

15-3301 Bådalsbangbrua

Notat - Vurdering av skjevsetninger på Bådalsbrua

Oppsummering:

På grunn av bygging av ny g/s-bru inntil eksisterende vegbru 15-1462 Bådalsbrua, er det av RIG beregnet at det kan forekomme opptil 40 mm skjevsetning på fundament for vegbrua. I dette beregningsdokumentet er det vurdert hvilken konsekvens 40 mm skjevsetning vil ha for bruoverbygningen på Bådalsbrua.

- Dimensjonerende torsjonsmoment i bjelkene reduseres pga. skjevsetningen
- Dimensjonerende moment om bruas lengdeakse (krefter i tverretning) pga. skjevsetning er svært lite og vil ikke ha betydning for bruas bæreevne.
- Dimensjonerende moment om bruas tverretning (bøyemoment i bjelkene) får en beregnet økning på 2.9% pga skjevsetningen. Bjelkene er imidlertid beregnet å ha tilstrekkelig restkapasitet til å ta denne økningen i moment for Bk10/60, Sv12/65 og Sv12/100.
- Plot av hovedspenningene som oppstår pga. skjevsetning viser at de største spenningene forekommer inn mot opplegg. Dette medfører at det forventes å kunne oppstå noen nye riss i platefeltene der hvor overbygningen tidligere er forutsatt urisset.
- Beregnet etter Eurokode har brua for lav skjærstrekkkapasitet for Sv12/100 også før skjevsetninger, mens etter NS3473 er kapasiteten tilstrekkelig. En skjevsetning på 40 mm er beregnet å gi en økning i dimensjonerende skjærkraft på ca. 1%, noe som vurderes å være neglisjerbart for bruas bæreevne. Legger derfor til grunn at brua vil ha skjærkapasitet til å ta de samme trafikklastene som tidligere også etter en eventuell skjevsetning av fundamentene.

Konklusjon:

40 mm skjevsetning av det ene fundamentet på nordøstsiden av brua vil kunne medføre at det oppstår noen nye riss i platefeltene, men vil ikke ha betydning for bruas bæreevne.

00	2023-06-20	For kommentarer	FrSyl	HeBra	MirKva
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

1. Geometri

1.1 Geometri brudekke

Spennvidde:

$$L := 15.5 \text{ m}$$

Tverrsnittsareal overbygning:

$$A_c := 1 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 3 + \frac{(0.28 + 0.2) \text{ m}}{2} \cdot 8 \text{ m} = 3.42 \text{ m}^2$$

Bjelkehøyde indre bjelke:

$$h_{b,i} := 780 \text{ mm} - \frac{80 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 775 \text{ mm}$$

Bjelkehøyde ytre bjelker:

$$h_{b,y} := 780 \text{ mm} - \frac{80 \text{ mm} \cdot 2500 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 730 \text{ mm}$$

Bjelkebredde:

$$b_b := 1.0 \text{ m}$$

Bredde brudekke:

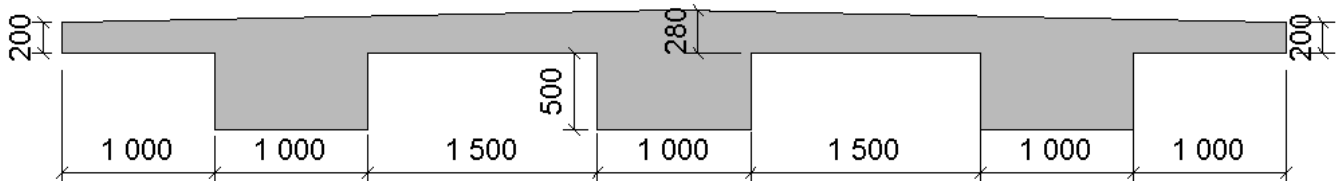
$$b := 8.0 \text{ m}$$

Dekketykkelse:

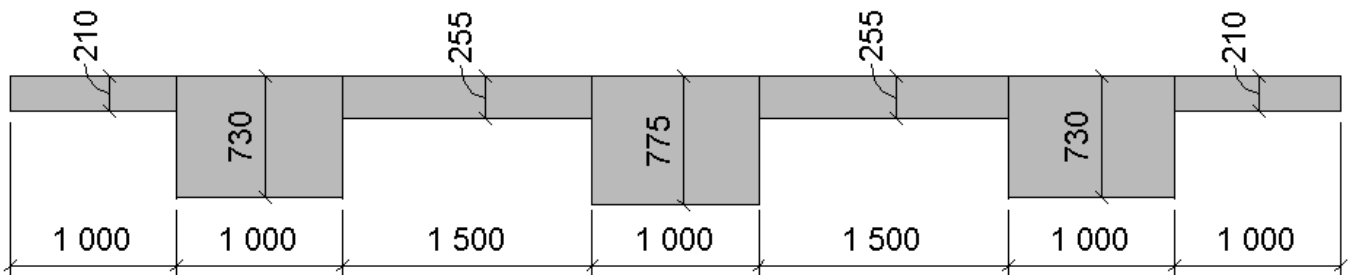
$$h_{d,i} := 280 \text{ mm} - \frac{80 \text{ mm} \cdot 1250 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 255 \text{ mm}$$

$$h_{d,y} := 280 \text{ mm} - \frac{80 \text{ mm} \cdot 3500 \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = 210 \text{ mm}$$

Virkelig brutverrsnitt:



Brutverrsnitt i analysemodell:



1.2 Armering

Bjelker, lengderetning:

Diameter armering:

$$\phi_b := 25 \text{ mm}$$

Antall armeringsjern:

$$n_b := 7 \cdot 4 = 28$$

Overdekning:

$$c_b := 50 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$$

Armeringsareal:

$$A_{s,b} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_b^2 \cdot n_b = 13744 \text{ mm}^2$$

Effektiv høyde, indre bjelke:

$$d_{b,i} := h_{b,i} - c_b - \phi_b = 685 \text{ mm}$$

Effektiv høyde, ytre bjelker:

$$d_{b,y} := h_{b,y} - c_b - \phi_b = 640 \text{ mm}$$

Brudekke, lengderetning:

Diameter armering:

$$\phi_d := 12 \text{ mm}$$

Senteravstand armeringsjern:

$$cc_d := 200 \text{ mm}$$

Overdekning:

$$c_d := 25 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 40 \text{ mm} \quad (\text{UK armering})$$

Armeringsareal:

$$A_{s,d} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_d^2 \cdot \frac{1}{cc_d} = 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv høyde, indre bjelke:

$$d_{d,i} := h_{d,i} - c_d - \frac{\phi_d}{2} = 209 \text{ mm}$$

Effektiv høyde, ytre bjelker:

$$d_{d,y} := h_{d,y} - c_d - \frac{\phi_d}{2} = 164 \text{ mm}$$

Brudekke, tverretning:

Diameter armering:

$$\phi_{d,t} := 12 \text{ mm}$$

Senteravstand armeringsjern:

$$cc_{d,t} := 150 \text{ mm}$$

Overdekning:

$$c_{d,t} := 55 \text{ mm} \quad (\text{OK armering})$$

Armeringsareal:

$$d_{d,i,t} := h_{d,i} - c_{d,t} - \frac{\phi_{d,t}}{2} = 194 \text{ mm}$$

Effektiv høyde, indre bjelke:

$$d_{d,y,t} := h_{d,y} - c_{d,t} - \frac{\phi_{d,t}}{2} = 149 \text{ mm}$$

Effektiv høyde, ytre bjelker:

$$A_{s,d,t} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{d,t}^2 \cdot \frac{1}{cc_{d,t}} = 754 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

2. Materialer

2.1 Betong

Betong : C 35, synk 40-60 mm

Betong C35 fra byggeår 1975 tilsvarer B28 iht. tabell 2.1.2-1 i håndbok V413.

Tabell 2.1.2—1 — Betongens karakteristiske trykkfasthet, f_{ck}

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)	NS 3473 (1973-2003)	NS 3473 (2003-2010)		NS-EN 1992-1-1 (NA 3.1.2)	
	Betongkvalitet	Betongkvalitet	Fasthetsklass e	Fasthetsklass e	f_{cn} (N/mm ²)	Fasthe tsklass e	f_{ck} (N/m m ²)
Før 1920	C-betong	B 200	C 15	B 10	11,2	B 12	12
1920-1945	B-betong	B 250	C 20	B 16	14,0	B 16	16
Etter 1945	A-betong	B 300	C 25	B 20	16,8	B 20	20
		B 350	C 30	B 25	20,3	B 25	25
		B 400	C 35	B 28	22,4	B 28	28
		B 450	C 40	B 32	25,2	B 32	32
			C 45	B 35	27,3	B 35	35
		B 600	C 55	B 45	34,3	B 45	45

Fasthet

$$f_{ck} := 28 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 36 \text{ MPa} \quad (\text{EC2-1, 3.1.2})$$

Materialfaktor

$$\gamma_c := 1.5$$

Langtidslastfaktor

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Dimensjonerende fasthet

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 15.87 \text{ MPa}$$

Elastitetsmodul iht. EC2-1:

$$E_{cm} := 22 \text{ GPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$$

Elastitetsmodul hensyntatt norske forhold:

$$E_c := E_{cm} \cdot \frac{30 \text{ GPa}}{36 \text{ GPa}} = 26924 \text{ MPa}$$

(benytter her samme forholdstall som for B45, dvs. 36 GPa iht. EC2-1 og anbefalt verdi i Norge 30 GPa)

Tyngdetetthet (med armering):

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

Bruddtøyning:

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

Strekfasthet betong:

$$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

2.2 Slakkarmering

Armering: Hovedarmering dekke: (posisjon 1)
ks 50 ellers ks 40 og ks40s
(bøyler)

Lengdearmering i underkant bjelker er av kvalitet Ks 50, øvrig armering er KS40

Fasthet Ks 40: $f_{yk.40} := 400 \text{ MPa}$ ($\emptyset < 25$)
Fasthet Ks 50: $f_{yk.50} := 480 \text{ MPa}$ ($\emptyset 25$)

Materialfaktor: $\gamma_s := 1.25$ (HB V413, tabell 2.1.1-1)

Dimensjonerende fasthet Ks50 : $f_{yd.40} := \frac{f_{yk.40}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$

Dimensjonerende fasthet Ks40 : $f_{yd.50} := \frac{f_{yk.50}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$

Elastitetsmodul: $E_s := 200000 \text{ MPa}$

Bruddtøyning: $\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd.40}}{E_s} = 0.0016$

3. Stivhet for opprisset betong

3.1 Utbredelse av opprisset tverrsnitt

Brudekket forutsettes å være opprisset over store deler av spennvidden, noe som vil redusere stivheten til tverrsnittet. Andelen av overbygningen som forutsettes å være opprisset fastsettes på bakgrunn av momentet fra permanente laster og beregnet rissmoment for de ytre bjelkene.

Materialstivhetsforhold: $\eta_k := \frac{E_s}{E_c} = 7.4$ $A_c = 3.42 \text{ m}^2$

Tverrsnittsareal betong: $A_{c,b} := h_{b,y} \cdot b_b = 0.73 \text{ m}^2$

Trykksonehøyde $\alpha d := \frac{A_{c,b} \cdot 0.5 h_{b,y} + (\eta_k - 1) \cdot A_{s,b} \cdot d_{b,y}}{A_{c,b} + (\eta_k - 1) \cdot A_{s,b}} = 395 \text{ mm}$

Andre arealmoment, betongbidrag: $I_{c1} := \frac{b_b \cdot h_{b,y}^3}{12} + b_b \cdot h_{b,y} \cdot \left(\alpha d - \frac{h_{b,y}}{2} \right)^2 = (3.31 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Andre arealmoment, armeringsbidrag: $I_{s1} := A_{s,b} \cdot (d_{b,y} - \alpha d)^2 = (8.27 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$

Rissmoment: $M_r := \frac{I_{c1} + (\eta_k - 1) \cdot I_{s1}}{h_{b,y} - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 332 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tyngdetetthet betong: $\gamma_{bet} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Tyngdetetthet asfalt: $\gamma_{asf} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Antatt asfalttykkelse: $t_{asf} := 125 \text{ mm}$

Linjelast overbygning: $g_1 := \frac{A_c \cdot \gamma_{bet}}{3} = 28.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Linjelast asfalt: $g_2 := \frac{\gamma_{asf} \cdot t_{asf} \cdot b}{3} = 8.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Linjelast rekkverk: $g_3 := \frac{2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{3} = 0.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

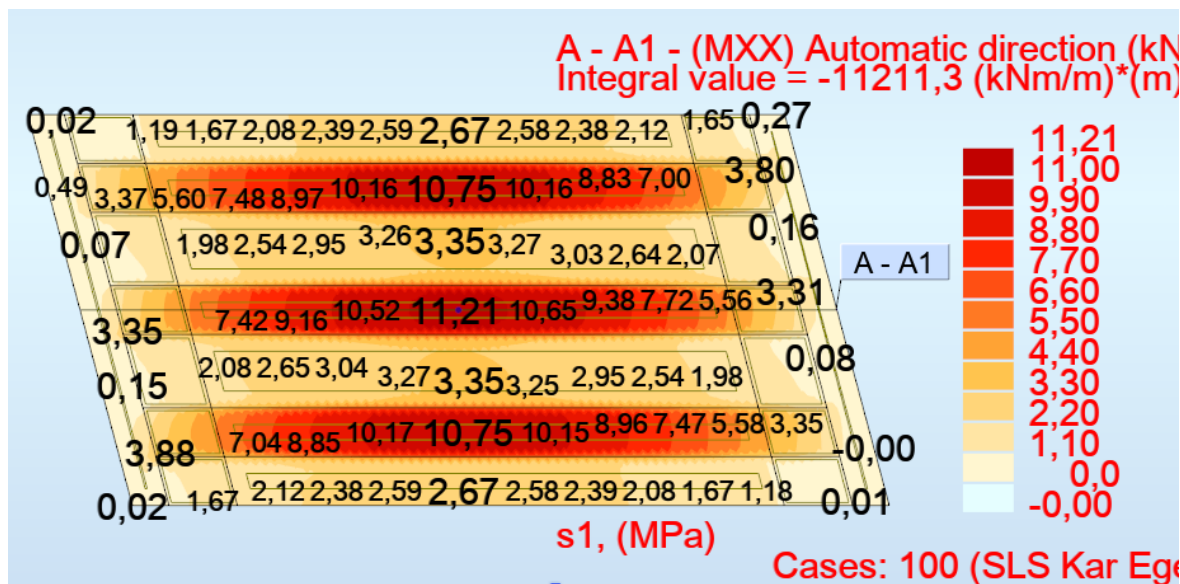
Total linjelast pr. bjelke: $g_k := g_1 + g_2 + g_3 = 37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Uopprisset lengde: $x := \frac{-L + \sqrt{L^2 - 4 \cdot -1 \cdot -2 \cdot \frac{M_r}{g_k}}}{2 \cdot -1} = 1.24 \text{ m}$

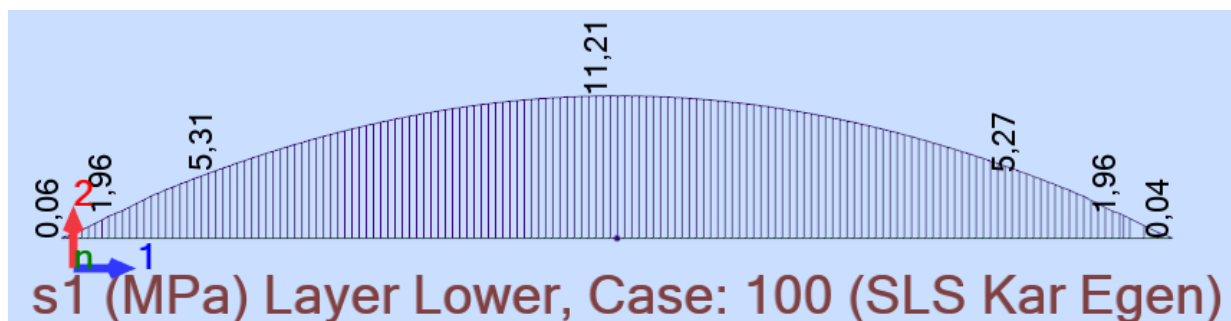
Moment i snitt i avstand x:
(for kontroll mot rissmoment)

$$M_{Ek} := \frac{g_k \cdot x}{2} \cdot (L - x) = 332 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment i bjelkene når rissmomentet i avstand ca. 1,2 m fra opplegg. Som en ekstra kontroll beregnes hovedspenninger i betongen fra permanente laster i en FEM-modell hvor alle tverrsnitt er antatt urisset.



Det legges inn et snitt langs senter av den midterste bjelken, og nedenfor det vist et diagram med hovedspenninger langs dette snittet.



	s1 (MPa)
Current value	2,90
for the cut	A - A1
in the point	0.02897 0
Integral value	115,14 = 115,14(+) + 0,0(-)
Average value	7,43

I FEM-modellen er hovedspenningen lik betongstrekkfastheten ved $x=0,029 \text{ m}$, mens bjelkeenden her ligger på $x=-1,072 \text{ m}$. Dvs. bjelken antas opprisset i avstand $0,029 \text{ m} + 1,072 \text{ m} = 1,101 \text{ m}$ fra senter av opplegg.

Det er rimelig godt samsvar mellom håndberegninger og FEM-modell på hvor bjelkene når rissmoment/ betongstrekkfastheten. I videre beregninger legges resultatene fra FEM-modellen til grunn, dvs. bjelkene antas opprisset 1,1 m fra senter opplegg.

3.2 Ekvivalent E-modul for opprisset tverrsnitt

3.2.1 Indre bjelke - lengderetning

Materialstivhetsforhold: $\eta_k := \frac{E_s}{E_c} = 7.43$

Armeringsforhold: $\rho := \frac{A_{s,b}}{b_b \cdot d_{b,i}} = 0.0201$

Avstand fra UK bjelke for armering: $y_s := c_b + 0.5 \cdot \phi_b = 77.5 \text{ mm}$

Tyngdepunkt armert tverrsnitt: $y_t := \frac{h_{b,i} \cdot b_b \cdot \frac{h_{b,i}}{2} + A_{s,b} \cdot (\eta_k - 1) \cdot y_s}{h_{b,i} \cdot b_b + A_{s,b} \cdot (\eta_k - 1)} = 356 \text{ mm}$

Faktor for trykksonehøyde: $\alpha := \sqrt{(\eta_k \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta_k \cdot \rho - \eta_k \cdot \rho} = 0.42$

Opprisset andre arealmoment: $I_2 := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d_{b,i}^3 \cdot b_b = (2.41 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Uopprisset andre arealmoment betong: $I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b_b \cdot h_{b,i}^3 = (3.88 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Uopprisset andre arealmoment: $I_1 := \frac{1}{12} \cdot b_b \cdot h_{b,i}^3 + b_b \cdot h_{b,i} \cdot \left(\frac{h_{b,i}}{2} - y_t\right)^2 \downarrow = (4.64 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$
 $+ A_{s,b} \cdot (y_t - y_s)^2 \cdot (\eta_k - 1)$

Ekvivalent E-modul for opprisset betong: $E_{c,ekv.b,i} := E_c \cdot \frac{I_2}{I_{c1}} = 16694 \text{ MPa}$

Ekvivalent E-modul for opprisset betong:
(økt stivhet pga. armering) $E_{c,ekv.b,i,u} := E_c \cdot \frac{I_1}{I_{c1}} = 32214 \text{ MPa}$

3.2.2 Ytre bjelker - lengderetning

Materialstivhetsforhold: $\eta_k := \frac{E_s}{E_c} = 7.43$

Armeringsforhold: $\rho := \frac{A_{s,b}}{b_b \cdot d_{b,y}} = 0.0215$

Avstand fra UK bjelke for armering: $y_s := c_b + 0.5 \cdot \phi_b = 77.5 \text{ mm}$

Tyngdepunkt armert tverrsnitt: $y_t := \frac{h_{b,y} \cdot b_b \cdot \frac{h_{b,y}}{2} + A_{s,b} \cdot (\eta_k - 1) \cdot y_s}{h_{b,y} \cdot b_b + A_{s,b} \cdot (\eta_k - 1)} = 334 \text{ mm}$

Faktor for trykksonehøyde: $\alpha := \sqrt{(\eta_k \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta_k \cdot \rho - \eta_k \cdot \rho} = 0.4274$

Opprisset andre arealmoment: $I_2 := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d_{b,y}^3 \cdot b_b = (2.05 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Uopprisset andre arealmoment betong: $I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b_b \cdot h_{b,y}^3 = (3.24 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Uopprisset andre arealmoment: $I_1 := \frac{1}{12} \cdot b_b \cdot h_{b,y}^3 + b_b \cdot h_{b,y} \cdot \left(\frac{h_{b,y}}{2} - y_t\right)^2 + A_{s,b} \cdot (y_t - y_s)^2 \cdot (\eta_k - 1) \downarrow = (3.89 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Ekvivalent E-modul for opprisset betong: $E_{c.ekv.b.y} := E_c \cdot \frac{I_2}{I_{c1}} = 17054 \text{ MPa}$

Ekvivalent E-modul for opprisset betong:
(økt stivhet pga. armering) $E_{c.ekv.b.y,u} := E_c \cdot \frac{I_1}{I_{c1}} = 32334 \text{ MPa}$

3.2.3 Oppsummering - stivheter til FEM-modell i Robot

Benytter E-modul $E_c = 26924 \text{ MPa}$ for alle elementer. Opprisset stivhet hensyntas ved å legge inn en stivetskoeffisient bestemt av forholdet mellom risset og uopprisset stivhet.

Indre bjelke: $h_{b,i} = 775 \text{ mm}$ $n_1 := \frac{E_{c.ekv.b.i}}{E_c} = 0.620$ $n_2 := 1$

ytte bjelke: $h_{b,y} = 730 \text{ mm}$ $n_1 := \frac{E_{c.ekv.b.y}}{E_c} = 0.633$ $n_2 := 1$

Indre platestripe: $h_{d,i} = 255 \text{ mm}$ $n_1 := 0.5$ $n_2 := 0.5$

Ytte platestripe: $h_{d,y} = 210 \text{ mm}$ $n_1 := 0.5$ $n_2 := 0.5$

Deler av platestripene vil ligge i systemets trykksone, og det vurderes dermed ikke som riktig å anta at disse er fullt opprisset. Antar derfor en stivhetsfaktor på 0,5 i begge retninger.

4. FEM-modell

Det benyttes en skallmodell i programmet Autodesk Robot for beregning av lastvirkninger i bruoverbygningen fra skjevsetninger, egenvekt og trafikklaster Bk10/60, Sv12/65 og Sv12/100.

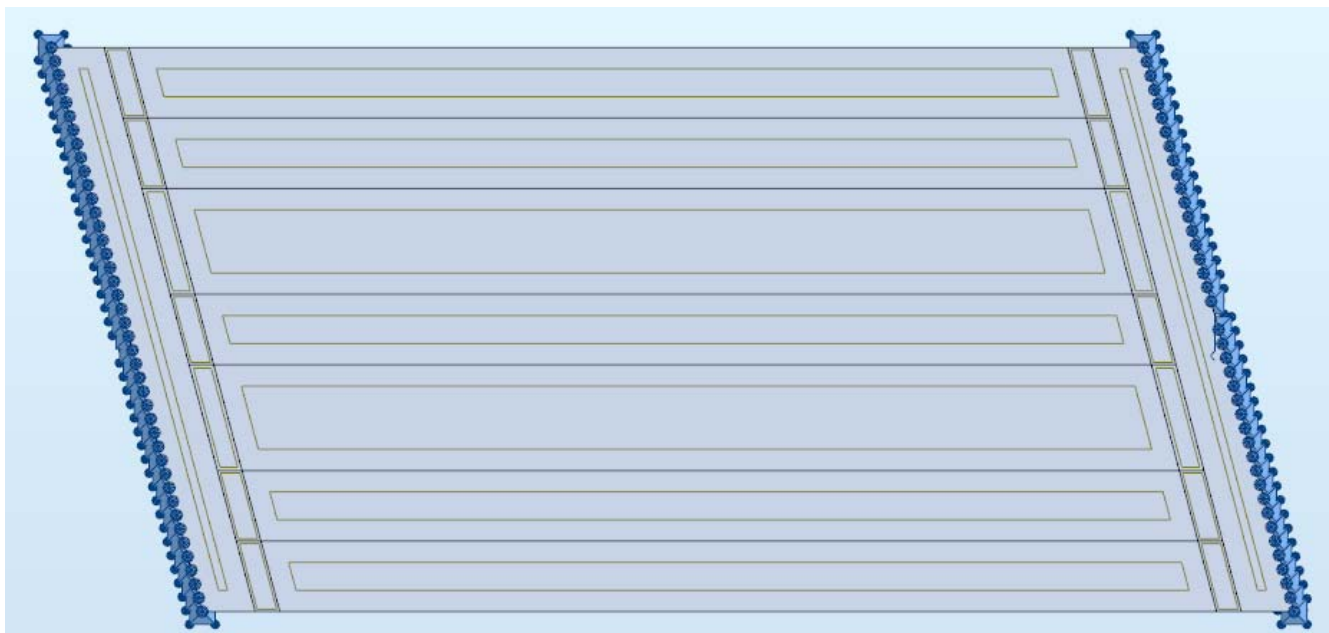
4.1 Geometri og randbetingelser

Bruplaten modelleres med bredde 8 m og spennvidde 15,5 m.

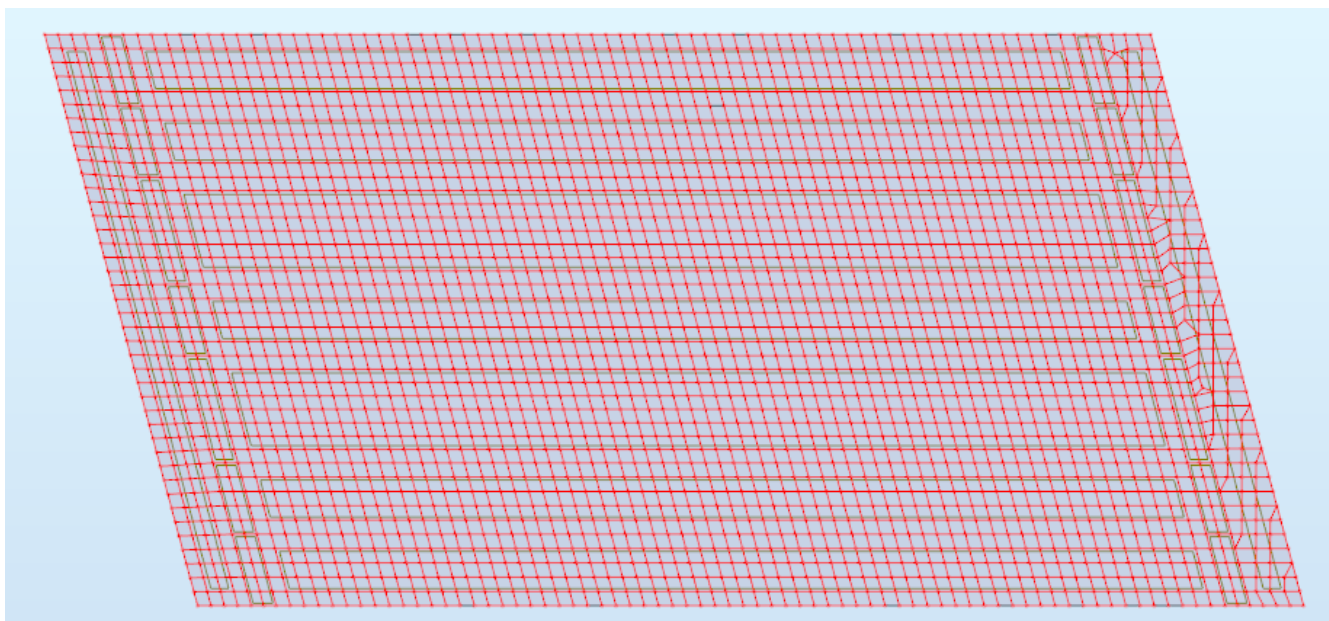


Thickness name	Panel list	Material	Thickness (mm)	Orthotropy parameters
Ytre platestripe - risset	29 35	C35	210,000	Direction X; Geometry (mm) h=210; Stiffness coefficients (MPa) n1=0,50 E1=13462,00 n2=0,50 E2=13462,00
Indre platestripe - risset	31 33	C35	255,000	Direction X; Geometry (mm) h=255; Stiffness coefficients (MPa) n1=0,50 E1=13462,00 n2=0,50 E2=13462,00
Ytre bjelke - risset	30 34	C35	730,000	Direction X; Geometry (mm) h=730; Stiffness coefficients (MPa) n1=0,63 E1=17042,89 n2=1,00 E2=26924,00
Indre bjelke - risset	32	C35	775,000	Direction X; Geometry (mm) h=775; Stiffness coefficients (MPa) n1=0,62 E1=16692,88 n2=1,00 E2=26924,00
Endetverrbjelke	36 37	C35	740,000	Direction X; Geometry (mm) h=740; Stiffness coefficients (MPa) n1=1,00 E1=26924,00 n2=1,00 E2=26924,00
Ytre platestripe - uriset	15 21 22 28	C35	210,000	
Ytre bjelke - uriset	16 20 23 27	C35	730,000	Direction X; Geometry (mm) h=730; Stiffness coefficients (MPa) n1=1,20 E1=32308,80 n2=1,00 E2=26924,00
Indre platestripe - uriset	17 19 24 26	C35	255,000	
Indre bjelke - uriset	18 25	C35	775,000	Direction X; Geometry (mm) h=775; Stiffness coefficients (MPa) n1=1,20 E1=32308,80 n2=1,00 E2=26924,00

Bruoverbygningen modelleres som fritt opplagt i begge ender.



Det benyttes elementstørrelse 0,2 m for hele modellen.



4.2 Laster

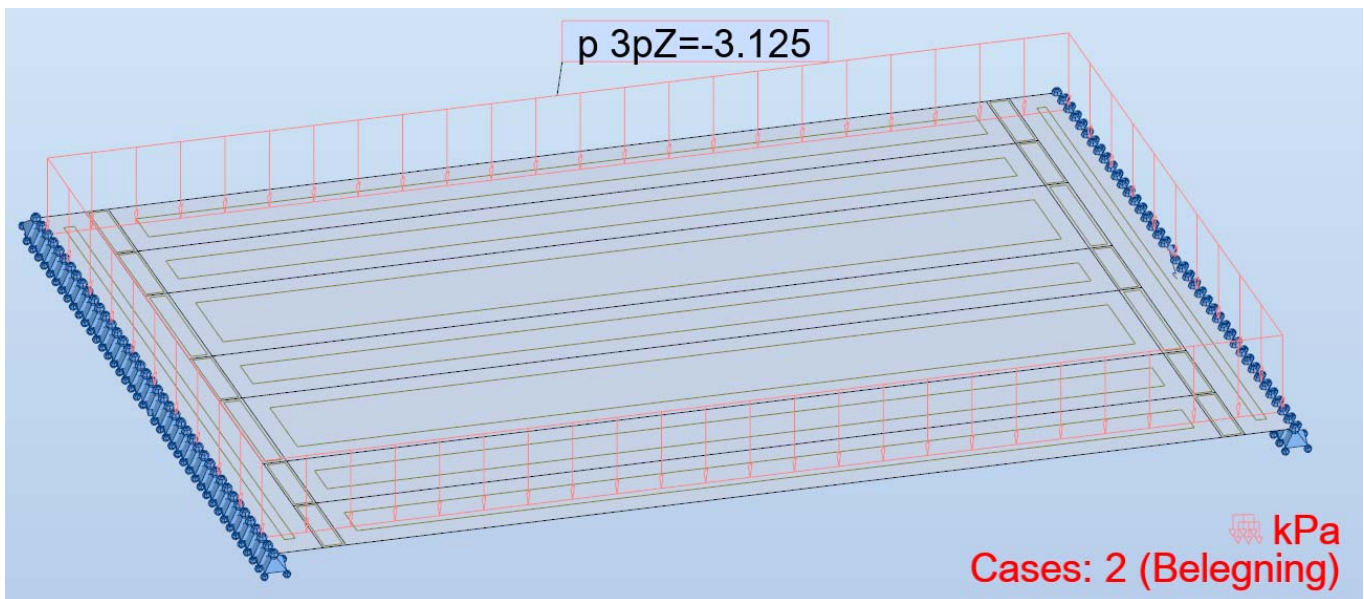
4.2.1 Permanente laster

1. Egenvekt overbygning

Beregnes automatisk av programmet på bakgrunn av modellert geometri

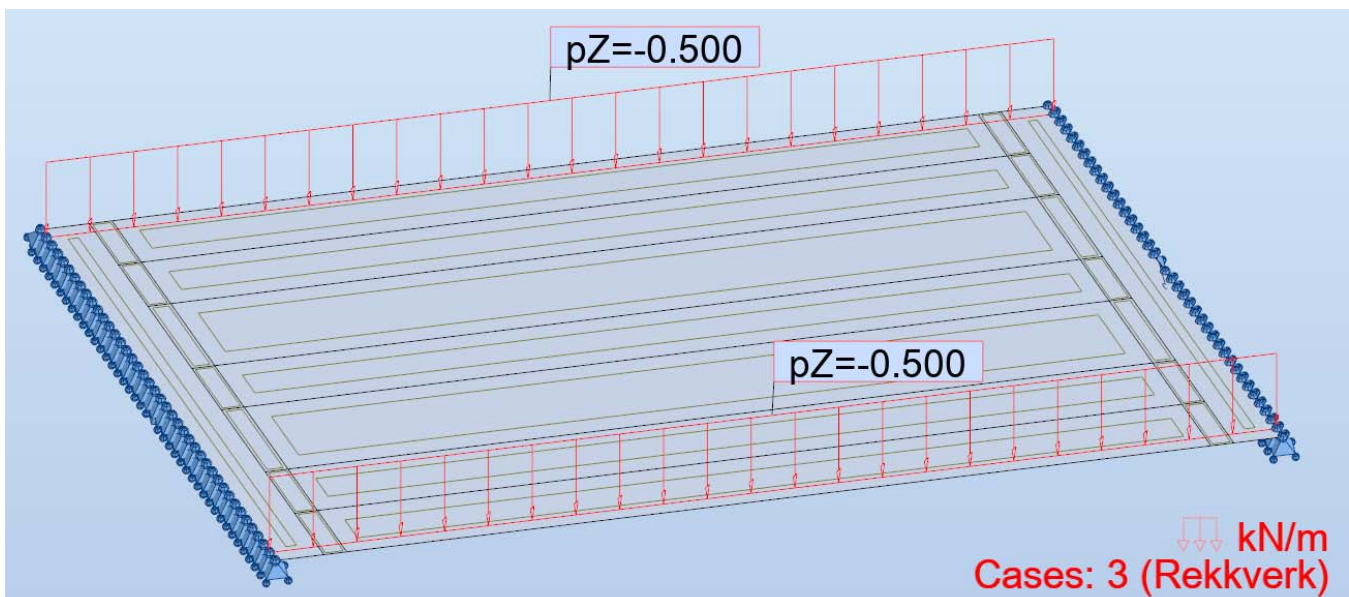
2. Belegning

Det legges til grunn belegningstykkelse 125 mm, som angitt i Brutus.
Påføres som en flatelast på 3,125 kN/m² på brudekket.



3. Rekkverk

Egenvekt av rekkverk påføres som en linjelast med verdi 0,5 kN/m på hver side av brudekket.

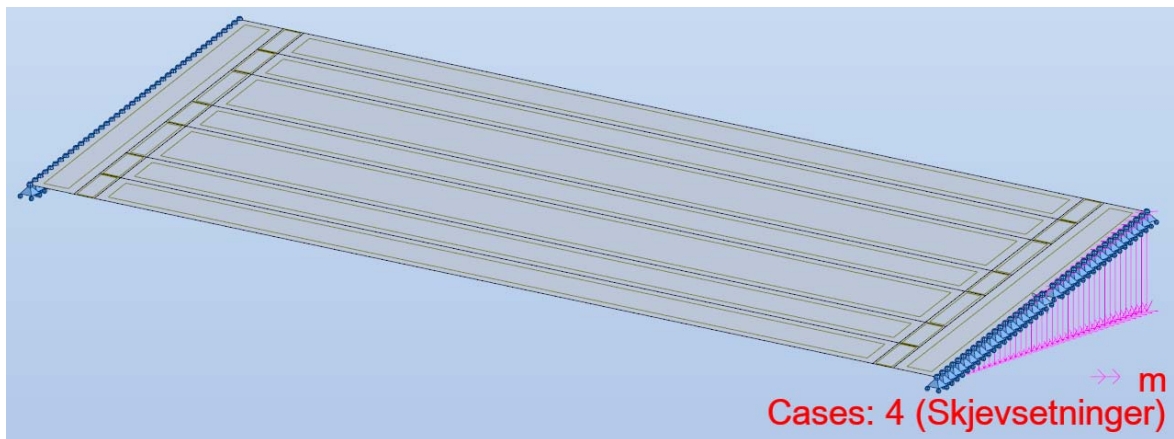


4. Skjevsetning

Det er beregnet en skjevsetning på 40 mm for ytterkant av fundamentsålen. Dette gir følgende setninger i ytterkant av brudekket:

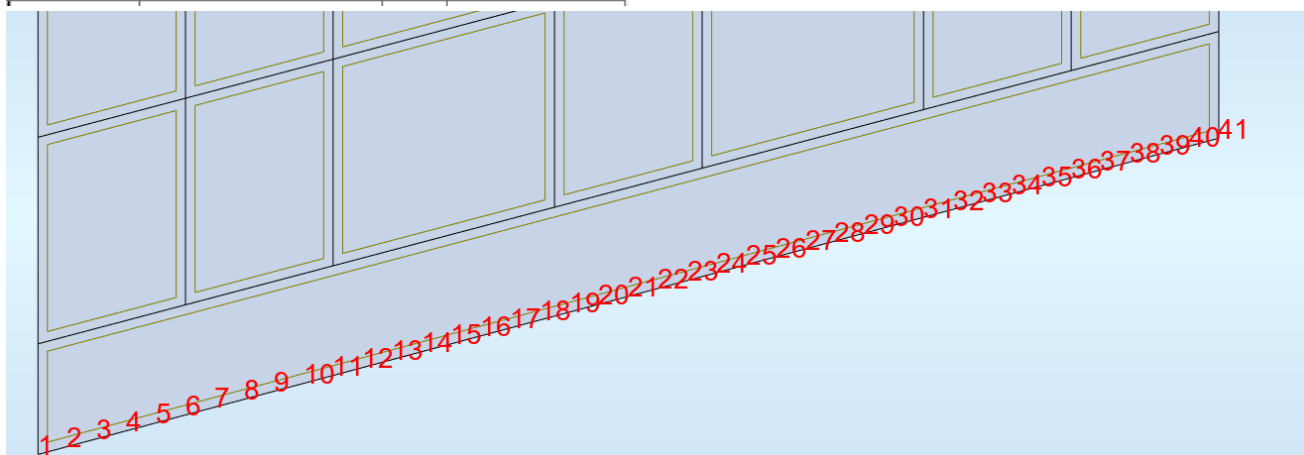
$$\text{Setning brudekke : } 40 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0.75 \text{ m}}{9.5 \text{ m}}\right) = 37 \text{ mm} \quad 40 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{8.75 \text{ m}}{9.5 \text{ m}}\right) = 3 \text{ mm}$$

Setningene påføres som en tvangsdeformasjon som øker lineært fra 3 til 37 mm langs den ene bruenden.



Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
4:Skjevset	imp. displacement	1	'UZ=-3(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	2	'UZ=-4(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	3	'UZ=-5(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	4	'UZ=-6(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	5	'UZ=-6(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	6	'UZ=-7(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	7	'UZ=-8(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	8	'UZ=-9(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	9	'UZ=-10(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	10	'UZ=-11(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	11	'UZ=-12(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	12	'UZ=-12(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	13	'UZ=-13(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	14	'UZ=-14(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	15	'UZ=-15(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	16	'UZ=-16(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	17	'UZ=-17(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	18	'UZ=-17(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	19	'UZ=-18(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	20	'UZ=-19(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	21	'UZ=-20(mm)

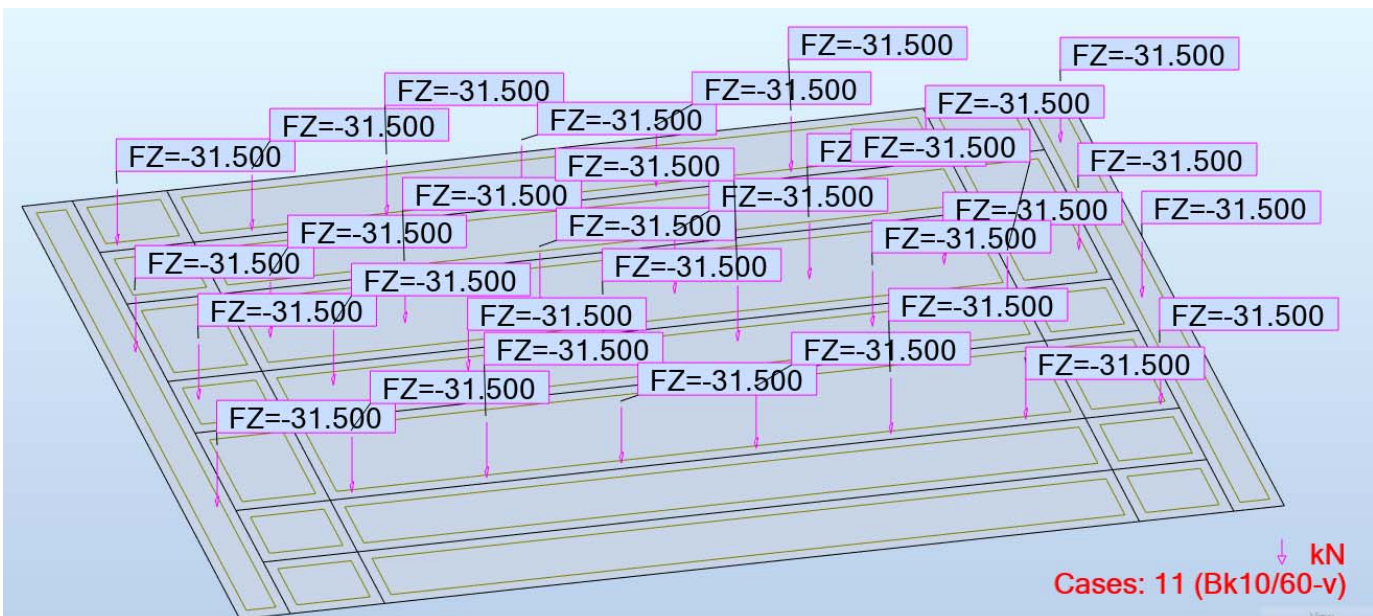
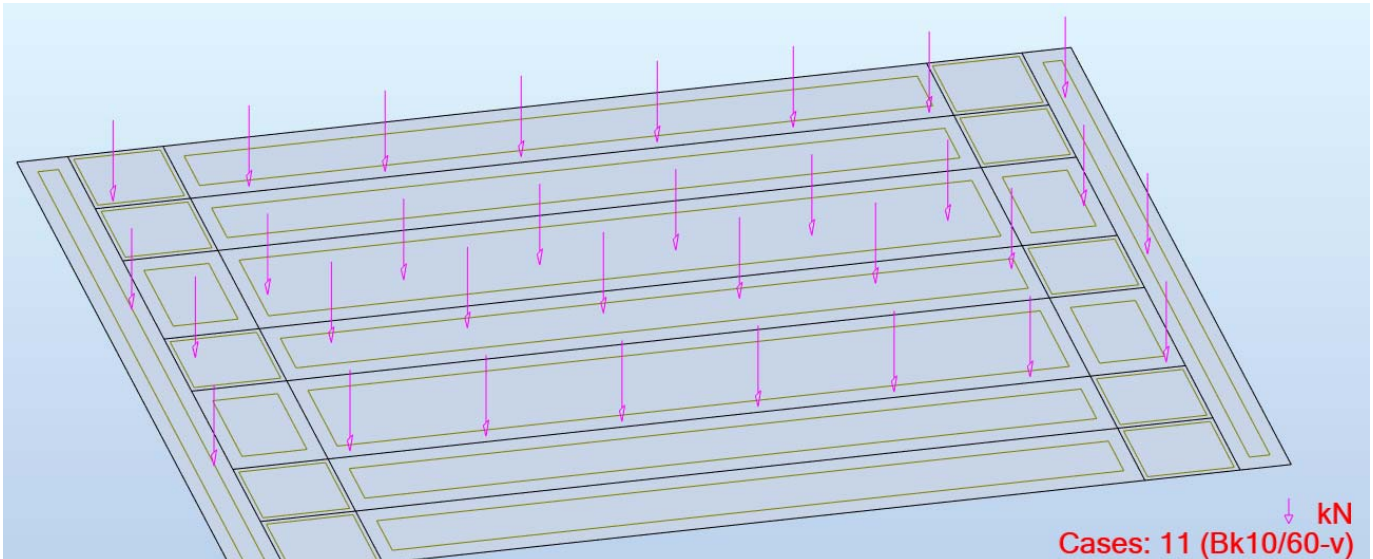
Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
4:Skjevset	imp. displacement	22	'UZ=-21(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	23	'UZ=-22(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	24	'UZ=-23(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	25	'UZ=-23(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	26	'UZ=-24(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	27	'UZ=-25(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	28	'UZ=-26(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	29	'UZ=-27(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	30	'UZ=-28(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	31	'UZ=-29(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	32	'UZ=-29(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	33	'UZ=-30(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	34	'UZ=-31(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	35	'UZ=-32(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	36	'UZ=-33(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	37	'UZ=-34(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	38	'UZ=-34(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	39	'UZ=-35(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	40	'UZ=-36(mm)
4:Skjevset	imp. displacement	41	'UZ=-37(mm)



11. Bk10/60-v

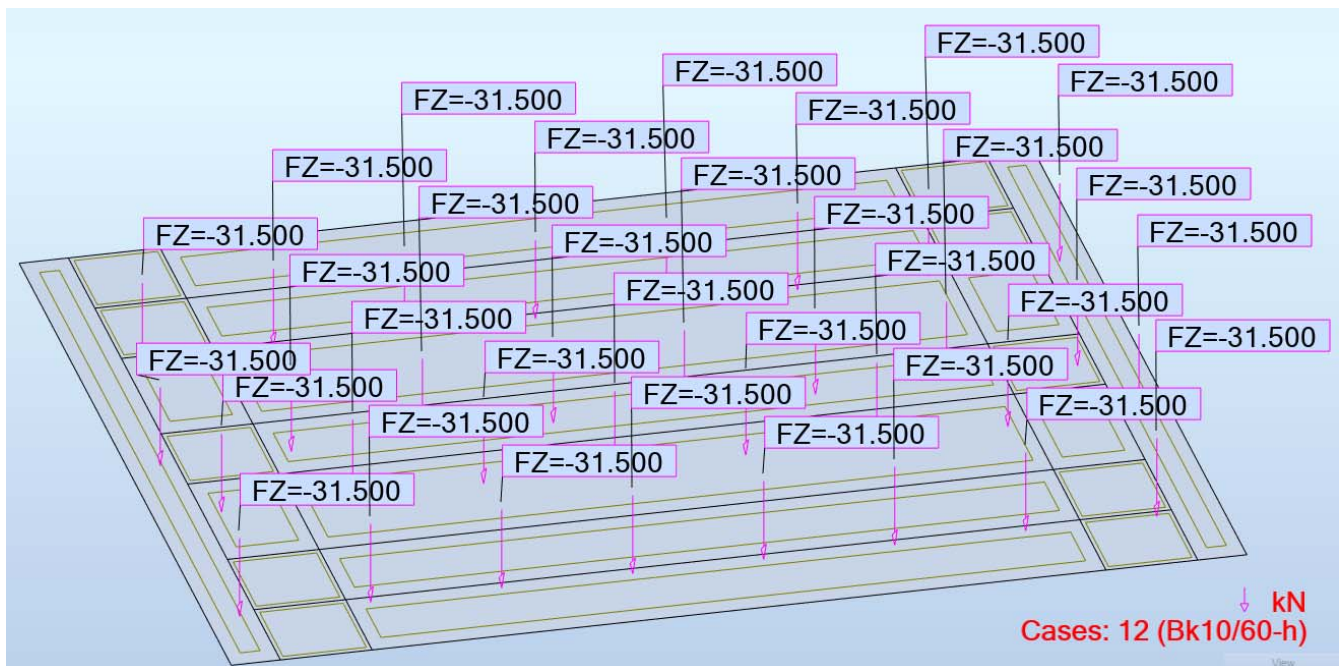
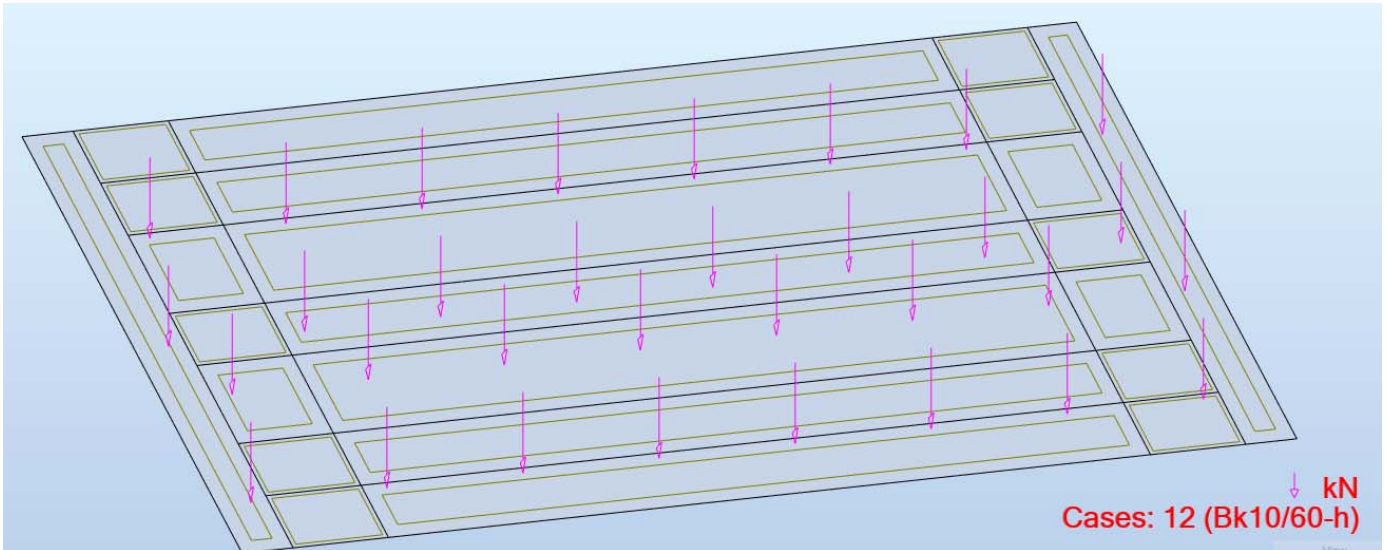
Aksellaster Bk10/60 i 2 lastfelt påført eksentrisk mot venstre side av brua (inntil rekkverket).

Aksellast 63 kN fordeles som to punktlaster på 31,5 kN. Senteravstand mellom akslingene er 2,0 m, noe som medfører at 8 aksellaster påføres brudefket.



12. Bk10/60-h

Aksellaster Bk10/60 i 2 lastfelt påført eksentrisk mot høyre side av brua (inntil rekkverket). Aksellast 63 kN fordeles som to punktlaster på 31,5 kN. Senteravstand mellom akslingene er 2,0 m, noe som medfører at 8 aksellaster påføres brudeflaget.



13-16 Sv12/65

4-akslet og 6-akslet mobilkran i ett lastfelt påføres samtidig med Bk10/60 i det andre lastfeltet. Lastfeltenes plassering i tverretning er som vist på figurer for Bk10/60.

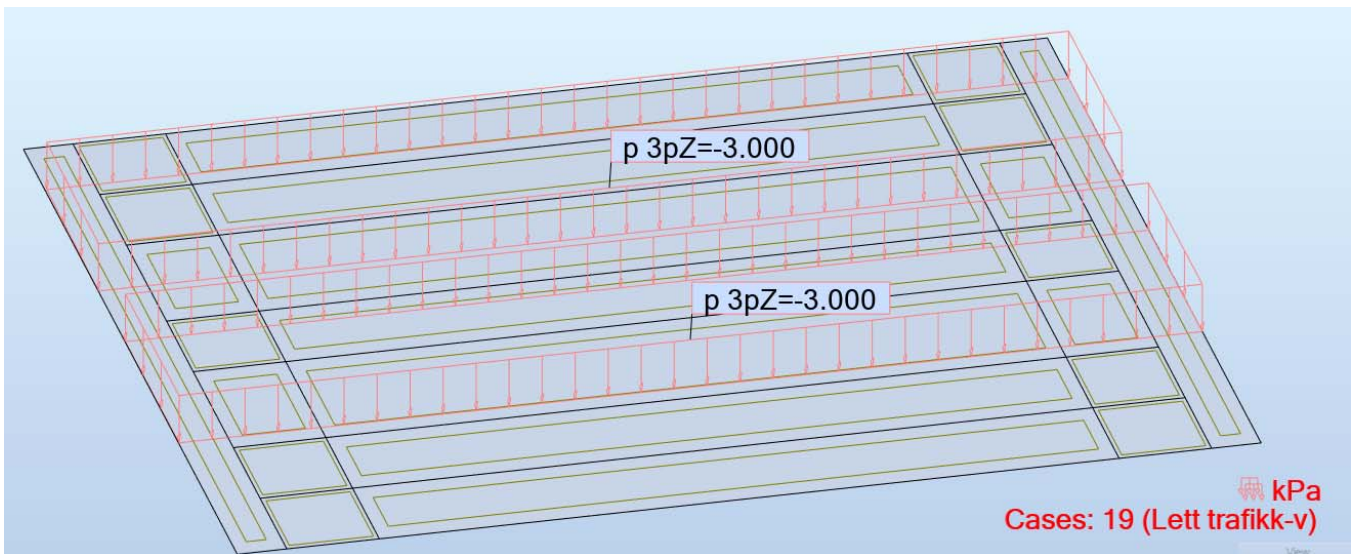
17-18 Sv12/100

Spesialtransport i ett lastfelt påføres samtidig med Bk10/60 i det andre lastfeltet. Lastfeltenes plassering i tverretning er som vist på figurer for Bk10/60.

19. Lett trafikk-v

Lett trafikklast for eksentrisk trafikklast på venstre side av brua.

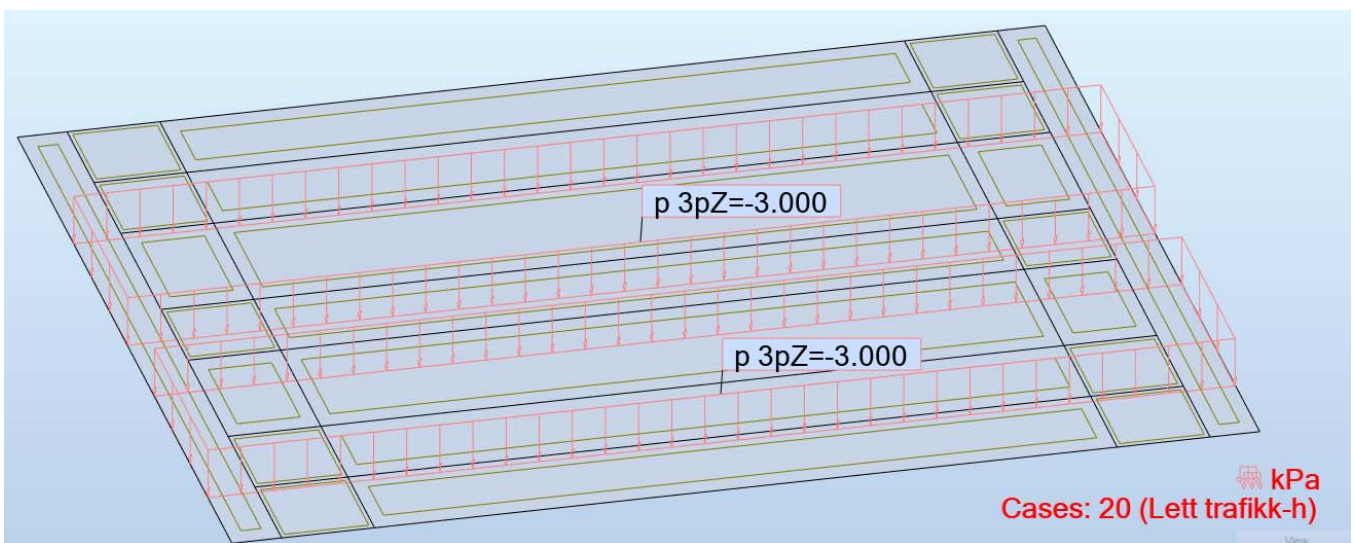
Påføres som en flatelast på 3,0 kN/m² over en bredde på 2,0 m pr. lastfelt.



20. Lett trafikk-h

Lett trafikklast for eksentrisk trafikklast på høyreside av brua.

Påføres som en flatelast på 3,0 kN/m² over en bredde på 2,0 m pr. lastfelt.



4.3 Lastkombinasjoner

Det benyttes lastfaktor 1,15 for permanente laster, 1,0 for deformasjonslast, 1,3 for brukslast i 2 felt, 1,15 for Sv12/65 og 1,2 for Sv12/100 iht. håndbok V413.

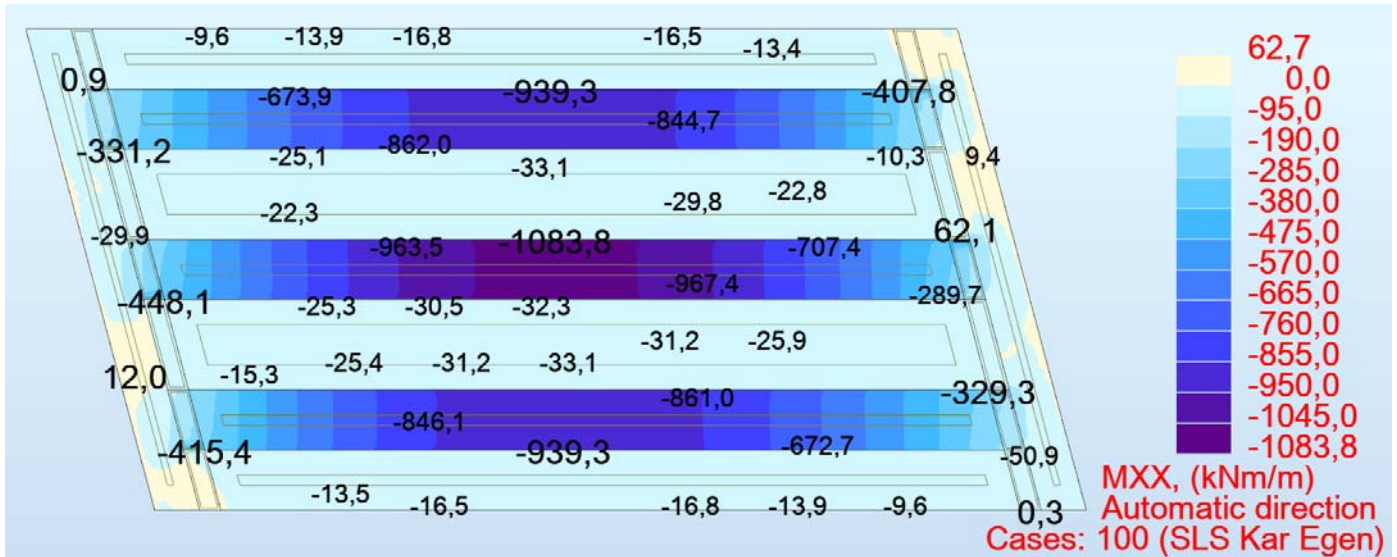
Combinations	Name	Definition
100 (C)	SLS Kar Egen	$(1+2+3)*1.00$
101 (C)	SLS Kar Egen+setning	$(1+2+3+4)*1.00$
200 (C)	ULS Egen	$(1+2+3)*1.15$
201 (C)	ULS Egen + Bk10/60-v	$(1+2+3)*1.15+(11+19)*1.30$
202 (C)	ULS Egen + Bk10/60-h	$(1+2+3)*1.15+(12+20)*1.30$
203 (C)	ULS Egen + Sv12/65-4A-v	$(1+2+3+13+19)*1.15$
204 (C)	ULS Egen + Sv12/65-4A-h	$(1+2+3+14+20)*1.15$
205 (C)	ULS Egen + Sv12/65-6A-v	$(1+2+3+15+19)*1.15$
206 (C)	ULS Egen + Sv12/65-6A-h	$(1+2+3+16+20)*1.15$
207 (C)	ULS Egen + Sv12/100-v	$(1+2+3)*1.15+(17+19)*1.20$
208 (C)	ULS Egen + Sv12/100-h	$(1+2+3)*1.15+(18+20)*1.20$
210 (C)	ULS Egen + Bk10/60-v + skjevsetning	$(1+2+3)*1.15+4*1.00+(11+19)*1.30$
211 (C)	ULS Egen + Bk10/60-h + skjevsetning	$(1+2+3)*1.15+4*1.00+(12+20)*1.30$
212 (C)	ULS Egen + Sv12/65-4A-v + skjevsetning	$(1+2+3+13+19)*1.15+4*1.00$
213 (C)	ULS Egen + Sv12/65-4A-h + skjevsetning	$(1+2+3+14+20)*1.15+4*1.00$
214 (C)	ULS Egen + Sv12/65-6A-v + skjevsetning	$(1+2+3+15+19)*1.15+4*1.00$
215 (C)	ULS Egen + Sv12/65-6A-h + skjevsetning	$(1+2+3+16+20)*1.15+4*1.00$
216 (C)	ULS Egen + Sv12/100-v + skjevsetning	$(1+2+3)*1.15+4*1.00+(17+19)*1.20$
217 (C)	ULS Egen + Sv12/100-h + skjevsetning	$(1+2+3)*1.15+4*1.00+(18+20)*1.20$

4.4 Resultater

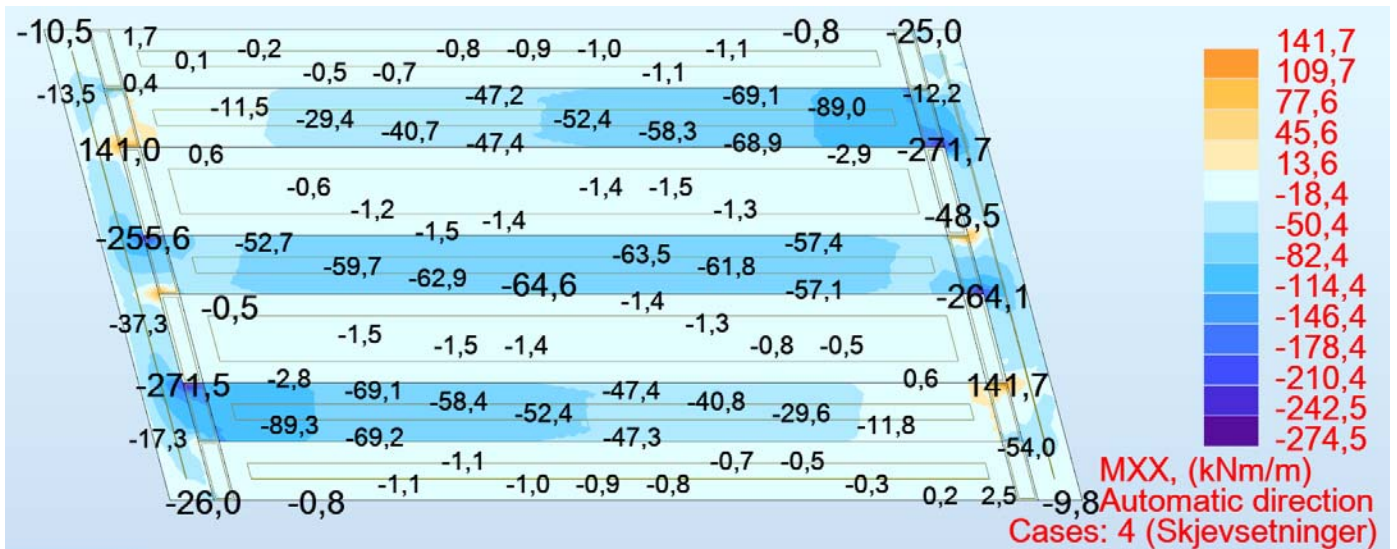
4.4.1 Sammenligning karakteristisk permanent last og skjevsetning

Moment om tverretning bru:

Moment fra karakteristisk egenvekt:



Moment fra skjevsetning:

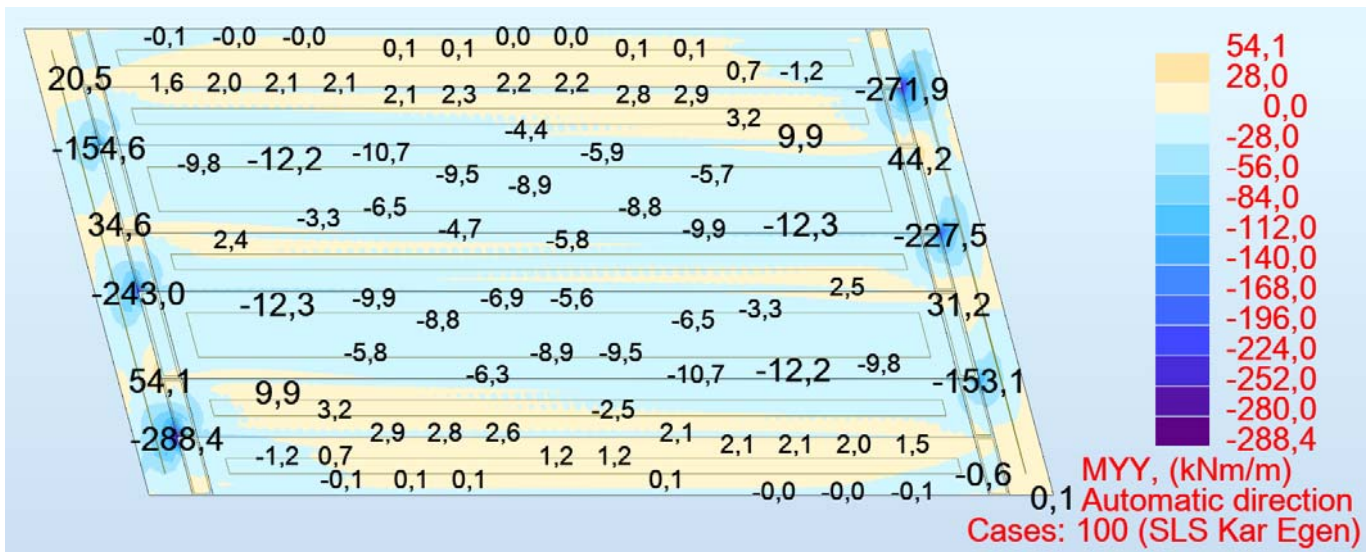


Økning i karakteristisk feltmoment fra permanente laster:

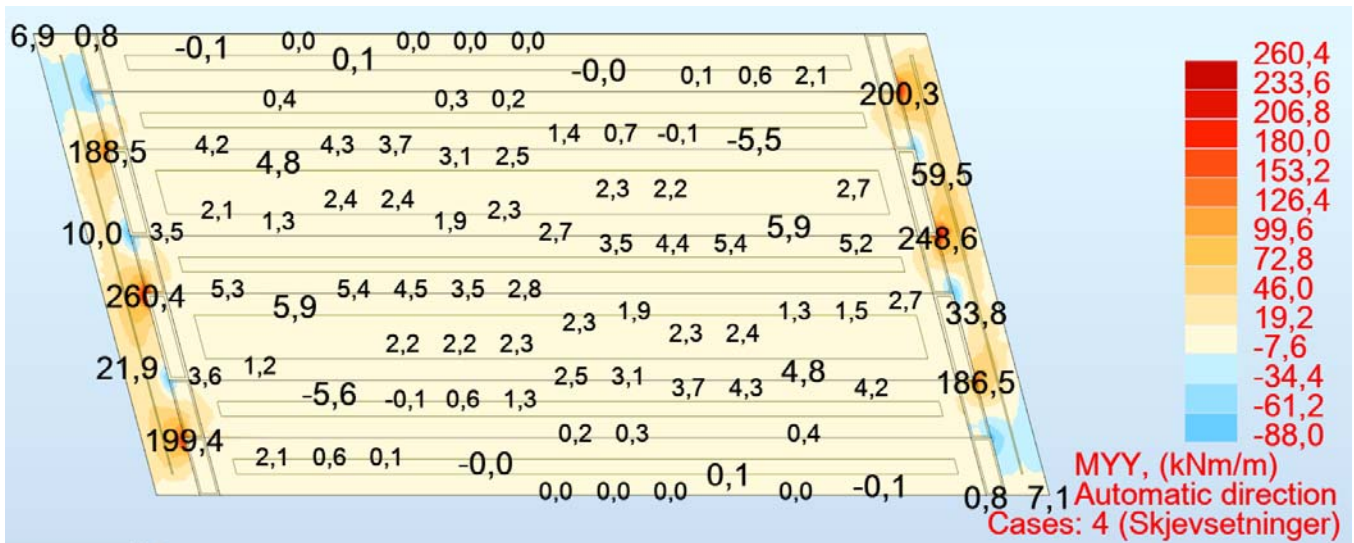
$$\frac{-64,6}{-1083,8} = 6,0\%$$

Moment om lengderetning bru:

Moment fra karakteristisk egenvekt:

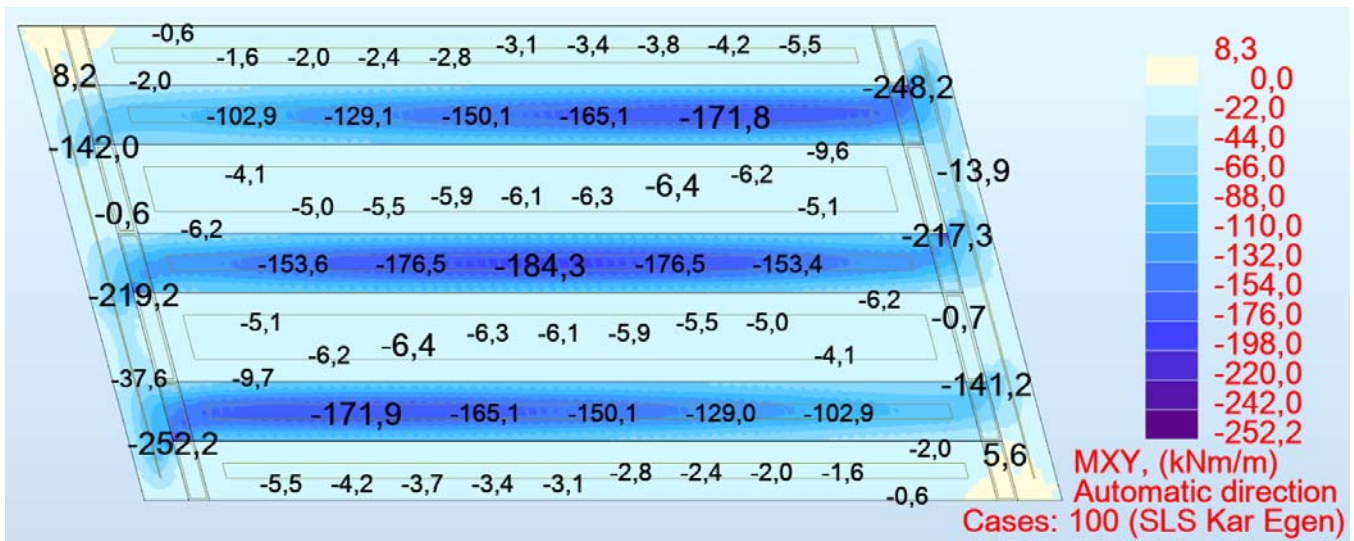


Moment fra skjevsetning:

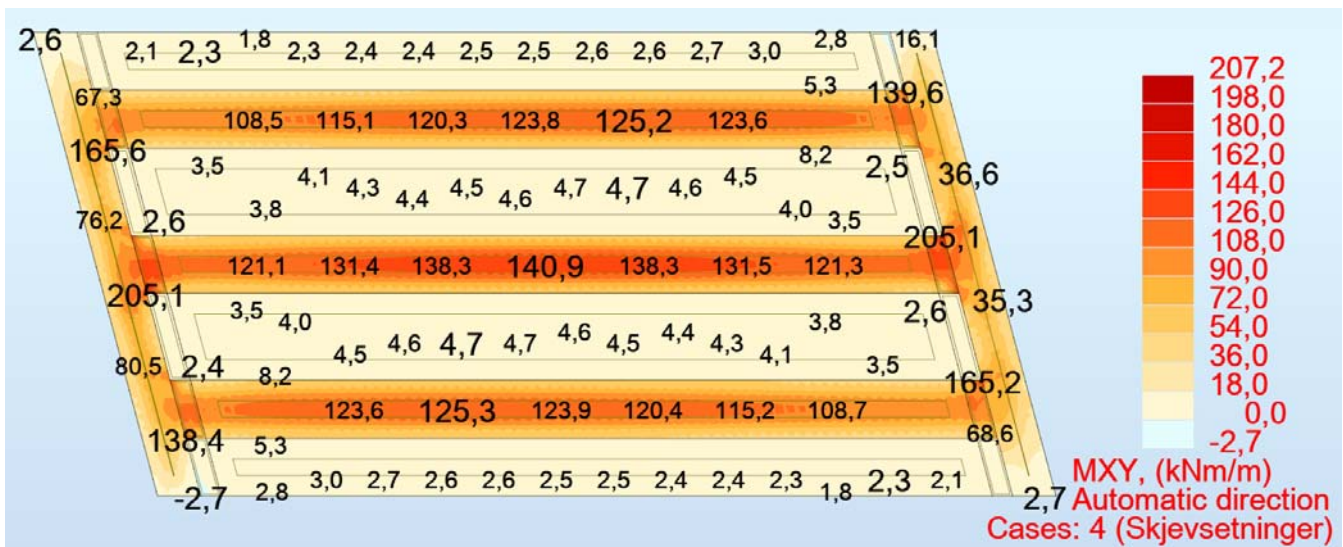


Torsjonsmoment:

Moment fra karakteristisk egenvekt:

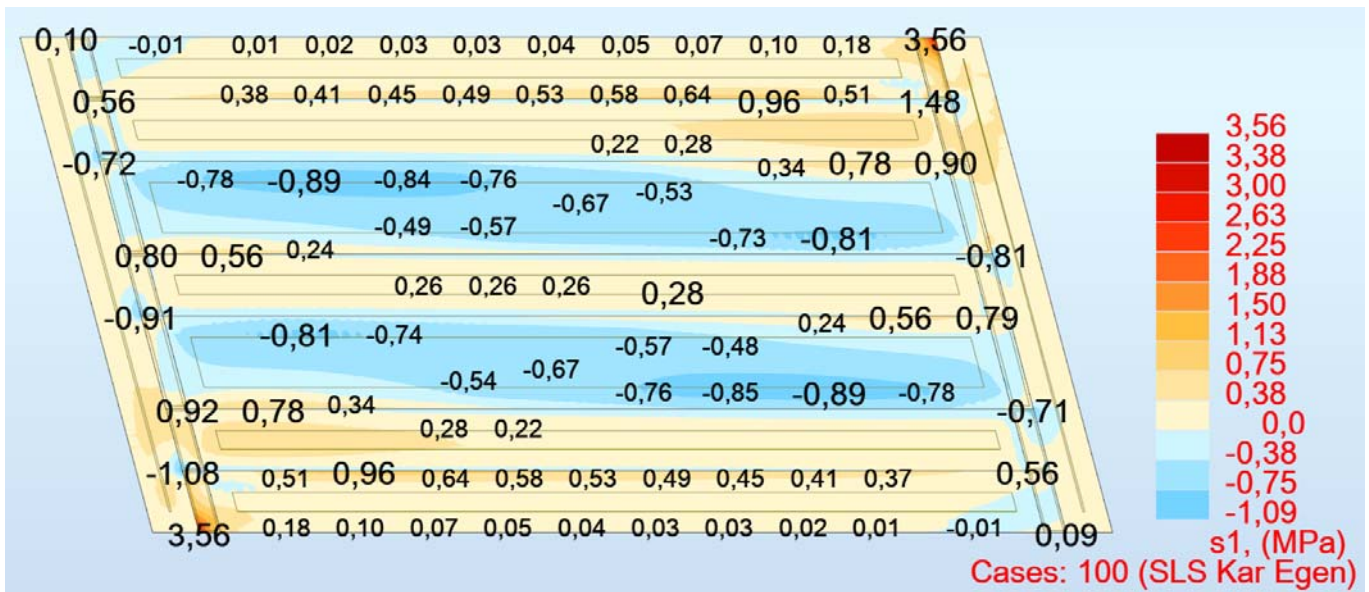


Moment fra skjevsetning:

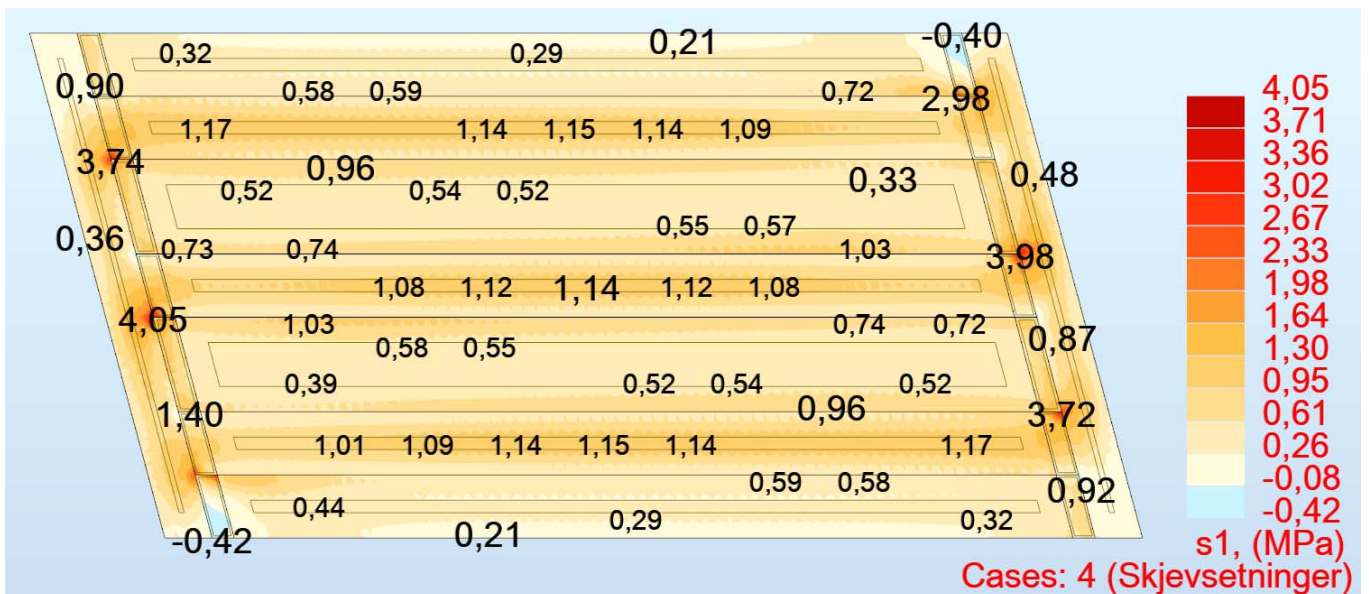


Hovedspenning 1 - overkant

Spenning fra karakteristisk egenvekt:



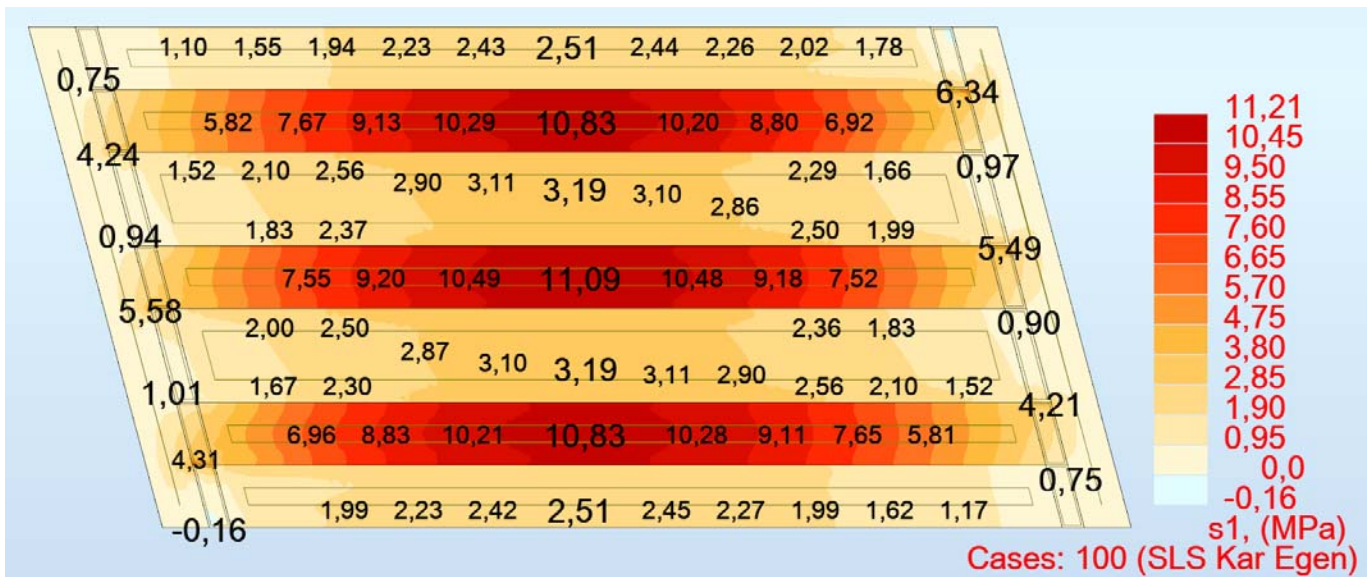
Spenning fra skjevsetning:



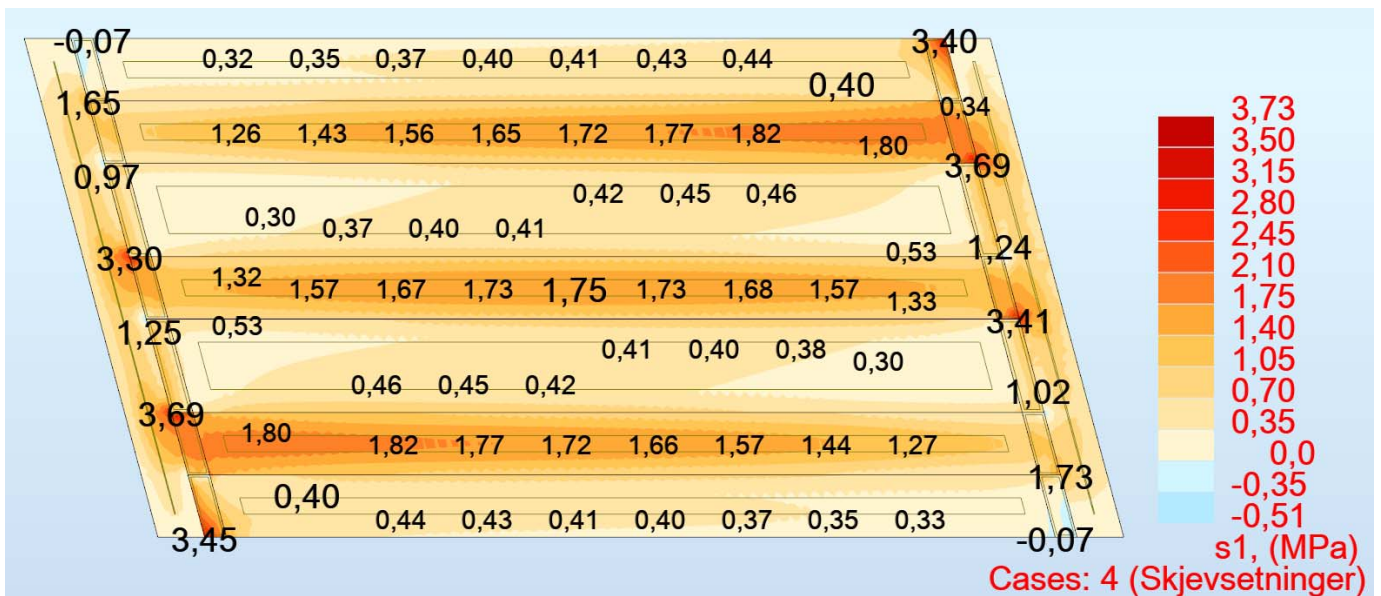
Hovedspenninger i overkant av overbygningen pga. skjevsetning er såpass små at betingstrekkfastheten overskrides kun i noen små punkt (singulariteter).

Hovedspenning 1 - underkant

Spenning fra karakteristisk egenvekt:



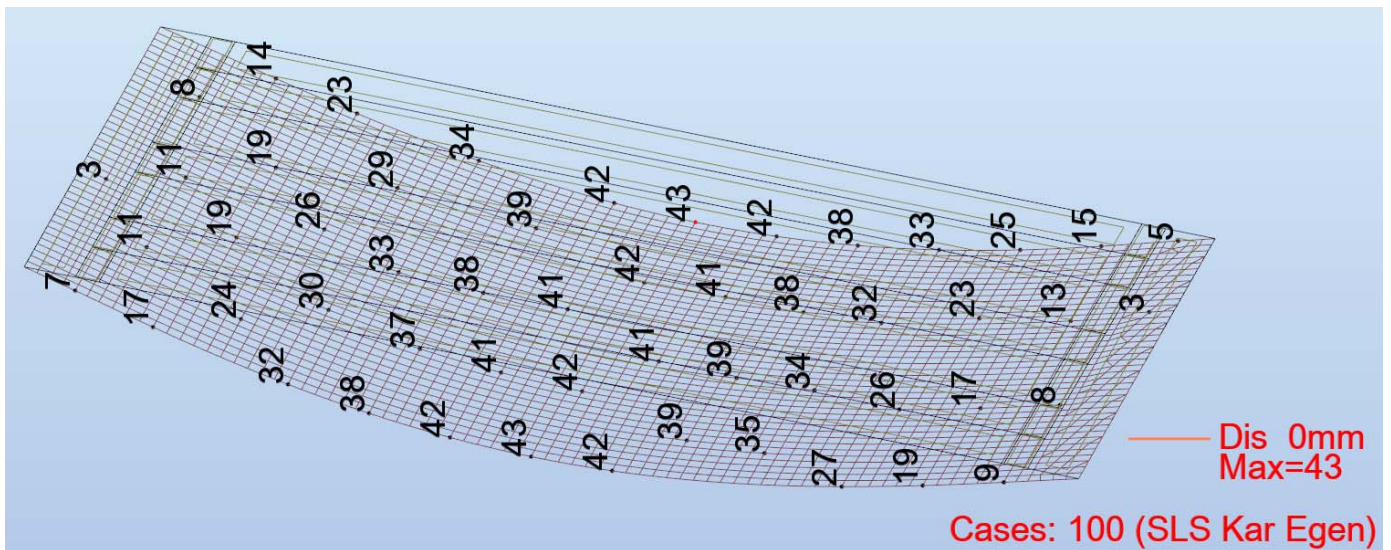
Spenning fra skjevsetning:



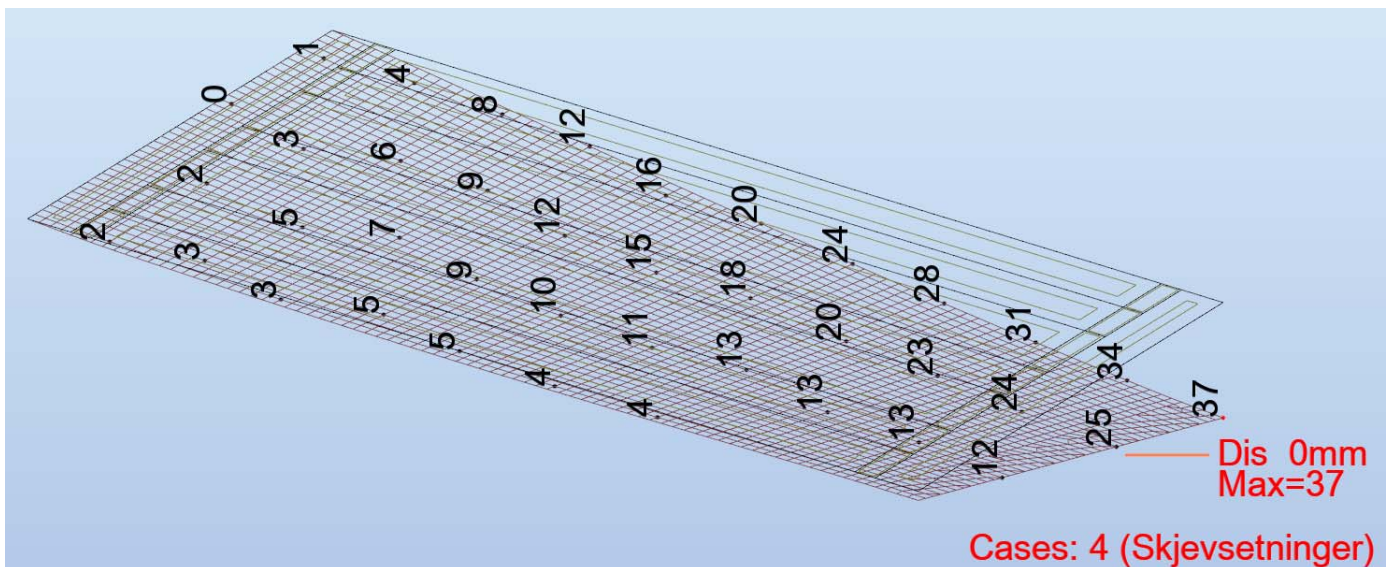
Bjelkene er forutsatt å allerede være opprisset langs det meste av spennvidden, med unntak av den siste delen inn mot opplegg. Figuren ovenfor viser at skjevsetningen gir størst betongtrekkspenninger inn mot oppleggene, noe som medfører at det kan oppstå noen nye riss mot endene av brua der hvor bjelkene tidligere er antatt urisset.

Deformasjon:

Nedbøyning fra karakteristisk egenvekt:



Nedbøyning fra skjevsetning:

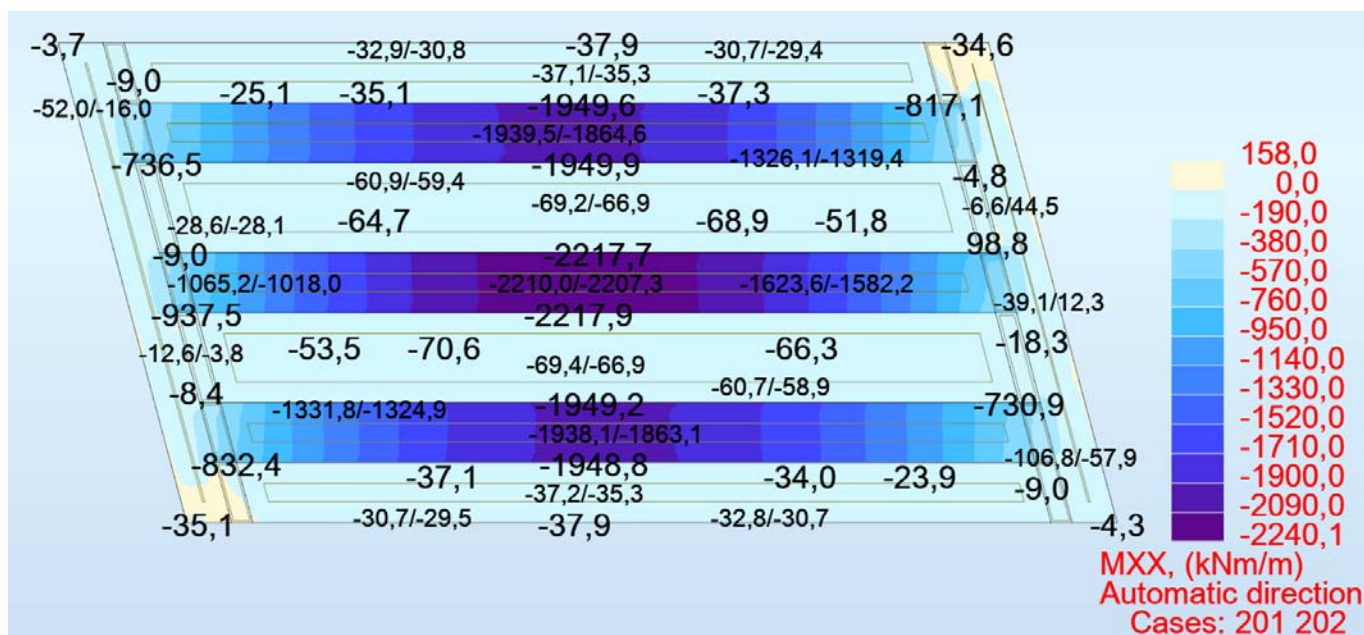


4.4.2 Sammenligning av dimensjonerende lastvirkninger med trafikklast Bk10/60

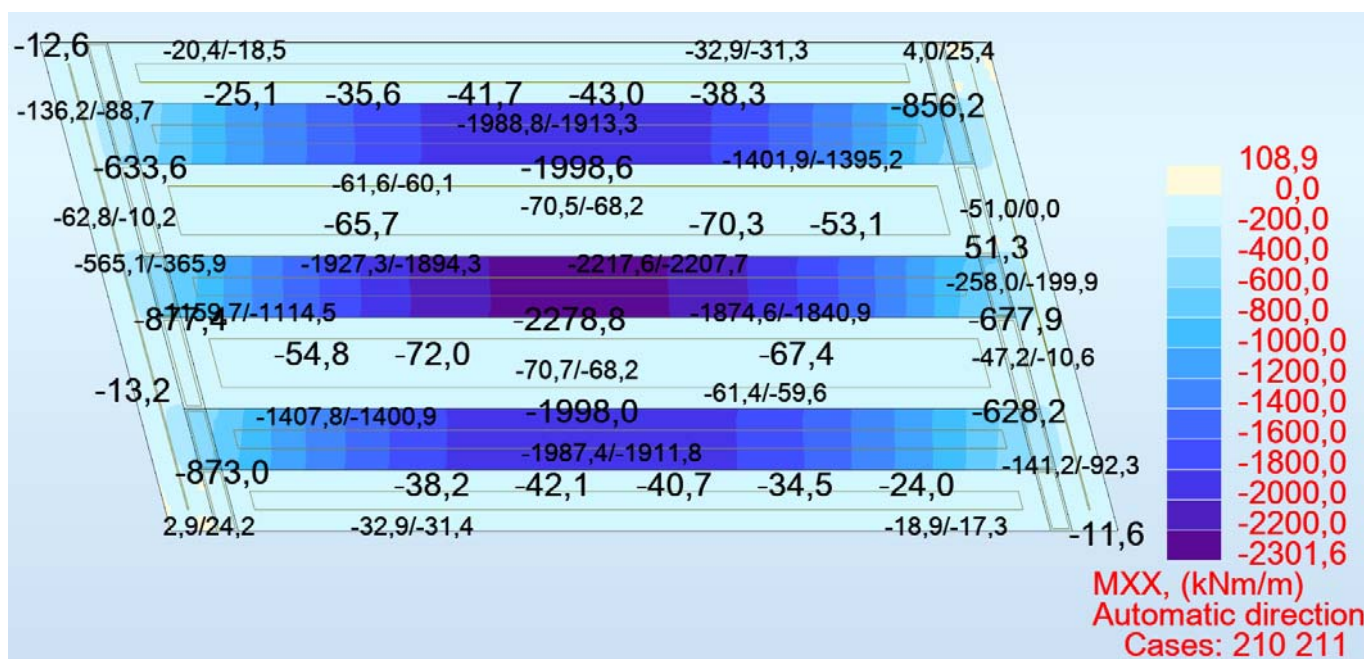
Figurene nedenfor viser dimensjonerende momenter i overbygningen fra lastkombinasjoner med brukslast Bk10/60 i begge lastfelt.

Moment om tverretning bru:

Dimensjonerende moment for Bk10/60 - uten skjevsetning:



Dimensjonerende moment for Bk10/60 - med skjevsetning:



Torsjonsmoment:

Dimensjonerende moment for Bk10/60 - uten skjevsetning:



Dimensjonerende moment for Bk10/60 - med skjevsetning:



4.4.3 Sammenligning av lastvirkninger

$$\text{Økning i } M_{xx}: \frac{-2306.1}{-2240.1} - 1 = 2.9\%$$

$$\text{Endring i } M_{xy}: \frac{-248.1}{-387.7} - 1 = -36\% \quad (\text{ser bort ifra peakverdier som oppstår pga. singulariteter og sammenligner maks } M_{xy} \text{ i den indre bjelken})$$

Resultatene fra FEM-modellen viser følgende endringer i dimensjonerende momenter:

- Torsjonsmomentet pga. skjevsetning har motsatt fortegn av torsjonsmoment fra øvrige laster, noe som medfører en reduksjon av dimensjonerende torsjonsmoment. Pga. grunnforholdene og påført belastning vil den største setningen forekomme på nordsiden av det østre landkaret (som forutsatt i beregningene), og det er dermed ikke aktuelt at torsjonsmomentet fra skjevsetning vil kunne endre fortegn pga. større setning på motsatt side av fundamentet enn forutsatt i beregningene.
- Dimensjonerende moment om bruas lengderetning (M_{yy}) pga. skjevsetning er svært lite og vurderes derfor ikke å ha betydning for bruas bæreevne.
- Økning i dimensjonerende moment om bruas tverretning (M_{xx}) er beregnet til 2,9% pga. den forutsatte skjevsetningen. Nedenfor er det derfor foretatt en kontroll av momentkapasiteten til tverrsnittet. Ved strekk i underkant kan også brudekket regnes med i tverrsnittskapasiteten siden det ligger innenfor trykksonen. Benytter derfor en effektiv bredde på $b_{ef} := 2.5 \text{ m}$ (1,0 m bjelkebredde + 0,75 m dekke på hver side).

$$\text{Trykksonehøydefaktor for balansert armering: } \alpha_{bal} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.69$$

$$\text{Balansert armering: } A_{s,bal} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,40}} \cdot b_{ef} \cdot d_{b,y} \cdot \alpha_{bal} = 43556 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armering i bjelke: } A_{s,b} = 13744 \text{ mm}^2 \quad \square < A_{s,bal} \quad \Rightarrow \text{underarmert}$$

$$\text{Høyde trykksone: } x := \frac{A_{s,b} \cdot f_{yd,50}}{b_{ef} \cdot f_{cd}} = 133.1 \text{ mm}$$

$$\text{Indre momentarm indre bjelke: } z_i := d_{b,i} - 0.4 \cdot x = 632 \text{ mm}$$

$$\text{Indre momentarm ytre bjelke: } z_y := d_{b,y} - 0.4 \cdot x = 587 \text{ mm}$$

$$\text{Momentkapasitet indre bjelke: } M_{Rd,i} := A_{s,b} \cdot f_{yd,50} \cdot z_i = 3334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momentkapasitet ytre bjelker: } M_{Rd,y} := A_{s,b} \cdot f_{yd,50} \cdot z_y = 3097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

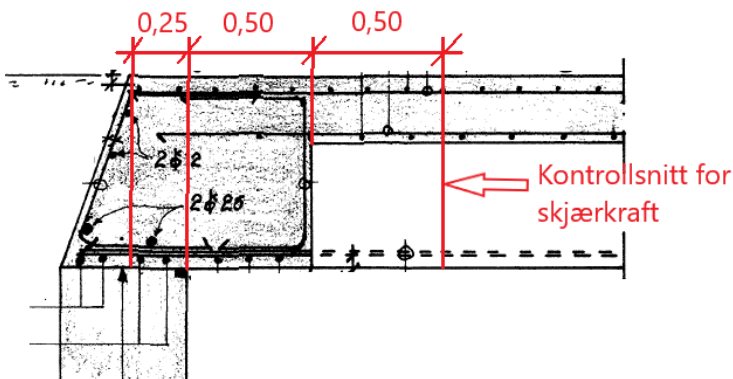
$$\text{Utnyttelse indre bjelke: } \frac{2306.1 \text{ kN} \cdot \text{m}}{M_{Rd,i}} = 69\%$$

$$\text{Utnyttelse ytre bjelker: } \frac{1998.6 \text{ kN} \cdot \text{m}}{M_{Rd,y}} = 65\%$$

Utnyttelsene ovenfor viser at bjelkene ikke er fullt utnyttet for bøyemoment i dimensjonerende lastkombinasjon for Bk10/60 og har kapasitet til å ta den beregnede økningen i bøyemoment. Tilsvarende beregninger er utført også for lastklasse Sv12/65 og Sv12/100, og utnyttelse for disse er 0,74 og 0,76.

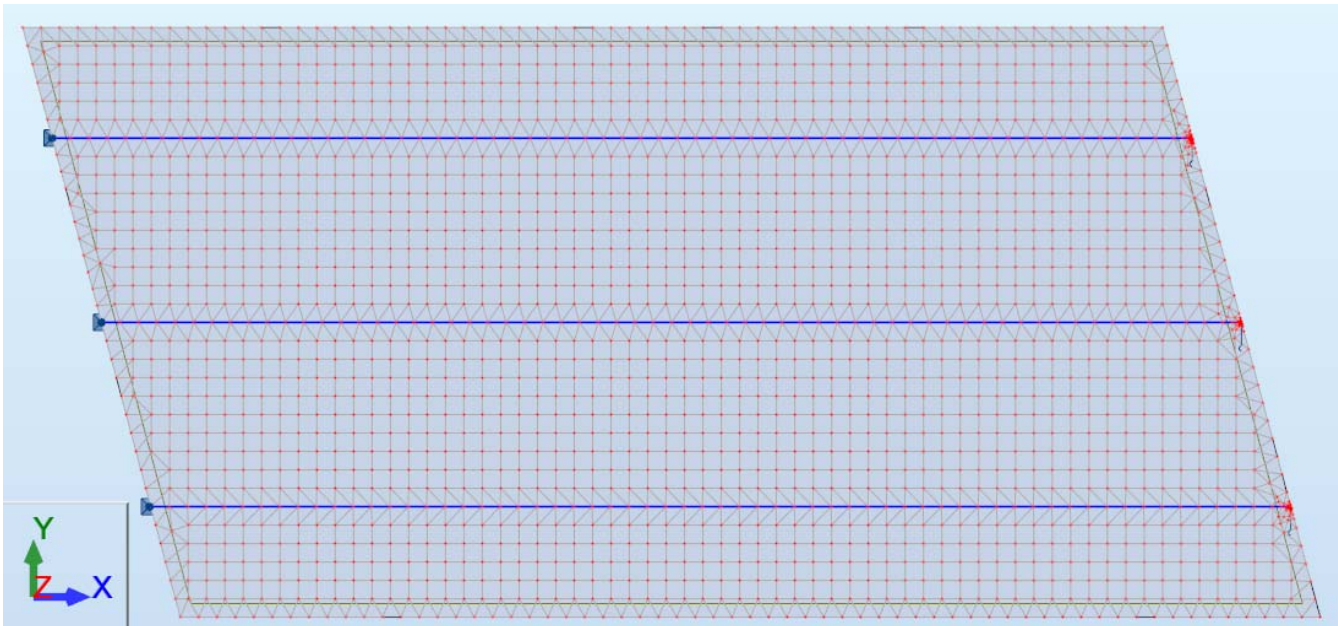
5. Skjærkrefter

Legger kontrollsnitt for skjærkraft i avstand "d" fra kant av tverrbjelken, dvs. ca. 1,25 m fra senter opplegg.



5.1 Skjærkraft fra bjelkemodell i Robot

Benytter en bjelkemodell i Robot for beregning av skjærkrefter i bjelkene, da modellen med kun skallelementer ikke er like godt egnet for beregning av skjærkrefter. Bjelkene forbindes med skallelementer, men stivheten til skallelementene settes svært lav i lengderetning slik at all langsgående bæring blir tatt av bjelkene.



Dimensjonerende skjærkrefter angitt nedenfor er hentet i kontrollsnitt i avstand 1,25 m fra oppleggsaksene.

Dimensjonerende skjærkraft for Bk10/60:

Member/Point (m)/Case	FZ (kN)
39/ user x=1,25000/ 205 (C)	579>>
39/ user x=14,25000/ 202 (C)	-468<<
40/ user x=1,25000/ 206 (C)	584>>
40/ user x=14,25000/ 203 (C)	-518<<
41/ user x=1,25000/ 204 (C)	524>>
41/ user x=14,25000/ 201 (C)	-529<<

Dimensjonerende skjærkraft for Sv12/65:

Member/Point (m)/Case	FZ (kN)
39/ user x=1,25000/ 214 (C)	623>>
39/ user x=14,25000/ 214 (C)	-551<<
40/ user x=1,25000/ 215 (C)	589>>
40/ user x=14,25000/ 215 (C)	-550<<
41/ user x=1,25000/ 213 (C)	556>>
41/ user x=14,25000/ 213 (C)	-614<<

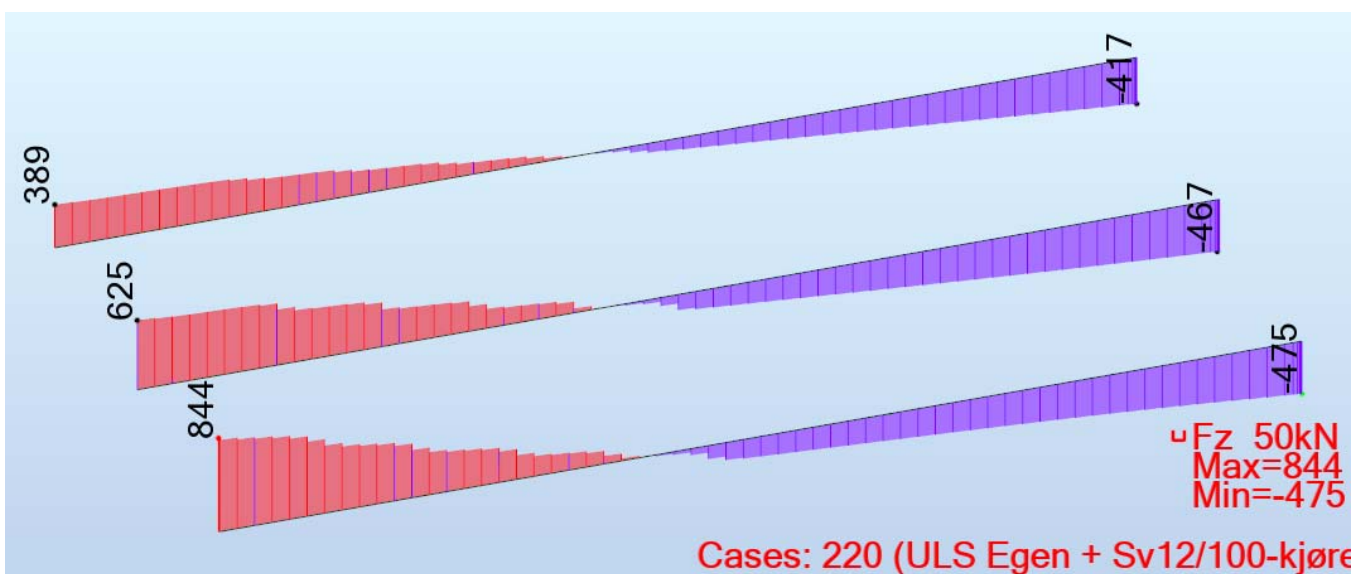
Dimensjonerende skjærkraft for Sv12/100:

Member/Point (m)/Case	FZ (kN)
39/ user x=1,25000/ 220 (C)	721>>
39/ user x=14,25000/ 217 (C)	-590<<
40/ user x=1,25000/ 221 (C)	666>>
40/ user x=14,25000/ 217 (C)	-572<<
41/ user x=1,25000/ 219 (C)	665>>
41/ user x=14,25000/ 216 (C)	-657<<

Maks dimensjonerende skjærkraft:

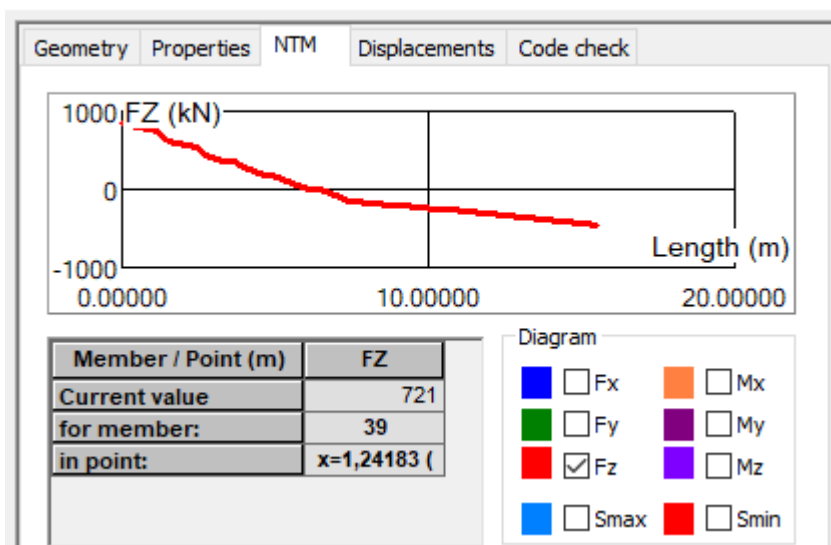
$$V_{Ed} := 721 \text{ kN}$$

Nedenfor er det vist et plot for lastkombinasjonen som gir maks dimensjonerende skjærkraft (1-lastfelt Sv12/100 i tillegg til et lastfelt Bk10/60)



Skjærkraft i avstand 1,25 m fra opplegg i ytre bjelke i lasttilfellet med 1-lastfelt Sv12/100 og et lastfelt Bk10/60 er vist nedenfor:

Member Properties : 39 - 220 (ULS Egen + Sv1...



5.2 Kontroll av dimensjonerende skjærkraft ved håndberegning

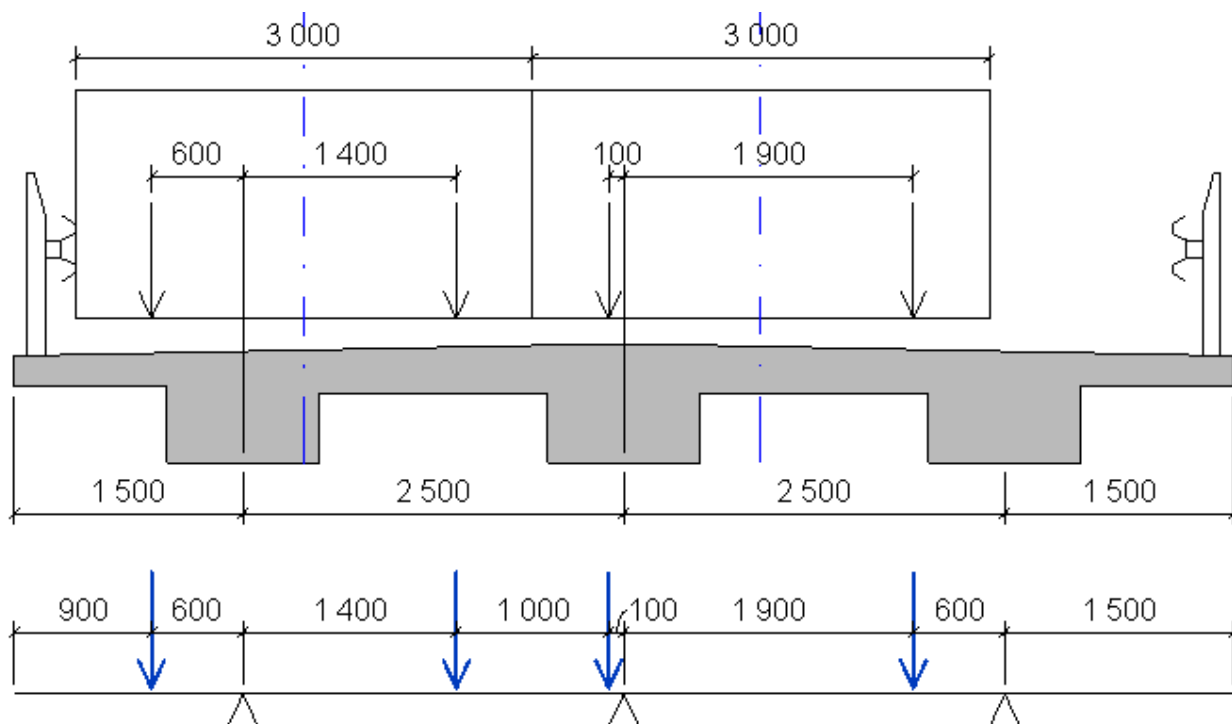
5.2.1 Permanente laster

Total linjelast pr. bjelke: $g_k = 37.5 \frac{kN}{m}$

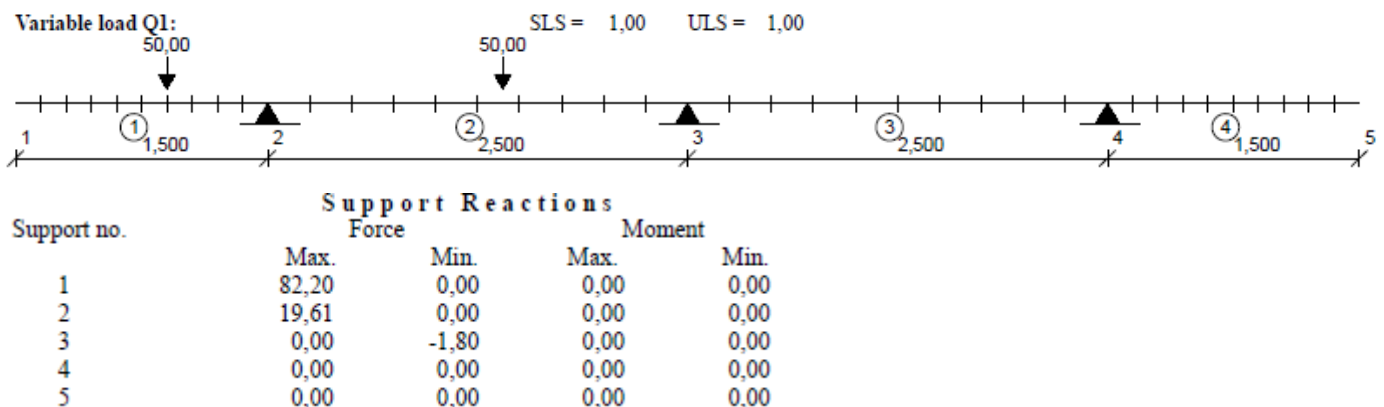
Karakteristisk skjærkraft: $V_{Ek} := g_k \cdot \left(\frac{L}{2} - 1.25 \text{ m} \right) = 243.8 \text{ kN}$

5.2.2 Trafikkklaster

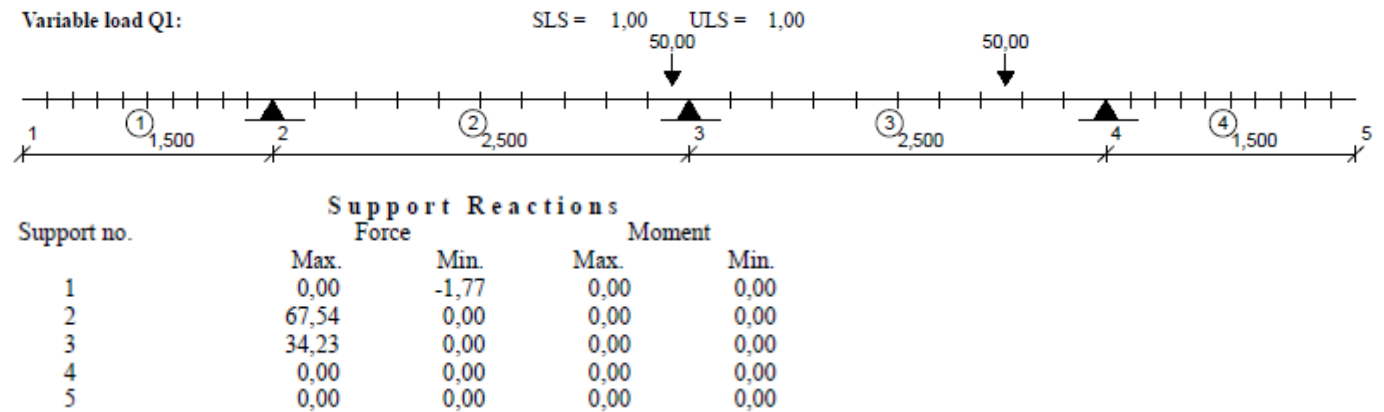
Benytter en forenklet bjelkemodell i tverretning for å beregne sporfaktor for bjelkene. Lastplassering er som angitt på figuren nedenfor:



Statisk modell for beregning av sporfaktor for last i ytre lastfelt:



Statisk modell for beregning av sporfaktor for last i indre lastfelt:



Sporfaktor for midterste bjelke, last i felt 1: $s_{i,1} := 0.196$

Sporfaktor for midterste bjelke, last i felt 2: $s_{i,2} := 0.675$

Sporfaktor for ytre bjelke, last i felt 1: $s_{y,1} := 0.822$

Sporfaktor for ytre bjelke, last i felt 2: $s_{y,2} := -0.018$

Aksellast Bk10/60 vogntog: $P_{10,60} := 63 \text{ kN}$

Aksellast Sv 12/100 vogntog: $P_{12,100} := 120 \text{ kN}$

Linjelast lett trafikk: $q := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Karakteristisk skjærkraft Bk10/60: $V_{Ek,60} := \frac{8 \cdot P_{10,60}}{2} + q \cdot \left(\frac{L}{2} - 1.25 \text{ m} \right) = 291 \text{ kN}$

Karakteristisk skjærkraft Sv12/100: $V_{Ek,100} := \frac{8 \cdot P_{12,100}}{2} + q \cdot \left(\frac{L}{2} - 1.25 \text{ m} \right) = 519 \text{ kN}$

5.2.3 Dimensjonerende skjærkrefter

Skjærkraft i indre bjelke, Bk10/60: $V_{Ed,60,i} := 1.15 \cdot V_{Ek} + 1.3 \cdot V_{Ek,60} \cdot (s_{i,1} + s_{i,2}) = 609.8 \text{ kN}$

Skjærkraft i ytre bjelke, Bk10/60: $V_{Ed,60,y} := 1.15 \cdot V_{Ek} + 1.4 \cdot V_{Ek,60} \cdot s_{y,1} = 615.2 \text{ kN}$

Skjærkraft i indre bjelke, Sv12/100: $V_{Ed,100,i} := 1.15 \cdot V_{Ek} + 1.2 \cdot (V_{Ek,100} \cdot s_{i,2} + V_{Ek,60} \cdot s_{i,1}) = 769.1 \text{ kN}$

Skjærkraft i indre bjelke, Sv12/100: $V_{Ed,100,y} := 1.15 \cdot V_{Ek} + 1.2 \cdot V_{Ek,100} \cdot s_{y,1} = 792.3 \text{ kN}$

Resultatene ovenfor viser rimelig godt samsvar med resultatene fra Robot i kap. 5.1. Verdiene fra håndberegningene er noe høyere, noe som er forventet siden det her er regnet med helt stive opplegg som gir litt dårligere lastspredning enn FEM-modellen. I videre kontroller av bjelkenes skjærkapasitet legges resultater fra FEM-modellen til grunn.

5.3 Kontroll av kapasitet for skjærstrekk

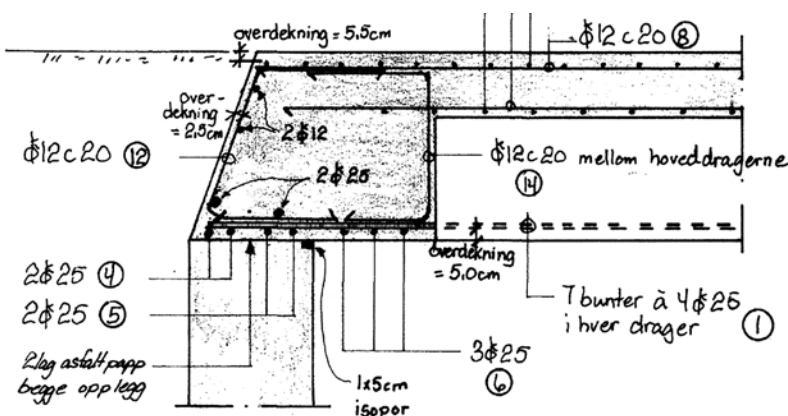
5.3.1 Kapasitet for skjærkraft iht. NS-EN 1992-1

Diameter skjærbøyler:	$\phi_w := 12 \text{ mm}$
Senteravstand skjærbøyler:	$s_w := 125 \text{ mm}$
Areal skjærarmering:	$A_{sw} := 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\phi_w^2}{s_w} = 1810 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$
Innvendig momentarm ytre bjelker:	$z_y := d_{b,y} - 55 \text{ mm} - 0.5 \cdot 12 \text{ mm} = 579 \text{ mm}$
Innvendig momentarm indrebjelke:	$z_i := d_{b,i} - 55 \text{ mm} - 0.5 \cdot 12 \text{ mm} = 624 \text{ mm}$
Flytspenning skjærarmering:	$f_{ywd} := f_{yd,40} = 320 \text{ MPa}$
Vinkel betongtrykkstav:	$\cot\theta := 2.0$
Skjærkapasitet ytre bjelker:	$V_{Rd,s,y} := A_{sw} \cdot z_y \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 670.5 \text{ kN}$
Skjærkapasitet indre bjelke:	$V_{Rd,s,i} := A_{sw} \cdot z_i \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 722.7 \text{ kN}$
Dimensjonerende skjærkraft Sv12/100:	$V_{Ed} = 721.0 \text{ kN}$
Utnyttelse for skjærstrekk:	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s,y}} = 1.08$

Får her en overskridelse av skjærkraftkapasiteten for Sv 12/100. På neste side kontrolleres derfor kapasiteten etter NS3473, da tidligere klassifisering av brua trolig er utført etter denne standarden og ikke Eurokode.

Tilleggskraft i lengdearmeringen:	$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot\theta = 721 \text{ kN}$
Strekkekapasitet armering:	$F_{t,Rd} := A_{s,b} \cdot f_{yd,50} = 5278 \text{ kN}$
Utnyttelse av armering pga. tilleggskraften:	$\frac{\Delta F_{td}}{F_{t,Rd}} = 0.14$

Lengdearmeringen er lavt utnyttet pga. moment i kontrollsnittet for skjærkraft som ligger nært opplegg, og har dermed restkapasitet til å ta tilleggskraften pga. skjær. Det må i tillegg vurderes om armeringen har tilstrekkelig forankring i kontrollsnittet for skjærkraft. Lengdearmeringen er ikke fullforankret i endene da det kun er benyttet endebøyler $\phi 12c200$, men siden snittet ligger ca. 1,5 m fra bruenden vurderes armeringen å være tilstrekkelig forankret til å ta den beregnede tilleggskraften fra skjær.



5.3.2 Kapasitet for skjærkraft iht. NS3473

Strekkfasthet betong B28: $f_{tn} := \left(1.6 + \frac{(1.8 - 1.6)}{30 - 25} \cdot (28 - 25) \right) \text{ MPa} = 1.72 \text{ MPa}$

Materialfaktor betong: $\gamma_c := 1.5$

Dimensjonerende strekkfasthet betong B28: $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.15 \text{ MPa}$

Flytspenning skjærarmring: $f_{sd} := f_{yd.40} = 320 \text{ MPa}$

Areal skjærarmring: $A_{sv} := A_{sw} = 1810 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Vinkel skjærarmring: $\alpha := 90 \text{ deg}$

Faktorer for beregning av skjærkapasitet: $k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$k_v := 1$

Betongens skjærkapasitet, ytre bjelker: $V_{cd.y.1} := 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_{s.b}}{\gamma_c \cdot b_b \cdot d_{b.y}} \right) \cdot b_b \cdot d_{b.y} \cdot k_v = 495.0 \text{ kN}$

$V_{cd.y.2} := 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_b \cdot d_{b.y} \cdot k_v = 440.3 \text{ kN}$

$V_{cd.y} := \min(V_{cd.y.1}, V_{cd.y.2}) = 440.3 \text{ kN}$

Betongens skjærkapasitet, indre bjelke: $V_{cd.i.1} := 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_{s.b}}{\gamma_c \cdot b_b \cdot d_{b.i}} \right) \cdot b_b \cdot d_{b.i} \cdot k_v = 510.5 \text{ kN}$

$V_{cd.i.2} := 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_b \cdot d_{b.i} \cdot k_v = 471.3 \text{ kN}$

$V_{cd.i} := \min(V_{cd.i.1}, V_{cd.i.2}) = 471.3 \text{ kN}$

Armeringens skjærkapasitet, ytre bjelker: $V_{sd.y} := f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot z_y \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 335.3 \text{ kN}$

Armeringens skjærkapasitet, indre bjelke: $V_{sd.i} := f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot z_i \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 361.3 \text{ kN}$

Skjærkapasitet ytre bjelker: $V_{Rd.y} := V_{sd.y} + V_{cd.y} = 775.6 \text{ kN}$

Skjærkapasitet indre bjelke: $V_{Rd.i} := V_{sd.i} + V_{cd.i} = 832.6 \text{ kN}$

Utnyttelse for skjærstrekk: $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.y}} = 0.93$

Ved beregning etter NS3473 kan det regnes med et bidrag fra betongen i kapasitete for skjærstrekk, noe som gir høyere kapasitet enn ved beregning etter Eurokode. Dette medfører en utnyttelse på $0.93 < 1.0 \Rightarrow \text{ok!}$

5.4 Skjærkraft fra skjevsetninger

Den forenklede bjelkemodellen benyttes også for å anslå skjærkrefter i bjelkene fra skjevsetninger. Det er benyttet uopprisset stivhet i hele modellen, noe som er på konservativ side for beregning av tverrsnittskrefter pga. en påført deformasjon.

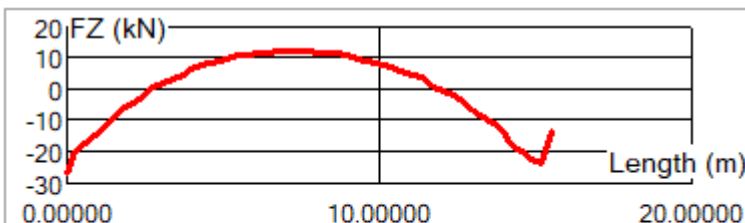
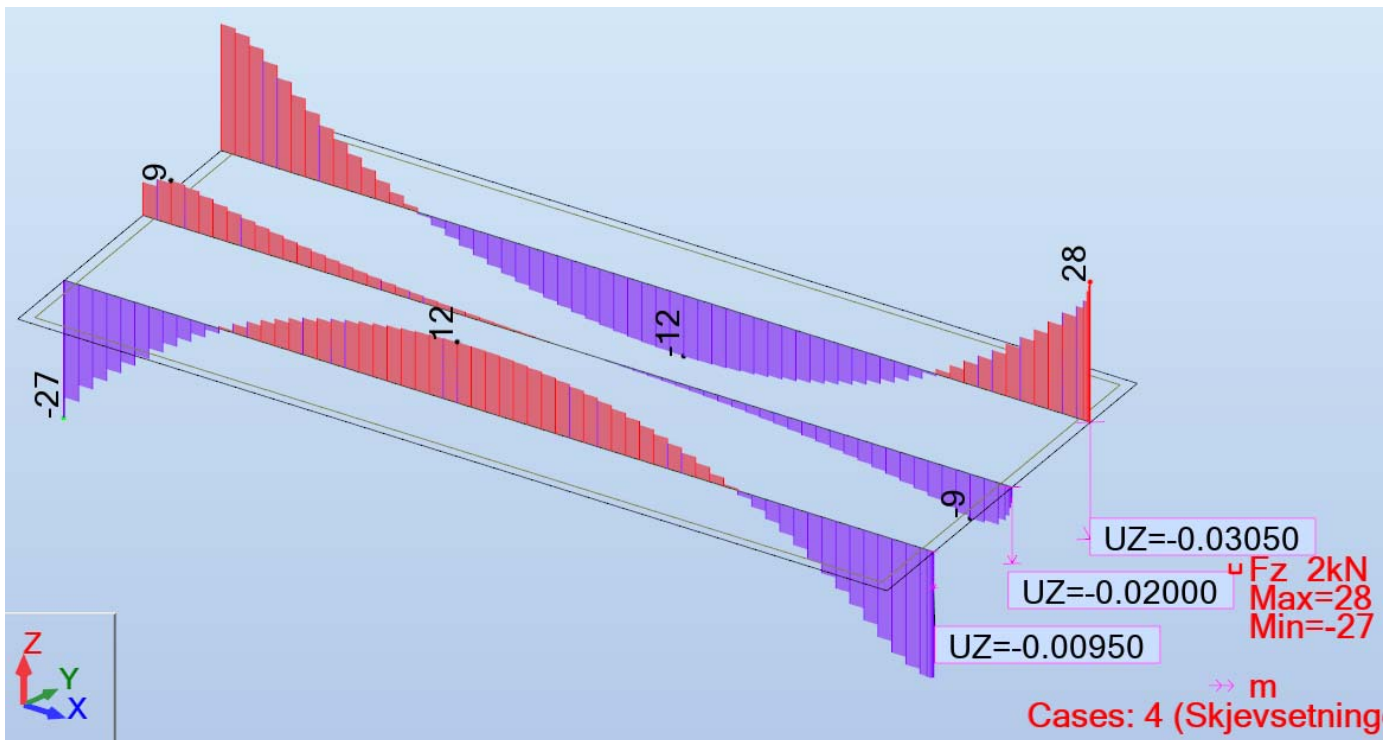
Skjevsetningene påføres i FEM-modellen som en påført deformasjon ved bjelkenes opplegg.

Setning bjelke 1: $40 \text{ mm} \cdot \frac{0.75 \text{ m} + 1.5 \text{ m}}{9.5 \text{ m}} = 9.5 \text{ mm}$

Setning bjelke 2: $40 \text{ mm} \cdot \frac{0.75 \text{ m} + 1.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m}}{9.5 \text{ m}} = 20 \text{ mm}$

Setning bjelke 3: $40 \text{ mm} \cdot \frac{0.75 \text{ m} + 1.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m} + 2.5 \text{ m}}{9.5 \text{ m}} = 30.5 \text{ mm}$

Nedenfor er det vist et plot av skjærkraft i bjelkene pga. påført skjevsetning.



Member / Point (m)	FZ
Current value	-10
for member:	39
in point:	x=1,28205 (

Diagram

☐ Fx	☐ Mx
☐ Fy	☐ My
☒ Fz	☐ Mz

Som vist på figuren til venstre er beregnet skjærkraft i avstand ca. 1,25 m fra opplegg 10 kN. Dette vil si en økning i dimensjonerende skjærkraft på 1,4%.