$

$$n := \frac{N_{Ed.2}}{N_{t.Rd}} = 0.02$$

$$m_y + m_z + n = 0.035 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.2}}{A} + \frac{M_{y.Ed.2}}{W} + \frac{M_{z.Ed.2}}{W} = 11.199 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$A_W := 2 \cdot t \cdot (b - 2 \cdot t) = 0.001 \text{ m}^2$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.2}}{A_W} = 0.325 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 11.213 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.035 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.5

Alternative profil til HE240B

Dimensjonerende krefter fra Robot:

Aksialstrekk	$N_{t.Ed} := 51.89 \text{ kN}$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} := 4.21 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed} := \max(N_{t.Ed}, N_{c.Ed}) = 51.89 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{Ed.z} := 51.95 \text{ kN}$
Moment om y-akse	$M_{y.Ed} := 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om z-akse	$M_{z.Ed} := 10.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$

HE220B Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

Tverrsnittsverdier HE220B:

HE220B - **Tv.kl. 1** for både kun bøyning om y-y aske og for kun trykk

$$\begin{aligned} h &:= 220 \text{ mm} & b &:= 220 \text{ mm} & t_w &:= 9.5 \text{ mm} & t_f &:= 16 \text{ mm} & r &:= 18 \text{ mm} & A &:= 9.1 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \\ I_y &:= 80.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & W_y &:= 736 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & i_y &:= 94.3 \text{ mm} & W_{pl.y} &:= 828 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\ I_z &:= 28.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 & W_z &:= 258 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 & i_z &:= 55.9 \text{ mm} & W_{pl.z} &:= 387 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\ S_y &:= \frac{W_{pl.y}}{2} = (4.14 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 & I_T &:= 768 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 & C_W &:= 295.4 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \\ f_y &:= 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

VEDLEGG C.5

Skjærknekking:

SKjærknekking vil ikke begrense kapasiteten, da alle I- og H-profil oppfyller slankhetskravet for S355 i følge Stål Håndbok del 3: 2010 side 126.

Strekk - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.937 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.937 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14): Elastisk momentkapasitet

Sterk akse:

$$M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 237.527 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Svak akse:

$$M_{Rd.z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 83.264 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

$$(6.19) \quad \tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.21) \quad A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (1.786 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Elastisk skjærkapasitet

$$V_{Rd.z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 332.779 \text{ kN}$$

Bøyeknekking - [6.3.1]

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

VEDLEGG C.5

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

(6.50)

Benytter lengde mellom fjell og opplegg ved RHS for lengste bjelke

$$L_{cr.y} := 6571 \text{ mm}$$

Benytter lengde mellom fjell og HE240A nærmest fjell da profilet fastholdes om z-akse her

$$L_{cr.z} := 3690 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$-\lambda_y := \frac{L_{cr.y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.912$$

Svak akse:

$$-\lambda_z := \frac{L_{cr.z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.864$$

Tabell 6.2:

$$\frac{h}{b} = 1$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

Tabell 6.1: Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.037$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 1.036$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.653$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.622$$

(6.47)

Kapasitet knekking sterk akse

$$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.919 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kapasitet knekking svak akse

$$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.827 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

VEDLEGG C.5

Vipping

Kritisk vippemoment hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (2.954 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 110 \text{ mm}$$

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

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

Vippelengde

$$L := 3.69 \text{ m}$$

Tabell B.4: Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippemoment:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 560.717 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4: Knekkurver vba. formel (6.56)

$$\frac{h}{b} = 1$$

Valset I-profil, $h/b = 1$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3: Imperfeksjonsfaktor:

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

(6.56)

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.683$$

VEDLEGG C.5

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.784$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.856$$

(6.55)

Bjelkens vippekapasitet:

$$M_{b.Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 203.263 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Alternativt: vipping for valsede profiler - [6.3.2.3]

$$-\lambda_{LT.0} := 0.4$$

$$\beta := 0.75$$

$$\phi_{LT'} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - \lambda_{LT.0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2) = 0.704$$

$$\chi_{LT'} := \frac{1}{\phi_{LT'} + \sqrt{\phi_{LT'}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.92$$

$$M_{b.Rd'} := \chi_{LT'} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 218.424 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Benytter tss. vippekapasitet fra generelt tilfelle

Utnyttelse ved dimensjonerende krefter for HE220B

<u>Type kraft</u>	<u>Dimensjonerende kraft</u>	<u>Kapasitet</u>	<u>Utnyttelse</u>
Skjær	$V_{Ed,z} = 51.95 \text{ kN}$	$V_{Rd,z} = 332.78 \text{ kN}$	$\frac{V_{Ed,z}}{V_{Rd,z}} = 0.156$
Moment - Y	$M_{y,Ed} = 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd,y} = 237.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd,y}} = 0.36$
Moment - Z	$M_{z,Ed} = 10.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd,z} = 83.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{Rd,z}} = 0.13$
Aksialtrekk	$N_{t,Ed} = 51.89 \text{ kN}$	$N_{t,Rd} = 2936.82 \text{ kN}$	$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = 0.018$
Aksialtrykk	$N_{c,Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{c,Rd} = 2936.82 \text{ kN}$	$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.001$
Knekking - Y	$N_{c,Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{b,Rd,y} = 1918.94 \text{ kN}$	$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd,y}} = 0.002$
Knekking - Z	$N_{c,Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{b,Rd,z} = 1826.93 \text{ kN}$	$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd,z}} = 0.002$
Vipping	$M_{y,Ed} = 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b,Rd} = 203.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.42$

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

[6.2.9.1 (4)]

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t,Rd} = 734.205 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 188 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 288.195 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

VEDLEGG C.5

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 576.391 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{Ed.z}}{V_{Rd.z}} = 0.156 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for dimensjonerende lasttilfelle

Lastilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklast

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.1} := 51.95 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.1} := 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.1} := 1.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.1} := 0.09 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekking)	$N_{t.Ed.1} := 51.89 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 51.89 \text{ kN}$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft

Oppstår aksialtrykk på utragere. Må derfor benytte dimensjonerende moment herfra:

$$M_{y.Ed.1.ut} := 1.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed.1.ut} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (3.231 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 261.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 91.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 1:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram. Null moment i opplager ved fjell --> alpha h = 0. Ser på jevnt fordelt last da denne blir dim.

$$\alpha_h := 0 \quad C_{my} := 0.95$$

$$C_{mz} := 0.95 \quad C_{mLT} := 0.95$$

VEDLEGG C.5

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950024 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950027$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999997 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999996$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.95002 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.95003$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.95$$

(6.61)

$$\frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.008 < 1 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.008 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.36$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.019$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.018$$

VEDLEGG C.5

$$m_y + m_z + n = 0.397 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:
$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 128.029 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 29.087 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 137.585 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utnyttelse Von mises spenningskontroll:
$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.426 < 1,0 \quad \text{OK}$$

Kapasitet HE200B - NS-EN 1993-1-1Tverrsnittsverdier HE200B:HE200B - **Tv.kl. 1** for både kun bøyning om y-y aske og for kun trykk

Tverrsnittsverdier

$$h := 200 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad t_w := 9 \text{ mm} \quad t_f := 15 \text{ mm} \quad r := 18 \text{ mm} \quad A := 7.81 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 570 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 85.4 \text{ mm} \quad W_{pl.y} := 642 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_z := 20 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 50.7 \text{ mm} \quad W_{pl.z} := 300 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := \frac{W_{pl.y}}{2} = (3.21 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad I_T := 595 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 171.1 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)
 Prosjektering av
 stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

Streck - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.521 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.521 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14) - Elastisk momentkapasitet

VEDLEGG C.5

Sterk akse:

$$M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 183.955 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Svak akse:

$$M_{Rd.z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 64.545 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

(6.19)

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.21)

$$A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (1.53 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd.z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 285.08 \text{ kN}$$

Bøyeknekking - [6.3.1]

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

(6.50)

Benytter lengde mellom fjell og opplegg ved RHS for lengste bjelke

$$L_{cr.y} := 6571 \text{ mm}$$

Benytter lengde mellom fjell og HE240A nærmest fjell da profilet fastholdes om z-akse her

$$L_{cr.z} := 3690 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$\lambda_y := \frac{L_{cr.y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.007$$

Svak akse:

$$\lambda_z := \frac{L_{cr.z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.953$$

VEDLEGG C.5

Tabell 6.2: $\frac{h}{b} = 1$

$t_f = 15 \text{ mm}$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

Tabell 6.1 - Imerfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$\alpha_y := 0.34$

$\alpha_z := 0.49$

$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.144$

$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 1.138$

$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.593$

$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.568$

(6.47)

Knekkapasitet sterk akse

$N_{b,Rd,y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.493 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Knekkapasitet svak akse

$N_{b,Rd,z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.431 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Vipping

Kritisk vippemoment hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4 (Stålkomp.) Mcr:

$I_W := C_W = (1.711 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$

$z_g := \frac{h}{2} = 100 \text{ mm}$

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

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

Vippelengde

$L := 3.69 \text{ m}$

VEDLEGG C.5

Tabell B.4 - Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippelement:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 401.787 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2] Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4: Knekkurver vba. formel (6.56): $\frac{h}{b} = 1$

Har valset I-profil der $h/b = 1$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3: Imperfeksjonsfaktor: $\alpha_{LT} := 0.21$

$$(6.56) \quad \lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.71$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.805$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.843$$

(6.55)

$$\text{Bjelkens vippekapasitet:} \quad M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 155.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vipping for valsede profiler - [6.3.2.3]

$$\lambda_{LT,0} := 0.4$$

$$\beta := 0.75$$

VEDLEGG C.5

$$\phi_{LT'} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - \lambda_{LT.0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2) = 0.721$$

$$\chi_{LT'} := \frac{1}{\phi_{LT'} + \sqrt{\phi_{LT'}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.91$$

$$M_{b.Rd'} := \chi_{LT'} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 167.371 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.5

Utnyttelse ved dimensjonerende krefter for HE200B

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet	Utnyttelse
Skjær	$V_{Ed.z} = 51.95 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 285.08 \text{ kN}$	$\frac{V_{Ed.z}}{V_{Rd.z}} = 0.182$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 183.955 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.464$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 10.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 64.545 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.168$
Aksialtrekk	$N_{t.Ed} = 51.89 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = (2.521 \cdot 10^3) \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.021$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = (2.521 \cdot 10^3) \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.002$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = (1.493 \cdot 10^3) \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.003$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 4.21 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = (1.431 \cdot 10^3) \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.003$
Vipping	$M_{y.Ed} = 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b.Rd} = 155.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.551$

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 630.125 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 170 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 246.886 \text{ kN}$$

VEDLEGG C.5

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 51.89 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 493.773 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{Ed.z}}{V_{Rd.z}} = 0.182 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for dimensjonerende lasttilfelle**Lastilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklaster**

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.1} := 51.95 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.1} := 85.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.1} := 1.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.1} := 0.09 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekking)	$N_{t.Ed.1} := 51.89 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 51.89 \text{ kN}$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft

Oppstår aksialtrykk på utkrager. Må derfor benytte dimensjonerende moment herfra:

$$M_{y.Ed.1.ut} := 1.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed.1.ut} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (2.773 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 202.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 1:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram. Null moment i opplager ved fjell --> alpha h = 0. Ser på jevnt fordelt last da denne blir dim.

$$\alpha_h := 0 \quad C_{my} := 0.95$$

$$C_{mz} := 0.95 \quad C_{mLT} := 0.95$$

VEDLEGG C.5

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{\lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950035 > C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950034$$

$$\rightarrow k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.950034$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.9999957 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.9999955$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{\lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.95003 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.95004$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.95$$

(6.61)

$$\frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.01 < 1 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.011 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.464$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.025$$

VEDLEGG C.5

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.021$$

$$m_y + m_z + n = 0.51 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:
$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 164.589 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 33.954 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 174.78 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse Von mises spenningskontroll:
$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.542 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.6

Alternativ til HE240A

Dimensjonerte krefter fra Robot:

Aksialstrekk	$N_{t.Ed} := 10.92 \text{ kN}$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} := 8.05 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed} := \max(N_{t.Ed}, N_{c.Ed}) = 10.92 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{z.Ed} := 20.33 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed} := 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed} := 4.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$

HE220A Kapasitetsberegning - NS-EN 1993-1-1

Tverrsnittsverdier hentet fra tekniske tabeller fra Norsk Stål

Tverrsnittsklasse: 2 for både kun bøyning og kun trykk

$$h := 210 \text{ mm} \quad b := 220 \text{ mm} \quad t_w := 7 \text{ mm} \quad t_f := 11 \text{ mm} \quad r := 18 \text{ mm} \quad A := 6.43 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 54.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 515 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 91.7 \text{ mm} \quad W_{pl.y} := 568 \text{ mm}^3 \cdot 10^3$$

$$I_z := 19.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 178 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 55.1 \text{ mm} \quad W_{pl.z} := 266 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := \frac{W_{pl.y}}{2} = (2.84 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad I_T := 286 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 193.3 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Projektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer: $\gamma_{M0} := 1.10$

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

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

VEDLEGG C.6

Skjærknekking:

SKjærknekking vil ikke begrense kapasiteten, da alle I- og H-profil oppfyller slankhetskravet for S355 i følge Stål Håndbok del 3: 2010 side 126.

Strekk - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.075 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (2.075 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14): Elastisk momentkapasitet

Sterk akse:

$$M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 166.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Svak akse:

$$M_{Rd.z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 57.445 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

$$(6.19) \quad \tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.21) \quad A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (1.316 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Elastisk skjærkapasitet

$$V_{Rd.z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 245.206 \text{ kN}$$

Bøyeknekking - [6.3.1]

$$(6.50) \quad \varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

VEDLEGG C.6

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

Knekk lengde sterk akse - lik full lengde for lengste HE240A

$$L_{cr.y} := 4530 \text{ mm}$$

Knekk lengde svak akse - lik lengste spenn mellom hoved- og sekundær tverrbjelke

$$L_{cr.z} := 2280 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$-\lambda_y := \frac{L_{cr.y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.647$$

Svak akse:

$$-\lambda_z := \frac{L_{cr.z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.542$$

Tabell 6.2:

$$\frac{h}{b} = 0.955$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

Tabell 6.1: Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.785$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.73$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.813$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.819$$

(6.47)

Knekkapasitet sterk akse

$$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.687 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Knekkapasitet svak akse

$$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.7 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

VEDLEGG C.6

Vipping

Kritisk vippemoment - formel hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (1.933 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 105 \text{ mm}$$

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

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

Vippelengde lik største spenn mellom hoved- og sekundær-tverrbjelke

$$L := 2.28 \text{ m}$$

Tabell B.4: Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13$$

$$C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

Antar ingen spesifikke tiltak

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippemoment:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 659.707 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2] Bruker generelt tilfelle for vipping -

Tabell 6.4 - Knekkurver vba. formel (6.56):

$$\frac{h}{b} = 0.955 < 2$$

Valset I-profil, $h/b < 2$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3 - Imperfeksjonsfaktor:

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

VEDLEGG C.6

$$(6.56) \quad \begin{aligned} \lambda_{LT} &:= \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}\right)} = 0.526 \\ \phi_{LT} &:= 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2\right) = 0.673 \\ \chi_{LT} &:= \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.916 \end{aligned}$$

$$(6.55) \quad \text{Bjelkens vippekapasitet:} \quad M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 152.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.6

Utnyttelse for krefter på HE220A

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet:	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 20.33 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 245.2059 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.083$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 166.2045 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.199$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 4.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 57.4455 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.085$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 10.92 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 2075.1364 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.005$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 2075.1364 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.004$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 1687.0449 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.005$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 1700.4174 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.005$
Vipping	$M_{y.Ed} = 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b.Rd} = 152.2204 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.218$

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 518.784 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 188 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 212.355 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

VEDLEGG C.6

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 424.709 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.083 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for dimensjonerende lasttilfelle

Lastilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklast

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.1} := 20.33 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.1} := 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.1} := 0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.1} := 2.43 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekking)	$N_{t.Ed.1} := 2.60 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 2.6 \text{ kN}$

[6.3.3 (4)]: Kombinert bøyning og aksialkraft

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (2.283 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 182.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 63.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 2:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram.
 Får støttemoment over HEB, men feltmomentet er større --> kan ikke bruke den midterste momentforløpet. Benytter derfor det nederste --> setter forenklet $\alpha_h = 0$.
 Ser på jevnt fordelt last da denne blir dim.

$$\alpha_h := 0$$

$$C_{my} := 0.95$$

$$C_{mz} := 0.95$$

$$C_{mLT} := 0.95$$

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

VEDLEGG C.6

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9505 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9508$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999945 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999898$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9504 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9508$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.95$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.222 < 1 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.233 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.199$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.014$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.001$$

$$m_y + m_z + n = 0.215 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$(6.1) \text{ Von mises: } \sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 69.359 \frac{N}{mm^2}$$

VEDLEGG C.6

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 15.448 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 74.341 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.23 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.6

HE200A

Kapasitetsberegning - NS-EN 1993-1-1

Tverrsnittsverdier hentet fra tekniske tabeller fra Norsk Stål

Tverrsnittsklasse: 2 for både kun bøyning og kun trykk

$$h := 190 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad t_w := 6.5 \text{ mm} \quad t_f := 10 \text{ mm} \quad r := 18 \text{ mm} \quad A := 5.38 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 36.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 389 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 82.8 \text{ mm} \quad W_{pl.y} := 430 \text{ mm}^3 \cdot 10^3$$

$$I_z := 13.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 134 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 49.8 \text{ mm} \quad W_{pl.z} := 200 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := \frac{W_{pl.y}}{2} = (2.15 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad I_T := 211 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 108.0 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)
Prosjektering av
stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

Streck - [6.2.3]

(6.6)

$$N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.736 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

(6.10)

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.736 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14): Elastisk momentkapasitet

Sterk akse:

$$M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 125.541 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.6

Svak akse:

$$M_{Rd,z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 43.245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

(6.19)

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.21)

$$A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (1.105 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Elastisk skjærkapasitet

$$V_{Rd,z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 205.891 \text{ kN}$$

Bøyeknekking - [6.3.1]

(6.50)

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

Knekk lengde sterk akse - lik full lengde for lengste HE240A

$$L_{cr,y} := 4530 \text{ mm}$$

Knekk lengde svak akse - lik lengste spenn mellom hoved- og sekundær tverrbjelke

$$L_{cr,z} := 2280 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$\lambda_y := \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.716$$

Svak akse:

$$\lambda_z := \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.599$$

(Tabell 6.2)

$$\frac{h}{b} = 0.95$$

$$t_f = 10 \text{ mm}$$

VEDLEGG C.6

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

Tabell 6.1: Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.844$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.777$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.775$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.786$$

(6.47)

Knekkapasitet sterk akse

$$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.345 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Knekkapasitet svak akse

$$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.364 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Vipping

Kritisk vippemoment - formel hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (1.08 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^6$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 95 \text{ mm}$$

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

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

Vippelengde

$$L := 2.28 \text{ m}$$

Tabell B.4 - Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13$$

$$C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

VEDLEGG C.6

Antar ingen spesifikke tiltak

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippemoment:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 428.962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle vipping

Tabell 6.4 - Knekkurver vba. formel (6.56):

$$\frac{h}{b} = 0.95 < 2$$

Valset I-profil, $h/b < 2 \rightarrow$ Knekkurve **a**

Tabell 6.3: Imperfeksjonsfaktor:

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

(6.56)

$$-\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.567$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.7$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.902$$

(6.55):

Bjelkens vippekapasitet:

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 113.231 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.6

Utnyttelse for krefter på HE200A

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet:	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 20.33 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 205.89 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.099$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 125.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.264$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 4.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 43.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.114$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 10.92 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 1736.27 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.006$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 1736.27 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.005$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 1344.8 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.006$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 8.05 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 1364.4 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.006$
Vipping	$M_{y.Ed} = 33.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b.Rd} = 113.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.292$

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 434.068 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 170 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 178.307 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

VEDLEGG C.6

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 10.92 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 356.614 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.099 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for dimensjonerende lasttilfelle

Lastilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklaster

[6.3.3 (4)]: Kombinert bøyning og aksialkraft

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (1.91 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 138.095 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 47.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 3:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0$$

$$\Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram.
Får støttemoment over HEB, men feltmomentet er større --> kan ikke bruke den midterste momentforløpet. Benytter derfor det nederste --> setter forenklet alpha-h = 0.
Ser på jevnt fordelt last da denne blir dim.

$$\alpha_h := 0$$

$$C_{my} := 0.95$$

$$C_{mz} := 0.95$$

$$C_{mLT} := 0.95$$

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{\lambda_y \cdot N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9507 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.951$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99992 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.99987$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{\lambda_z \cdot N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9506 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.951$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.951$$

VEDLEGG C.6

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.298 < 1 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.312 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.264$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.019$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.001$$

$$m_y + m_z + n = 0.284 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:
$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 91.793 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 18.398 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 97.167 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.301 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.7

Alternativ til HE200A

Dimensjonerende krefter fra Robot:

Aksialkrafttrykk	$N_{c.Ed} := 1.56 \text{ kN}$
Aksialstrekk:	$N_{t.Ed} := 1.45 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft:	$N_{Ed} := \max(N_{c.Ed}, N_{t.Ed}) = 1.56 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{z.Ed} := 24.14 \text{ kN}$
Moment om y-akse	$M_{y.Ed} := 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om z-akse	$M_{z.Ed} := 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

HE180A

Tverrsnittsverdier **HE180A** fra tekniske tabeller fra Norsk Stål:

Tverrsnittsklasse: Klasse **2** for både kun bøyning om y-akse og kun trykk

$$h := 171 \text{ mm} \quad b := 180 \text{ mm} \quad t_w := 6 \text{ mm} \quad t_f := 9.5 \text{ mm} \quad r := 15 \text{ mm} \quad A := 4.53 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 25.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 294 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 74.5 \text{ mm} \quad W_{pl.y} := 324 \text{ mm}^3 \cdot 10^3$$

$$I_z := 9.25 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 103 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 45.2 \text{ mm} \quad W_{pl.z} := 154 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := \frac{W_{pl.y}}{2} = (1.62 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad I_T := 149 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 60.21 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Projektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer: $\gamma_{M0} := 1.10$

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

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

VEDLEGG C.7

Skjærknekking:

SKjærknekking vil ikke begrense kapasiteten, da alle I- og H-profil oppfyller slankhetskravet for S355 i følge Stål Håndbok del 3: 2010 side 126.

Strekk - [6.2.3]

$$(6.6) \quad N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.462 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

$$(6.10) \quad N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.462 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

$$(6.14) - \text{Elastisk momoentkapasitet} \quad \text{Sterk akse:} \quad M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 94.882 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Svak akse:} \quad M_{Rd.z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 33.241 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

$$(6.19) \quad \tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(6.21) \quad A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 912 \text{ mm}^2$$

$$\text{Skjærkapasitet} \quad V_{Rd.z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 169.93 \text{ kN}$$

Bøyeknekking [6.3.1]

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

VEDLEGG C.7

(6.50) Konstant lengde på HE200A. Bruker tss full lengde for knekking om begge akser

$$L_{cr} := 3750 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$-\lambda_y := \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.659$$

Svak akse:

$$-\lambda_z := \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.086$$

Tabell 6.2:

$$\frac{h}{b} = 0.95$$

$$t_f = 9.5 \text{ mm}$$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

(Tabell 6.1) - Imerfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.795$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 1.307$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.806$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.492$$

(6.47)

Kapasitet bøyeknekkning sterk akse:

$$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = (1.179 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kapasitet bøyeknekkning svak akse:

$$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 718.953 \text{ kN}$$

Vipping

Kritisk vippemoment hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (6.021 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^6$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 85.5 \text{ mm}$$

VEDLEGG C.7

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

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

Vippelengde tss. lik full lengde

$$L := 3750 \text{ mm}$$

Tabell B.4:

Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

Antar ingen spesifikke tiltak:

$$k_W := 1.0$$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 139.733 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4: Knekkurver vba. formel (6.56)

$$\frac{h}{b} = 0.95$$

Valset I-profil, $h/b = 0.95$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3: Imperfeksjonsfaktor:

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

(6.56)

$$-\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}} \right)} = 0.864$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.943$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.757$$

(6.55) Bjelkens vippekapasitet:

$$M_{b.Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 71.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse for krefter på HE180A

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet:	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 24.14 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 169.93 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.142$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 94.882 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.162$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 33.241 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.064$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 1461.95 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 1.45 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 1461.95 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 1178.96 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.001$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 718.953 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.002$
Vipping:	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.214$

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 365.489 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 152 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 147.164 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

VEDLEGG C.7

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 294.327 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.142 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

VEDLEGG C.7

Kombinerte krefter / spenninger for dimensjonerende lasttilfelle

Lasttilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklaster

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.1} := 24.14 \text{ kN}$$

Moment om sterk akse

$$M_{y.Ed.1} := 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om svak akse

$$M_{z.Ed.1} := 0.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft (trykk)

$$N_{c.Ed.1} := 0.14 \text{ kN}$$

Aksialkraft (strek)

$$N_{t.Ed.1} := 1.13 \text{ kN}$$

Dim. aksialkraft

$$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 1.13 \text{ kN}$$

6.3.3.(4) Kombinert bøyning og aksialkraft

Aksialtrykk oppstår på utkrager - må benytte dimensjonerende moment her:

$$M_{y.Ed.1.ut} := 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed.1.ut} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (1.608 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 104.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 36.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 2:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter figur nummer 3 fra topp for momentdiagram.

Benytter lasttilfelle med jevnt fordelt last.

$$M_s := M_{y.Ed.1.ut} = 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_h := 1.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{h'} := 1.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi := \frac{M_{h'}}{M_h} = 0.843$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = 0.389$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.969$$

$$C_{mz} := C_{my} = 0.969$$

$$C_{mLT} := C_{my} = 0.969$$

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$-\lambda_y = 0.659$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot -\lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9695 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9695$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot -\lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.9999853 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999986$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot -\lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.96956 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.96955$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.97$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.055 < 1 \quad \text{OK}$$

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.057 < 1 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.7

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.162$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.017$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 7.729 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.18 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1): Von mises

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 57.936 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_w} = 26.469 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 73.881 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.229 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.7

Kapasitet HE160A

Tverrsnittsverdier HE160A fra tekniske tabeller fra Norsk Stål:

Tverrsnittsklasse: Klasse 1 for både kun bøyning om y-akse og kun trykk.

$$h := 152 \text{ mm} \quad b := 160 \text{ mm} \quad t_w := 6 \text{ mm} \quad t_f := 9 \text{ mm} \quad r := 15 \text{ mm} \quad A := 3.88 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_y := 16.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y := 220 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y := 65.7 \text{ mm} \quad W_{pl.y} := 246 \text{ mm}^3 \cdot 10^3$$

$$I_z := 6.16 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_z := 76.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_z := 39.8 \text{ mm} \quad W_{pl.z} := 115 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_y := \frac{W_{pl.y}}{2} = (1.23 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \quad I_T := 123 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad C_W := 31.41 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)

Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 2: Bruer:

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

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

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

Strekk - [6.2.3]

(6.6)

$$N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.252 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

(6.10)

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = (1.252 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14) - (Elastisk)

Sterk akse:

$$M_{Rd.y} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Svak akse:

$$M_{Rd.z} := \frac{W_z \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 24.818 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.7

Skjær - [6.2.6]

$$(6.19) \quad \tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{N}{mm^2}$$

$$(6.21) \quad A_W := (h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 804 \text{ mm}^2$$

Elastisk skjærkapasitet

$$V_{Rd,z} := \tau_{Rd} \cdot A_W = 149.807 \text{ kN}$$

Bøyeknekking [6.3.1]

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

(6.50) Konstant lengde på HE200A. Bruker tss full lengde for knekking om begge akser

$$L_{cr} := 3750 \text{ mm}$$

Sterk akse:

$$-\lambda_y := \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.747$$

Svak akse:

$$-\lambda_z := \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.233$$

Tabell 6.2:

$$\frac{h}{b} = 0.95$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

Knekkurve sterk akse: **b**

Knekkurve svak akse: **c**

(Tabell 6.1) - Imerfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

$$\alpha_y := 0.34$$

$$\alpha_z := 0.49$$

VEDLEGG C.7

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (-\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.872$$

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (-\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 1.514$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.756$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.418$$

(6.47)

Kapasitet knekking sterk akse

$$N_{b.Rd.y} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 947.222 \text{ kN}$$

Kapasitet knekking svak akse

$$N_{b.Rd.z} := \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 523.657 \text{ kN}$$

Vipping

Kritisk vippemoment hentet fra **NS 3472** tillegg B.12.3.4

$$I_W := C_W = (3.141 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^6$$

$$z_g := \frac{h}{2} = 76 \text{ mm}$$

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

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

$$L := 3750 \text{ mm}$$

Tabell B.4:

Antar tosidig gaffellagring:

$$k := 1.0 \quad C_1 := 1.13 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

Antar ingen spesifikke tiltak:

$$k_W := 1.0$$

Kritisk vippemoment:

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right) = 99.053 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.7

[6.3.2.2]: Generelt tilfelle for vipping

Tabell 6.4 - Knekkurver vba. formel (6.56):

$$\frac{h}{b} = 0.95$$

Har valset I-profil der $h/b = 0.95$ --> Knekkurve **a**

Tabell 6.3: Imperfeksjonsfaktor

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

$$(6.56) \quad -\lambda_{LT} := \sqrt{\left(\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}\right)} = 0.888$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (-\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) = 0.966$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.742$$

$$(6.55) \quad \text{Bjlkens vippekapsitet: } M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 52.669 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse for krefter på HE160A

<u>Type kraft</u>	<u>Dimensjonerende kraft</u>	<u>Kapasitet:</u>	<u>Utnyttelse</u>
Skjær	$V_{z.Ed} = 24.14 \text{ kN}$	$V_{Rd.z} = 149.807 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.161$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.y} = 71 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd.y}} = 0.217$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd.z} = 24.818 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd.z}} = 0.086$
Aksialtrykk	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 1252.18 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 1.45 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 1252.18 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Knekking - Y	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.y} = 947.22 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.y}} = 0.002$
Knekking - Z	$N_{c.Ed} = 1.56 \text{ kN}$	$N_{b.Rd.z} = 523.657 \text{ kN}$	$\frac{N_{c.Ed}}{N_{b.Rd.z}} = 0.003$
Vipping:	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{y.Ed} = 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} = 0.292$

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

6.2.9.1 (4)

$$(6.33) \quad N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < 0.25 \cdot N_{t.Rd} = 313.045 \text{ kN}$$

$$(6.34) \quad h_w := h - 2 \cdot t_f = 134 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 129.736 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om y-y akse

VEDLEGG C.7

$$(6.35) \quad N_{Ed} = 1.56 \text{ kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 259.473 \text{ kN}$$

Aksialkraft påvirker ikke dimensjonerende momentkapasitet om z-z akse

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd.z}} = 0.161 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

Kombinerte krefter / spenninger for dimensjonerende lasttilfelle**Lasttilfelle 1: med jevnt fordelt trafikklaster**

Dimensjonerende krefter:

Skjærkraft	$V_{z.Ed.1} := 24.14 \text{ kN}$
Moment om sterk akse	$M_{y.Ed.1} := 15.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment om svak akse	$M_{z.Ed.1} := 0.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Aksialkraft (trykk)	$N_{c.Ed.1} := 0.14 \text{ kN}$
Aksialkraft (strekk)	$N_{t.Ed.1} := 1.13 \text{ kN}$
Dim. aksialkraft	$N_{Ed.1} := \max(N_{c.Ed.1}, N_{t.Ed.1}) = 1.13 \text{ kN}$

6.3.3.(4) Kombinert bøyning og aksialkraft

Aksialtrykk oppstår på utkrager - må benytte dimensjonerende moment her:

$$M_{y.Ed.1.ut} := 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Ed.1.ut} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = (1.377 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W_y = 78.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W_z = 27.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 3:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter figur nummer 3 fra topp for momentdiagram.

Benytter lasttilfelle med jevnt fordelt last.

$$M_s := M_{y.Ed.1.ut} = 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_h := 1.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG C.7

$$M_{h'} := 1.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi := \frac{M_{h'}}{M_h} = 0.843$$

$$\alpha_h := \frac{M_h}{M_s} = 0.389$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.969$$

$$C_{mz} := C_{my} = 0.969$$

$$C_{mLT} := C_{my} = 0.969$$

Tab. B.2 - Vridningsmyke staver:

$$-\lambda_y = 0.747$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot -\lambda_y \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9695 < C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.9695$$

$$k_{zy} := 1 - \frac{0.05 \cdot -\lambda_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.9999771 > 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.999981$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot -\lambda_z \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.96963 < C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.96959$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.97$$

$$(6.61) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.075 < 1 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.7

$$(6.62) \quad \frac{N_{c.Ed.1}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1.ut} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1.ut} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.078 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd.y}} = 0.217$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd.z}} = 0.022$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 9.024 \cdot 10^{-4}$$

$$m_y + m_z + n = 0.24 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1): Von mises

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W_y} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W_z} = 77.398 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 30.025 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 93.247 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.289 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.8

Kapasitetsberegning stålprofiler - NS-EN 1993-1-1

Kapasitet alternativt skråstag RHS100x100x6.3

Tverrsnittsverdier fra norsk stål:

$$b := 100 \text{ mm}$$

$$h := b = 100 \text{ mm}$$

$$t := 6.3 \text{ mm}$$

$$A := 2.32 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I := 3.36 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W := 67.1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$i := 38.0 \text{ mm}$$

$$W_p := 80.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_T := 5.34 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

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

NS-EN 1993-2 punkt NA. 6.1 (1)
Prosjektering av stålkonstruksjoner,
Del 2: Bruer:

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

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

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

Tverrsnittsklasse RHS120x120x6.3:

Tabell 5.2

$$c := b - 2 \cdot t = 87.4 \text{ mm}$$

$$t = 6.3 \text{ mm}$$

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

$$\frac{c}{t \cdot \varepsilon} = 17.051$$

--> **Tv. kl 1** for både kun bøyning og kun trykk

Skjærknekking:

(6.22)

$$h_W := b = 100 \text{ mm}$$

$$t_W := t = 6.3 \text{ mm}$$

$$\eta := 1.0$$

VEDLEGG C.8

$$\frac{h_W}{t_W} = 15.873 < 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 58.58$$

--> Skjærknekking vil ikke begrense kapasiteten til profilet

Strekk - [6.2.3]

(6.6)

Bjelkens strekkkapasitet:

$$N_{t.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 748.727 \text{ kN}$$

Trykk - [6.2.4]

(6.10)

Bjelkens trykkkapasitet:

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 748.727 \text{ kN}$$

Bøyningsmoment - [6.2.5]

(6.14): Elastisk momentkapasitet

$$M_{Rd} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 21.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjær - [6.2.6]

(6.19)

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 186.327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.20)

$$S := \frac{W_p}{2} = (4.045 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Elastisk skjærkapasitet:

$$V_{Rd} := \frac{\tau_{Rd} \cdot I \cdot t}{S} = 97.507 \text{ kN}$$

VEDLEGG C.8

Bøyeknekking [6.3.1]

(6.50)

$$\varepsilon := \sqrt{\left(\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y} \right)} = 0.814$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.399$$

Lengde for skråstag med
høyest aksialkraft i Robot:

$$L_{cr} := 3790 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.305$$

Tabell 6.2: Varmformet hulprofil, S355 --> Knekkurve: **a**

Tabell 6.1:
Imperfeksjonsfaktor for
ulike knekkurver

$$\alpha := 0.21$$

(6.49)

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) = 1.468$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.467$$

(6.47)

$$N_{b,Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 349.863 \text{ kN}$$

Vipping - ikke aktuelt for hulprofil

VEDLEGG C.8

Dimensjonerende krefter fra Robot:

Moment sterk akse	$M_{y.Ed} := 0.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Moment svak akse	$M_{z.Ed} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Dimensjonerede aksialkraft (trykk)	$N_{Ed} := 107.04 \text{ kN}$
Aksialstrekk (annet lasttilfelle)	$N_{t.Ed} := 1.09 \text{ kN}$
Skjærkraft	$V_{z.Ed} := 0.44 \text{ kN}$

Utnyttelse for krefter på RHS120x120x6.3

Type kraft	Dimensjonerende kraft	Kapasitet	Utnyttelse
Skjær	$V_{z.Ed} = 0.44 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 97.51 \text{ kN}$	$\frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd}} = 0.005$
Moment - Y	$M_{y.Ed} = 0.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd} = 21.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{y.Ed}}{M_{Rd}} = 0.02$
Moment - Z	$M_{z.Ed} = 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{Rd} = 21.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\frac{M_{z.Ed}}{M_{Rd}} = 0.0014$
Aksialtrykk	$N_{Ed} = 107.04 \text{ kN}$	$N_{c.Rd} = 748.73 \text{ kN}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} = 0.143$
Aksialstrekk	$N_{t.Ed} = 1.09 \text{ kN}$	$N_{t.Rd} = 748.73 \text{ kN}$	$\frac{N_{t.Ed}}{N_{t.Rd}} = 0.001$
Bøyeknekking:	$N_{Ed} = 107.04 \text{ kN}$	$N_{b.Rd} = 349.86 \text{ kN}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.306$

VEDLEGG C.8

Kontroller for eventuell reduksjon av kapasitet:

$$6.2.10 (2) \quad \frac{V_{z.Ed}}{V_{Rd}} = 0.005 < 0,5$$

Ikke nødvendig å redusere moment- og aksialkraftkapasitet på grunn av skjærkraften

VEDLEGG C.8

Kontroller for kombinerte krefter / spenninger ved ulike lasttilfeller:

Lastifelle 1: Jevnt fordelt trafikklaster

Dimensjonerende krefter for lasttilfellet:

Moment sterk akse

$$M_{y.Ed.1} := 0.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment svak akse

$$M_{z.Ed.1} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerte aksialkraft (trykk)

$$N_{Ed.1} := 107.04 \text{ kN}$$

Skjærkraft

$$V_{z.Ed.1} := 0.25 \text{ kN}$$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft:

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = 823.6 \text{ kN}$$

$$\chi_{LT} := 1.0 \quad (\text{Hulprofil vipper ikke})$$

$$M_{y.Rk} := f_y \cdot W = 23.821 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z.Rk} := f_y \cdot W = 23.821 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsklasse 1:

$$\Delta M_{y.Ed} := 0 \quad \Delta M_{z.Ed} := 0$$

Tillegg B - Tab B.3

Benytter nederste figur for momentdiagram. Null moment i hver ende i fot av søyle --> "alpha-h" = 0

$$\alpha_h := 0$$

$$C_{my} := 0.95 + 0.4 \cdot \alpha_h = 0.95$$

$$C_{mz} := C_{my} = 0.95$$

$$C_{mLT} := C_{my} = 0.95$$

Tabell B.1: Vridningsforhindrede staver

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.178 > C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.124$$

VEDLEGG C.8

$$\rightarrow k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.124$$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.9$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.178 > C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.124$$

$$\rightarrow k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 1.124$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 1.124$$

(6.61)

$$\frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.32 < 1 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{Ed.1}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.1} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.1} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.317 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.1}}{M_{Rd}} = 0.011$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.1}}{M_{Rd}} = 0.001$$

$$n := \frac{N_{Ed.1}}{N_{t.Rd}} = 0.143$$

VEDLEGG C.8

$$m_y + m_z + n = 0.155 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.1}}{A} + \frac{M_{y.Ed.1}}{W} + \frac{M_{z.Ed.1}}{W} = 50.162 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$A_W := 2 \cdot t \cdot (b - 2 \cdot t) = 0.001 \text{ m}^2$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.1}}{A_W} = 0.227 \frac{N}{mm^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 50.163 \frac{N}{mm^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.155 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG C.8

Lastilfelle 2: Vindlast på søyle

Dimensjonerende krefter for lasttilfellet:

Moment sterk akse $M_{y.Ed.2} := 0.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment svak akse $M_{z.Ed.2} := 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerede aksialkraft (trykk) $N_{Ed.2} := 18.61 \text{ kN}$

Skjærkraft $V_{z.Ed.2} := 0.44 \text{ kN}$

[6.3.3.(4)] Kombinert bøyning og aksialkraft:

Tabell B.1: Vridningsforhindrede staver

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.99 > C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.98$$

$$\rightarrow k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.98$$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} = 0.784$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.99 > C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.98$$

$$\rightarrow k_{zz} := C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.98$$

$$k_{yz} := k_{zz} = 0.98$$

VEDLEGG C.8

(6.61)

$$\frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y.Ed.2} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z.Ed.2} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.074 < 1 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{Ed.2}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y.Ed.2} + \Delta M_{y.Ed}}{\left(\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}} \right)} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z.Ed.2} + \Delta M_{z.Ed}}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.07 < 1 \quad \text{OK}$$

6.2.1(7) Lineær summering:

$$m_y := \frac{M_{y.Ed.2}}{M_{Rd}} = 0.02$$

$$m_z := \frac{M_{z.Ed.2}}{M_{Rd}} = 0.001$$

$$n := \frac{N_{Ed.2}}{N_{t.Rd}} = 0.025$$

$$m_y + m_z + n = 0.046 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.1) Von mises:

$$\sigma_x := \frac{N_{Ed.2}}{A} + \frac{M_{y.Ed.2}}{W} + \frac{M_{z.Ed.2}}{W} = 14.877 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_y := 0 \text{ Pa}$$

$$A_W := 2 \cdot t \cdot (b - 2 \cdot t) = 0.001 \text{ m}^2$$

$$\tau := \frac{V_{z.Ed.2}}{A_W} = 0.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$VM := \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2} = 14.893 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < VM_{max} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 322.727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{VM}{VM_{max}} = 0.046 < 1,0 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG D.1

Beregning av miljøpåvirkning

Planlagt konstruksjon: **Alternativ profiler:**

Lengde av profilene:

Vekt per meter:

Vekt per meter:

RHSS 120x120x6,3:

$$L_{RHSS120} := 30.72 \text{ m}$$

$$V_{RHSS120} := 22.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{RHSS100} := 18.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

HE200A:

$$L_{HE200A} := 33.75 \text{ m}$$

$$V_{HE200A} := 42.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{HE160A} := 30.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

HE240A:

$$L_{HE240A} := 64.39 \text{ m}$$

$$V_{HE240A} := 60.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{HE200A} := 42.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

HE240B:

$$L_{HE240B} := 59.25 \text{ m}$$

$$V_{HE240B} := 83.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{HE200B} := 61.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

VEDLEGG D.1

Vekt av planlagte profiler:

$$G_{RHSS120} := L_{RHSS120} \cdot V_{RHSS120} = 681.984 \text{ kg}$$

$$G_{HE200A} := L_{HE200A} \cdot V_{HE200A} = 1427.625 \text{ kg}$$

$$G_{HE240A} := L_{HE240A} \cdot V_{HE240A} = 3882.717 \text{ kg}$$

$$G_{HE240B} := L_{HE240B} \cdot V_{HE240B} = 4929.6 \text{ kg}$$

Vekt av alternative profiler:

$$G_{RHSS100} := L_{RHSS120} \cdot V_{RHSS100} = 559.104 \text{ kg}$$

$$G_{HE160A} := L_{HE200A} \cdot V_{HE160A} = 1026 \text{ kg}$$

$$G_{HE200A} := L_{HE240A} \cdot V_{HE200A} = 2723.697 \text{ kg}$$

$$G_{HE200B} := L_{HE240B} \cdot V_{HE200B} = 3632.025 \text{ kg}$$

Miljøpåvirkning etter EPD:

Utslipp i CO2 kg for en 1 meter bjelke:

Produksjon:

$$A1_A2_A3 := 1.18 \cdot 10^0$$

Transport til byggested:

$$A4 := 2.68 \cdot 10^{-2}$$

Demontering:

$$C1 := 5.67 \cdot 10^{-2}$$

Transport etter demontering:

$$C2 := 1.47 \cdot 10^{-2}$$

Avfallshåndtering:

$$C3 := 8.2 \cdot 10^{-5}$$

Avfall til sluttbehandling:

$$C4 := 2.59 \cdot 10^{-4}$$

Gjenvinning/gjenbruk/
resirkulering:

$$D := -3.31 \cdot 10^{-1}$$

Totalt CO2-utslipp:

$$CO_2 := A1_A2_A3 + A4 + C1 + C2 + C3 + C4 + D$$

$$CO_2 = 0.948$$

VEDLEGG D.1

RHSS 120x120x6,3:

$$CO2_{RHSS120} := CO_2 \cdot G_{RHSS120} = 646 \text{ kg}$$

$$CO2_{RHSS100} := CO_2 \cdot G_{RHSS100} = 530 \text{ kg}$$

HE200A:

$$CO2_{HE200A} := CO_2 \cdot G_{HE200A} = 2581 \text{ kg}$$

$$CO2_{HE160A} := CO_2 \cdot G_{HE160A} = 972 \text{ kg}$$

HE240A:

$$CO2_{HE240A} := CO_2 \cdot G_{HE240A} = 3679 \text{ kg}$$

$$CO2_{HE200A} := CO_2 \cdot G_{HE200A} = 2581 \text{ kg}$$

HE240B:

$$CO2_{HE240B} := CO_2 \cdot G_{HE240B} = 4671 \text{ kg}$$

$$CO2_{HE200B} := CO_2 \cdot G_{HE200B} = 3441 \text{ kg}$$

Total klima-avtrykk planlagt konstruksjon:

$$CO_{2,tot} := CO2_{RHSS120} + CO2_{HE200A} + CO2_{HE240A} + CO2_{HE240B}$$

$$CO_{2,tot} = 11577 \text{ kg}$$

Totalt klima-avtrykk for alternative profiler:

$$CO_{2,tot.1} := CO2_{RHSS100} + CO2_{HE160A} + CO2_{HE200A} + CO2_{HE200B}$$

$$CO_{2,tot.1} = 7524 \text{ kg}$$

VEDLEGG D.1

Prosentvis reduksjon av klima-avtrykk:

$$100 - \frac{CO_{2,tot.1}}{CO_{2,tot}} \cdot 100 = 35$$

35% reduksjon av CO₂.

VEDLEGG D.2

Kostnadsberegning

Prislister er fra Norsk Stål.

	Planlagt konstruksjon:	Alternativ profiler:
Lengde av profilene:	Vekt per meter:	Vekt per meter:

RHSS 120x120x6,3:

$$L_{RHSS120} := 30.72 \text{ m}$$

$$V_{RHSS120} := 22.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{RHSS100} := 18.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

HE200A:

$$L_{HE200A} := 33.75 \text{ m}$$

$$V_{HE200A} := 42.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{HE160A} := 30.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

HE240A:

$$L_{HE240A} := 64.39 \text{ m}$$

$$V_{HE240A} := 60.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{HE200A} := 42.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

HE240B:

$$L_{HE240B} := 59.25 \text{ m}$$

$$V_{HE240B} := 83.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$V_{HE200B} := 61.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

VEDLEGG D.2

Vekt av planlagte profiler:

$$G_{RHSS120} := L_{RHSS120} \cdot V_{RHSS120} = 681.984 \text{ kg}$$

$$G_{HE200A} := L_{HE200A} \cdot V_{HE200A} = 1427.625 \text{ kg}$$

$$G_{HE240A} := L_{HE240A} \cdot V_{HE240A} = 3882.717 \text{ kg}$$

$$G_{HE240B} := L_{HE240B} \cdot V_{HE240B} = 4929.6 \text{ kg}$$

Vekt av alternative profiler:

$$G_{RHSS100} := L_{RHSS120} \cdot V_{RHSS100} = 559.104 \text{ kg}$$

$$G_{HE160A} := L_{HE200A} \cdot V_{HE160A} = 1026 \text{ kg}$$

$$G_{HE200A} := L_{HE240A} \cdot V_{HE200A} = 2723.697 \text{ kg}$$

$$G_{HE200B} := L_{HE240B} \cdot V_{HE200B} = 3632.025 \text{ kg}$$

Priser (kr/kg):

RHSS-profiler:

$$P_{RHSS120} := 33.3 \frac{1}{\text{kg}} \quad P_{RHSS100} := 31.5 \frac{1}{\text{kg}}$$

HEA-profiler:

$$P_{HE160A} := 24.01 \frac{1}{\text{kg}} \quad P_{HE200A} := 24.19 \frac{1}{\text{kg}} \quad P_{HE240A} := 24.59 \frac{1}{\text{kg}}$$

HEB-profiler:

$$P_{HE200B} := 23.94 \frac{1}{\text{kg}} \quad P_{HE240B} := 24.19 \frac{1}{\text{kg}}$$

VEDLEGG D.2

Pris for planlagt konstruksjon [NOK]:

$$K_{RHSS120} := G_{RHSS120} \cdot P_{RHSS120} = 22710$$

$$K_{HE200A} := G_{HE200A} \cdot P_{HE200A} = 65886$$

$$K_{HE240A} := G_{HE240A} \cdot P_{HE240A} = 95476$$

$$K_{HE240B} := G_{HE240B} \cdot P_{HE240B} = 119247$$

Pris for alternative profiler
[NOK]:

$$K_{RHSS120} := G_{RHSS100} \cdot P_{RHSS100} = 17612$$

$$K_{HE160A} := G_{HE160A} \cdot P_{HE160A} = 24634$$

$$K_{HE200A} := G_{HE200A} \cdot P_{HE200A} = 65886$$

$$K_{HE200B} := G_{HE200B} \cdot P_{HE200B} = 86951$$

Total pris for den planlagte konstruksjonen [NOK]:

$$K_{tot} := K_{RHSS120} + K_{HE200A} + K_{HE240A} + K_{HE240B}$$

$$K_{tot} = 298221 \quad \text{Kroner}$$

Total pris for alternative profiler:

$$K_{tot.1} := K_{RHSS120} + K_{HE160A} + K_{HE200A} + K_{HE200B}$$

$$K_{tot.1} = 195083 \quad \text{Kroner}$$

Prisdifferanse:

$$K_{diff} := K_{tot} - K_{tot.1}$$

$$K_{diff} = 103138 \quad \text{Kroner}$$

VEDLEGG E.1

Dimensjonerende kapasitet for sveiste knutepunkt mellom stegstaver med RHS-profil og gurtstav med H-profil. NS-EN 1993-1-8 kap. 7

7.6 Flytegrensen for materialet i en gurtstav: $f_{y0} := 355 \frac{N}{mm^2}$

Flytegrensen for materiale i en stegstav: $f_{y1} := 355 \frac{N}{mm^2}$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktor: $\gamma_{M5} := 1.1$

HE240B:

Tverrsnittsklasse 1.

Tykkelse steg: $t_W := 10 \text{ mm}$

Tykkelse flens: $t_f := 17 \text{ mm}$

Høyde steg: $h_W := 240 \text{ mm} - 2 \cdot t_f = 206 \text{ mm}$

Treghetsradius: $r := 21 \text{ mm}$

RHS120x120x6.3:

Tverrsnittsklasse 1.

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

Bredde: $b_1 := 120 \text{ mm}$

Høyde: $h_1 := 120 \text{ mm}$

VEDLEGG E.1

Tab. 7.20 - Gyldighetsområde

Type knutepunkt: Y $d_W := h_W = 206 \text{ mm} < 400\text{mm} \quad \text{OK}$

Trykk (og strekk): $\frac{h_1}{t_1} = 19.048 < 35 \quad \text{OK}$

$$\frac{b_1}{t_1} = 19.048 < 35 \quad \text{OK}$$

Forholdet mellom høyde og bredde: $\frac{h_1}{b_1} = 1 \quad \text{OK}$

Knutepunktets geometri er innenfor gyldighetsområde --> bruker Tab. 7.21 og Tab. 7.22 for å beregne knutepunktens dimensjonerende kapasitet.

Tab. 7.21 Y-knutepunkter:

Vinkel mellom skråstag og H-profil: $\theta_1 := 60 \text{ deg}$

Effektiv bredde for steget i gurten: $b_W := \frac{h_1}{\sin(\theta_1)} + 5 \cdot (t_f + r) = 328.6 \text{ mm}$

Krav til effektiv bredde: $b_{W.k} := 2 \cdot t_1 + 10 \cdot (t_f + r) = 392.6 \text{ mm}$

Forhold mellom effektiv bredde og kravet til effektiv bredde: $\frac{b_W}{b_{W.k}} = 0.837 < 1 \quad \text{OK}$

Flytning i gurtstavens steg: $N_{1.Rd.1} := \frac{f_{y0} \cdot t_W \cdot b_W}{\sin(\theta_1)} \cdot \frac{1}{\gamma_{M5}} = 1224.41 \text{ kN}$

VEDLEGG E.1

$$p_{eff} := t_W + 2 \cdot r + 7 \cdot t_f \cdot \frac{f_{y0}}{f_{y1}} = 171 \text{ mm} < b_1 + h_1 - 2 \cdot t_1 = 227.4 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Brudd i stegstav:

$$N_{1.Rd.2} := \frac{2 \cdot f_{y1} \cdot t_1 \cdot p_{eff}}{\gamma_{M5}} = 695.35 \text{ kN}$$

Den minste kapasiteten blir dim.

$$N_{1.Rd} := \min(N_{1.Rd.1}, N_{1.Rd.2}) = 695.35 \text{ kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft
i stegstaven:

$$N_{ed} := 107.04 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{N_{ed}}{N_{1.Rd}} = 0.154 \quad \text{OK}$$

Tab. 7.22 - Dimensjonerende momentkapasitet for sveiste knutepunkter med stegstaver av RHS-profiler og gurtstaver med H-profiler:

Flytning i gurtstavens steg:

$$M_{ip.1.Rd.1} := \frac{0.5 \cdot f_{y0} \cdot t_W \cdot b_W \cdot (h_1 - t_1)}{\gamma_{M5}} = 60.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avstanden mellom tyngdepunktene for delene med effektiv bredde i et rektangulært bjelketverrsnitt som er forbundet til en søyle med I eller H-profil:

$$h_z := 240 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{t_f}{2} = 223 \text{ mm}$$

Brudd i stegstav:

$$M_{ip.1.Rd.2} := \frac{f_{y1} \cdot t_1 \cdot p_{eff} \cdot h_z}{\gamma_{M5}} = 77.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

VEDLEGG E.1

Den minste kapasiteten blir dim.

$$M_{ip.1.Rd} := \min (M_{ip.1.Rd.1}, M_{ip.1.Rd.2}) = 60.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimesjonerende moment i stegstaven
(kontinuerlig knutepunkt):

$$M_{ed} := 7.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse for moment:

$$\frac{M_{ed}}{M_{ip.1.Rd}} = 0.129 \quad \text{OK}$$

VEDLEGG E.2

Kapasitet sveis (kontinuerlig knutepunkt) NS-EN 1993-1-8

Ser først på en metode der sveisen skal være jevnsterk med profilet.
Finner da nødvendig a-mål.

NS-EN 1993-1-1 (Tab. 3.1):	Bruddfasthet, S355:	$f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$
	Flytespenning, S355:	$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$
	Godstykkelse RHSS120x120x6,3:	$t_{RHS} := 6.3 \text{ mm}$
Tab 4.1	Korrelasjonsfaktor S355:	$\beta_w := 0.9$
NS-EN 1993-2 NA. 6.1 (1):	Materialfaktorer:	$\gamma_{M0} := 1.1$
		$\gamma_{M2} := 1.25$
	Kapasitet steg:	$N_{\text{steg,rd}} := \frac{f_y \cdot t_{RHS}}{\gamma_{M0}} = 2033.18 \frac{N}{mm}$
	Kapasitet per lengdeenhet sveis (verdien ganges med a- mål):	$F_{w,rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 182.2 \frac{N}{mm^2}$
	Finner nødvendig a-mål.	$a := \frac{N_{\text{steg,rd}}}{2 \cdot F_{w,rd}} = 5.58 \text{ mm}$
	Velger å gå opp til neste hele a-mål:	$a := 6 \text{ mm}$

Plastisk lastfordeling

Tverrsnittskrefter i topp skråstag: $N_{\text{normal}} := 107.04 \text{ kN} \cdot \sin(60 \text{ deg}) = 92.7 \text{ kN}$

$$N_{\text{langs}} := 107.04 \text{ kN} \cdot \cos(60 \text{ deg}) = 53.52 \text{ kN}$$

$$V_{\text{normal}} := 3.88 \text{ kN} \cdot \cos(60 \text{ deg}) = 1.94 \text{ kN}$$

$$V_{\text{langs}} := 3.88 \text{ kN} \cdot \sin(60 \text{ deg}) = 3.36 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed}} := N_{\text{normal}} + V_{\text{normal}} = 94.64 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ed}} := N_{\text{langs}} + V_{\text{langs}} = 56.88 \text{ kN}$$

$$M_{y,\text{ed}} := 7.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Velger en lastfordeling der langsgående sveis tar V. Bruker fy isteden for fu siden vi fordeler lastene plastisk (tss).

Forenklet metode (4.3) og (4.4):

Kapasitet per lengdeenhet sveis: $F_{w,\text{rd}} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_W} \cdot a = 1093.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Langsgående sveiselengde: $L_{\text{sveis}} := 138.6 \text{ mm}$

Kapasitet skjær: $V_{\text{rd},w} := F_{w,\text{rd}} \cdot L_{\text{sveis}} \cdot 2 = 303.012 \text{ kN}$

$$v := \frac{V_{\text{ed}}}{V_{\text{rd},w}} = 0.188 \quad \text{OK.}$$

Nødvendig sveislengde for aksialkraft:

$$L_{\text{sveis},n} := \frac{N_{\text{ed}}}{F_{w,\text{rd}} \cdot 2} = 43.29 \text{ mm}$$

VEDLEGG E.2

Benytter de tverrgående sveisene til å ta normalkraft:

$$L_{\text{sveis.rest}} := \frac{L_{\text{sveis.n}}}{2} = 0.022 \text{ m}$$

Resterende sveiselengde:

$$L_{\text{sveis.1}} := 120 \text{ mm} - L_{\text{sveis.rest}} = 98.36 \text{ mm}$$

Momentkapasitet:

Kapasitet for kraftparet:

$$N_{\text{par.rd}} := F_{\text{w.rd}} \cdot L_{\text{sveis.1}} = 107.51 \text{ kN}$$

Kraftparets arm (senter godstykkelse):

$$\text{arm} := L_{\text{sveis}} = 138.6 \text{ mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{\text{rd}} := N_{\text{par.rd}} \cdot \text{arm} = 14.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse for moment:

$$m := \frac{M_{\text{y.ed}}}{M_{\text{rd}}} = 0.522$$

Elastisk lastfordeling:

Bretter ned sveisen. Regner på tverrsnittet som sveisen utgjør.

[4.9(2)] Forenklet lastfordeling. Skjær tas av langsgående sveis, mens momentet tas av tverrgående sveis. Aksial tas av hele sveisen.

a-mål:

$$a := 6 \text{ mm}$$

Lengde skråstag:

$$L_{\text{langs}} := 138.6 \text{ mm}$$

VEDLEGG E.2

Bredde skråstag:

$$L_{\text{tverr}} := 120 \text{ mm}$$

Totalt sveiseareal:

$$A_{\text{tot}} := 2 \cdot L_{\text{langs}} \cdot a + 2 \cdot L_{\text{tverr}} \cdot a = (3.103 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Areal nedbretta langsgående sveis:

$$A_v := L_{\text{langs}} \cdot a \cdot 2 = (1.663 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Aksial:

$$\sigma_N := \frac{N_{\text{ed}}}{A_{\text{tot}}} = 30.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjær:

$$\tau := \frac{V_{\text{ed}}}{A_v} = 34.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Moment. Finner annet arealmoment til nedbretta sveis:

Benytter Steiners formel:

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot L_{\text{tverr}} \cdot a^3 \cdot 2 + (L_{\text{tverr}} \cdot a) \cdot \left(\frac{L_{\text{langs}}}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 \cdot 2 = (7.532 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot a \cdot L_{\text{langs}}^3 \cdot 2 = (2.663 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$I := I_1 + I_2 = (1.019 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Avstand til senter sveis:

$$y := \left(\frac{L_{\text{langs}}}{2} + \frac{a}{2} \right) = 72.3 \text{ mm}$$

Spenning i sveis på flens pga M:

$$\sigma_{\text{M.MAKS}} := \frac{M_{y.\text{ed}}}{I} \cdot y = 55.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

..... N

VEDLEGG E.2

Kontroll toppsveis: $\sigma_{\text{tot.topp}} := \sigma_{\text{M.MAKS}} + \sigma_{\text{N}} = 85.68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Kontroll tverrgående sveis mot utkrager: $\sigma_{\text{normal}} := \frac{\sigma_{\text{tot.topp}}}{\sqrt{2}} = 60.58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\tau_{\text{normal}} := \sigma_{\text{normal}}$$

$$\tau_{\text{parallell}} := 0$$

[4.5.3.2] (4) Retningsmetoden

$$S_{\text{ed}} := \sqrt{\sigma_{\text{normal}}^2 + 3 \left(\tau_{\text{normal}}^2 \right)} = 121.16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < S_{\text{rd}} := \frac{f_u}{\beta_{\text{W}} \cdot \gamma_{\text{M2}}} = 435.56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utnyttelse: $\frac{S_{\text{ed}}}{S_{\text{rd}}} = 0.28$ OK.

Sigma normal alene:

$$\sigma_{\text{tot.topp}} = 85.676 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < S_{1,\text{rd}} := \frac{f_u \cdot \beta_{\text{W}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 352.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{\text{tot.topp}}}{S_{1,\text{rd}}} = 0.243$ OK.

VEDLEGG E.2

Kontroll langsgående sveis:

$$\tau_{\text{parallel}} := \tau = 34.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenning fra moment:

$$\sigma_M := \frac{M_{y.ed}}{I} \cdot (L_{tverr}) = 91.58 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Spenning for moment og aksial:

$$\sigma_{\text{tot}} := \sigma_M + \sigma_N = 122.08 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\text{normal}} := \frac{\sigma_{\text{tot}}}{\sqrt{2}} = 86.32 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\text{normal}} := \sigma_{\text{normal}}$$

$$(4.1) \quad S_{ed.1} := \sqrt{\sigma_{\text{normal}}^2 + 3 \cdot (\tau_{\text{normal}}^2 + \tau_{\text{parallel}}^2)} = 182.53 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$S_{rd.1} := \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} = 435.56 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad \frac{S_{ed.1}}{S_{rd.1}} = 0.42 \quad \text{OK.}$$

VEDLEGG E.2

Kontroll grunnmaterialet etter NS 1993-1-1.

Henter kapasiteter fra kapasitetskontroll for RHSS120x120x6,3.

Moment:

[6.2.5] Momentkapasitet: $M_{rd} := 32.27 \text{ kN m}$

Utnyttelse: $m := \frac{M_{y.ed}}{M_{rd}} = 0.241$

Skjær:

[6.2.6] Skjærkapasitet: $V_{rd} := 117.973 \text{ kN}$

Utnyttelse: $v := \frac{V_{ed}}{V_{rd}} = 0.482$

Lange forbindelser:

Sveisens lengde: $L_{sveis} := L_{langs} + 2 \cdot a = 150.6 \text{ mm}$

Krav til lengde: $150 \cdot a = 900 \text{ mm}$

Trenger ikke redusere kapasiteten.

VEDLEGG E.2

Minimumslengde:

Sweisens langsgående lengde: $L_{\text{sveis}} = 150.6 \text{ mm}$

Sveisen tverrgående lengde: $L_{\text{sveis.1}} := L_{\text{tverr}} + 2 \cdot a = 132 \text{ mm}$

Krav: $L_{\text{min}} := \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a) = 36 \text{ mm}$

OK.

VEDLEGG E.3

RHSS120X120X6,3 SVEIST TIL HE240B

Retningsmetoden:

Dimensjonerende kraft i skråstaget: $N_{Ed} := 107.04 \text{ kN}$

Beregnet a-mål: $a := 6 \text{ mm}$

Flytespenning S355: $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

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

Korrelasjonsfaktor $\beta_W := 0.9$

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

Tverrgående sveiser:

Da $2 \cdot \alpha$ ikke er lik 90 må spenningskomponentene sigma normal og tau normal bestemmes fra likevekt parallelt med og normalt på RHSS'ens vegg:

Sveis 1:

Effektiv sveiselengde: $L_{eff.1} := (120 + 6) \text{ mm} = 126 \text{ mm}$

Vinkel på sveisen: $\alpha := 30 \text{ deg}$

$$\cos(\alpha) = 0.866$$

$$\sin(\alpha) = 0.5$$

$$R_1 := \sqrt{(\sin(\alpha))^2 + 3 \cdot (\cos(\alpha))^2} = 1.581$$

$$F_{rd} := \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} = 435.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

VEDLEGG E.3

Kapasitet for tverrgående sveis:
$$N_{Rd.1} := \frac{F_{rd}}{R_1} \cdot a \cdot L_{eff.1} = 208.25 \text{ kN}$$

Sveis 2:

Effektiv sveiselengde:
$$L_{eff.1} := (120 + 6) \text{ mm} = 126 \text{ mm}$$

Vinkel på sveisen:
$$\alpha := 60 \text{ deg}$$

$$\cos(\alpha) = 0.5$$

$$\sin(\alpha) = 0.866$$

$$R_1 := \sqrt{(\sin(\alpha))^2 + 3 \cdot (\cos(\alpha))^2} = 1.225$$

$$F_{rd} := \frac{f_u}{\beta_W \cdot \gamma_{M2}} = 435.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet for tverrgående sveis:
$$N_{Rd.2} := \frac{F_{rd}}{R_1} \cdot a \cdot L_{eff.1} = 268.86 \text{ kN}$$

Sveis 3 og 4:

De på langsgående sveisene danner en vinkel på 60 grader med kraten i skråstaget.

Vinkel:
$$\alpha := 60 \text{ deg}$$

Effektiv lengde:
$$L_{eff.2} := \frac{120 \text{ mm}}{\sin(\alpha)} + a = 144.56 \text{ mm}$$

$$\sigma_{normal} := \frac{\sin(\alpha)}{\sqrt{2}} = 0.612$$

$$\sin(\alpha) \quad \dots$$

VEDLEGG E.3

$$\tau_{normal} := \frac{\sin(\alpha)}{\sqrt{2}} = 0.612$$

$$\tau_{parallel} := \cos(\alpha) = 0.5$$

Kapasitet for langsgående sveis:

$$N_{Rd.3} := \frac{F_{rd}}{\sqrt{(\sigma_{normal})^2 + 3 \cdot ((\tau_{normal})^2 + (\tau_{parallel})^2)}} \cdot a \cdot L_{eff.2} = 251.9 \text{ kN}$$

Total kapasitet: $N_{Rd} := N_{Rd.1} + N_{Rd.2} + N_{Rd.3} = 728.97 \text{ kN}$

Kan redusere kapasiteten ved å ikke utnytte sveisen med størst vinkel.

Utnyttelse: $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.147$

Forenklet metode:

$$f_{w.d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_W \cdot \gamma_{M2}} = 251.47 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Total sveiselengde: $L_{eff} := 2 \cdot (L_{eff.1} + L_{eff.2}) = 541.13 \text{ mm}$

Sveisegruppens kapasitet: $N_{rd.f} := f_{w.d} \cdot L_{eff} \cdot a = 816.5 \text{ kN}$

VEDLEGG E.4

Boltet forbindelse mellom RHSS 120x120x6,3 og HE240B NS-EN 1993-1-8 kapittel 3.

Endeplate sveist på hulprofil, festet til bunnflens HE240B, med 4 bolter.
Prøver med **4 stk M20** bolter, fasthetsklasse **8.8**.

	Boltediameter:	$d := 20 \text{ mm}$
NS-EN 1090-2 Tab. 11:	Hulldiameter:	$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$
Tab. 3.1	Strekfasthet 8.8:	$f_{ub} := 800 \frac{N}{\text{mm}^2}$
NS-EN 1993-1-1 (Tab. 3.1):	Bruddfasthet, S355:	$f_u := 490 \frac{N}{\text{mm}^2}$
	Flytespenning, S355:	$f_y := 355 \frac{N}{\text{mm}^2}$
3.4.1(1) b)	Kategori B: Forbindelser med glidningsforhindring i bruksgrensetilstanden	
Tab. 3.3	Minste avstander:	
	Endeavstand e1:	$e_1 := 30 \text{ mm}$
	Kantavstand e2:	$e_2 := 50 \text{ mm}$
	Hullavstand p1:	$p_1 := 180 \text{ mm}$
	Hullavstand p2:	$p_2 := 150 \text{ mm}$
	Minste avstander:	$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$
		$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$

VEDLEGG E.4

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 52.8 \text{ mm}$$

Maksimum avstander:

Tab. 3.3 3) Tykkelse bunnflens: $t := 17 \text{ mm}$

Tab. 3.3 $e_{1.max} := 4 t + 40 \text{ mm} = 108 \text{ mm}$

$$e_{2.max} := 4 t + 40 \text{ mm} = 108 \text{ mm}$$

$$p_{1.max} := \min(14 \cdot t, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$p_{2.max} := \min(14 \cdot t, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

Minimums- og maksimumsavstander er OK.

Tab. 3.4 **Avskjæringskapasitet per snitt:**

Skruens tverrsnittsareal
(gjenget del):

$$A_s := 245 \text{ mm}^2$$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktor:

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

Fasthetsklasse 8.8:

$$\alpha_v := 0.6$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet
per skrue:

$$F_{v.rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 94.1 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.4

Kraft i boltesnitt: $N_f := 51.89 \text{ kN}$

Kraft fordelt på 1 snitt og 4 bolter: $F_{v.ed} := \frac{N_f}{4} = 12.97 \text{ kN}$

Utnyttelse avskjæring: $\frac{F_{v.ed}}{F_{v.rd}} = 0.138 \quad \text{OK.}$

God kapasitet.

Tab. 3.4 **Kapasitet for hullkanttrykk:**

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og endeavstand i kraftretningen:

$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.455$$

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og kantavstand på tvers av kraftretningen:

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

Dimensjonerende hullkanttrykk per skrue:

$$F_{b.rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 151.45 \text{ kN}$$

Utnyttelse hullkanttrykk:

$$\frac{F_{v.ed}}{F_{b.rd}} = 0.086 \quad \text{OK.}$$

VEDLEGG E.4

Tab 3.4

Strekkapasitet :

Faktor for vanlige skruer: $k_2 := 0.9$

Dimensjonerende strekkapasitet: $F_{t.rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 141.12 \text{ kN}$

Moment i knutepunktet: $M_{ed} := 7.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kraftparets arm (avstand fra strekkpåkjennte bolter til flensen i trykk): $z := 191.75 \text{ mm}$

Kraftpar: $N_{par} := \frac{M_{ed}}{z} = 40.57 \text{ kN}$

Kraft per bolt: $F_{t.ed} := \frac{N_{par}}{2} = 20.29 \text{ kN}$

Utnyttelse strekkraft: $\frac{F_{t.ed}}{F_{t.rd}} = 0.144$ OK.

Tab. 3.4 **Kontroll gjennomlokking**

Tykkelse plate: $t_p := 20 \text{ mm}$

Nøkkelvidde: $d_n := 30 \text{ mm}$

Avstand mellom hjørner: $d_h := 33.53 \text{ mm}$

Middelverdi: $d_m := \frac{d_n + d_h}{2} = 31.77 \text{ mm}$

VEDLEGG E.4

Skruehodets eller mutterens dimensjonerende kapasitet mot gjennomlokking:

$$B_{p.rd} := \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 469.4 \text{ kN}$$

Utnyttelse gjennomlokking:

$$\frac{N_{par}}{B_{p.rd}} = 0.086 \quad \text{OK.}$$

3.8

Lange forbindelser:

Avstand mellom første og siste festemiddel i kraftretningen:

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

Krav lengde:

$$L_{k.f} := 15 \cdot d = 300 \text{ mm}$$

$$L_f < L_{k.f} \quad \text{OK.}$$

3.9.1 Dimensjonerende friksjonskapasitet

Antall friksjonsflater:

$$n := 2$$

Tab. 3.6

Verdi av k_s :

$$k_s := 1.0$$

Tab. 3.7

Friksjonskoeffisient for forspente skruer (klasse A):

$$\mu := 0.5$$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M3} := 1.25$$

$$\gamma_{M3.ser} := 1.1$$

(3.7)

Forspenningskraft:

$$F_{p.c} := 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 137.2 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.4

(3.6a)

Dimensjonerende
friksjonskapasitet for
fasthetsklasse 8.8:

$$F_{s.Rd} := \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p.c} = 109.76 \text{ kN}$$

$$F_{s.Rd.ser} := \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3.ser}} \cdot F_{p.c} = 124.73 \text{ kN}$$

Dimensjonerende
skjærkraft i
bruksgrensetilstand:

$$V_{ed} := 34.15 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{V_{ed}}{F_{s.Rd}} = 0.311 \quad \text{OK.}$$

Kontroll grunnmaterialet etter NS-EN 1993-1-1

Kontroller bunnflensen til HE240B, da den er tynn.

Strekk:

Bredde bunnflens: $b_f := 240 \text{ mm}$

Tykkelse bunnflens: $t_f := 17 \text{ mm}$

Areal av tverrsnittet: $A := b_f \cdot t_f = (4.08 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Netto areal tverrsnitt: $A_{net} := t_f \cdot (b_f - 2 \cdot d_0) = (3.332 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktor: $\gamma_{M0} := 1.1$

(6.6)

Bruttotverrsnittets plastiske
kapasitet:

$$N_{pl.rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1316.7 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.4

(6.7) Nettotverrsnittets kapasitet:
$$N_{u.rd} := \frac{A_{net} \cdot f_u \cdot 0.9}{\gamma_{M2}} = 1175.53 \text{ kN}$$

Dimensjonerende strekkraft:
$$N_{ed} := N_f$$

Utnyttelser:
$$n_1 := \frac{N_{ed}}{N_{pl.rd}} = 0.039$$

$$n_2 := \frac{N_{ed}}{N_{u.rd}} = 0.044 \quad \text{God kapasitet:}$$

Moment:

Avstand fra bolt til nøytralaksen:
$$y := \frac{b_f - (d_0 + e_1) \cdot 2}{2} = 68 \text{ mm}$$

Annet arealmoment:
$$I_{net} := \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b_f^3 - 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot d_0^3 - (t_f \cdot d_0 \cdot y^2) \cdot 2 = (1.61 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Netto motstandsmoment:
$$W_{net} := \frac{I_{net}}{\frac{b_f}{2}} = (1.341 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Momentkapasitet:
$$M_{rd} := \frac{W_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 43.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse moment:
$$m := \frac{M_{ed}}{M_{rd}} = 0.18 \quad \text{OK.}$$

Kontroll utriving: Ser ikke noe tydelig utrivingsmønster

Kontroll endeplate med tykkelse 20mm:

NS 3472: Lasken dimensjoneres for 110% av lasten:

$$N_{par} := N_{ed} \cdot 1.1 = 57.08 \text{ kN}$$

Moment fra ytterste bolt i strekk:

$$M_{t.ed} := N_{par} \cdot e_2 = 2.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tykkelse endeplate:

$$t := 20 \text{ mm}$$

Bredde endeplate:

$$b := 240 \text{ mm}$$

Motstandsmoment:

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2 = (1.6 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Materialfaktor:

$$\gamma_{M0} := 1.1$$

Momentkapasitet:

$$M_{t.rd} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 5.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse endeplate:

$$m_e := \frac{M_{t.ed}}{M_{t.rd}} = 0.553$$

Forholdsvi lav utnyttelse på moment for endeplaten. Kan se bort ifra hevarmeffekt.

**Boltet forbindelse mellom RHSS100x100x6,3 og HE240B
NS-EN 1993-1-8 kapittel 3.**

Endeplate sveist på hulprofil, festet til bunnflens HE200B, med 4 bolter.
Prøver med **4 stk M20** bolter, fasthetsklasse **8.8**.

	Boltediameter:	$d := 20 \text{ mm}$
NS-EN 1090-2 Tab. 11:	Hulldiameter:	$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$
Tab. 3.1	Strekfasthet 8.8:	$f_{ub} := 800 \frac{N}{mm^2}$
NS-EN 1993-1-1 (Tab. 3.1):	Bruddfasthet, S355:	$f_u := 490 \frac{N}{mm^2}$
	Flytespenning, S355:	$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$
3.4.1(1) b)	Kategori B: Forbindelser med glidningsforhindring i bruksgrensetilstanden	
Tab. 3.3	Minste avstander:	
	Endeavstand e1:	$e_1 := 30 \text{ mm}$
	Kantavstand e2:	$e_2 := 50 \text{ mm}$
	Hullavstand p1:	$p_1 := 140 \text{ mm}$
	Hullavstand p2:	$p_2 := 100 \text{ mm}$
	Minste avstander:	$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$
		$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$

VEDLEGG E.4

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 52.8 \text{ mm}$$

Maksimum avstander:

Tab. 3.3 3) Tykkelse bunnflens: $t := 15 \text{ mm}$

Tab. 3.3 $e_{1.max} := 4 t + 40 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$

$$e_{2.max} := 4 t + 40 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$p_{1.max} := \min(14 \cdot t, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$p_{2.max} := \min(14 \cdot t, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

Minimums- og maksimumsavstander er OK.

Tab. 3.4 **Avskjæringskapasitet per snitt:**

Skruens tverrsnittsareal
(gjenget del):

$$A_s := 245 \text{ mm}^2$$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktor:

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

Fasthetsklasse 8.8:

$$\alpha_v := 0.6$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet
per skrue:

$$F_{v.rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 94.1 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.4

Kraft i boltesnitt: $N_f := 51.89 \text{ kN}$

Kraft fordelt på 1 snitt og 4 bolter: $F_{v.ed} := \frac{N_f}{4} = 12.97 \text{ kN}$

Utnyttelse avskjæring: $\frac{F_{v.ed}}{F_{v.rd}} = 0.138 \quad \text{OK.}$

God kapasitet.

Tab. 3.4 **Kapasitet for hullkanttrykk:**

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og endeavstand i kraftretningen:

$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.455$$

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og kantavstand på tvers av kraftretningen:

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

Dimensjonerende hullkanttrykk per skrue:

$$F_{b.rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 133.64 \text{ kN}$$

Utnyttelse hullkanttrykk:

$$\frac{F_{v.ed}}{F_{b.rd}} = 0.097 \quad \text{OK.}$$

VEDLEGG E.4

Tab 3.4

Strekkapasitet :

Faktor for vanlige skruer: $k_2 := 0.9$

Dimensjonerende strekkapasitet: $F_{t.rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 141.12 \text{ kN}$

Moment i knutepunktet: $M_{ed} := 7.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kraftparets arm (avstand fra strekkpåkjennte bolter til flensen i trykk: $z := 190 \text{ mm}$

Kraftpar: $N_{par} := \frac{M_{ed}}{z} = 40.95 \text{ kN}$

Kraft per bolt: $F_{t.ed} := \frac{N_{par}}{2} = 20.47 \text{ kN}$

Utnyttelse strekkraft: $\frac{F_{t.ed}}{F_{t.rd}} = 0.145$ OK.

Tab. 3.4 **Kontroll gjennomlokking**

Tykkelse plate: $t_p := 25 \text{ mm}$

Nøkkelvidde: $d_n := 30 \text{ mm}$

Avstand mellom hjørner: $d_h := 33.53 \text{ mm}$

Middelverdi: $d_m := \frac{d_n + d_h}{2} = 31.77 \text{ mm}$

VEDLEGG E.4

Skruehodets eller mutterens dimensjonerende kapasitet mot gjennomløkking:

$$B_{p.rd} := \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 586.8 \text{ kN}$$

Utnyttelse gjennomløkking:

$$\frac{N_{par}}{B_{p.rd}} = 0.07 \quad \text{OK.}$$

3.8

Lange forbindelser:

Avstand mellom første og siste festemiddel i kraftretningen:

$$L_f := 100 \text{ mm}$$

Krav lengde:

$$L_{k.f} := 15 \cdot d = 300 \text{ mm}$$

$$L_f < L_{k.f} \quad \text{OK.}$$

3.9.1 Dimensjonerende friksjonskapasitet

Antall friksjonsflater:

$$n := 2$$

Tab. 3.6

Verdi av k_s :

$$k_s := 1.0$$

Tab. 3.7

Friksjonskoeffisient for forspente skruer (klasse A):

$$\mu := 0.5$$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M3} := 1.25$$

$$\gamma_{M3.ser} := 1.1$$

(3.7)

Forspenningskraft:

$$F_{p.c} := 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 137.2 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.4

(3.6a)

Dimensjonerende friksjonskapasitet for fasthetsklasse 8.8:

$$F_{s.Rd} := \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p.c} = 109.76 \text{ kN}$$

$$F_{s.Rd.ser} := \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3.ser}} \cdot F_{p.c} = 124.73 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft i bruksgrensetilstand:

$$V_{ed} := 34.15 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{V_{ed}}{F_{s.Rd}} = 0.311 \quad \text{OK.}$$

Kontroll grunnmaterialet etter NS-EN 1993-1-1

Kontroller bunnflensen til HE240B, da den er tynnast.

Strekk:

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

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

Areal av tverrsnittet: $A := b_f \cdot t_f = (3 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Netto areal tverrsnitt: $A_{net} := t_f \cdot (b_f - 2 \cdot d_0) = (2.34 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

NS-EN 1993-2
NA. 6.1 (1):

Materialfaktor: $\gamma_{M0} := 1.1$

(6.6)

Bruttotverrsnittets plastiske kapasitet:

$$N_{pl.rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 968.2 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.4

(6.7) Nettotverrsnittets kapasitet:
$$N_{u.rd} := \frac{A_{net} \cdot f_u \cdot 0.9}{\gamma_{M2}} = 825.55 \text{ kN}$$

Dimensjonerende strekkraft:
$$N_{ed} := N_f$$

Utnyttelser:
$$n_1 := \frac{N_{ed}}{N_{pl.rd}} = 0.054$$

$$n_2 := \frac{N_{ed}}{N_{u.rd}} = 0.063 \quad \text{God kapasitet:}$$

Moment:

Avstand fra bolt til nøytralaksen:
$$y := \frac{b_f - (d_0 + e_1) \cdot 2}{2} = 48 \text{ mm}$$

Annet arealmoment:
$$I_{net} := \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot b_f^3 - 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot t_f \cdot d_0^3 - (t_f \cdot d_0 \cdot y^2) \cdot 2 = (8.453 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

Netto motstandsmoment:
$$W_{net} := \frac{I_{net}}{\frac{b_f}{2}} = (8.453 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Momentkapasitet:
$$M_{rd} := \frac{W_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 27.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse moment:
$$m := \frac{M_{ed}}{M_{rd}} = 0.285 \quad \text{OK.}$$

Kontroll utriving: Ser ikke noe tydelig utrivingsmønster

Kontroll endeplate med tykkelse 25mm:

NS 3472: Lasken dimensjoneres for 110% av lasten:

$$N_{par} := N_{ed} \cdot 1.1 = 57.08 \text{ kN}$$

Moment fra ytterste bolt i strekk:

$$M_{t.ed} := N_{par} \cdot e_2 = 2.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tykkelse endeplate:

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

Bredde endeplate:

$$b := 200 \text{ mm}$$

Motstandsmoment:

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2 = (2.083 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Materialfaktor:

$$\gamma_{M0} := 1.1$$

Momentkapasitet:

$$M_{t.rd} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 6.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse endeplate:

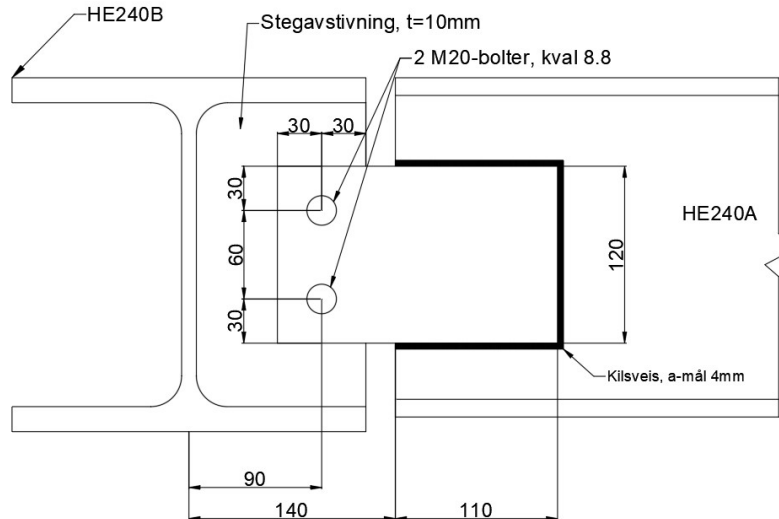
$$m_e := \frac{M_{t.ed}}{M_{t.rd}} = 0.424$$

Forholdsvis lav utnyttelse på moment for endeplaten. Kan se bort ifra hevarmeffekt.

VEDLEGG E.6

Boltet forbindelse mellom HE240B og HE240A.

Beregning utført med utgangspunkt i "bjelke-bjelkeforbindelser" fra Norsk Stålforbund. Illustrasjonen nedenfor viser utformingen av knutepunktet med avstander.



Avstand senter profil til boltegruppe:

$$e := 90 \text{ mm}$$

Kantavstand e1:

$$e_1 := 30 \text{ mm}$$

Kantavstand e2:

$$e_2 := 30 \text{ mm}$$

Avstand mellom boltene:

$$c := 60 \text{ mm}$$

Avstand senter profil til HE240A:

$$e_b := 140 \text{ mm}$$

Bredde plate på HE240A:

$$b := 110 \text{ mm}$$

Høyde plate:

$$h_p := 120 \text{ mm}$$

Tykkelse plate:

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

Tykkelse steg HE240A:

$$t_s := 7.5 \text{ mm}$$

Avstand fra plate til flens HE240B:

$$u := 43 \text{ mm}$$

Dimensjonernde skjærkraft fra HE240A:

$$V_{ed} := 20.33 \text{ kN}$$

Skruer: Antar 2 M20-bolter, fasthetsklasse 8.8.

VEDLEGG E.6

	Boltdiameter:	$d := 20 \text{ mm}$
NS-EN 1090-2 Tab. 11:	Hulldiameter:	$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$
	Antall skruer:	$n := 2$
	Areal skrue (gjenget del):	$A_s := 245 \text{ mm}^2$
EC3-1 Tab. 3.1:	Flytespenning S355:	$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	Bruddfasthet:	$f_u := 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
EC3-8 Tab 3.1:	Strekkfasthet	$f_{ub} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
EC3-2 NA. 6.1 (1):	Materialfaktorer:	$\gamma_{M0} := 1.1$
		$\gamma_{M2} := 1.25$

Avskjæringskapasitet:

	Fasthetsklasse 8.8:	$\alpha_v := 0.6$
	Kapasitet for avskjæring:	$F_{v.rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 94.08 \text{ kN}$
Tab. 3.3	Minste avstander:	
	Endeavstand e1:	$e_1 := 30 \text{ mm}$
	Kantavstand e2:	$e_2 := 30 \text{ mm}$
	Hullavstand p1:	$p_1 := 60 \text{ mm}$

VEDLEGG E.6

Hullavstand p2:	$p_2 := 60 \text{ mm}$
Minste avstander:	$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$
	$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$
	$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 48.4 \text{ mm}$
	$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 52.8 \text{ mm}$

Tab. 3.4 **Hullkanttrykkapasitet:**

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og endeavstand i kraftretningen:

$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.455$$

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og kantavstand på tvers av kraftretningen:

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.118$$

Stiverplatens hullkanttrykkapasitet:

$$F_{b.rd.s} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_s}{\gamma_{M2}} = 56.61 \text{ kN}$$

Laskeplatens hullkanttrykkapasitet:

$$\alpha_{b.l} := \frac{e_2}{3 \cdot d_0} = 0.455$$

$$F_{b.rd.l} := \frac{k_1 \cdot \alpha_{b.l} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 75.48 \text{ kN}$$

Benytter minste kapasitet:

$$F_{rd} := \min(F_{b.rd.s}, F_{b.rd.l}, F_{v.rd}) = 56.61 \text{ kN}$$

VEDLEGG E.6

Avstand til nøytralaksen:

$$y := \frac{c}{2} = 30 \text{ mm}$$

Rotasjonssenter:

$$x_{rc} := \frac{y^2}{e} = 10 \text{ mm}$$

Skjærkraftkapasitet:

$$V_{rd} := \frac{n \cdot F_{rd}}{\sqrt{1 + \left(\frac{y}{x_{rc}}\right)^2}} = 35.8 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$v := \frac{V_{ed}}{V_{rd}} = 0.568 \quad \text{OK. God kapasitet.}$$

Laskeplaten:

Siden $\frac{e_b}{h_p} = 1.167 > \frac{\sqrt{3}}{2} = 0.866$ kontrolleres også skjærkraften og eksentristetsmomentet.

Tykkelse laskeplate
må være større enn :

$$t_p := 4 \cdot \frac{\gamma_{M0} \cdot V_{ed} \cdot e_b}{f_u \cdot h_p^2} = 1.775 \text{ mm}$$

Redusert areal:

$$t_{p,red} := 4 \cdot \frac{\gamma_{M2} \cdot V_{ed} \cdot e_b}{f_u \cdot (120 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm})^2} = 4.538 \text{ mm}$$

OK.

Sveiser:

Vurderer at laskeplaten sveises på alle sider:

Figur 3.11 i BB2: $\frac{e_b}{b} = 1.273$ og $\frac{h_p}{b} = 1.091$ gir: 0.9

Korrelasjonsfaktor: $\beta_w := 0.9$

VEDLEGG E.6

Nødvendig a-mål:
$$a := 0.9 \cdot \frac{\sqrt{3} \cdot \beta_W \cdot \gamma_{M2} \cdot V_{ed}}{h_p \cdot f_u} = 0.606 \text{ mm}$$

Velger kilesveis a=4mm

Stegstiverplaten sveises til HE240B med ensidig sveis på tre sider.

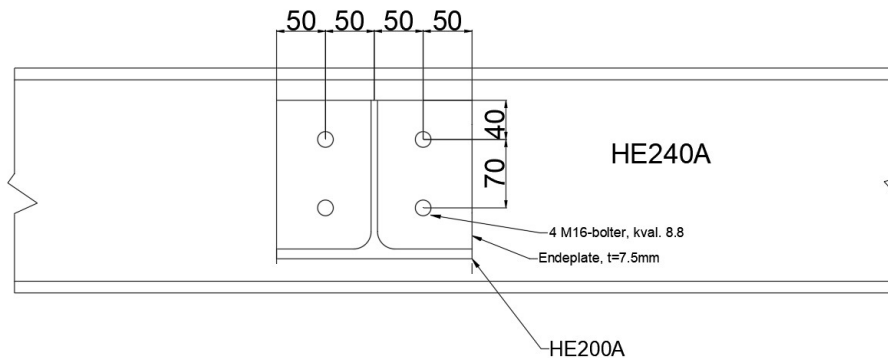
Høyde steg HE240B:
$$h_w := 206 \text{ mm}$$

$$a_w := \frac{\sqrt{3} \cdot \beta_W \cdot \gamma_{M2} \cdot V_{ed}}{h_w \cdot f_u} = 0.392 \text{ mm}$$

Velger kilesveis 4mm

OK.

Knutepunkt mellom HE240A og HE200A
Illustrasjonen nedenfor viser avstander



Skruer: Antar 4 M16-bolter og kvalitet 8.8.

Boltediameter: $d := 16 \text{ mm}$

NS-EN 1090-2 Tab. 11: Hulldiameter: $d_0 := d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$

Areal skrue (gjenget del): $A_s := 157 \text{ mm}^2$

EC3-1 Tab. 3.1: Flytespenning S355: $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

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

EC3-8 Tab 3.1: Strekkfasthet $f_{ub} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

EC3-2 NA. 6.1 (1): Materialfaktorer: $\gamma_{M0} := 1.1$

$\gamma_{M2} := 1.25$

Regner skjærkraften fra HE200A på begge sider.

Dimensjonerende skjærkraft
 venstre side:

$V_{max.v} := 11.82 \text{ kN}$

VEDLEGG E.7

Dimensjonerende moment
fra venstre side:

$$M_{max.v} := 2.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kraftparets arm:

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

Vertikalt kraftpar:

$$N_{par} := \frac{M_{max.v}}{z_v} = 33.86 \text{ kN}$$

Strekraft i de to øverste boltene:

$$F_{t.Ed} := \frac{N_{par}}{2} = 16.93 \text{ kN}$$

Antall snitt per bolt:

$$n := 2$$

Skjærbelastes av de nederste boltene:

$$F_{v.Ed} := \frac{V_{max.v}}{2 \cdot n} = 2.96 \text{ kN}$$

Tab. 3.3

Avstander:

Endeavstand e1:

$$e_1 := 50 \text{ mm}$$

Kantavstand e2:

$$e_2 := 40 \text{ mm}$$

Hullavstand p1:

$$p_1 := 100 \text{ mm}$$

Hullavstand p2:

$$p_2 := 70 \text{ mm}$$

Minimumsavstander:

$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 21.6 \text{ mm}$$

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 21.6 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 43.2 \text{ mm}$$

Dimensjonerende strekkapasitet:

Vanlige skruer: $k_2 := 0.9$

Strekkapasitet: $F_{t.Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 90.43 \text{ kN}$

Utnyttelse strekk: $\frac{F_{t.Ed}}{F_{t.Rd}} = 0.187 < 1.0 \text{ OK}$

Kontroll bolter belastet av skjær:

EC3-8 Tab. 3.4 Fasthetsklasse 8.8: $\alpha_v := 0.6$

Avskjæringskapasitet: $F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 60.288 \text{ kN}$

Utnyttelse: $\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.05 < 1.0 \text{ OK.}$

Tab. 3.4 **Hullkanttrykkapasitet:**

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og endeavstand i kraftretningen:

$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.926$$

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og kantavstand på tvers av kraftretningen:

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

VEDLEGG E.7

Tykkelsen til steget til HE240A er 7.5mm. Kontrollerer endeplaten da denne er tynnere, lik 5 mm

Tykkelse endeplate: $t := 5 \text{ mm}$

Hullkanttrykkapasitet: $F_{b.rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 72.59 \text{ kN}$

Har bare et hullkanttrykk: $F_{b.Ed} := F_{v.Ed} \cdot 2 = 5.91 \text{ kN}$

Utnyttelse: $\frac{F_{b.Ed}}{F_{b.rd}} = 0.081$ OK. God kapasitet.

Kontroll av bjelkesteget til HE200A:

Redusert høyde steg HE200A: $h' := 147 \text{ mm}$

Avstand fra senter HE240A til HE200A: $e_b := 150 \text{ mm}$

Tykkelse steg HE200A: $t_W := 6.5 \text{ mm}$

Tykkelse flens HE200A: $t_f := 10 \text{ mm}$

Bredde flens HE200A: $b_f := 120 \text{ mm}$

$$V_{pl.rd} := \frac{f_y \cdot t_W \cdot h'}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 178.035 \text{ kN} > 2 \cdot V_{max.v} = 23.64 \text{ kN}$$

Trenger ikke ta hensyn til redusert flyespenning ved beregning av momentkapasitet.

Må regne ut et nytt motstandsmoment for det reduserte steget:

$$b_f \cdot t_f = 1200 \text{ mm}^2 > h' \cdot t_W = 955.5 \text{ mm}^2$$

VEDLEGG E.7

Det gjenværende flensearealet er større enn det reduserte steget-

Motstandsmoment:
$$W_{pl} := \frac{b_f \cdot t_f^2}{4} + \frac{h' \cdot t_w}{2} \cdot \left(t_f + h' \cdot \left(1 - \frac{t_w}{2 \cdot b_f} \right) \right) = (7.61 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Skjærkraftkapasitet:
$$V_{rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{e_b \cdot \gamma_{M0}} = 163.7 \text{ kN}$$

Utnyttelse:
$$\frac{V_{max.v}}{V_{rd}} = 0.072$$

Sveiser:

Korrelasjonsfaktor: $\beta_W := 0.9$

$$a := \frac{\sqrt{3} \cdot \beta_W \cdot \gamma_{M2} \cdot V_{max.v}}{2 \cdot h' \cdot f_u} = 0.16 \text{ mm}$$

**Velger 4mm kilsveiser
rundt alle sider.**

Høyre side:

Dimensjonerende skjærkraft venstre side: $V_{max.h} := 24.14 \text{ kN}$

Dimensjonerende moment fra venstre side: $M_{max.h} := 4.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kraftparets arm: $z_v := 70 \text{ mm}$

VEDLEGG E.7

Vertikalt kraftpar:
$$N_{par} := \frac{M_{max.h}}{z_v} = 58.43 \text{ kN}$$

Strekraft i de to øverste boltene:
$$F_{t.Ed} := \frac{N_{par}}{2} = 29.21 \text{ kN}$$

Antall snitt per bolt:
$$n := 2$$

Skjærbelastes av de nederste boltene:
$$F_{v.Ed} := \frac{V_{max.v}}{2 \cdot n} = 2.96 \text{ kN}$$

Tab. 3.3

Avstander:

Endeavstand e1:
$$e_1 := 50 \text{ mm}$$

Kantavstand e2:
$$e_2 := 40 \text{ mm}$$

Hullavstand p1:
$$p_1 := 100 \text{ mm}$$

Hullavstand p2:
$$p_2 := 70 \text{ mm}$$

Minimumsavstander:
$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 21.6 \text{ mm}$$

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 21.6 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 39.6 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 43.2 \text{ mm}$$

Dimensjonerende strekkapasitet:

Vanlige skruer: $k_2 := 0.9$

Strekkapasitet: $F_{t.Rd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 90.43 \text{ kN}$

Utnyttelse strekk: $\frac{F_{t.Ed}}{F_{t.Rd}} = 0.323 < 1.0 \text{ OK}$

Kontroll bolter belastet av skjær:

EC3-8 Tab. 3.4 Fasthetsklasse 8.8: $\alpha_v := 0.6$

Avskjæringskapasitet: $F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 60.288 \text{ kN}$

Utnyttelse: $\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.05 < 1.0 \text{ OK.}$

Tab. 3.4 **Hullkantrykkapasitet:**

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og endeavstand i kraftretningen:

$$\alpha_b := \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, 1.0\right) = 0.926$$

Koeffisient som tar hensyn til avstand mellom skruehull og kantavstand på tvers av kraftretningen:

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

VEDLEGG E.7

Tykkelsen til steget til HE240A er 7.5mm. Kontrollerer endeplaten da denne er tynnere, lik 5 mm

Tykkelse endeplate: $t := 5 \text{ mm}$

Hullkanttrykkapasitet: $F_{b.rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 72.59 \text{ kN}$

Har bare et hullkanttrykk: $F_{b.Ed} := F_{v.Ed} \cdot 2 = 5.91 \text{ kN}$

Utnyttelse: $\frac{F_{b.Ed}}{F_{b.rd}} = 0.081$ OK. God kapasitet.

Kontroll av bjelkesteget til HE200A:

Redusert høyde steg HE200A: $h' := 147 \text{ mm}$

Avstand fra senter HE240A til HE200A: $e_b := 150 \text{ mm}$

Tykkelse steg HE200A: $t_w := 6.5 \text{ mm}$

Tykkelse flens HE200A: $t_f := 10 \text{ mm}$

Bredde flens HE200A: $b_f := 120 \text{ mm}$

$$V_{pl.rd} := \frac{f_y \cdot t_w \cdot h'}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 178.035 \text{ kN} > 2 \cdot V_{max.h} = 48.28 \text{ kN}$$

Trenger ikke ta hensyn til redusert flyespenning ved beregning av momentkapasitet.

VEDLEGG E.7

Må regne ut et nytt motstandsmoment for det reduserte steget:

$$b_f \cdot t_f = 1200 \text{ mm}^2 > h' \cdot t_W = 955.5 \text{ mm}^2$$

Det gjenværende flensearealet er større enn det reduserte steget-

Motstandsmoment:
$$W_{pl} := \frac{b_f \cdot t_f^2}{4} + \frac{h' \cdot t_W}{2} \cdot \left(t_f + h' \cdot \left(1 - \frac{t_W}{2 \cdot b_f} \right) \right) = (7.61 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Skjærkraftkapasitet:
$$V_{rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{e_b \cdot \gamma_{M0}} = 163.7 \text{ kN}$$

Utnyttelse:
$$\frac{V_{max.h}}{V_{rd}} = 0.147 \quad \text{OK. God kapasitet.}$$

Sveiser:

Korrelasjonsfaktor:
$$\beta_W := 0.9$$

$$a := \frac{\sqrt{3} \cdot \beta_W \cdot \gamma_{M2} \cdot V_{max.v}}{2 \cdot h' \cdot f_u} = 0.16 \text{ mm}$$

**Velger 4mm kilsveiser
rundt alle sider.**

VEDLEGG E.7

Samlet utnyttelse for begge sider:

Samlet utnyttelse:
$$\frac{V_{max.v}}{V_{rd}} + \frac{V_{max.h}}{V_{rd}} = 0.22$$