

Vedlegg A - Egenlast

Referanser i marg for:

Byggforsk 471.031

Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler

(21) $g_{bet} := 25 \frac{kN}{m^3}$ Armert betong

Bjelker

BxH=500*500mm

$$g_{bj} := g_{bet} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m}$$

$$g_{bj} = 6.25 \frac{kN}{m}$$

1.etg

$$l_{bj1} := 648 \text{ m}$$

Total lengde bjelker, 1etg

$$G_{bj1} := l_{bj1} \cdot g_{bj} = (4.05 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

2.etg

$$l_{bj2} := 570 \text{ m}$$

Total lengde bjelker, 2 etg

$$G_{bj2} := l_{bj2} \cdot g_{bj} = (3.563 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

3.etg

$$l_{bj3} := 587 \text{ m}$$

Total lengde bjelker, 3 etg

$$G_{bj3} := l_{bj3} \cdot g_{bj} = ? \text{ kN}$$

$$G_{bj} := G_{bj1} + G_{bj2} + G_{bj3}$$

$$G_{bj} = (1.128 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Total egenlast bjelker

Søylar

LxB=500*500mm

$$g_{søyle} := g_{bet} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m}$$

$$g_{søyle} = 6.25 \frac{kN}{m}$$

1.etg

$$n_{s1} := 87 \quad l_{s1} := 4 \text{ m}$$

87 søylar á 4m

$$G_{s1} := g_{søyle} \cdot (n_{s1} \cdot l_{s1}) = (2.175 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

2.etg

$$n_{s21} := 75 \quad l_{s21} := 4 \text{ m}$$

75 søylar á 4m

$$n_{s22} := 12 \quad l_{s22} := 8 \text{ m}$$

12 søylar á 8m

$$G_{s2} := g_{søyle} \cdot (n_{s21} \cdot l_{s21} + n_{s22} \cdot l_{s22}) = (2.475 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

3.etg

$$n_{s3} := 67 \quad l_{s3} := 4 \text{ m}$$

67 søylar á 4m

$$G_{s3} := g_{søyle} \cdot (n_{s3} \cdot l_{s3}) = (1.675 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_s := G_{s1} + G_{s2} + G_{s3}$$

$$G_s = (6.325 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total egenlast søyler

Etasjeskillere, data

Arealdata hentes fra Solibri Model Viewer

$$A_{1etg} := (2.9 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

Etasjeskiller over 1.etg

$$A_{2etg} := (3 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

Etasjeskiller over 2.etg

$$A_{3etg} := (3.2 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

Etasjeskiller over 3.etg

$$A_{tot} := A_{1etg} + A_{2etg} + A_{3etg}$$

$$A_{tot} = (9.1 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

(52)

Plasstøpt dekke, egenvekt400mm massivt betongdekk+
20mm avrettingsmasse+
halvharde golvbelegg

$$g_{ps} := 10.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hulldekker, egenvekt

$$m_{hd} := 451 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad g_{hulld} := 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

HD400, [V2]

$$g_{plasstøpt} := 0.02 \text{ m} \cdot g_{bet} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

20mm avrettingsmasse

$$g_{hd} := g_{hulld} + g_{plasstøpt} = 4.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast per
kvadratmeter hulldekkeEtasjeskiller, kun plasstøpt

$$G_{ps1} := g_{ps} \cdot A_{1etg} = (3 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

1etg

$$G_{ps2} := g_{ps} \cdot A_{2etg} = (3.1 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

2etg

$$G_{ps3} := g_{ps} \cdot A_{3etg} = (3.3 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

3etg

$$G_{pstot} := G_{ps1} + G_{ps2} + G_{ps3}$$

Total egenlast dersom

$$G_{pstot} = (9.464 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

hele dekket er stedstøpt

Etasjeskiller, kun hulldekker

$$G_{hd1} := g_{hd} \cdot A_{1etg} = (3 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

1etg

$$G_{hd2} := g_{hd} \cdot A_{2etg} = (1.5 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

2etg

$$G_{hd3} := g_{hd} \cdot A_{3etg} = (1.6 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

3etg

$$G_{hdtot} := G_{hd1} + G_{hd2} + G_{hd3}$$

Total egenlast dersom

$$G_{hdtot} = (6.054 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

hele dekket består av
hulldekker

Etasjeskiller, hulldekker + plasstøpt

Arealfordeling

Hulldekker

$$A_{hd1} := 1.564 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

$$A_{hd2} := 1.564 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

$$A_{hd3} := 1.41 \cdot 10^3 \text{ m}^2$$

Plasstøpt

$$A_{ps1} := A_{1etg} - A_{hd1} = (1.336 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

$$A_{ps2} := A_{2etg} - A_{hd2} = (1.436 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

$$A_{ps3} := A_{3etg} - A_{hd3} = (1.79 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

1etg

2etg

3etg

$$G_{komb1} := g_{ps} \cdot A_{ps1} + g_{hd} \cdot A_{hd1}$$

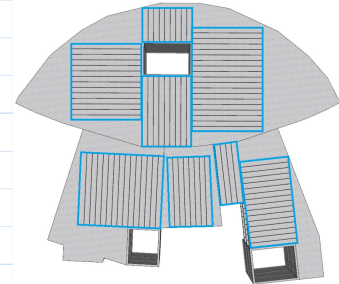
$$G_{komb2} := g_{ps} \cdot A_{ps2} + g_{hd} \cdot A_{hd2}$$

$$G_{komb3} := g_{ps} \cdot A_{ps3} + g_{hd} \cdot A_{hd3}$$

$$G_{komb1} = (2.2 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad 1\text{etg}$$

$$G_{komb2} = (2.3 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad 2\text{etg}$$

$$G_{komb3} = (2.6 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad 3\text{etg}$$



Figur V1

$$G_{kombtot} := G_{komb1} + G_{komb2} + G_{komb3}$$

$$G_{kombtot} = (6.968 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Total egenlast for kombinasjon av hulldekker og stedstøpt dekke som vist i figur V1

Kombinasjon av hulldekker og stedstøpt dekke benyttes videre

Tak

$$(45) \quad g_t := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Tillegg for ulike takkomponenter}$$

Regner takvindu som betongtak forenklet

$$\text{Tak} = \text{Tak}(3.\text{etg}) + \text{Vindusarealer} + \text{Tak}(2.\text{etg})$$

$$A_{3etg} = \text{Tak}(3\text{etg}) + \text{Vindusarealer}$$

$$G_{tak3etg} := g_t \cdot A_{3etg} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_{tak2etg} := 235 \text{ m}^2$$

$$G_{tak2etg} := g_t \cdot A_{tak2etg} = 117.5 \text{ kN}$$

$$A_{tak} := A_{3etg} + A_{tak2etg} \quad A_{tak} = (3.435 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

$$G_{taktot} := g_t \cdot A_{tak} = (1.7 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total egenlast tak

Ikke-bærende vegger

$$(61) \quad g_{ibvi} := 0.4 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Innervegg}$$

$$g_{ibvy} := 0.6 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Yttervegg}$$

$$g_{ibv} := \frac{(g_{ibvi} + g_{ibvy})}{2} = 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Benytter } 0.5kN/m^2 \text{ for alle ikke-bærende vegger}$$

$$\begin{aligned} G_{ibv1} &:= g_{ibv} \cdot A_{1etg} = \left(1.5 \cdot 10^3\right) kN \\ G_{ibv2} &:= g_{ibv} \cdot A_{2etg} = \left(1.5 \cdot 10^3\right) kN \\ G_{ibv3} &:= g_{ibv} \cdot A_{3etg} = \left(1.6 \cdot 10^3\right) kN \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{Plassering av lettvegger kan} \\ \text{varierte, beregninger gjøres} \\ \text{pr } m^2 \text{ dekke.} \end{array}$$

$$G_{ibv} := g_{ibv} \cdot A_{tot} = \left(4.55 \cdot 10^3\right) kN \quad \text{Total egenlast, ikke-bærende vegger.}$$

Relevante laster for dimensjonering av dekker, bjelker og søyler er bestemt.

Følgende kommer laster som føres rett ned i fundament, men som er relevant for seismiske laster og skjevstillingslaster.

Bærende vegger i sjakter

$$t_{bv} := 0.4 \text{ m} \quad h_{bv} := 4 \text{ m} \quad \begin{array}{l} 400\text{mm tykke vegger} \\ 4\text{m høyde per etasje.} \end{array}$$

$$g_{bv} := g_{bet} \cdot t_{bv} \cdot h_{bv} \quad \text{Egenlast per meter sjakt per etasje}$$

$$g_{bv} = 40 \frac{kN}{m}$$

Må multiplisere med lengde av de fire veggene i hver sjakt.

Dimensjoner for 3 avstivende sjakter

$$\begin{array}{lll} l_1 := 7.9 \text{ m} & b_1 := 10.1 \text{ m} & \text{Sjakt1} \\ l_2 := 8.3 \text{ m} & b_2 := 7.2 \text{ m} & \text{Sjakt2} \\ l_3 := 7.5 \text{ m} & b_3 := 10.9 \text{ m} & \text{Sjakt3} \end{array}$$

$$\begin{aligned} G_{bv1} &:= g_{bv} \cdot 2 \cdot (l_1 + b_1) = \left(1.44 \cdot 10^3\right) kN & \text{Sjakt1} \\ G_{bv2} &:= g_{bv} \cdot 2 \cdot (l_2 + b_2) = \left(1.24 \cdot 10^3\right) kN & \text{Sjakt2} \\ G_{bv3} &:= g_{bv} \cdot 2 \cdot (l_3 + b_3) = \left(1.472 \cdot 10^3\right) kN & \text{Sjakt3} \\ G_{bv} &:= G_{bv1} + G_{bv2} + G_{bv3} \end{aligned}$$

$$G_{bv} = \left(4.152 \cdot 10^3\right) kN \quad \text{Egenlast for sjakter per etasje}$$

Trapper

$$g_{trapp} := 6 \frac{kN}{m^2} \quad [V3]$$

$$G_{tr} := 3 \cdot g_{trapp} \cdot 6 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} \quad 6\text{m} \times 5\text{m} \text{ trapp i 3 sjakter.}$$

$$G_{tr} = 540 \text{ kN} \quad \text{Egenlast for trapper per etasje.}$$

Beregner egenlaster tilknyttet hver etasje

Regner halve vegger, søyler og trapperom til hver etasje

Egenlast dekke 3

$G_{tak3etg} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Tak
$G_{komb3} = (2.553 \cdot 10^4) \text{ kN}$	Dekke
$G_{bj3} = (3.669 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Bjelker
$G_{s3} = (1.675 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Søyler
$G_{bv} = (4.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Bærende vegger
$G_{ibv3} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Ikke-bærende vegger
$G_{tr} = 540 \text{ kN}$	Trapp

$$G_3 := G_{komb3} + G_{tak3etg} + G_{bj3} + \frac{(G_{s3} + G_{bv3} + G_{ibv3} + G_{tr})}{2}$$

$$G_3 = (3.344 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad \text{Egenlast, øverste dekke}$$

Egenlast dekke 2

$G_{komb2} = (2.26 \cdot 10^4) \text{ kN}$	
$G_{tak2etg} = 117.5 \text{ kN}$	
$G_{bj2} = (3.563 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
$G_{s2} = (2.475 \cdot 10^3) \text{ kN}$	$G_{s3} = (1.675 \cdot 10^3) \text{ kN}$
$G_{bv} = (4.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$	
$G_{ibv2} = (1.5 \cdot 10^3) \text{ kN}$	$G_{ibv3} = (1.6 \cdot 10^3) \text{ kN}$
$G_{tr} = 540 \text{ kN}$	

$$G_2 := G_{komb2} + G_{tak2etg} + G_{bv} + G_{tr} + G_{bj2} + \frac{(G_{s2} + G_{s3} + G_{ibv2} + G_{ibv3})}{2}$$

$$G_2 = (3.46 \cdot 10^4) \text{ kN} \quad \text{Egenlast, dekke 2}$$

Egenlast dekke 1

$$G_{komb1} = (2.156 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$G_{bj1} = (4.05 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{s1} = (2.175 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{bv} = (4.152 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{ibv1} = (1.45 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{tr} = 540 \text{ kN}$$

$$G_{s2} = (2.475 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{ibv2} = (1.5 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_1 := G_{komb1} + G_{bj1} + G_{bv} + G_{tr} + \frac{(G_{s1} + G_{s2} + G_{ibv1} + G_{ibv2})}{2}$$

$$G_1 = (3.41 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Egenlast, dekke 1

$$G := G_3 + G_2 + G_1$$

$$G = (1.021 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

Total egenlast over grunnivå

Vedlegg B - Nyttelast

Referanser i marg for:

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.

Del 1-1: Allmenne laster.

Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger

Byggedelen består av rom med mange ulike funksjoner. Kontorer, fellesområder og beboerrom settes alle inn under kategorien kontorarealer, for å gjøre beregningsprosessen oversiktlig.

I nederste etasje benyttes det kategori for parkeringanlegg. Inkluderes i dette vedlegget, men ikke av relevans for dimensjoneringer.

	<u>Nyttelast</u>	
Tab NA.6.1	Brukskategori B	Kontorarealer
Tab 6.7	Brukskategori F	Parkeringskjeller
Tab NA.6.2	$P_B := 3.0 \frac{kN}{m^2}$	kat. B
Tab NA.6.8	$P_F := 2.5 \frac{kN}{m^2}$	kat. F
	<u>Etasjeskillere, data</u>	
	Ingen nyttelast på tak	
	$A_{2etg} := (3 \cdot 10^3) m^2$	2.etg
	$A_{1etg} := (2.9 \cdot 10^3) m^2$	1.etg
	$A_{grg} := (2854) m^2$	Garasje
	<u>Krefter pr etasje</u>	
	$P_2 := P_B \cdot (A_{2etg})$	
	$P_2 = (9 \cdot 10^3) kN$	2.etg
	$P_1 := P_B \cdot (A_{1etg})$	
	$P_1 = (8.7 \cdot 10^3) kN$	1.etg
	$P_{totB} := P_B \cdot (A_{2etg} + A_{1etg}) = (1.77 \cdot 10^4) kN$	Total nyttelast for kategori B
	Nyttelast for garasje ikke av betydning for dimensjonering av dekker, søyler og bjelker	
	$P_{grg} := P_F \cdot A_{grg}$	
	$P_{grg} = (7.135 \cdot 10^3) kN$	Garasje

Vedlegg C - Snølast manuell beregning

Referanser i marg for:

Eurokode 1: Laster på konstruksjoner

Del 1-3: Allmenne laster

Snølaster

Regner formel (5.1) forenklet

Tab NA.4.1
(901)

$$S_{k0} := 2.0 \frac{kN}{m^2} \quad H_g := 150 \text{ m} \quad \Delta S_k := 0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Bergen kommune}$$

Koten til tomten er 45m. Det er ikke nok til å få tillegg på snølaster

$$H < H_g \quad n := 0$$

$$S_k := S_{k0} + n \cdot \Delta S_k \quad \text{Ingen maksverdi for } S_k$$

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

Tab 5.2

Formfaktor, μ_i
 $\mu_i := 0.8$

Ingen ras fra nabotak
Ingen fonning
Flatt tak

$C_e := 1$ Eksponeringsfaktor
 $C_t := 1$ Termisk koeffisient

Karakterisitsk snølast

(5.1)

$$S := \mu_i \cdot S_k$$

$$S = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

Takarealer

$$A_{3etg} := (3.2 \cdot 10^3) \text{ m}^2 \quad \text{3.etg}$$

$$A_{tak2etg} := 235 \text{ m}^2 \quad \text{2.etg}$$

$$A_{tak} := A_{3etg} + A_{tak2etg} \quad \text{Total}$$

Snølast pr etasje

$$S_3 := S \cdot A_{3etg} \quad S_3 = (5.12 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$S_2 := S \cdot A_{tak2etg} \quad S_2 = 376 \text{ kN}$$

$$S_{tot} := S \cdot A_{tak} \quad S_{tot} = (5.496 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Vedlegg D – Snølast i Lastberegninger

Snølast, vedlegg

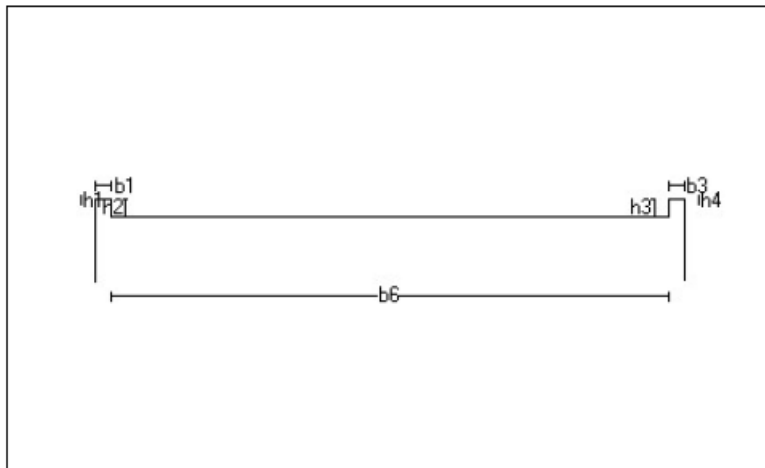
Titel Snølast		Side 1	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-3: Snølast

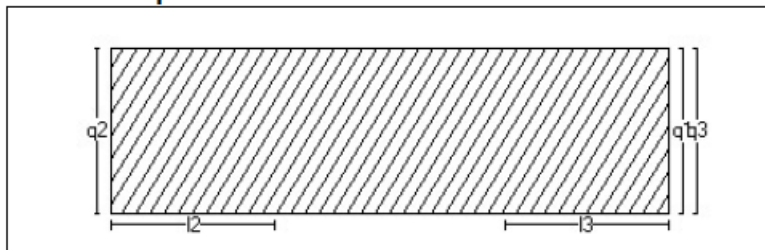
Data er lagret på fil: C:\Users\tords\Dropbox\Hva nå 2020\Beregninger\snølast OS.sls

1. Geometri



b1	500	mm
h1	0	mm
h2	500	mm
b6	17000	mm
b3	500	mm
h4	0	mm
h3	500	mm

2. Snølast på tak



Last nr.:1		
q1	1,60	kN/m ²
q2	1,60	kN/m ²
q3	1,60	kN/m ²
l3	5000	mm
l2	5000	mm

3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	
Byggets plassering (moh)	
Eksponeeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	2 kN/m ²

Terrengformfaktor og turbulensfaktor

Ser på østavind. Hindringer ligger øst/nordøst for bygget

I le av Lyderhorn

$$\theta_{lyderhorn} := \frac{\text{atan}\left(\frac{175 \text{ m}}{300 \text{ m}}\right)}{\text{deg}} \quad \theta_{lyderhorn} = 30.3 \quad \text{Helningsvinkel}$$

$$30 \text{ deg} < \theta < 40 \text{ deg}$$

$$L_{lh} := 1000 \text{ m}$$

$$H_{lh} := 350 \text{ m}$$

Avstand fra helning
Topp helning

$$8 \cdot H_{lh} = 2.8 \text{ km}$$

$$L_{lh} < 8 \cdot H_{lh}$$

NA.4(901.5)

$$C_{0lh} := 0.9$$

$$k_{1lh} := 1.75$$

Terrengformfaktor
Turbulensfaktor

I le av Skarpafjell

$$\theta_{skarpafjell} := \frac{\text{atan}\left(\frac{125 \text{ m}}{200 \text{ m}}\right)}{\text{deg}} \quad \theta_{skarpafjell} = 32 \quad \text{Helningsvinkel}$$

$$30 \text{ deg} < \theta < 40 \text{ deg}$$

$$L_{sf} := 550 \text{ m}$$

$$H_{sf} := 150 \text{ m}$$

Avstand fra helning
Topp helning

$$8 \cdot H_{sf} = 1.2 \text{ km}$$

$$L_{sf} < 8 \cdot H_{sf}$$

NA.4(901.5)

$$C_{0sf} := 0.9$$

$$k_{1sf} := 1.75$$

Terrengformfaktor
Turbulensfaktor

Gir tilsvarende terrengformfaktor og turbulensfaktor.

For vind fra øst benyttes;

$$C_{0\theta} := 0.9 \quad k_{1\theta} := 1.75$$

NA.4.4	$I_v := \frac{k_{1\theta}}{C_{0\theta} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$	$I_v = 0.4$	Turbulensintensitet
	$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$		Densitet luft
NA.4.5	$k_p := 3.5$		
(4.3)	$v_m := C_r \cdot C_{0\theta} \cdot V_b$	$v_m = 26.1 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
NA.4.5	$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2$	$q_m = 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Stedsvindhastighetstrykk
Tab V.1 a)	<u>Overgangssonefaktor, K3</u>		
	$\Delta n_{BA} := 3 - 1 = 2$ $x_b := 2.3 \text{ km}$	Bygget er i sone III, 2.3km unna sone I Interpolerer mellom x=0.5 og x=2.5	
	$f_1 := 1.25$ $x_1 := 0.5 \text{ km}$	$f_2 := 1.05$ $x_2 := 2.5 \text{ km}$	
	$K_3 := f_1 + (f_2 - f_1) \cdot \frac{(x_b - x_1)}{(x_2 - x_1)}$		
	$K_3 = 1.1$		
	<u>Vindkasthastighetstrykk</u>		
(NA.4.8)	$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_m \cdot K_3$	$q_p = 1.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
	Vindkasthastighetstrykk settes til 1.7 kN/m^2 .		
	Deler bygget inn i soner med tilhørende formfaktorer. Tar hensyn til ulik påvirkning ut ifra hvor vinden kommer fra.		

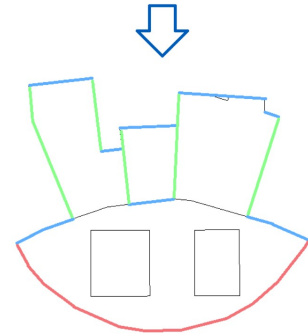
Formfaktorer

Vind fra vest

(Tilsvarende verdier for øst)

Omtrentlige mål

$b_2 := 57 \text{ m}$	Bredde
$l_2 := 57 \text{ m}$	Lengde
$h_2 := 12 \text{ m}$	Høyde
$h_p := 0.5 \text{ m}$	Parapethøyde



Benytter sone G for hele tak

Utvendige formfaktorer for vertikale vegger

Tab 7.1

$$\frac{h_2}{l_2} = 0.2$$

Benytter $h/l = 1$

Til sikker side ettersom omtrentlige mål benyttes

$C_A := -1.2$	$C_D := 0.8$
$C_B := -0.8$	$C_E := -0.5$
$C_C := -0.5$	

Utvendige formfaktorer for flate tak

Tab 7.2

$$\frac{h_p}{h_2} = 0.042$$

Benytter tss $h_p/h = 0.025$

$C_F := -1.6$	
$C_G := -1.1$	
$C_H := -0.7$	
$C_I := 0.2$	(+/-)

Vind fra nord

(Tilsvarende verdier for sør)

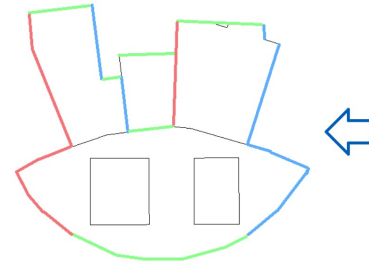
Omtrentlige mål

$b_2 := 57 \text{ m}$ Bredde

$l_2 := 57 \text{ m}$ Lengde

$h_2 := 12 \text{ m}$ Høyde

$h_p = 0.5 \text{ m}$ Parapethøyde



Utvendige formfaktorer for vertikale vegger

Tab 7.1

$$\frac{h_2}{l_2} = 0.2$$

Benytter $h/l = 1.0$

$$C_A := -1.2 \quad C_D := 0.8$$

$$C_B := -0.8 \quad C_E := -0.5$$

$$C_C := -0.5$$

Utvendige formfaktorer for flate tak

Tab 7.2

$$\frac{h_p}{h_2} = 0.042$$

Bruker $h_p/h = 0.025$ til sikker side

$$C_F := -1.6$$

$$C_G := -1.1$$

$$C_H := -0.7$$

$$C_I := 0.2 \quad (+/-)$$

Vindlast i soner

Benytter samme vindkasthastighetstrykk og formfaktorer for alle retninger.
Kan finne vindlast for hver sone som er gyldig for alle retninger.

Karakteristiske laster, utvendige soner

$$q_p = 1.7 \frac{kN}{m^2}$$

Vindkasthastighetstrykk

Positivt fortegn er trykk.
Negativt fortegn er sug.

$$V_A := q_p \cdot C_A = -2 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_F := q_p \cdot C_F = -2.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_B := q_p \cdot C_B = -1.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_G := q_p \cdot C_G = -1.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_C := q_p \cdot C_C = -0.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_H := q_p \cdot C_H = -1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_D := q_p \cdot C_D = 1.3 \frac{kN}{m^2}$$

$$V_I := q_p \cdot C_I = 0.3 \frac{kN}{m^2} \quad (+/-)$$

$$V_E := q_p \cdot C_E = -0.8 \frac{kN}{m^2}$$

Sone I kan opptre som
både trykk og sug

Innvendige formfaktorer

7.2.9

Merknad 2

$$\mu_u := -0.3$$

$$\mu_o := 0.2$$

Benytter mest ugunstig av
0.2 og -0.3Karakteristiske laster, innvendige soner

$$V_{iu} := \mu_u \cdot q_p = -0.504 \frac{kN}{m^2}$$

Innvendig undertrykk

$$V_{io} := \mu_o \cdot q_p = 0.336 \frac{kN}{m^2}$$

Innvendig overtrykk

Finner horisontal vindkraft for global stabilitet

Horisontal vindkraft

$$V_D := 1.3 \frac{kN}{m^2} \quad V_E := -0.8 \frac{kN}{m^2}$$

7.2.2(3)
Merknad

$$K_{red} := 0.85$$

$$h/d < 1$$

Reduksjon for kombinasjon
av "lo og le"

$$q_{vk} := (V_D + |V_E|) \cdot K_{red} = 1.79 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{vk} := 1.79 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_3 := q_{vk} \cdot 4 \text{ m} = 7.16 \frac{kN}{m}$$

Linjelast på tak

$$q_2 := q_3 = 7.16 \frac{kN}{m}$$

Linjelast på etasjeskiller over
2. etg

$$q_1 := q_{vk} \cdot 4 \text{ m} \cdot 1.5 = 10.74 \frac{kN}{m}$$

Linjelast på etasjeskiller over
1. etg
(1+1/2 etasje)

Vertikal vindkraft, nedover

Finner vindkrefter per takareal når det regnes
trykk på tak og innvendig undertrykk

$$V_I = 0.336 \frac{kN}{m^2} \quad V_{iu} := 0.504 \frac{kN}{m^2}$$

Sone I for hele taket.
+ Innvendig undertrykk

Takarealer

$$A_{3etg} := (3.2 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

3. etg

$$A_{tak2etg} := 235 \text{ m}^2$$

2. etg

$$A_{tak} := A_{3etg} + A_{tak2etg}$$

Total

Krefter per etasje

$$V_3 := (V_I + V_{iu}) \cdot A_{3etg}$$

$$V_3 = (2.689 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

3. etg

$$V_2 := (V_I + V_{iu}) \cdot A_{tak2etg}$$

$$V_2 = 197.437 \text{ kN}$$

2. etg

$$V_{tot} := (V_I + V_{iu}) \cdot A_{tak}$$

$$V_{tot} = (2.886 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total vertikal vindkraft

Vertikal vindkraft, oppover

Undersøker om sug på tak og invendig overtrykk kan føre til dimensjonerende situasjon.

$$V_G := 1.8 \frac{kN}{m^2} \quad V_{io} = 0.336 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sone G for hele taket.} \\ \text{+ Innvendig overtrykk}$$

$$V_{opp} := V_G + V_{io}$$

$$V_{opp} = 2.1 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sum oppadrettede vindlaster}$$

Enkel overslagsberegning:

Sammenligner oppadrettet vindlast med kun egenlast for hulldekker

$$G_{hd} := 4.9 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast hulldekker} \\ \text{Vedlegg A}$$

6.10b) Dimensjonerende oppadrettet lastkombinasjon

$$\gamma_{snø} := 0.0 \quad \text{Ingen snølast}$$

$$\gamma_g := 0.9 \quad \text{Lastfaktor, egenlast}$$

$$\gamma_{vind} := 1.5 \quad \text{Lastfaktor, vindlast}$$

$$F_{vind} := V_{opp} \cdot \gamma_{vind} = 3.204 \frac{kN}{m^2} \quad \uparrow$$

$$F_g := G_{hd} \cdot \gamma_g = 4.41 \frac{kN}{m^2} \quad \downarrow$$

$$F_d := F_{vind} - F_g = -1.206 \frac{kN}{m^2} \quad \downarrow$$

Forenklet beregning med konservative lastfaktorer og reduserte egenlast.

I denne situasjonen vil resulterende krefter virke nedover. Ikke en dimensjonerende situasjon.

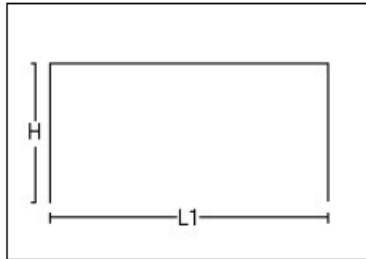
Vedlegg F – Vindlast i Lastberegninger

Vindlaster, vedlegg

Tittel Vindlast		Side 1	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS
 Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
 Data er lagret på fil: C:\Users\tords\Dropbox\Hva nå 2020\Beregninger\Vindlast OS.sls

1. Geometri



H 12500 mm
 L1 50000 mm

Byggets lengde, L2: 50000 mm
 Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: $hp/h=0,025$

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s
 Byggested, høyde over havet (m): 45 Calt: 1
 Returperiode (år): 50 Cprob: 1
 Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året
 Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1
 Basisvindhastighet: 26 m/s
 Høyde Z over grunnivået: 48 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.
 Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,22 Ruhetslengden Zo (m): 0,3 Zmin (m): 8 Vm (m/s): 29,03 Cr: 1,12

OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.
 Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s): 37,47 Cr: 1,44
 Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring Xb (m): 2300
 Overgangsfaktor Cs(Xb): 1,12 Vm(z) : 32,7(lign NA.4(901.2/3))

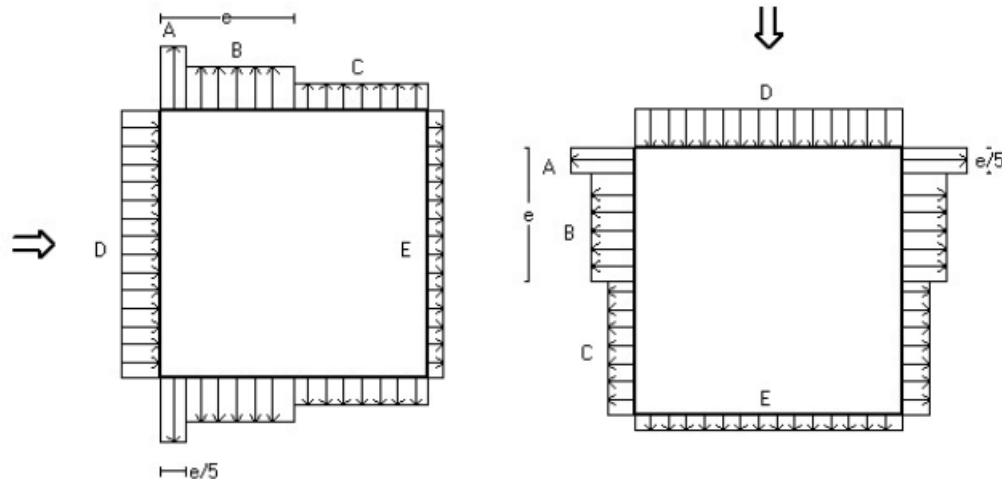
TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.
 Terrengformfaktor Co(z): 0,9 Turbulensfaktor Ki: 1,75

Vkast: 48,91 m/s
 Qkast: 1,495 kN/m²

Titel Vindlast		Side 2	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=25000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=25000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,79	-1,20	-0,75	1,05	-0,45
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-2,09	-1,64	-0,75	1,50	-0,45
Utstrekning (mm)	5000	20000	25000	50000	50000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,79	-1,20	-0,75	1,05	-0,45
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-2,09	-1,64	-0,75	1,50	-0,45
Utstrekning (mm)	5000	20000	25000	50000	50000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,45	0,30

Titel Vindlast		Side 3
Prosjekt Bachelor	Ordre	Siga TS ASS Dato 11-05-2020

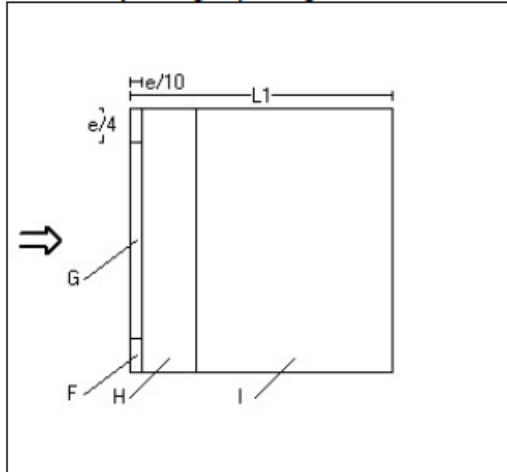
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=50000 mm L2=50000 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m²)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



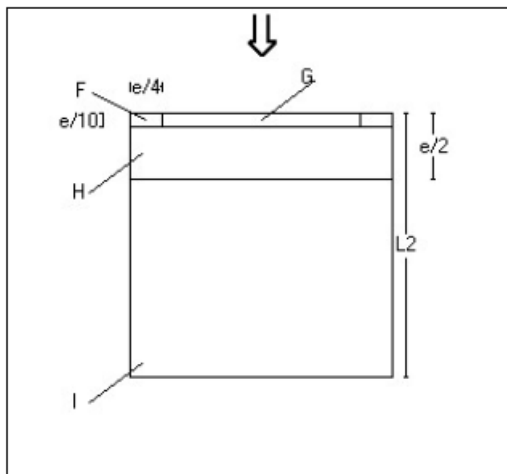
Utstrekning (mm)

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

	Cpe,10	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,60	-2,39	6250x2500
G	-1,10	-1,64	37500x2500
H	-0,70	-1,05	50000x10000
I	+/-0,20	+/-0,30	50000x37500



Utstrekning (mm)

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

	Cpe,10	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,60	-2,39	6250x2500
G	-1,10	-1,64	37500x2500
H	-0,70	-1,05	50000x10000
I	+/-0,20	+/-0,30	50000x37500

Vindlast i Lastberegninger

Titel Vindlast		Side 4
Prosjekt Bachelor	Ordre	Siga TS ASS Dato 11-05-2020

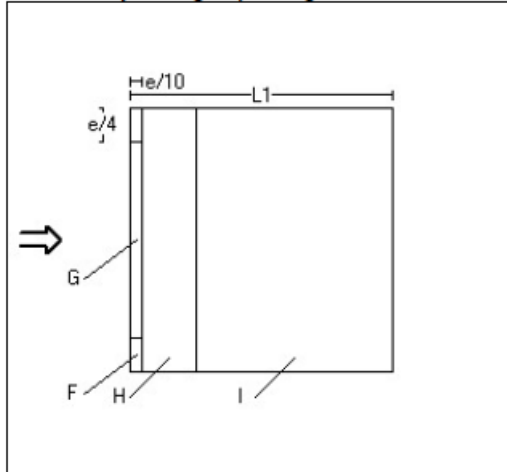
Taktype: Flatt tak

L1=50000 mm L2=50000 mm

$C_{pe,1}$ Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



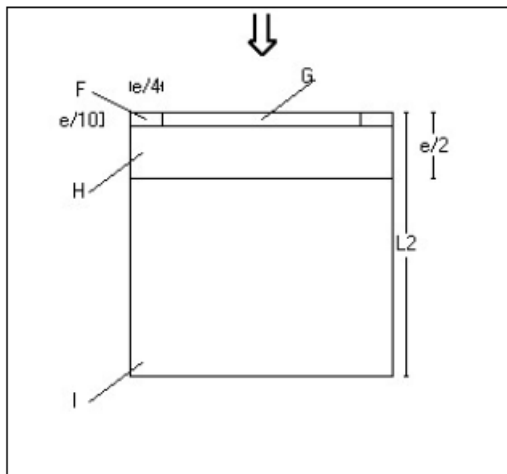
Utstrekning (mm)

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,20	-3,29	6250x2500
G	-1,80	-2,69	37500x2500
H	-1,20	-1,79	50000x10000
I	+/-0,20	+/-0,30	50000x37500



Utstrekning (mm)

e=25000

e/4=6250

e/10=2500

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,20	-3,29	6250x2500
G	-1,80	-2,69	37500x2500
H	-1,20	-1,79	50000x10000
I	+/-0,20	+/-0,30	50000x37500

Vedlegg G - Seismisk last

Referanser i marg for:

Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

Utelatelseskriterier

- NA.3.2.1(5)P
Tab NA.4
(902)
- 1) Svært lav seismisitet
 - 2) Seismisk klasse I
 - 3) Dimensjonerende responspektrum
 - 4) Vind og skjevstilling gir større skjærkrefter enn seismisk last

Oppfylles noen av kriteriene?

NA.3.2.1(5)P Utelatelseskriterium 1) $a_g \cdot S < 0.05 \cdot g$
 a_g er dimensjonerende grunnakselerasjon. Avhenger av seismisk faktor, γ_1 , og spissverdi for grunnakselerasjon, a_{g40Hz} .

Tab NA.4
(901)+(902) $\gamma_1 := 1.4$ Institusjonsbygg
Konsekvenser av kollaps

Fig NA.3
(901) $a_{g40Hz} := 0.85 \frac{m}{s^2}$ Bergen
Forventet akselerasjon i grunn
for valgt område

3.2.2.2 $a_g := a_{g40Hz} \cdot 0.8 \cdot \gamma_1$
 $a_g = 0.952 \frac{m}{s^2}$ Dimensjonerende grunnakselerasjon

S er en forsterkningsfaktor bestemt av stivheten til grunnmaterialer.

Tab NA.3.1 Grunntype A Fjell og sprengstein

Tab NA.3.3 $S := 1.0$ Forsterkningsfaktor

Krav: $a_g \cdot S < 0.05 \cdot g$

$$a_g \cdot S = 0.952 \frac{m}{s^2} \quad 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2} \quad a_g \cdot S > 0.05 \cdot g$$

For høy seismisitet
Utelatelseskriterium ikke oppfylt.

Tab NA.4 (902) Utelatelseskriterium 2) Seismisk klasse I

Instutisjonsbygg gir seismisk klasse III

Utelatelseskriterium ikke oppfylt

(NA.3.2.1(4)) Krav for å dimensjonere etter bestemmelser for lav seismisitet:
 $a_g \cdot S < 0.01 \cdot g$

$$a_g \cdot S = 0.952 \frac{m}{s^2} \quad 0.1 \cdot g = 0.981 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g \cdot S < 0.1 g$$

Kan dimensjonere etter bestemmelser for lav seismisitet

Tverrkraftmodellen

Tverrkraftmodellen benyttes for å bestemme skjærkrefter på bygg som har enkel utforming, og regularitet i plan og oppriss. Bruker forenklet denne for FFM selv om krav ikke er oppfylt.

Skjærkrefter avhenger av dimensjonerende responspekter for første svingeperiode, $S_d(T_1)$, og størrelsen på vertikallaster, m.

Bygg over flere etasjer kan redusere dimensjonerende krefter med faktoren, λ .

Beregner første svingeperiode, T_1 , forenklet

4.3.3.2.2

$$C_t = 0.075 / \sqrt{A_c}$$

(4.8)

$$A_c = \sum A_i \cdot \left(0.2 + \left(\frac{I_w}{H} \right)^2 \right)$$

Veggskiver av betong

Totale effektive areal av skjærvegger i 1.etg

$$A_i = b_i \cdot I_w \quad H := 12 \text{ m}$$

I_w er veggens lengde
 b_i er veggens tykkelse
 H er høyde fra bakkenivå

Dimensjoner for 3 avstivende sjakter

$$b_v := 0.4 \text{ m}$$

$$I_{w1x} := 7.9 \text{ m}$$

$$I_{w2x} := 8.3 \text{ m}$$

$$I_{w3x} := 7.5 \text{ m}$$

$$I_{w1y} := 10.1 \text{ m}$$

$$I_{w2y} := 7.2 \text{ m}$$

$$I_{w3y} := 10.9 \text{ m}$$

Sjakt 1

Sjakt 2

Sjakt 3

Beregner skjærareal for to ortogonale retninger

"X-retning"

"Y-retning"

$$\text{Sjakt 1} \quad A_{1x} := 2 \cdot \left(I_{w1x} \cdot b_v \cdot \left(0.2 + \frac{I_{w1x}}{H} \right)^2 \right) \quad A_{1y} := 2 \cdot \left(I_{w1y} \cdot b_v \cdot \left(0.2 + \frac{I_{w1y}}{H} \right)^2 \right)$$

$$\text{Sjakt 2} \quad A_{2x} := 2 \cdot \left(I_{w2x} \cdot b_v \cdot \left(0.2 + \frac{I_{w2x}}{H} \right)^2 \right) \quad A_{2y} := 2 \cdot \left(I_{w2y} \cdot b_v \cdot \left(0.2 + \frac{I_{w2y}}{H} \right)^2 \right)$$

$$\text{Sjakt 3} \quad A_{3x} := 2 \cdot \left(I_{w3x} \cdot b_v \cdot \left(0.2 + \frac{I_{w3x}}{H} \right)^2 \right) \quad A_{3y} := 2 \cdot \left(I_{w3y} \cdot b_v \cdot \left(0.2 + \frac{I_{w3y}}{H} \right)^2 \right)$$

$$A_{cx} := A_{1x} + A_{2x} + A_{3x}$$

$$A_{cy} := A_{1y} + A_{2y} + A_{3y}$$

$$A_{cx} = 14.019 \text{ m}^2$$

$$A_{cy} = 23.165 \text{ m}^2$$

$$(4.7) \quad C_{tx} := \frac{0.075 \text{ s} \cdot \text{m}^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{A_{cx}}} = 0.02 \frac{1}{\text{m}^{\frac{3}{4}}} \cdot \text{s}$$

$$C_{ty} := \frac{0.075 \text{ s} \cdot \text{m}^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{A_{cy}}} = 0.016 \frac{1}{\text{m}^{\frac{3}{4}}} \cdot \text{s}$$

[4.3.3.2.2(3)] Første egensvingeperiode

$$(4.6) \quad T_{1x} := C_{tx} \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad T_{1y} := C_{ty} \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$T_{1x} = 0.129 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 0.1 \text{ s}$$

For at gjennomførte beregninger for første svingeperiode skal være gyldig, må følgende krav være oppfylt: [V2]

$$(1) T_1 < \left[\begin{array}{c} 4 \cdot T_c \\ 2 \text{ s} \end{array} \right] \quad (2) \text{ Regularitet i høyde}$$

Tab NA.3.3 $T_b := 0.1 \text{ s}$ $T_c := 0.2 \text{ s}$ $T_d := 1.7 \text{ s}$

(Grunntype A)
Beskriver knekkpunkter

$$T_{1x} = 0.129 \text{ s} \quad T_{1x} < \left[\begin{array}{c} 0.8 \\ 2 \text{ s} \end{array} \right] \quad \text{OK}$$

$$T_{1y} = 0.1 \text{ s} \quad T_{1y} < \left[\begin{array}{c} 0.8 \\ 2 \text{ s} \end{array} \right] \quad \text{OK}$$

Regner forenklet som om bygget har regularitet i høyde, selv om det ikke er tilfellet. OK

Dimensjonerende responspekter

Dimensjonerer for lav duktilitet, DCL. Da er $q \leq 1.5$. Benytter $q=1.5$

3.2.2.5(4)P $q := 1.5$
 $T_b \leq T_{1x} \leq T_c$ $T_b \leq T_{1y} \leq T_c$

Egensvingeperiode i dette intervallet gir følgende responspekter:

(3.14) $S_{dx}(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$ $S_{dx}(T) = 1.587 \frac{m}{s^2}$

$S_{dy}(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$ $S_{dy}(T) = 1.587 \frac{m}{s^2}$

$S_d(T) := S_{dx}(T)$
 $S_d(T) := S_{dy}(T)$ Dimensjonerende responspekter er lik for de to retningene. Benytter et felles responspekter som er gjeldene for begge ortogonale retninger

Utelatelseskriterium 3 og 4 inkluderes ikke grunnet forenklinger gjort.

Ingen utelatelseskriterier oppfylles. Seismiske krefter må beregnes. Seismisk situasjon betegnes som ulykkeslast og dimensjoneres på grunnlag av dette.

Kombinasjonsfaktorer

tab NA.A1.1 [V4] $\psi_{2sn\ddot{o}} := 0.2$ $\psi_{2vind} := 0$ $\psi_{2B} := 0.3$

Bruddgrense med ulykkeslast – dimensjonerende verdier

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkessituasjon	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2	1.0

Før mer info se NS-EN 1991-1-2 Brann og NS-EN 1998 Seismiske laster

[V4]

Finner vertikale krefter for hver etasje for å finne samlet vertikallast, m_v

Egenlast

$G_3 := 3.344 \cdot 10^4 \text{ kN}$ 3.etg
 $G_2 := 3.46 \cdot 10^4 \text{ kN}$ 2.etg
 $G_1 := 3.41 \cdot 10^4 \text{ kN}$ 1.etg
 $G := 1.021 \cdot 10^5 \text{ kN}$ Total

Vedlegg A

Nyttelast

$P_2 := 9 \cdot 10^3 \text{ kN}$ 2.etg
 $P_1 := 8.7 \cdot 10^3 \text{ kN}$ 1.etg
 $P := 1.77 \cdot 10^4 \text{ kN}$ Total

Vedlegg B

Snølast

$$S_3 := 5.12 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$S_2 := 376 \text{ kN}$$

$$S := 5.496 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

3.etg

2.etg

Total

Vedlegg C

Bruddgrense med ulykkeslast. Seismisk situasjon.

tab NA.A1
(904)

Vertikale krefter pr etasje, F_i

Vertikallast pr etasje, m_i

$$F_{3etg} := 1.0 \cdot G_3 + \psi_{2snø} \cdot S_3$$

$$m_3 := F_{3etg} \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{kN}}$$

$$F_{3etg} = (3.446 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$m_3 = (3.446 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$F_{2etg} := 1.0 \cdot G_2 + \psi_{2snø} \cdot S_2 + \psi_{2B} \cdot P_2$$

$$m_2 := F_{2etg} \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{kN}}$$

$$F_{2etg} = (3.738 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$m_2 = (3.738 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$F_{1etg} := 1.0 \cdot G_1 + \psi_{2B} \cdot P_1$$

$$m_1 := F_{1etg} \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{kN}}$$

$$F_{1etg} = (3.671 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$m_1 = (3.671 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Totale vertikale krefter, F_v

Samlet vertikallast, m_v

$$F_v := 1.0 \cdot G + \psi_{2snø} \cdot S + \psi_{2B} \cdot P$$

$$m_v := F_v \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{kN}}$$

$$F_v = (1.085 \cdot 10^5) \text{ kN}$$

$$m_v = (1.085 \cdot 10^7) \text{ kg}$$

Samlet seismisk kraft på terrengnivå, F_B

(4.5)

$$F_B = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$$

$$S_d(T) := 1.587 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

4.3.3.2.2(1)P

$$\lambda := 0.85$$

Korreksjonsfaktor

($T_1 \leq 2 \cdot T_c$, 2 etasjer < n)

$$F_B := S_d(T) \cdot m_v \cdot \lambda$$

$$F_B = (1.464 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Kraft på terrengnivå, for retning x og y

4.3.3.2.3	<u>Seismisk kraft per etasje, F_i</u>		
	$z_1 := 4 \text{ m} \quad m_1 = (3.671 \cdot 10^6) \text{ kg}$ $z_2 := 8 \text{ m} \quad m_2 = (3.738 \cdot 10^6) \text{ kg}$ $z_3 := 12 \text{ m} \quad m_3 = (3.446 \cdot 10^6) \text{ kg}$		z er høyde over grunnivå for vertikallast, m
	$z_1 \cdot m_1 = (1.468 \cdot 10^7) \text{ kg} \cdot \text{m}$ $z_2 \cdot m_2 = (2.99 \cdot 10^7) \text{ kg} \cdot \text{m}$ $z_3 \cdot m_3 = (4.136 \cdot 10^7) \text{ kg} \cdot \text{m}$		
	$zm := z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3$ $zm = (8.594 \cdot 10^7) \text{ kg} \cdot \text{m}$		zm er summen av vertikallaster med tilhørende avstander fra grunn
(4.11)	$F_1 := F_B \cdot \frac{(z_1 \cdot m_1)}{zm}$	$F_1 = (2.501 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Kraft på dekke over 1.etg
	$F_2 := F_B \cdot \frac{(z_2 \cdot m_2)}{zm}$	$F_2 = (5.093 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Kraft på dekke over 2.etg
	$F_3 := F_B \cdot \frac{(z_3 \cdot m_3)}{zm}$	$F_3 = (7.044 \cdot 10^3) \text{ kN}$	Kraft på dekke over 3.etg
	<u>Vertikale, seismiske laster</u>		
	Må undersøke om vertikal komponent av seismisk last må inkluderes i beregninger. Grunnakselerasjonen beregnes som en redusert versjon av horisontal grunnakselerasjon.		
Tab NA.3.4	$a_{vg} := 0.6 \cdot a_g$ $a_{vg} = 0.571 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$		Dimensjonerte, vertikal grunnakselerasjon
	Forsterkningsfaktor for vertikal akselerasjon kan settes lik 1.0 uansett grunntype.		
3.2.2.5(5)	$S_v := 1.0$		Vertikal forsterkningsfaktor
NA.3.2.1(5)P	Utelatelseskriterium 1)		
	$a_{vg} \cdot S_v < 0.05 \cdot g$		
	$a_{vg} \cdot S_v = 0.571 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	$0.05 \cdot g = 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	
	$a_g \cdot S > 0.05 \text{ g}$		
	Oppfyller ikke utelatelseskriteriet		

4.3.3.5.2(1) Seismiske laster må tas hensyn til i dimensjonering av diverse komponenter dersom a_{vg} er større enn $0.25 \cdot g$

$$a_{vg} = 0.571 \frac{m}{s^2} \qquad 0.25 \cdot g = 2.452 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{vg} < 0.25 \cdot g$$

Ikke nødvendig å ta hensyn til vertikal komponent av den seimiske påvirkningen.

Vedlegg H - Skjevstillingslast

Referanser i marg for:

Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Må ta hensyn til at geometriske avvik i konstruksjoner kan føre til at vertikale laster får en eksentrisitet som fører til horisontale laster, skjevstillingslaster

Fokuserer på virkning av geometriske avvik på avstivningssystem.

Virkning av geometrisk avvik på avstivningssystem

Geometrisk avvik beregnes som en helningsvinkel på bygget, θ_i .

Størrelsen på vinkelen er bestemmer hvor store kreftene blir

θ_i bestemmes av antall vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til horisontal kraft på system og av høyden på av dem.

5.2(6)	$l_1 := 12$ $m_k := 99$	l =bygningens høyde 87 bærende søyler, 12 bærende vegger (Antall vertikale konstruksjonsdeler)
--------	----------------------------	--

5.2(5)	$\theta_0 := \frac{1}{200}$ $\alpha_h := \frac{2}{\sqrt{l_1}}$ $\alpha_h := \frac{2}{3}$ $\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_k}\right)}$ $\alpha_m = 0.711$	$\alpha_h = 0.577$ $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$ Reduksjonsfaktor for høyde på bærende komponenter Reduksjonsfaktor for antall bærende komponenter
--------	---	--

(5.1)	$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$	Helning
-------	--	---------

$\theta_i = 0.002$

Skjevstillingslast er 0.2% av vertikal last.

Relevante laster for beregning av skjevstillingslast:

Egenlast

$G_3 := 3.344 \cdot 10^4 \text{ kN}$

$G_2 := 3.46 \cdot 10^4 \text{ kN}$

$G_1 := 3.41 \cdot 10^4 \text{ kN}$

$G := 1.021 \cdot 10^5 \text{ kN}$

Vedlegg A

3.etg

2.etg

1.etg

Total

	<p><u>Nyttelast</u></p> $P_2 := 9 \cdot 10^3 \text{ kN}$ $P_1 := 8.7 \cdot 10^3 \text{ kN}$ $P := 1.77 \cdot 10^4 \text{ kN}$	<p>2.etg 1.etg Total</p>	Vedlegg B
	<p><u>Snølast</u></p> $S_3 := 5.12 \cdot 10^3 \text{ kN}$ $S_2 := 376 \text{ kN}$ $S := 5.496 \cdot 10^3 \text{ kN}$	<p>3.etg 2.etg Total</p>	Vedlegg C
	<p><u>Vindlast</u></p> $V_3 := 2.689 \cdot 10^3 \text{ kN}$ $V_2 := 197.437 \text{ kN}$ $V := 2.886 \cdot 10^3 \text{ kN}$	<p>3.etg 2.etg Total</p>	Vedlegg E
5.2(3)	Skal tas hensyn til geometriske avvik i bruddgrense		
	<u>Bruddgrensekombinasjon, 6.10a)</u>		Egenlast er dominerende
NS-EN-1990 tab NA.A1.1	<p><u>Kombinasjonsfaktorer</u></p> $\psi_{0snø} := 0.7$ $\psi_{0vind} := 0.6$ $\psi_{0B} := 0.7$		
6.10a)	$F_{bg3} := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \psi_{0snø} \cdot S_3 + 1.5 \cdot \psi_{0vind} \cdot V_3$ $F_{bg3} = (1.456 \cdot 10^5) \text{ kN}$		3.etg
	$F_{bg2} := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \psi_{0B} \cdot P_2 + 1.5 \cdot \psi_{0snø} \cdot S_2 + 1.5 \cdot \psi_{0vind} \cdot V_2$ $F_{bg2} = (1.479 \cdot 10^5) \text{ kN}$		2.etg
	$F_{bg1} := 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot \psi_{0B} \cdot P_1$ $F_{bg1} = (1.47 \cdot 10^5) \text{ kN}$		1.etg
	<u>Horisontale laster på vertikale skiver</u>		
(5.4)	$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$	$N_b - N_a$ er dekkelast for hver etasje, F_{bg}	
Fig.5.1	<p>b) Bracing system c1) Floor diaphragm c2) Roof diaphragm</p>		
(5.6)	$H_3 := \theta_i \cdot F_{bg3}$	$H_3 = 344.985 \text{ kN}$	3.etg
(5.4)	$H_2 := \theta_i \cdot F_{bg2}$	$H_2 = 350.259 \text{ kN}$	2.etg
	$H_1 := \theta_i \cdot F_{bg1}$	$H_1 = 348.157 \text{ kN}$	1.etg

Vedlegg I – Beregninger i V-Skive

Lastberegninger, sjakter

Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 1	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign. TS ASS	Dato 11-05-2020

Dataprogram: V-SKIVE versjon 6.1.11 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Data er lagret på fil: C:\Users\tords\Dropbox\Hva nå 2020\OS-beregninger\Vskive\Modell.sk1

Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 25000 N/mm²

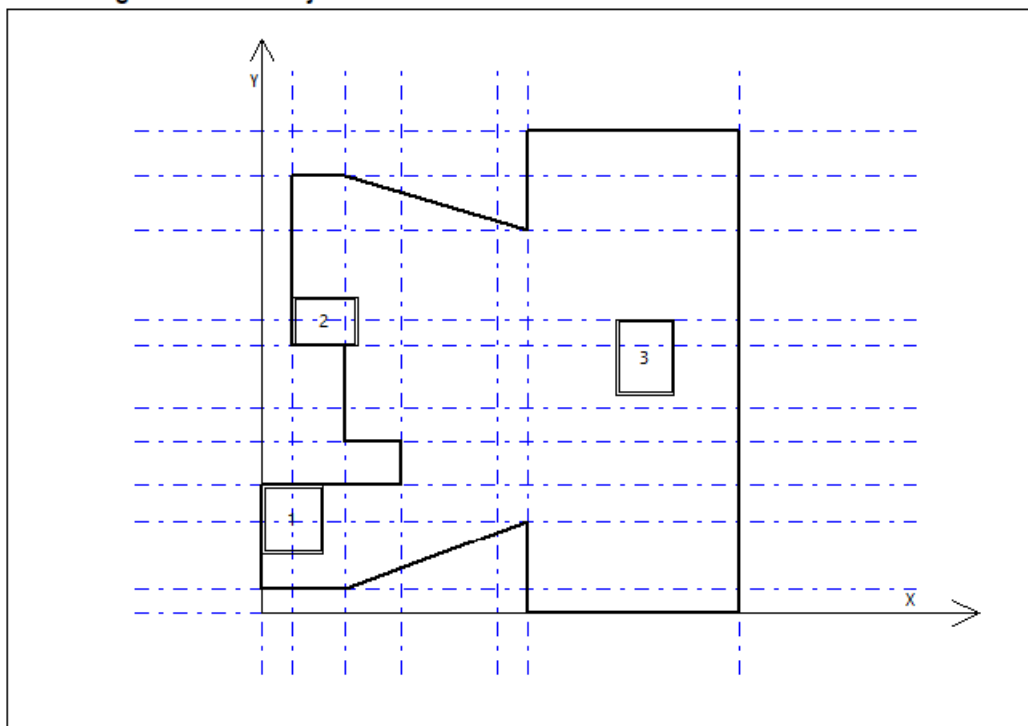
Stivhetsmatrise for veggskiver: Bjelkemodell er benyttet

Antall etasjer:	3
Antall skiver:	3
Antall lasttilfeller:	4
Antall lastkombinasjoner:	4
Antall utsparinger:	0

Etasjehøyder

Etasje nr	Etasjehøyde
1	4000
2	4000
3	4000

Plassering av skiver i etasje nr. 1

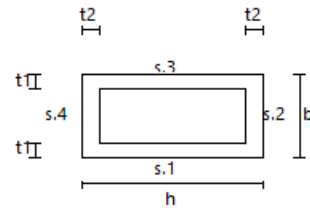


Beregninger i V-Skive

Tittel Lastberegninger, sjakter			Side 2
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

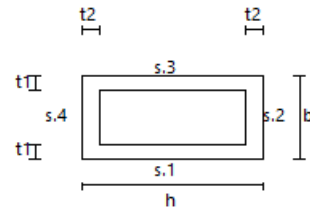
Skive nr 2

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	8115	1	7175	8307	400	400
Y (mm)	42834	2	7175	8307	400	400
V(grader)	0.0	3	7175	8307	400	400
Fra etasje	1					
Til etasje	3					

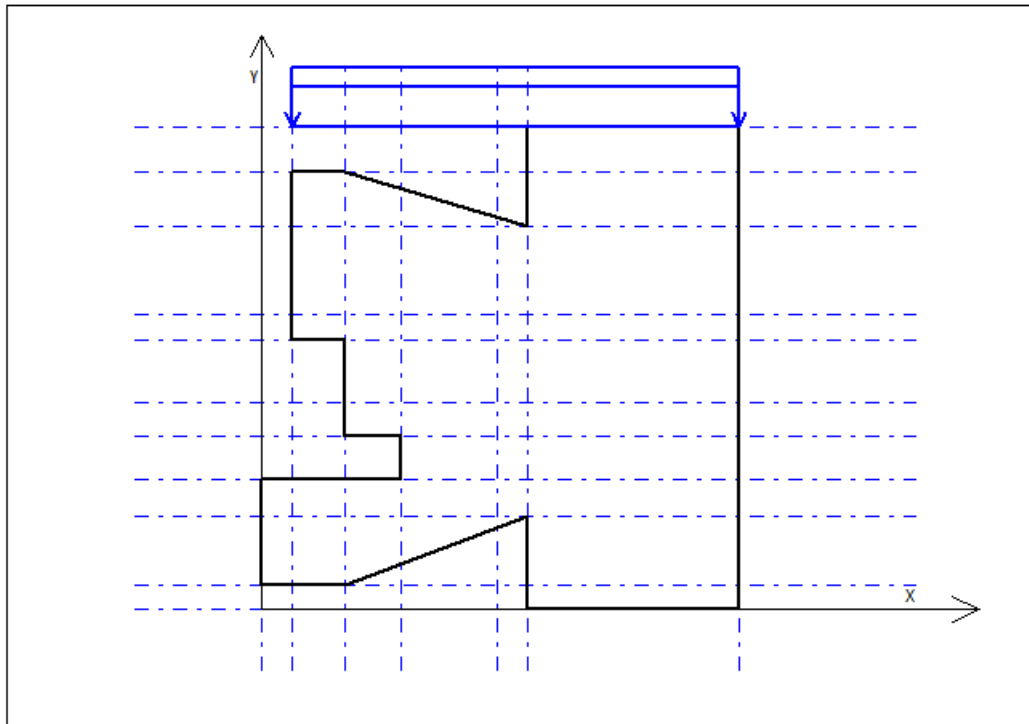


Skive nr 3

Posisjonsdata:		Etasje	b(mm)	h(mm)	t1(mm)	t2(mm)
x (mm)	49503	1	10917	7494	400	400
Y (mm)	37640	2	10917	7494	400	400
V(grader)	0.0	3	10917	7494	400	400
Fra etasje	1					
Til etasje	3					

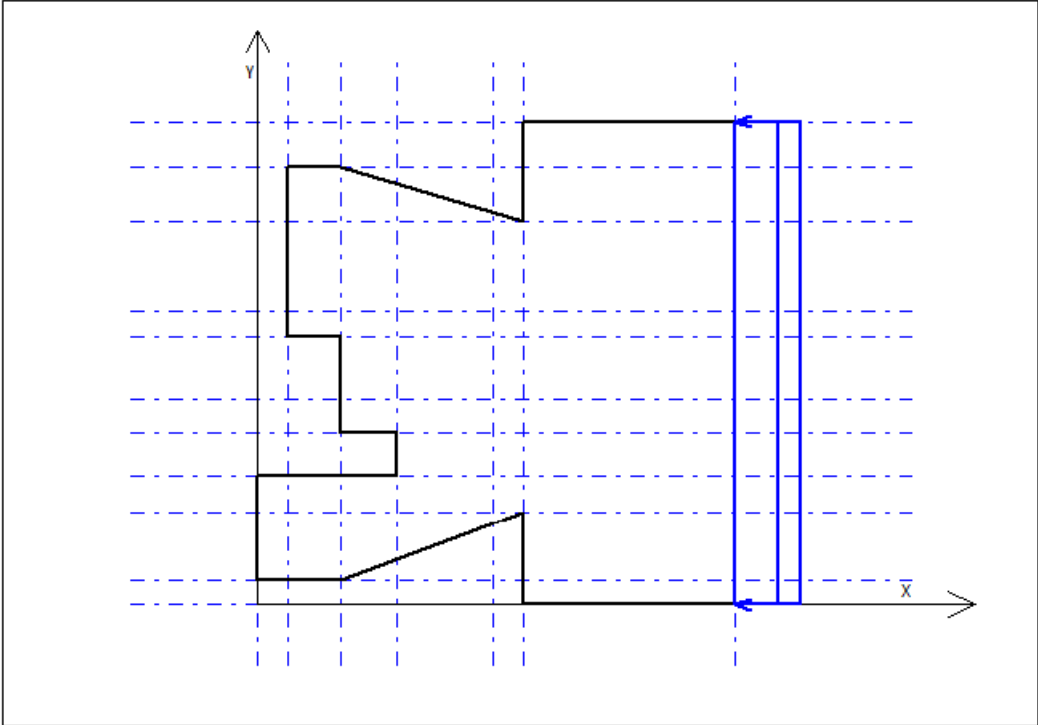


Lasttilfelle nr 1: Nord



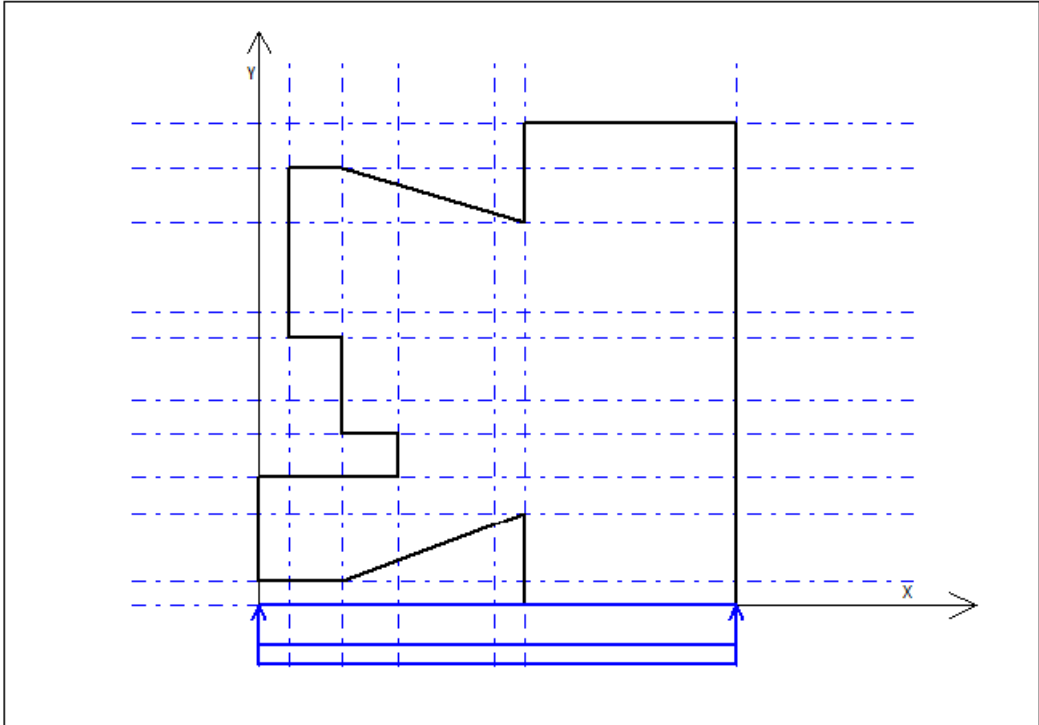
Titel Lastberegninger, sjakter		Side 3	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lasttilfelle nr 2: Øst



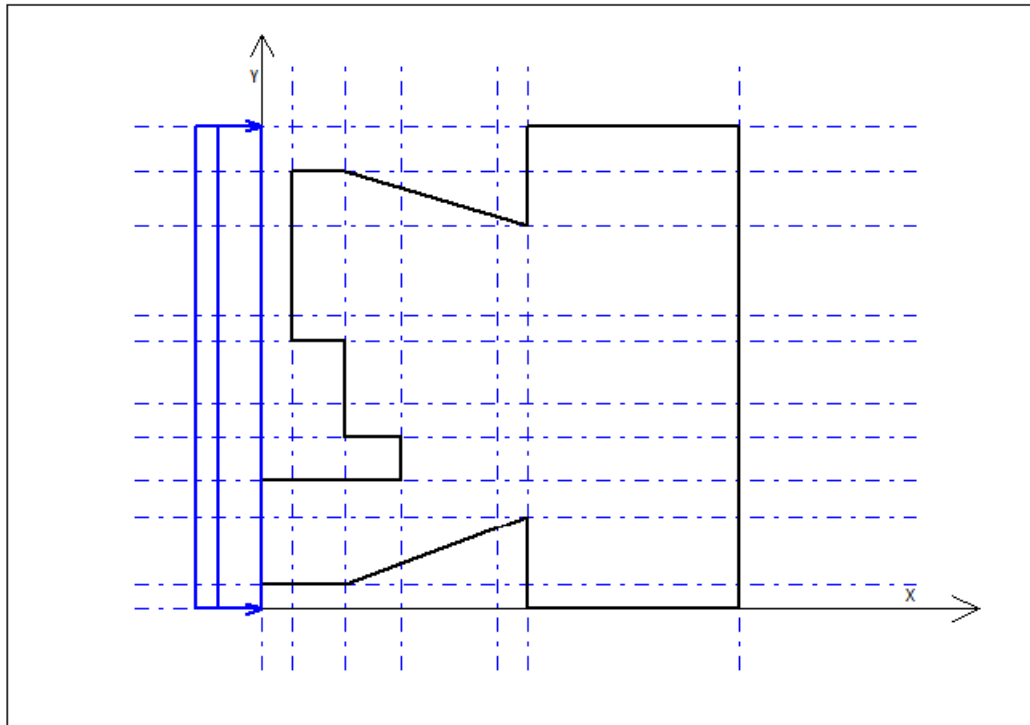
Titel Lastberegninger, sjakter		Side 4	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lasttilfelle nr 3: Sør



Tittel Lastberegninger, sjakter			Side 5
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lasttilfelle nr 4: Vest



Lastdata for lasttilfelle nr 1: Nord

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	-10,7	3962	61662	70682	70682	1	1
Y	-7,2	3962	61662	70682	70682	2	3

Lastdata for lasttilfelle nr 2: Ost

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	-10,7	61662	61662	0	70682	1	1
X	-7,2	61662	61662	0	70682	2	3

Lastdata for lasttilfelle nr 3: Sor

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	10,7	0	61662	0	0	1	1
Y	7,2	0	61662	0	0	2	3

Lastdata for lasttilfelle nr 4: Vest

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	10,7	0	0	0	70682	1	1
X	7,2	0	0	0	70682	2	3

Beregninger i V-Skive

Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 6	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 Nord	1	1
2 Øst	1	1
3 Sør	1	1
4 Vest	1	1

Påført vertikallast (kN)

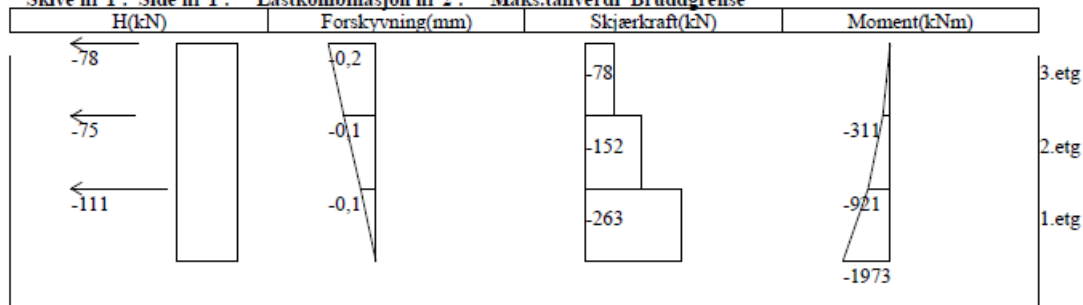
Skive nr	over etasje nr 1		over etasje nr 2		over etasje nr 3	
	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast	egenvekt	nyttelast
1	5	0	5	0	5	0
2	5	0	5	0	5	0
3	5	0	5	0	5	0

Lastfaktorer for vertikallast

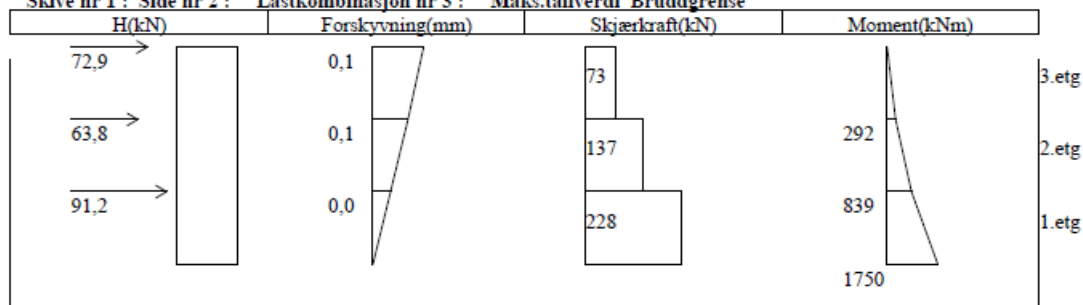
	Bruksgrense	Bruddgrense
Egenvekt	1,00	1,20
Nyttelast	1,00	1,50

Egenvekt vertikalskiver: 2500 kg/m³

Skive nr 1 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



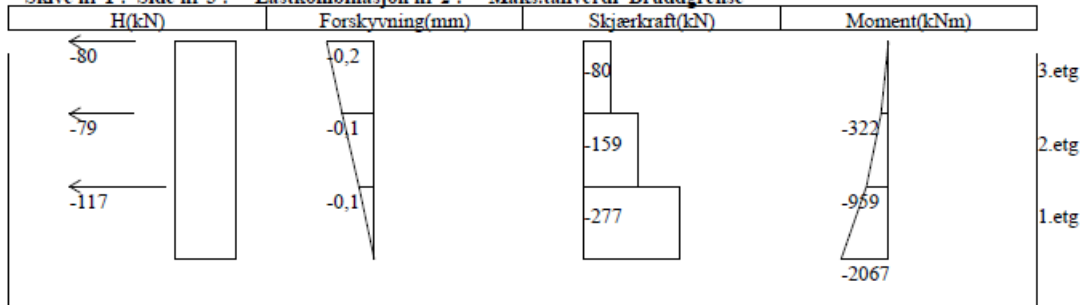
Skive nr 1 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 3 : Maks.tallverdi Bruddgrense



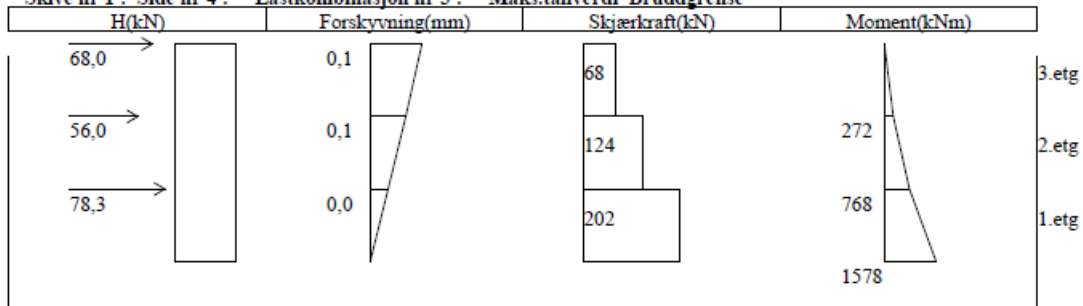
Beregninger i V-Skive

Tittel Lastberegninger, sjakter			Side 7
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

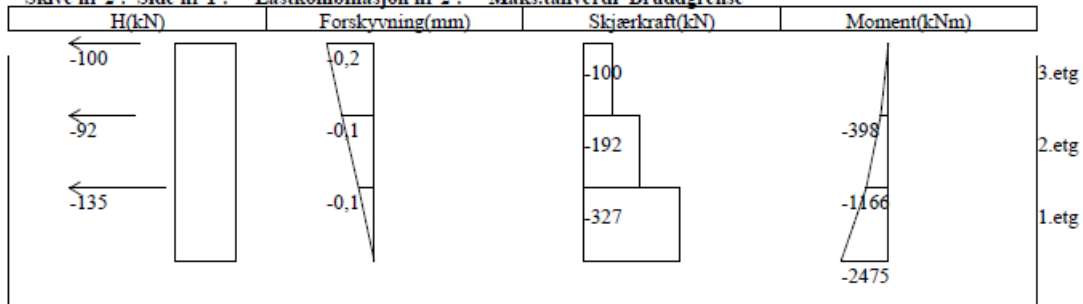
Skive nr 1 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



Skive nr 1 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 3 : Maks.tallverdi Bruddgrense



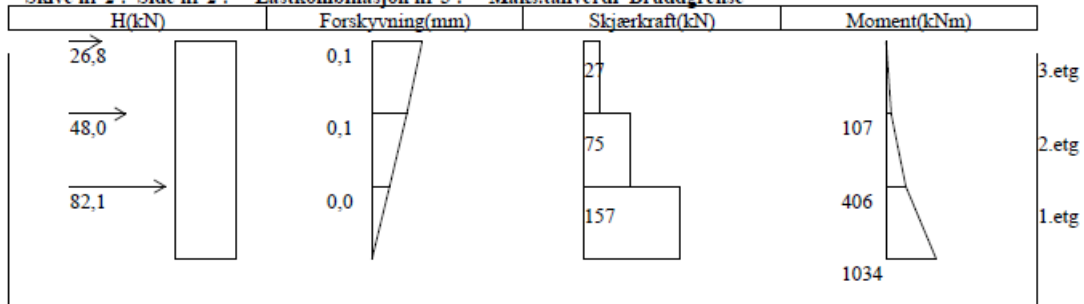
Skive nr 2 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



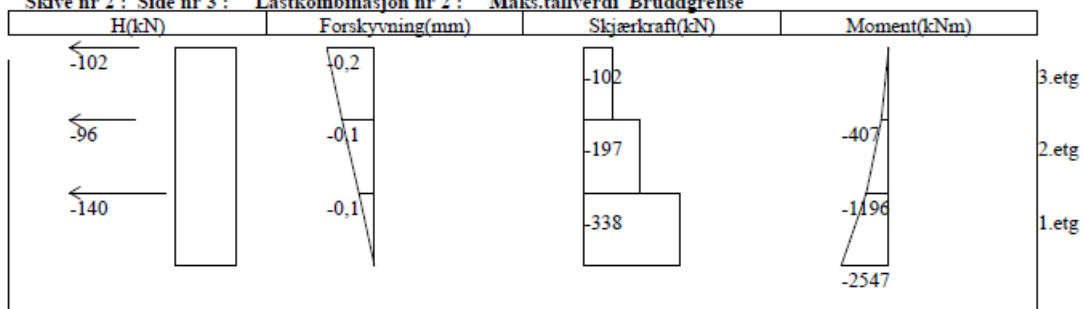
Beregninger i V-Skive

Tittel Lastberegninger, sjakter			Side 8
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

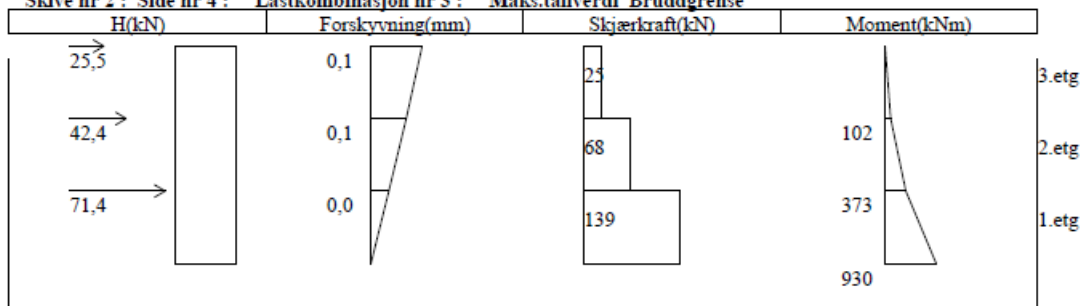
Skive nr 2 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 3 : Maks.tallverdi Bruddgrense



Skive nr 2 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



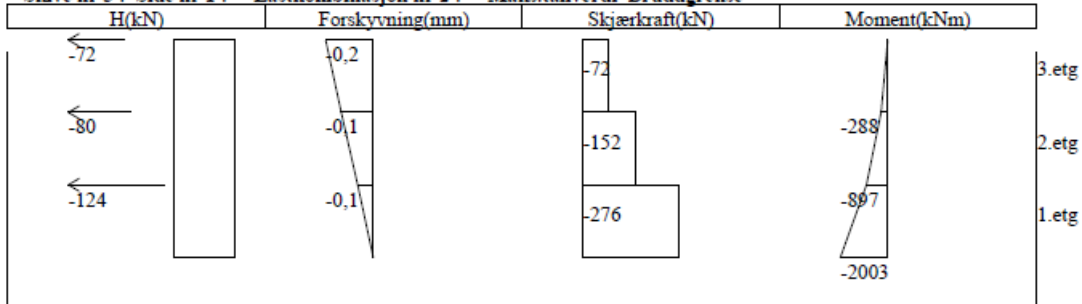
Skive nr 2 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 3 : Maks.tallverdi Bruddgrense



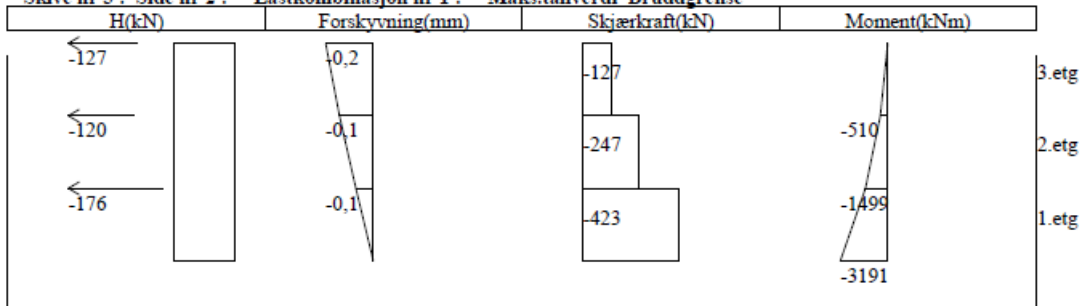
Beregninger i V-Skive

Tittel Lastberegninger, sjakter			Side 9	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020	

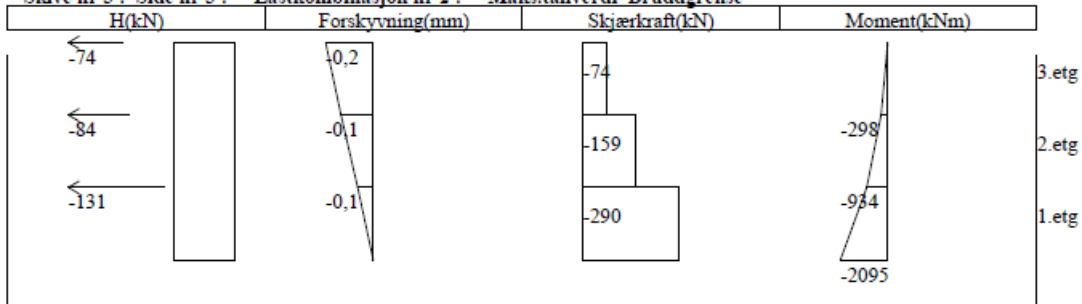
Skive nr 3 : Side nr 1 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



Skive nr 3 : Side nr 2 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruddgrense



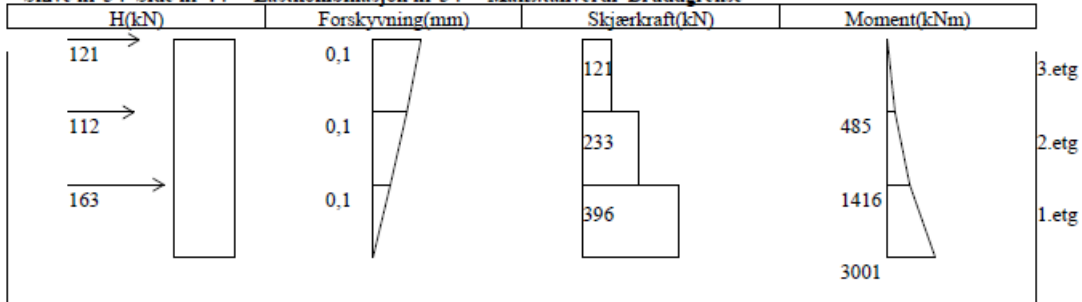
Skive nr 3 : Side nr 3 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruddgrense



Beregninger i V-Skive

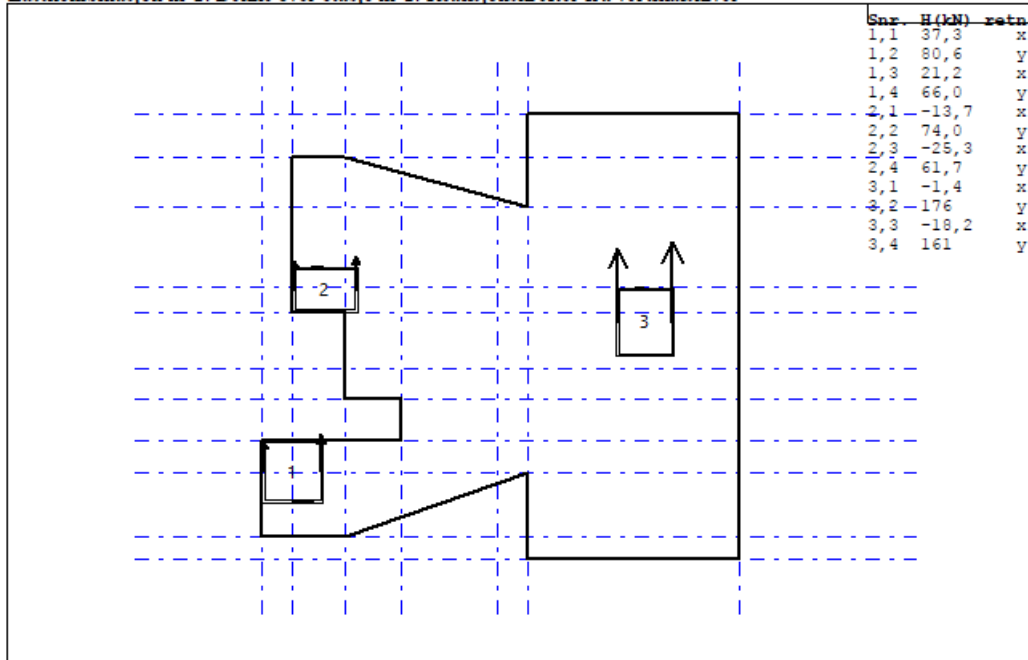
Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 10	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Skive nr 3 : Side nr 4 : Lastkombinasjon nr 3 : Maks.tallverdi Bruddgrense



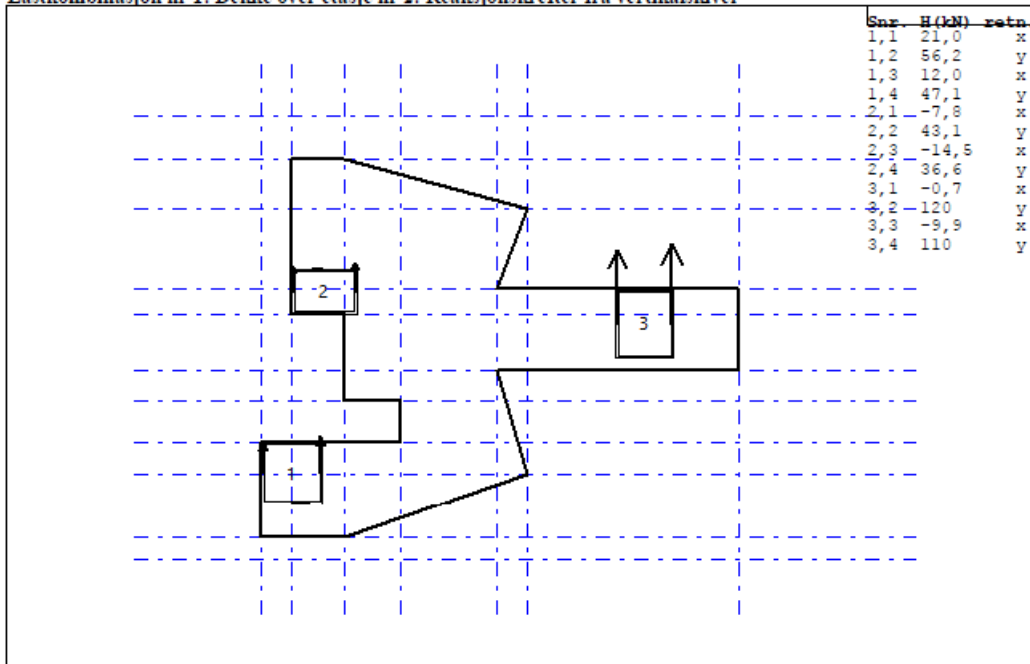
Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

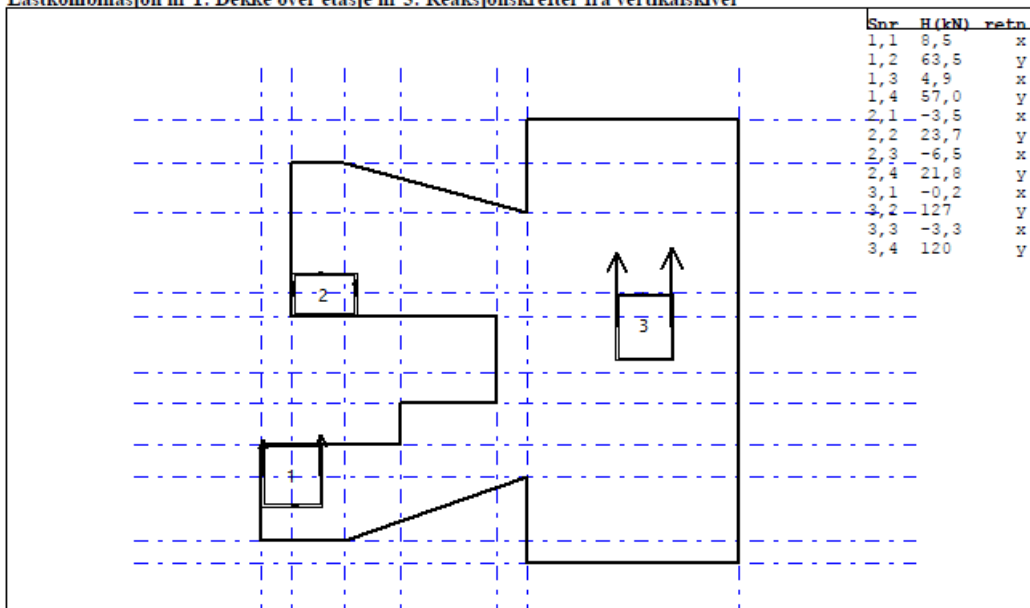


Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 11	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

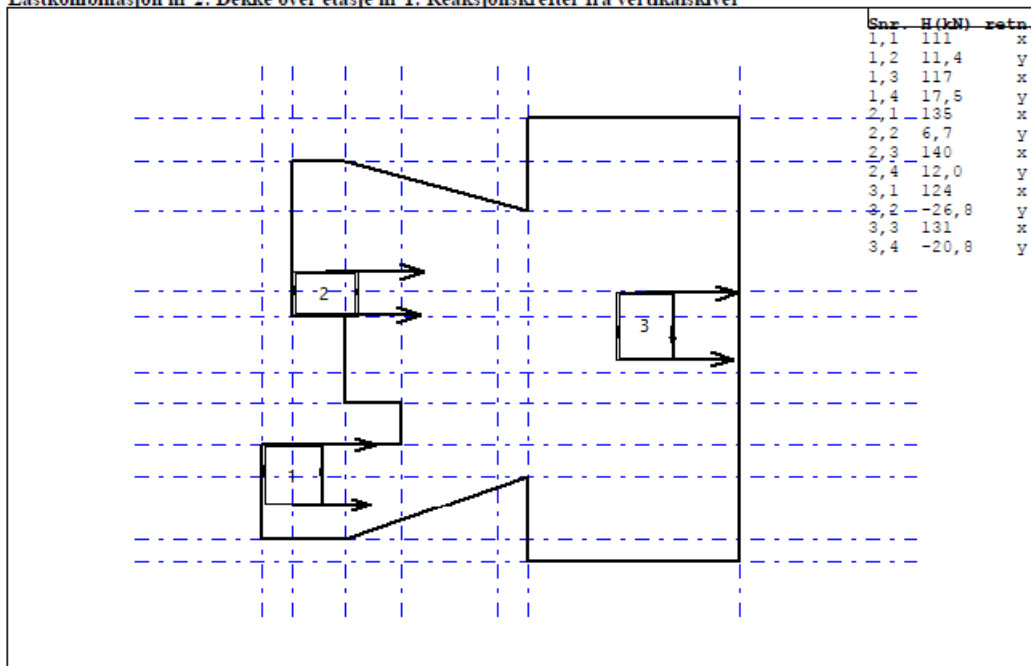


Lastkombinasjon nr 1: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

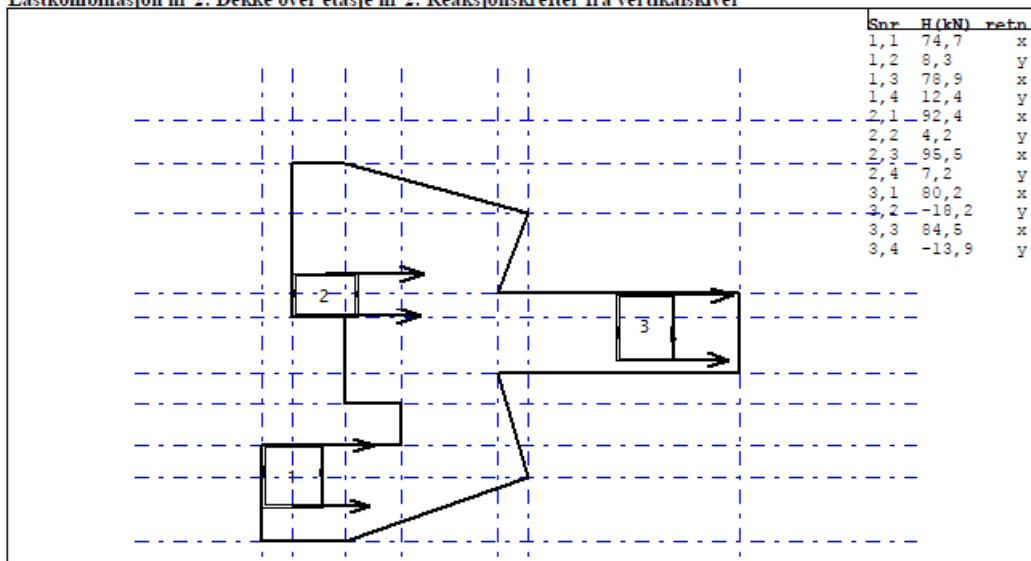


Titel Lastberegninger, sjakter		Side 12	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 1: Reaktionskrefter fra vertikalskiver

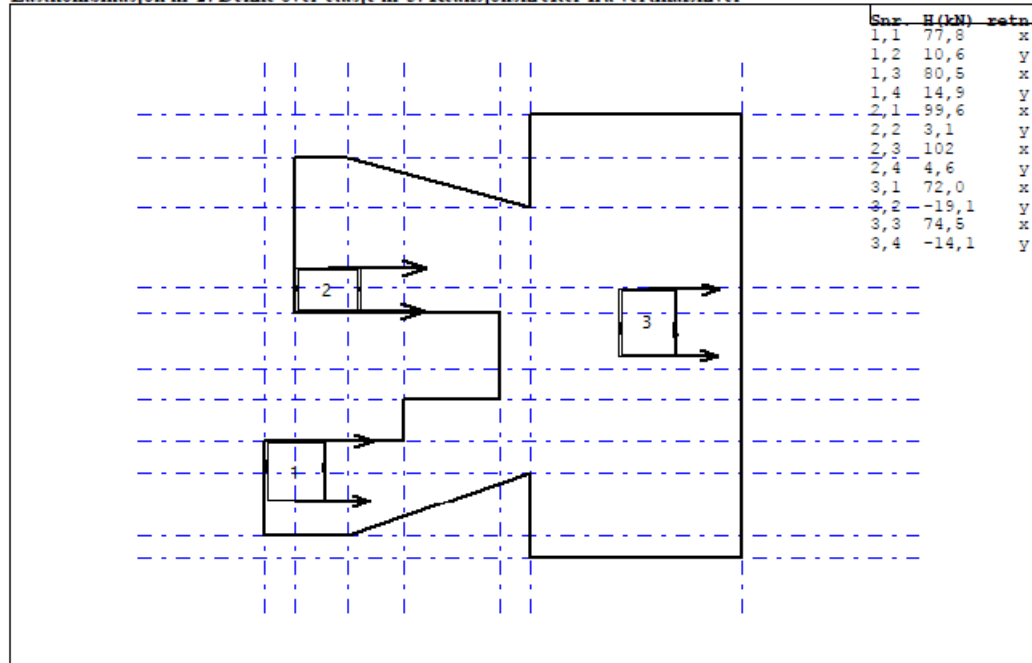


Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 2: Reaktionskrefter fra vertikalskiver

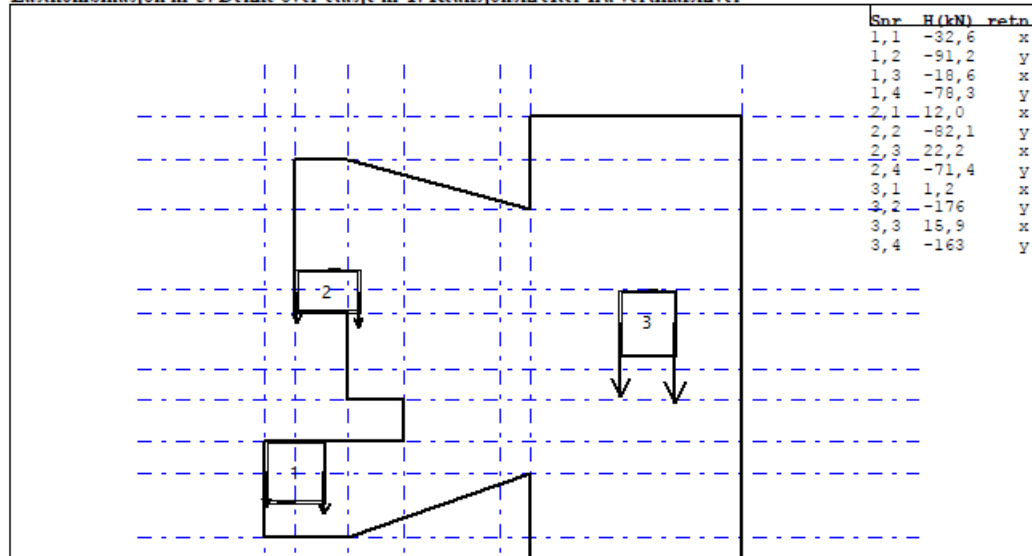


Titel Lastberegninger, sjakter		Side 13	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastkombinasjon nr 2: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

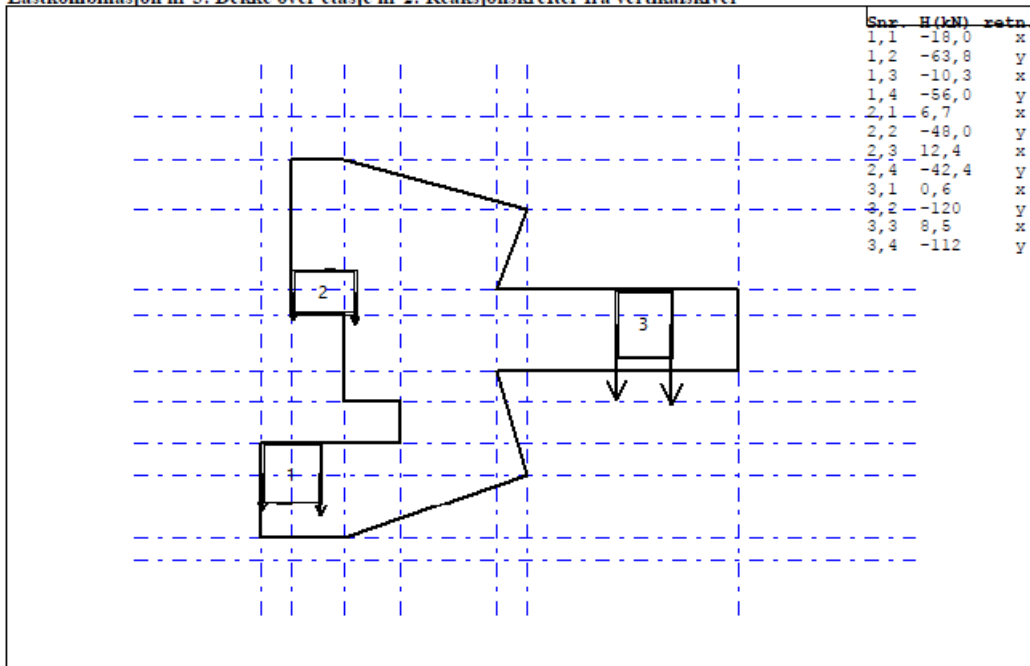


Lastkombinasjon nr 3: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

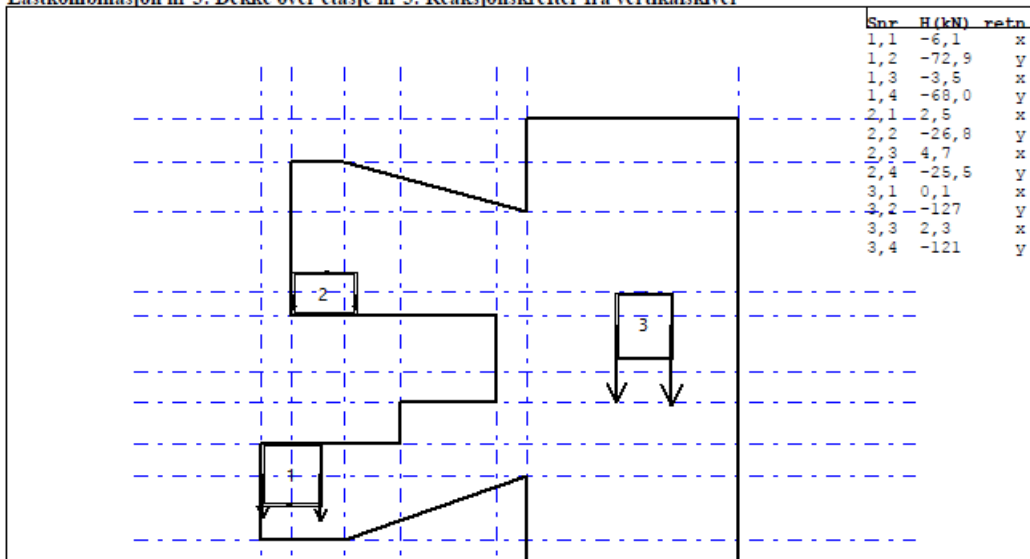


Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 14	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastkombinasjon nr 3: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

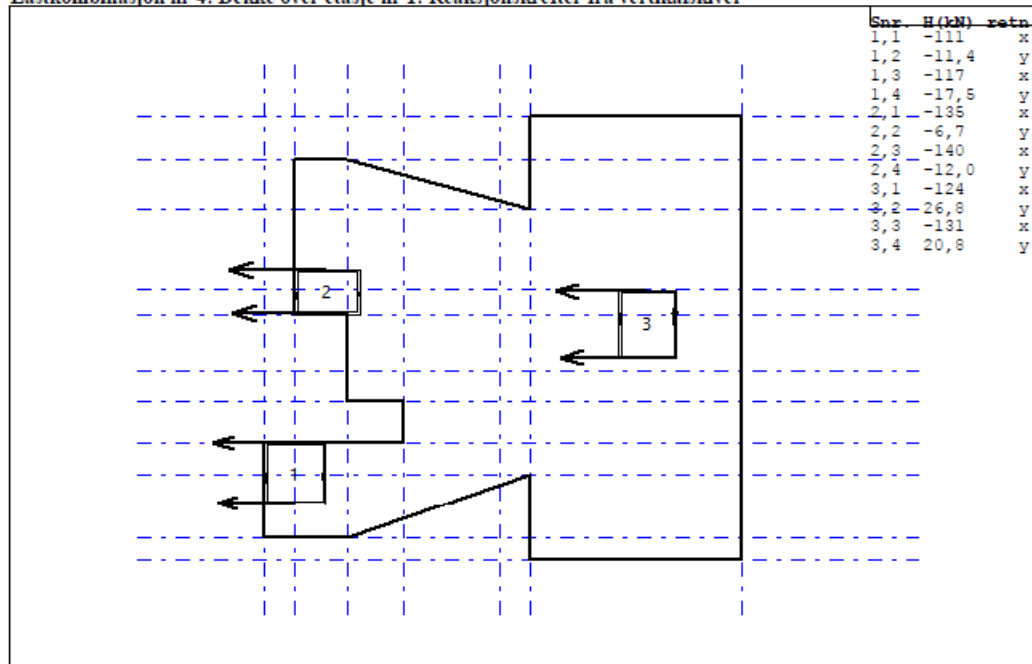


Lastkombinasjon nr 3: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

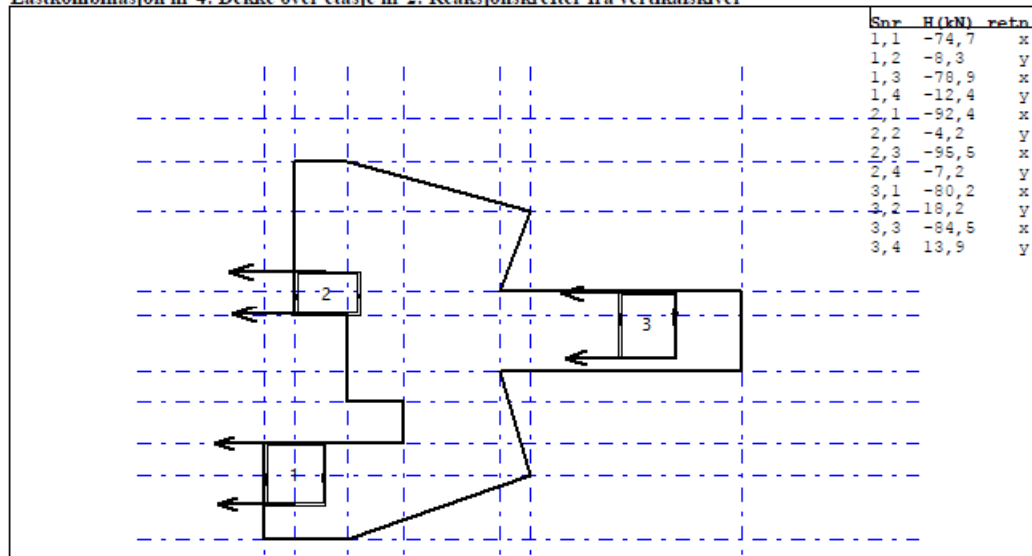


Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 15	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 1: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver

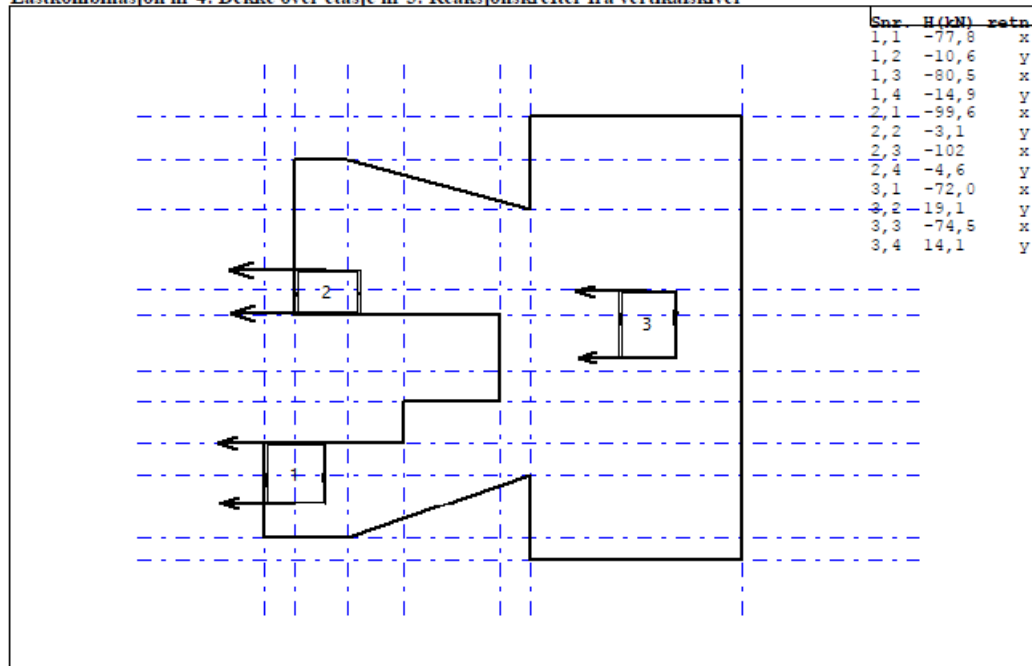


Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 2: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 16	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020

Lastkombinasjon nr 4: Dekke over etasje nr 3: Reaksjonskrefter fra vertikalskiver



Maksimum snittkrefter i dekker

Dekke nr 1 Bruddgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
0	18322	0	0	-11340	0
3960	3402	66	3510	-66	-38
10630	3393	137	13560	1969	37
17920	2475	132	18900	-4824	59
30300	1745	48	25390	-3915	59
34250	1373	48	30190	-3634	-96
61660	1	0	39250	-3050	-69
			43160	-3418	155
			56040	-1151	157
			63980	-9384	72
			70680	-9384	0

Beregninger i V-Skive

Tittel Lastberegninger, sjakter		Side 17	
Prosjekt Bachelor	Ordre	Sign TS ASS	Dato 11-05-2020


Dekke nr 2 Bruddgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
0	12215	0	3510	11265	-25
3960	2281	47	13560	6696	-22
10630	2259	92	18900	4739	33
17920	1639	83	25390	5979	33
30300	1150	32	30190	-2711	-63
34250	-1361	35	39250	-2057	-47
61660	-675	0	43160	6749	102
			56040	5663	105
			63980	10542	48

Dekke nr 3 Bruddgrense

Modullinjer i Y-retning			Modullinjer i X-retning		
X-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi	Y-koord. (mm)	Moment (kNm) Maks.tallverdi	Skjærkraft (kN) Maks.tallverdi
0	12215	0	0	-7560	0
3960	2322	57	3510	-44	-25
10630	2248	95	13560	1742	-19
17920	1601	66	18900	-4205	23
30300	-1286	33	25390	-4869	-24
34250	-1134	52	30190	-4804	-58
61660	1	0	39250	-2139	-51
			43160	-2311	95
			56040	-768	105
			63980	-6256	48
			70680	-6256	0

Vedlegg J – Dekkeparametere i RSA

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Plate and shell parameters - required reinforcement NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2008
---	---

GENERAL

Name: BetongDekke
Design type: simple bending
Reinforcement direction: according to vector $V(1,00;-0,41;0,00)$
Durability class: M60

MATERIALS

Concrete: As in the structure model
Steel: B500C, Characteristic strength 500,00 (MPa)
Ductility class: C
Cement class: N

SLS PARAMETERS

CALCULATION RANGE

Cracking: YES
- Reinforcement correction: YES
Deflection: YES
- Reinforcement correction: NO

MAXIMUM VALUES

Deflection: $f < 30$ mm

UPPER LAYER

Environment class: XC3
Allowable crack width: $w_k < 0,4$ mm

LOWER LAYER

Environment class: XC3
Allowable crack width: $w_k < 0,4$ mm

OTHER PARAMETERS

Concrete age at the moment of load application: 28 days
Environment relative humidity: 80 %

REINFORCEMENT

Bottom reinforcement diameters: $d1 = 16, d2 = 16$
Top reinforcement diameters: $d1' = 16, d2' = 16$
Cover: lower $c1 = 60,00$ (mm), upper $c2 = 60,00$ (mm),
Cover deviations: $Cdev = 10,00$ (mm), $Cdur = 0,00$ (mm)
Reinforcement layout: bi-directional
Minimum reinforcement: For FE for which reinforcement $A_s > 0$
Small risk of brittle failure: NO
Disable spacing conditions 9.3.1.1(3): NO
Disable SLS conditions 7.3.2(2): NO

Vedlegg K – Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Laster, etasjeskiller

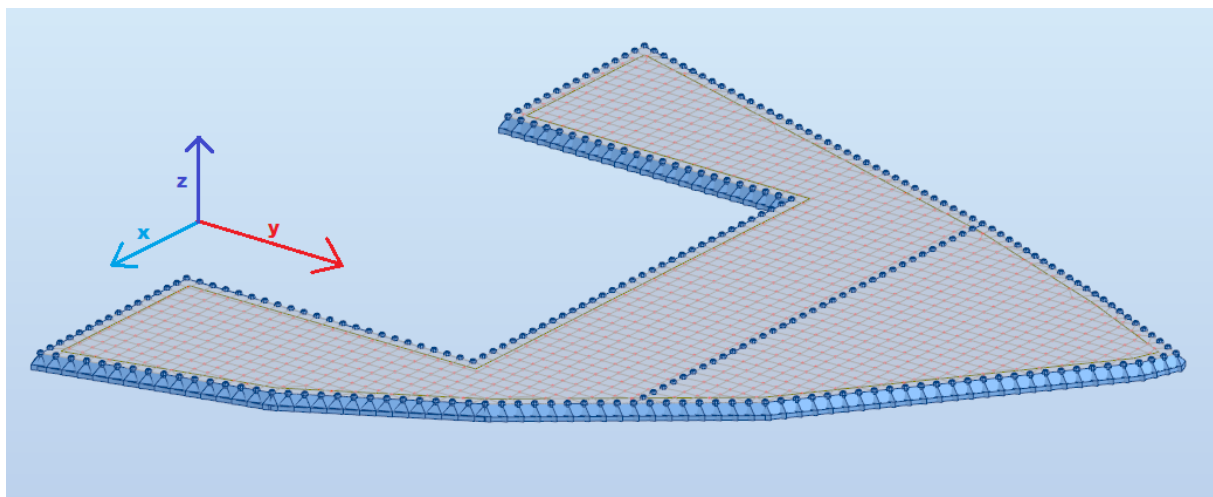
	Case	Load type	List	
	1:DL1	self-weight	2	Whole structu
	2:Egenlast	(FE) uniform	2	PZ=-0,50
	10:Nyttelast	(FE) uniform	2	PZ=-3,00

Lastkombinasjoner, etasjeskiller

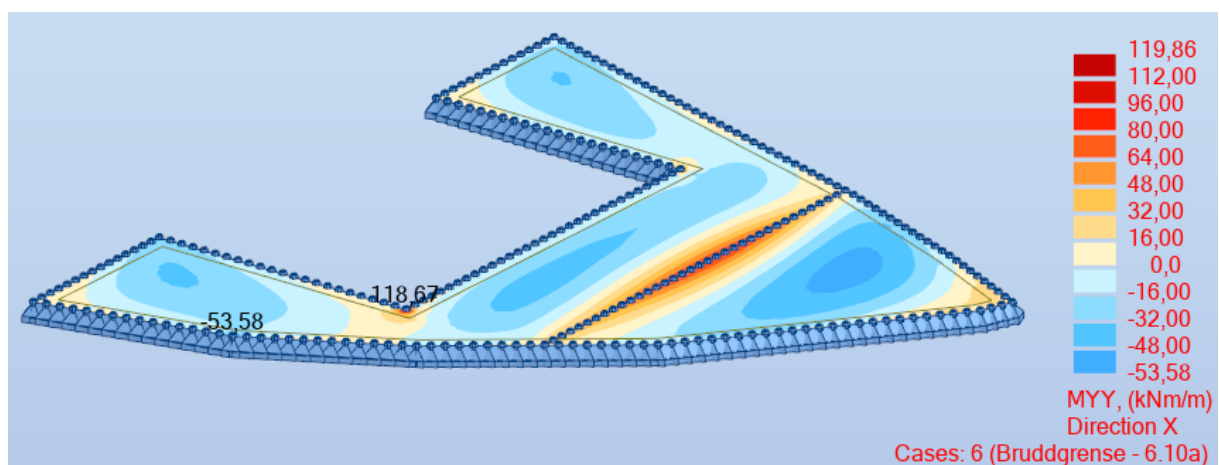
Combinations	Name	Analysis type	Combi nation	Case nature	Definition
5 (C)	Bruddgrense - 6.10b	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+2)*1.20+10*1.50$
6 (C)	Bruddgrense - 6.10a	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+10*1.05$
7 (C)	Brukgrense - kar.	Linear Combination	SLS	Structural	$(1+2+10)*1.00$
8 (C)	Brukgrense - FRE	Linear Combination	SLS:FR	Structural	$(1+2)*1.00+10*0.50$
9 (C)	Brukgrense - QPR	Linear Combination	SLS:QP	Structural	$(1+2)*1.00+10*0.30$

Dekke 1-1

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

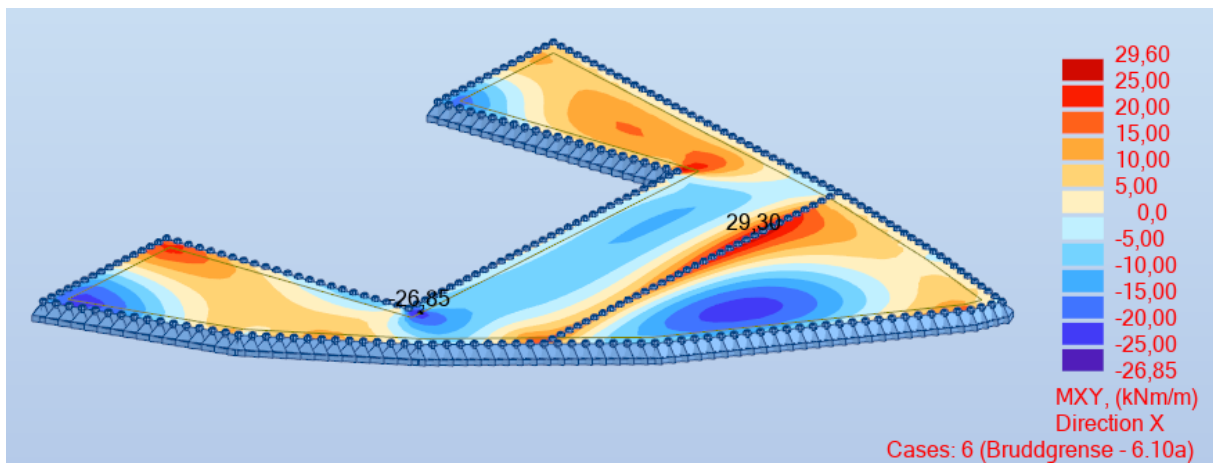


Maksimalt bøyemoment: 118,7 kNm om y-aksen



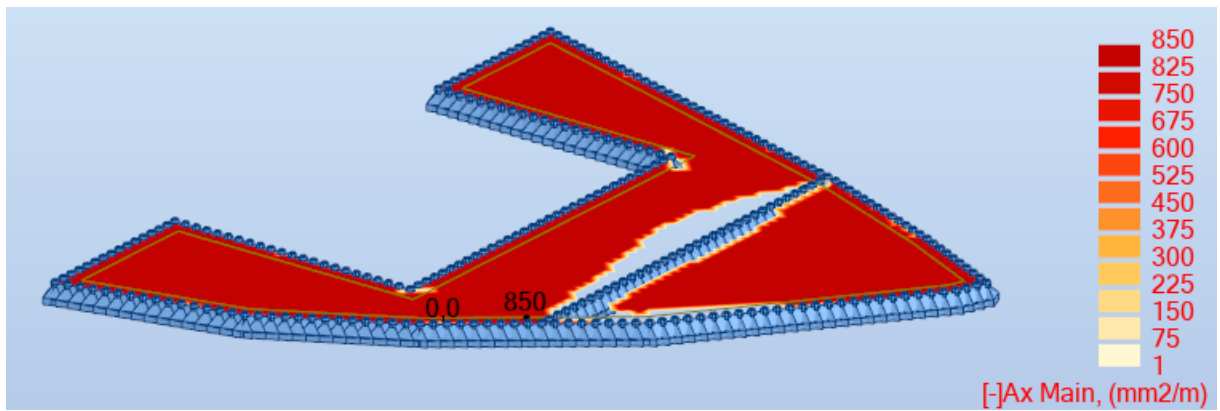
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Tilhørende torsjonsmoment: 26,9 kNm

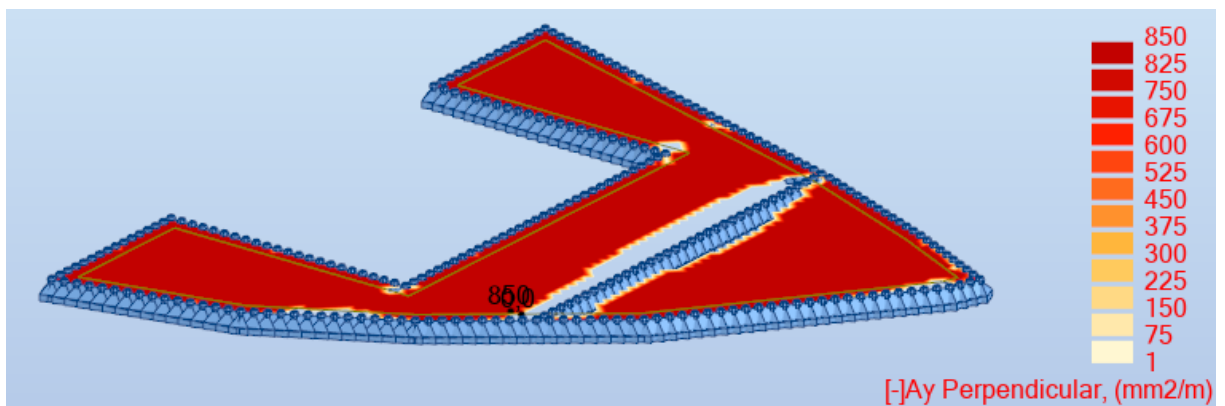


Armeringsbehov UK:

X-retning:



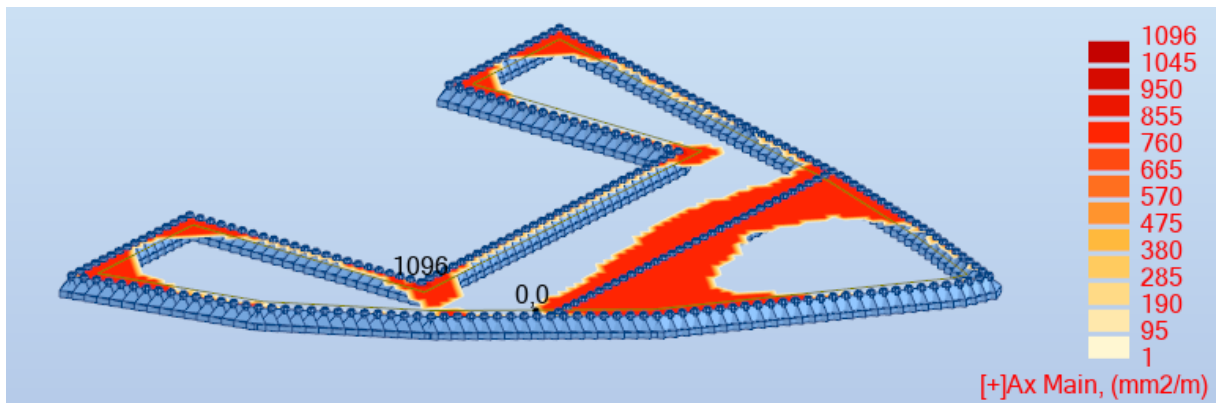
Y-retning:



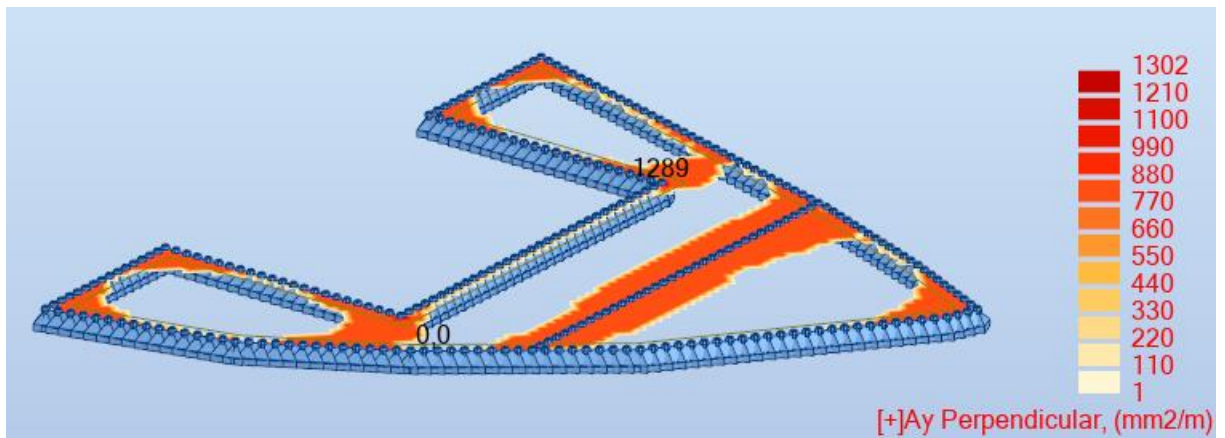
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Armeringsbehov OK:

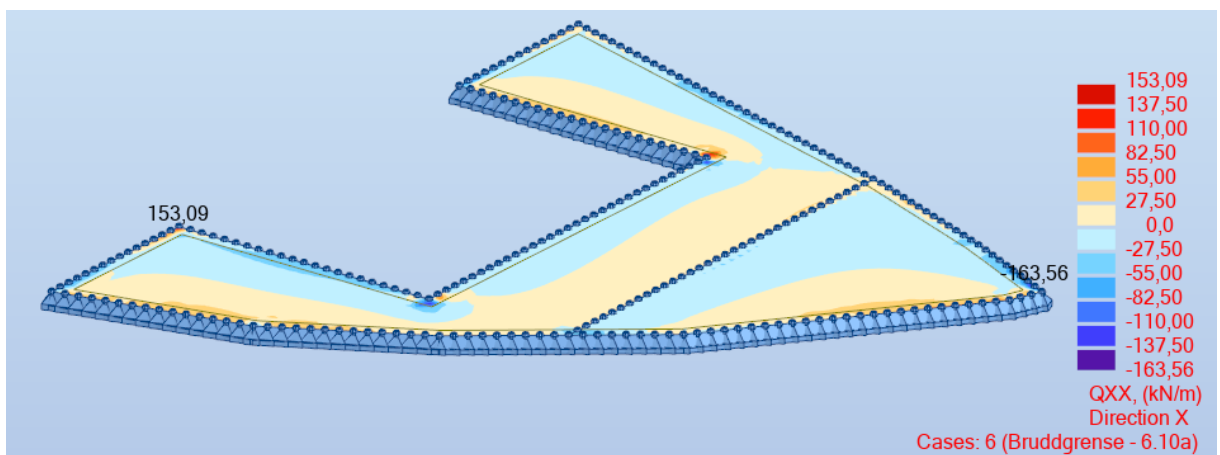
X-retning:



Y-retning:

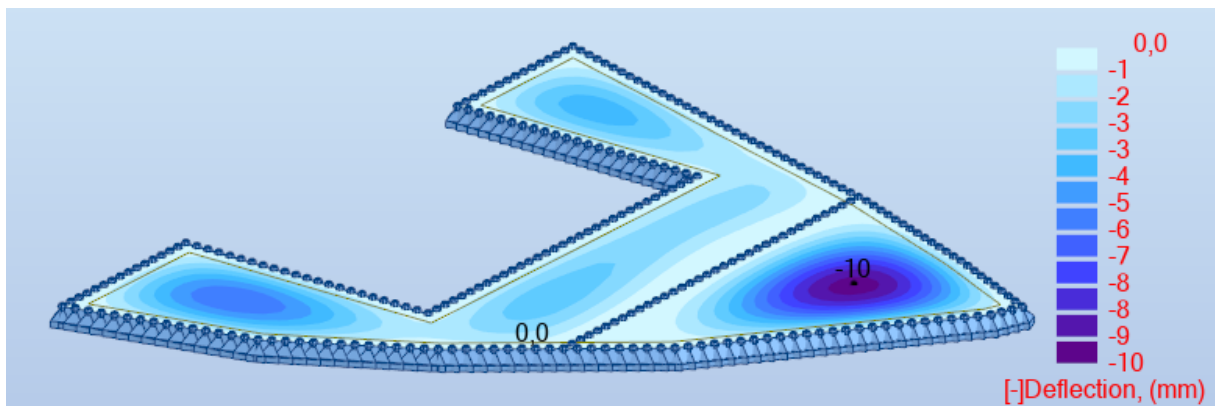


Maksimal skjærkrefter: 163,6 kN



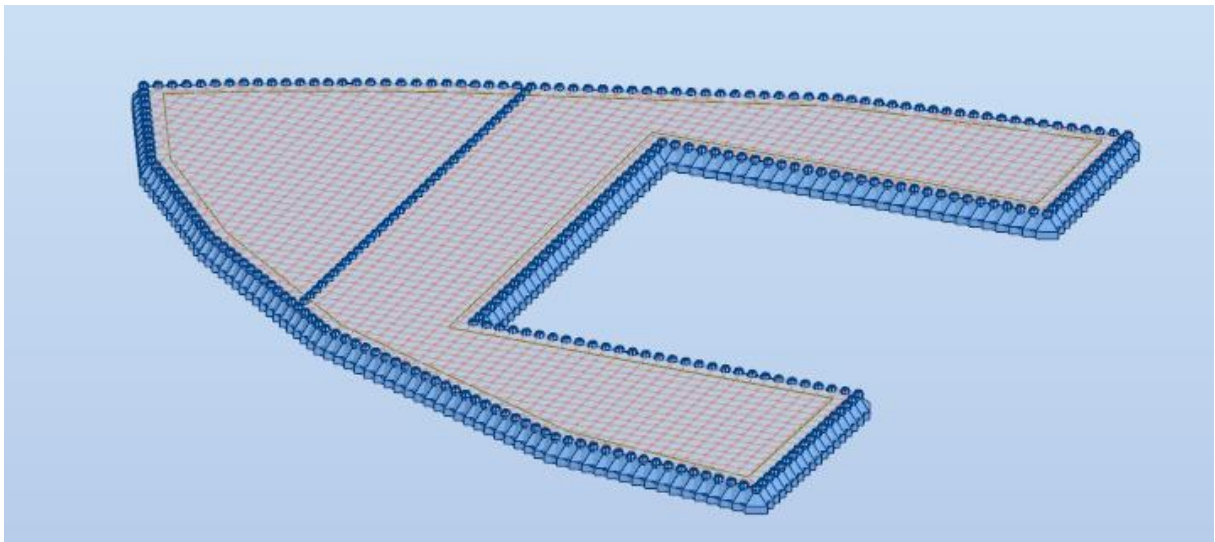
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 10 mm

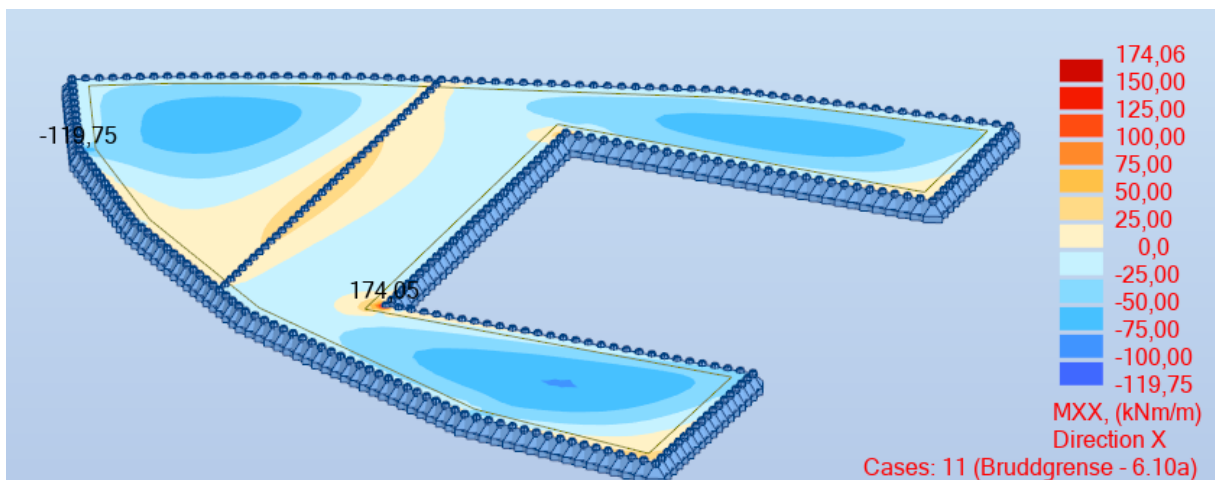


Dekke 1-2

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

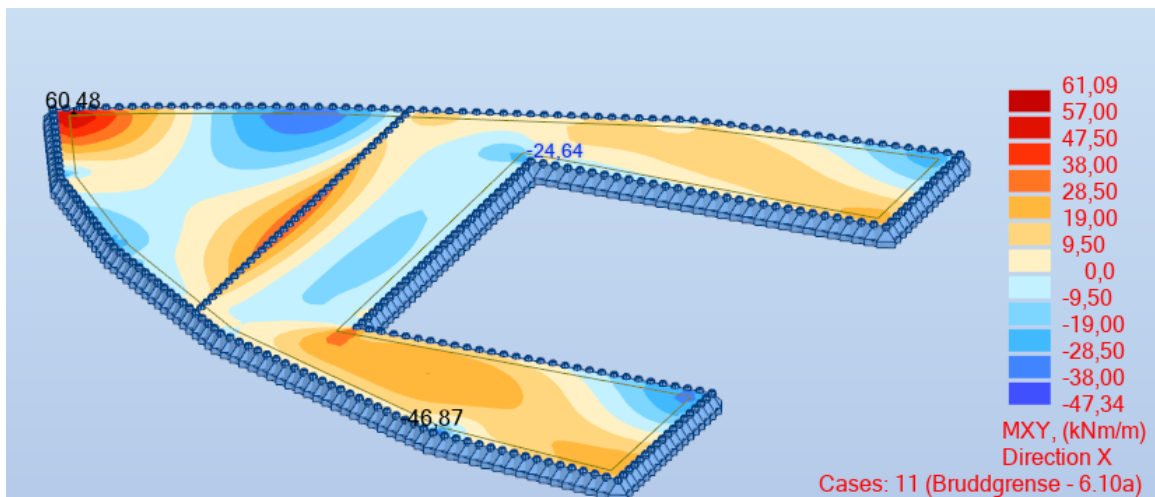


Maksimalt bøyemoment: 174,1 kNm om x-aksen



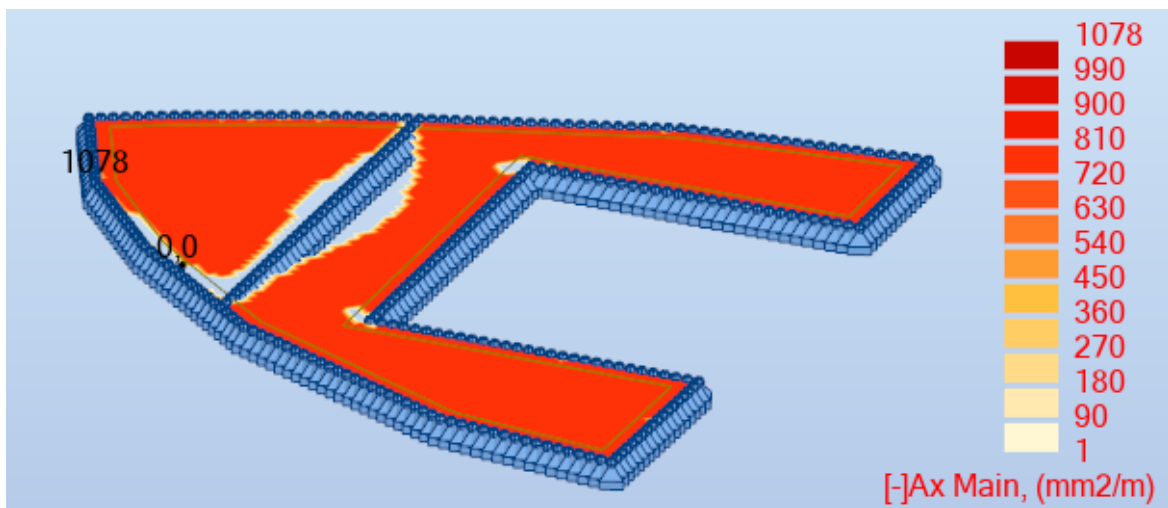
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Tilhørende torsjonsmoment: 24,64 kNm

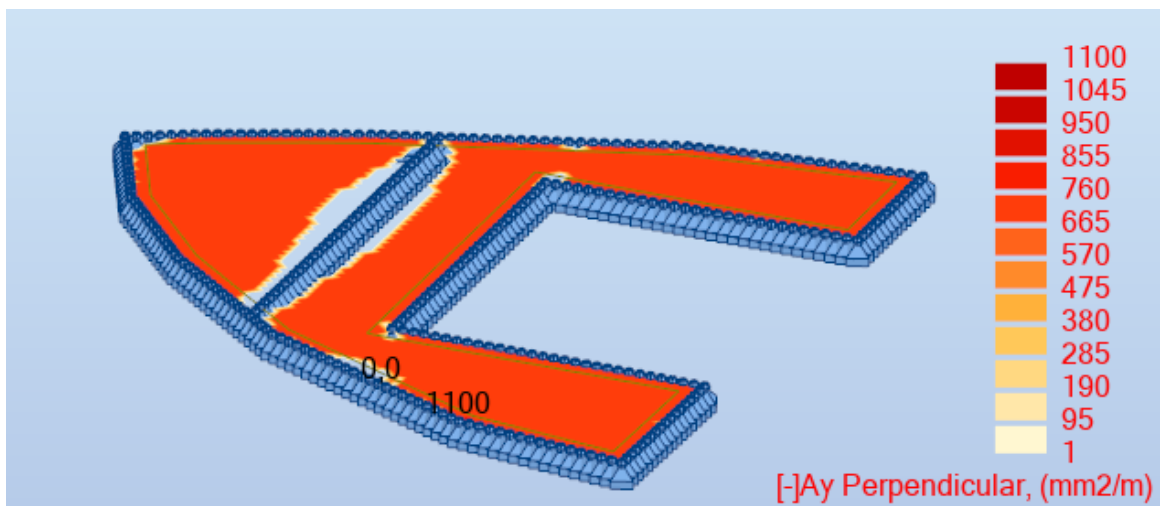


Armeringsbehov UK:

X-retning:



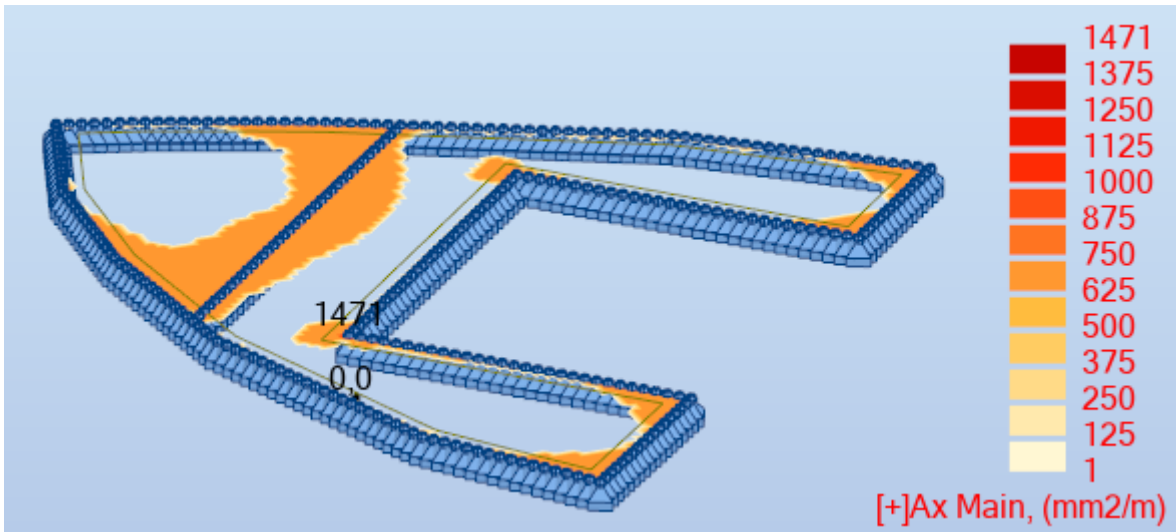
Y-retning:



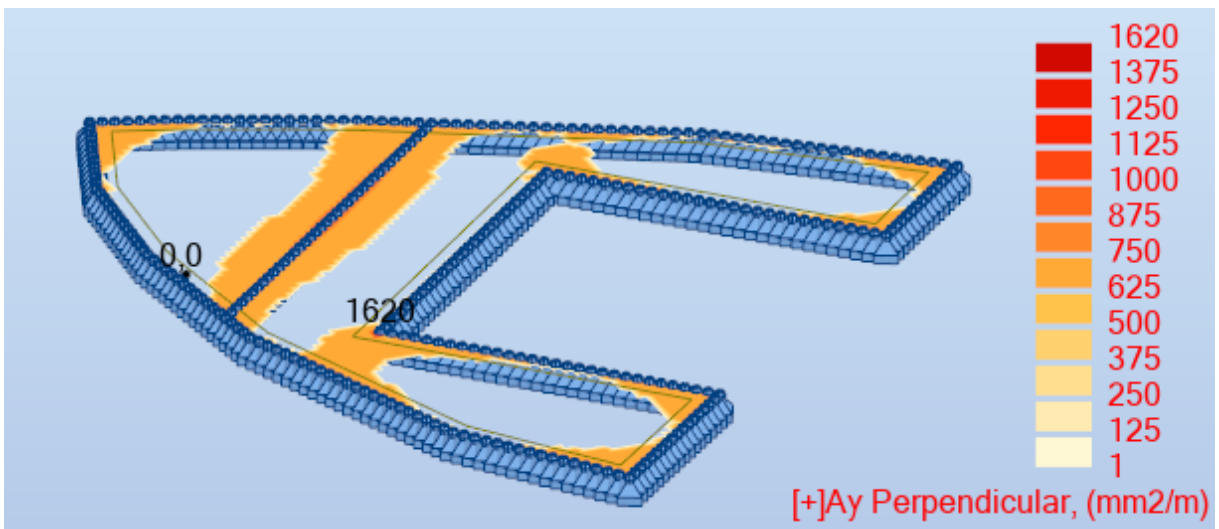
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Armeringsbehov OK:

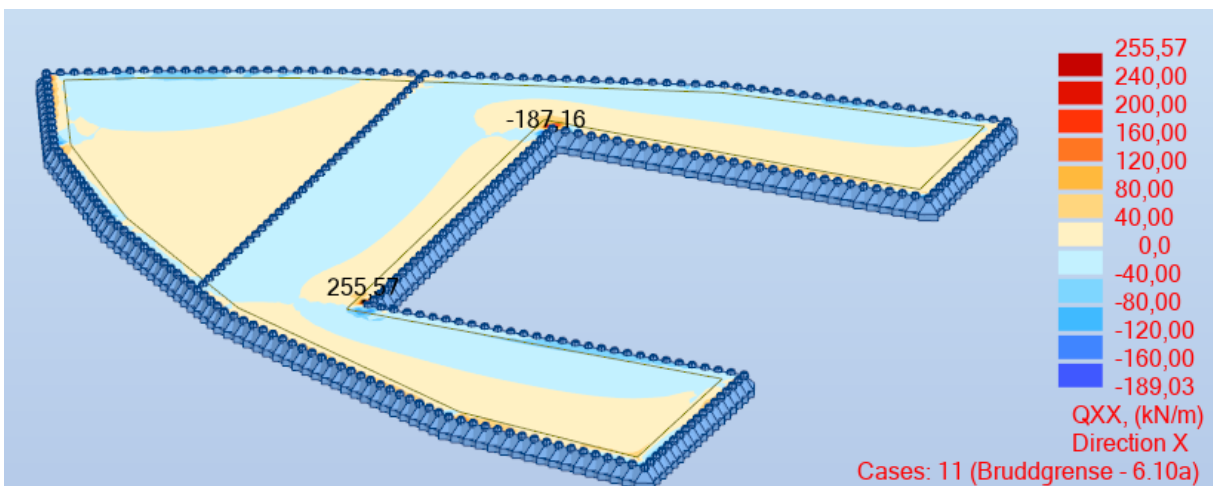
X-retning:



Y-retning:

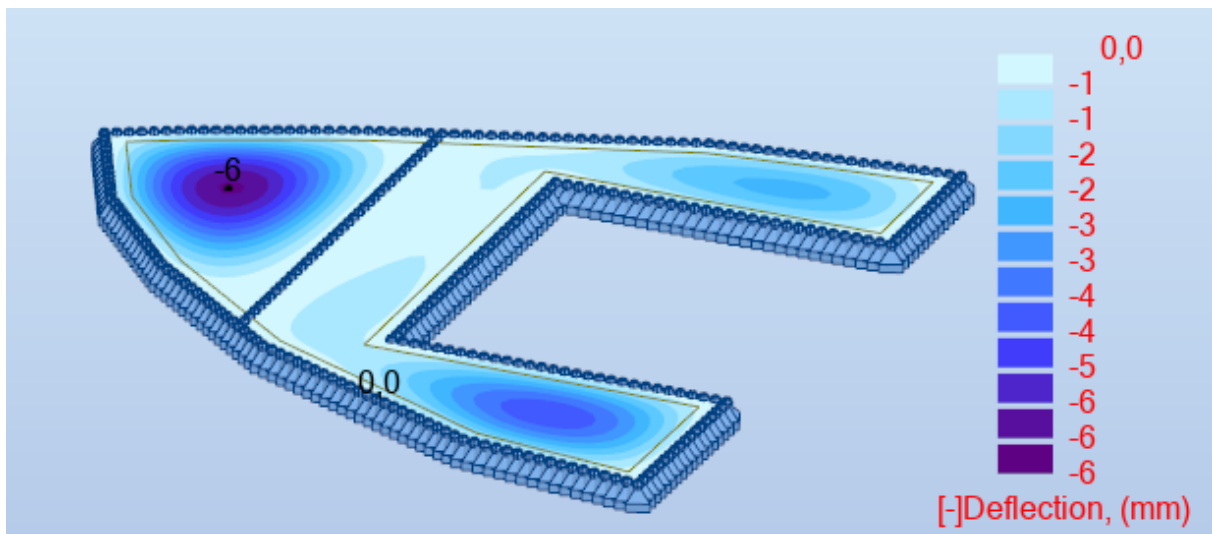


Maksimal skjærkraft: 255,6 kN



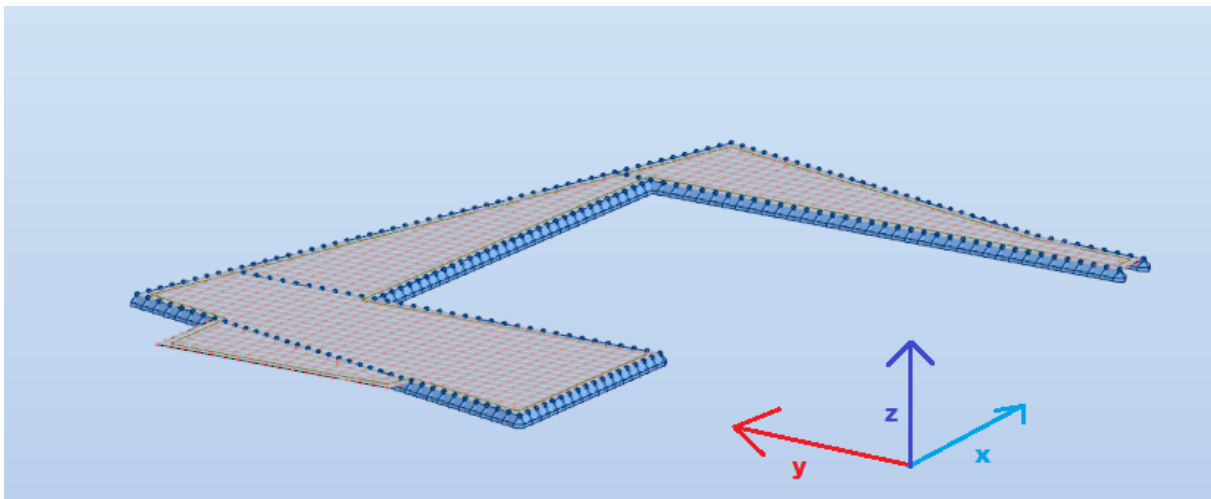
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 6 mm

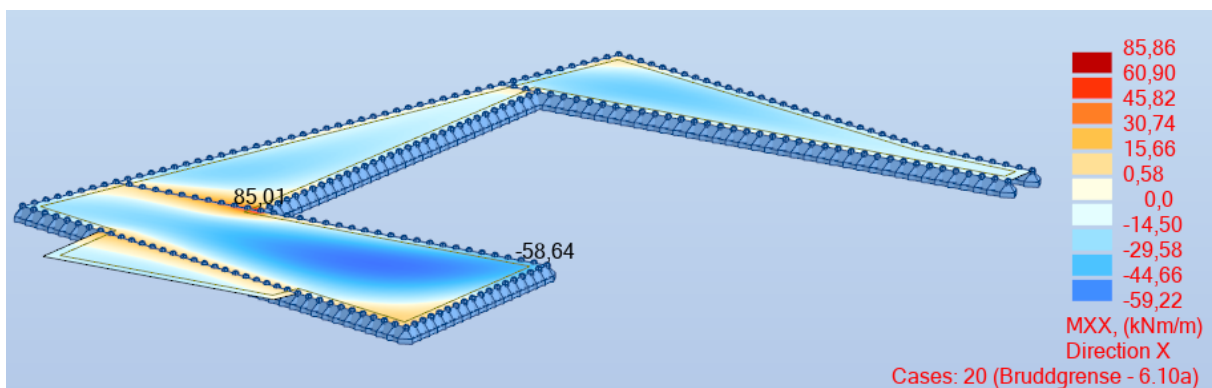


Dekke 2

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

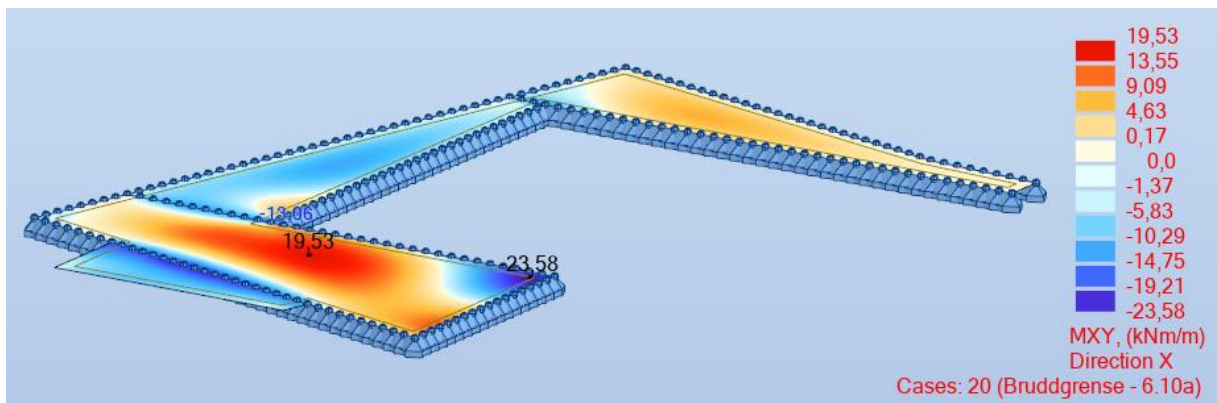


Maksimalt bøyemoment: 85,1 kNm om x-aksen



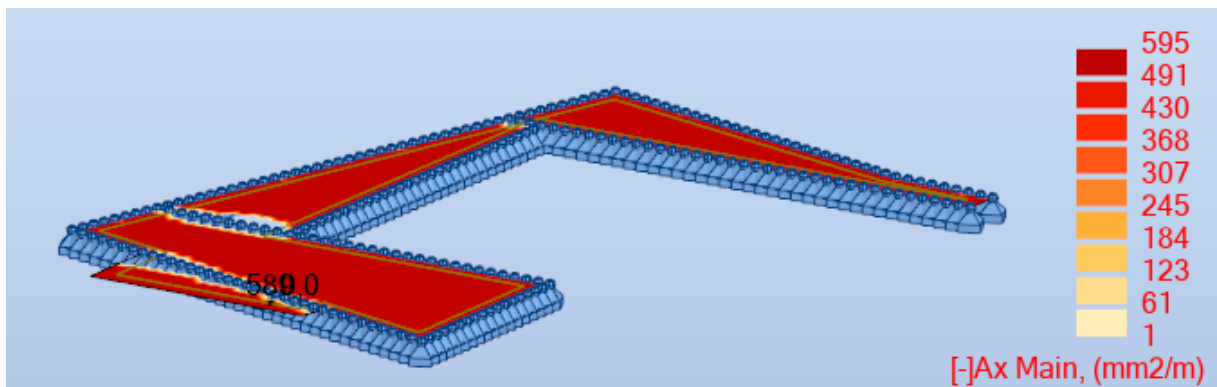
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Tilhørende torsjonsmoment: 13,1 kNm

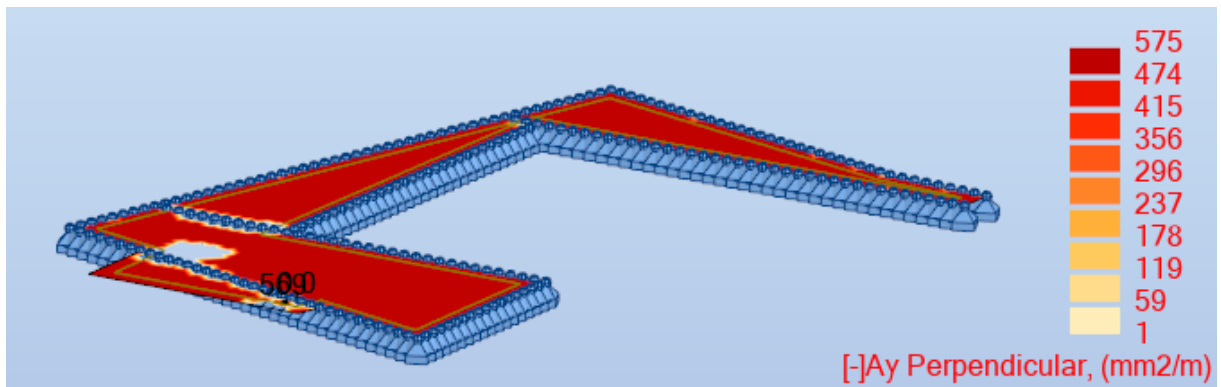


Armeringsbehov UK:

X-retning:



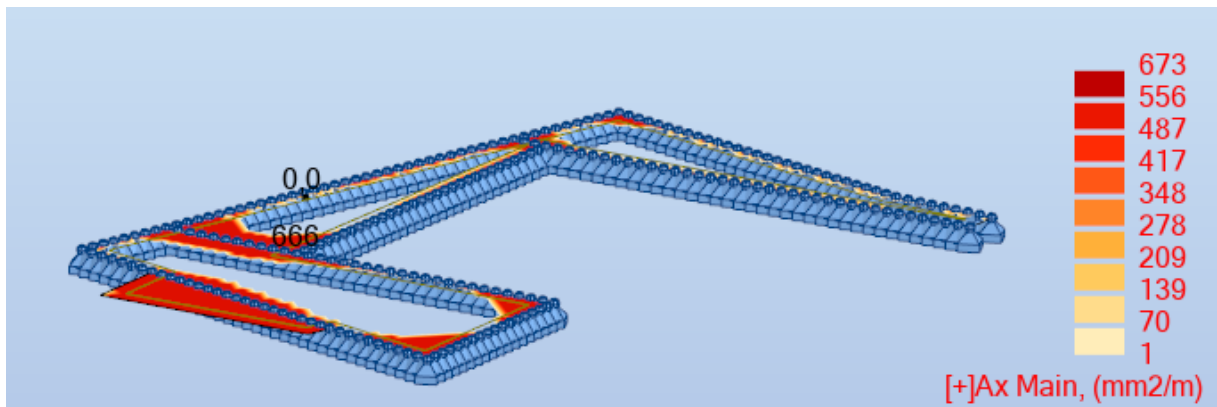
Y-retning:



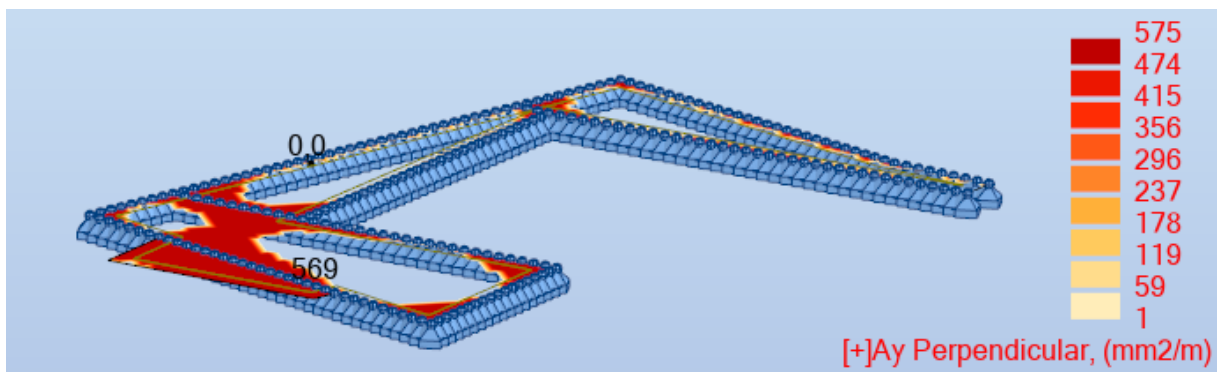
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Armeringsbehov OK:

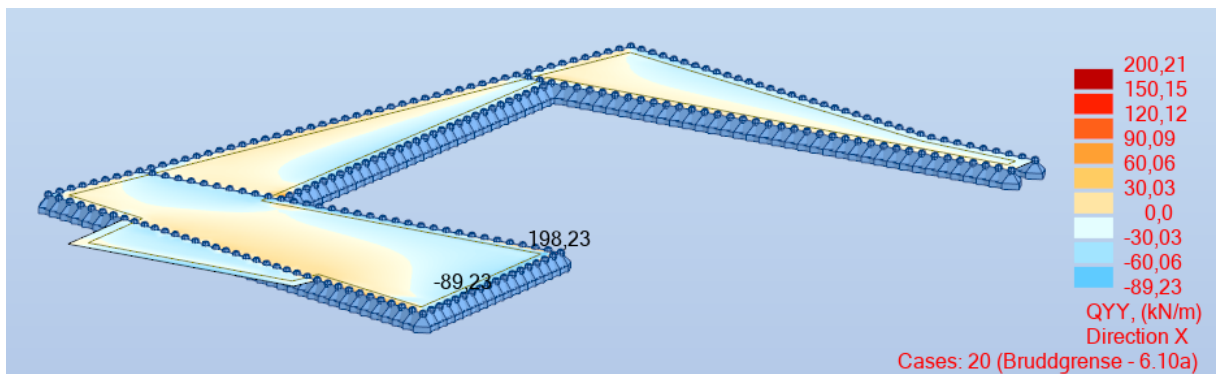
X-retning:



Y-retning:

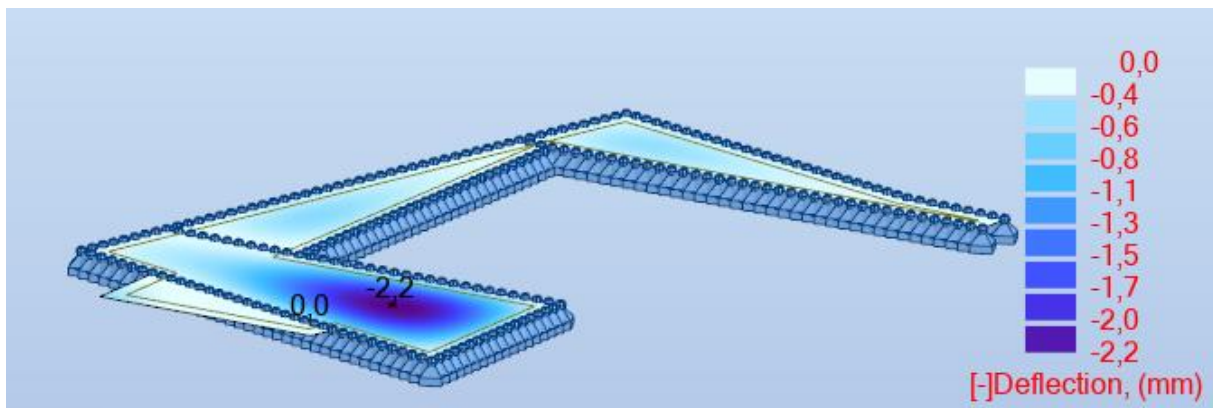


Maksimal skjærkraft: 198,2 kN



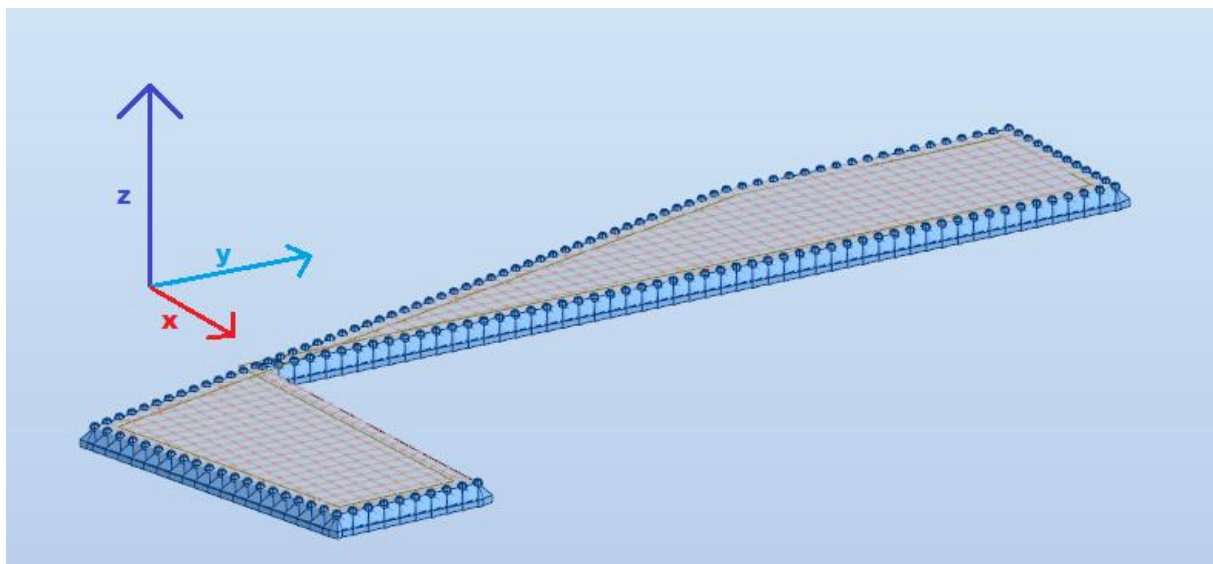
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): -2,2 mm

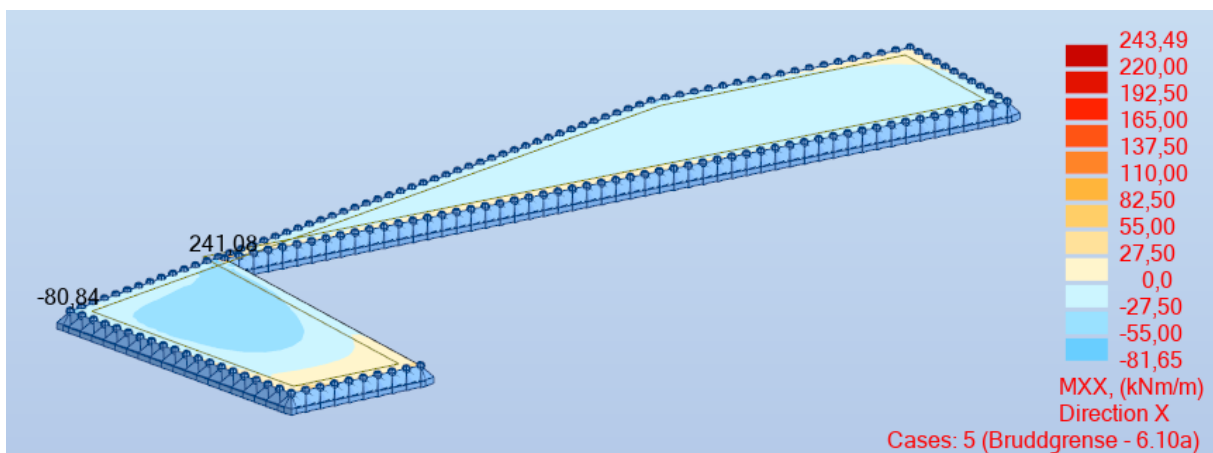


Dekke 3

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

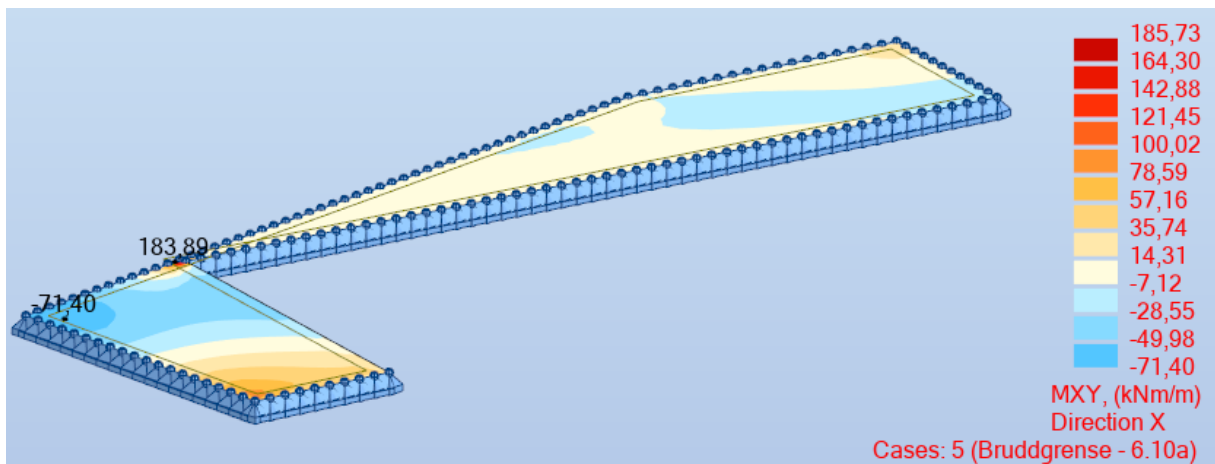


Maksimalt bøyemoment: 241,1 kNm om x-aksen



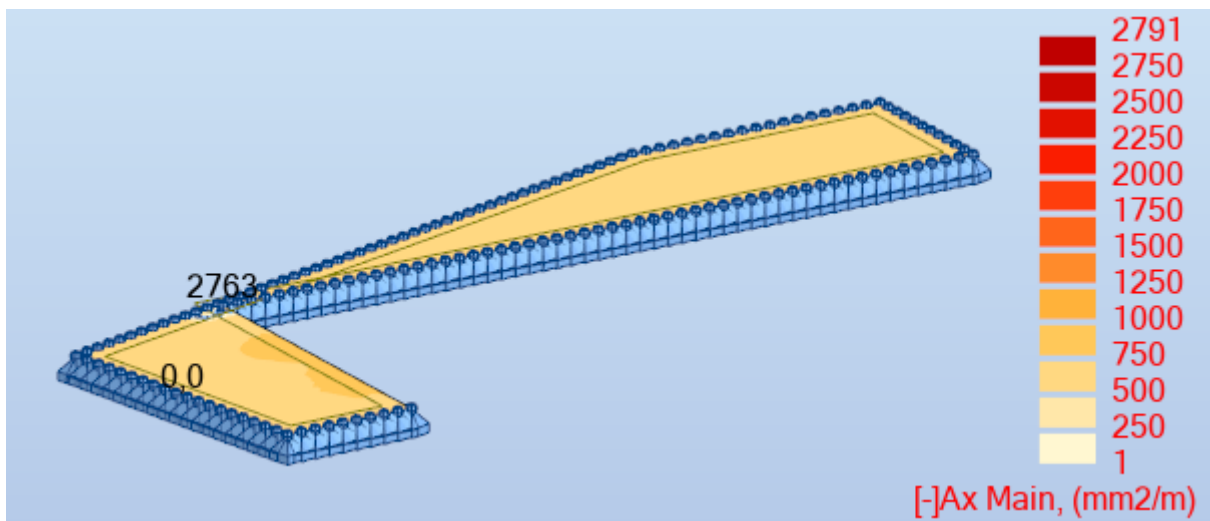
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Tilhørende torsjonsmoment: 183,4 kNm

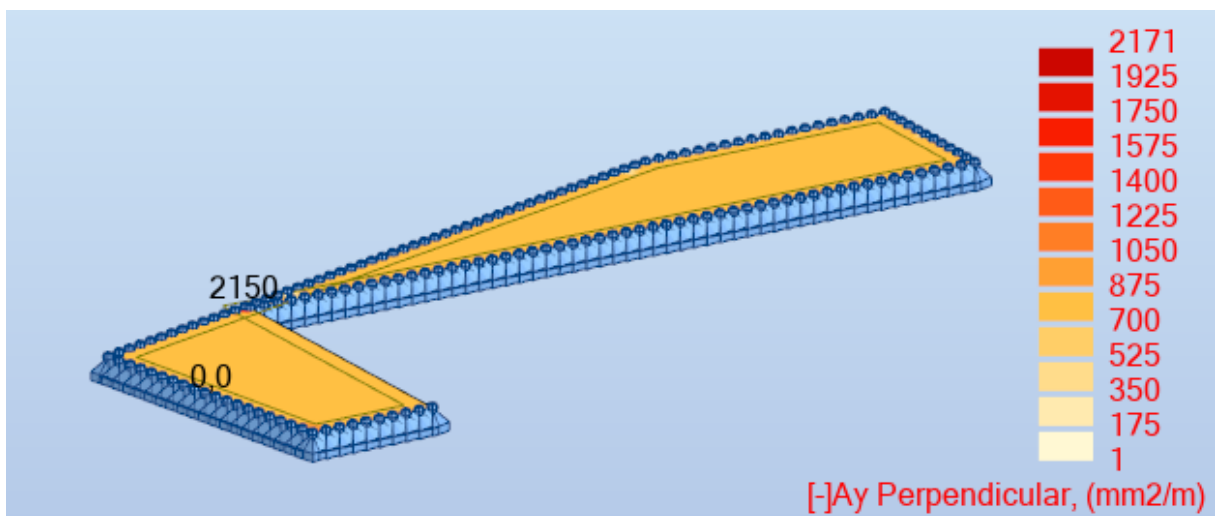


Armeringsbehov UK:

X-retning:



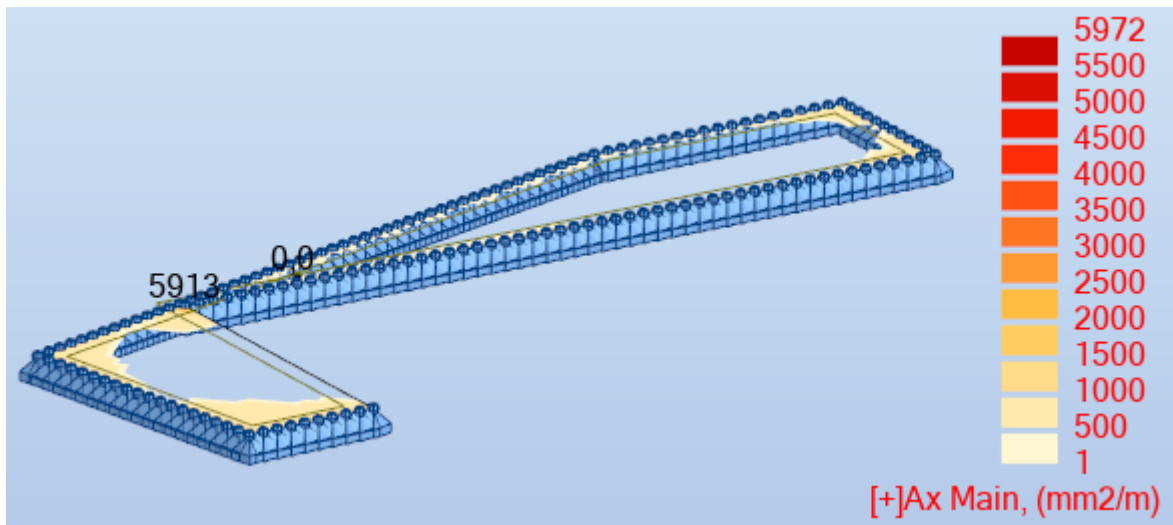
Y-retning:



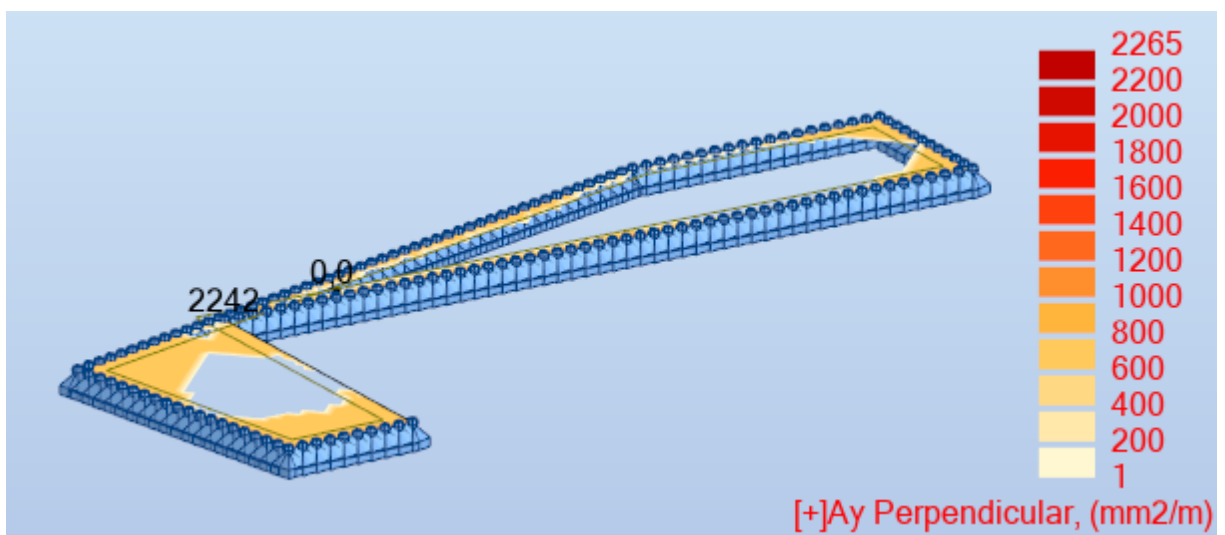
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Armeringsbehov OK:

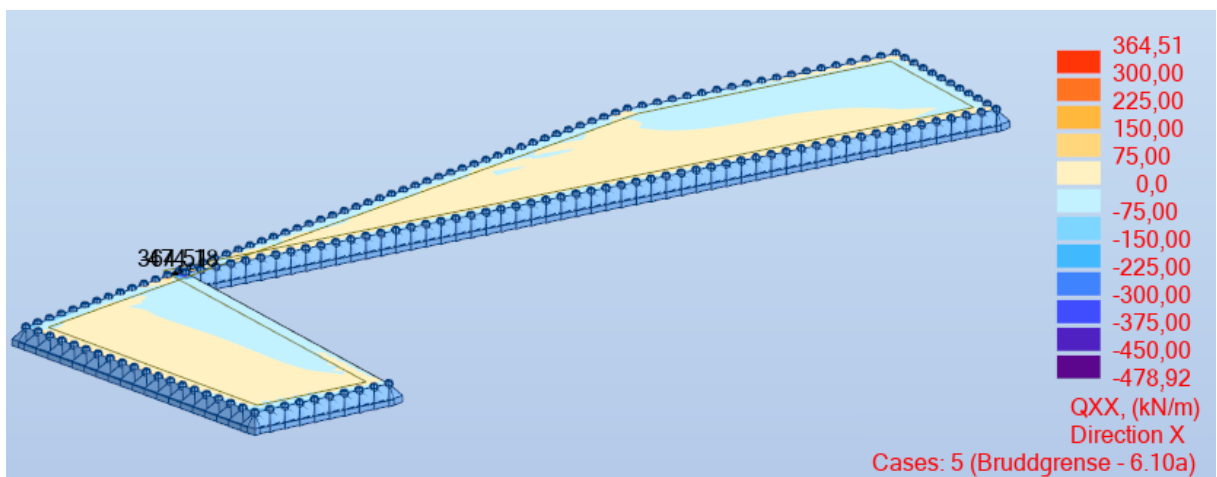
X-retning:



Y-retning:

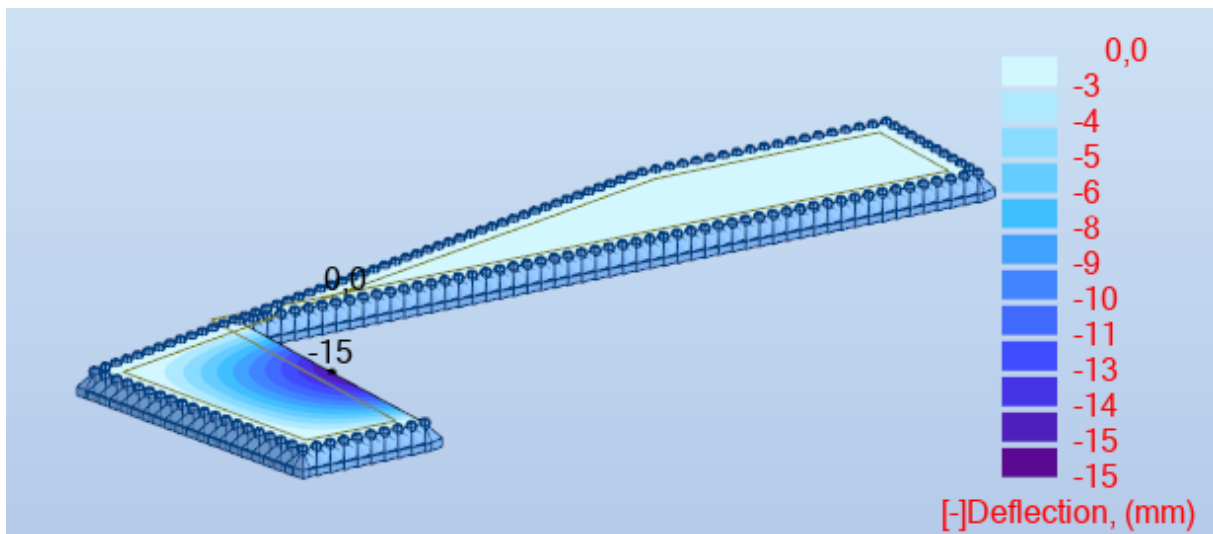


Maksimal skjærkraft: 364,5 kN



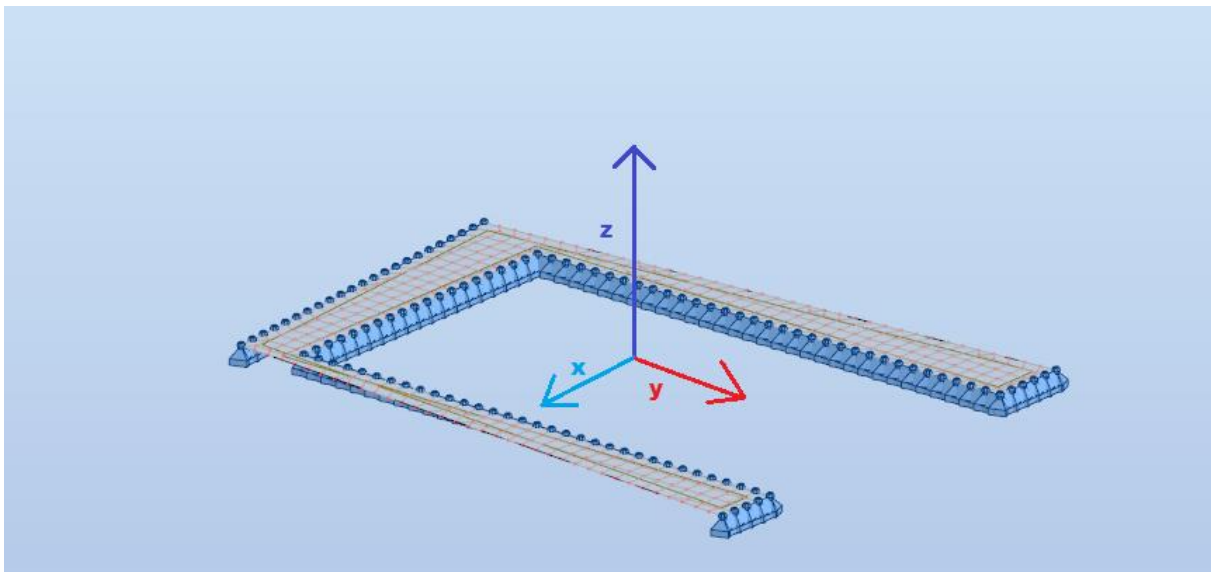
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): -15 mm



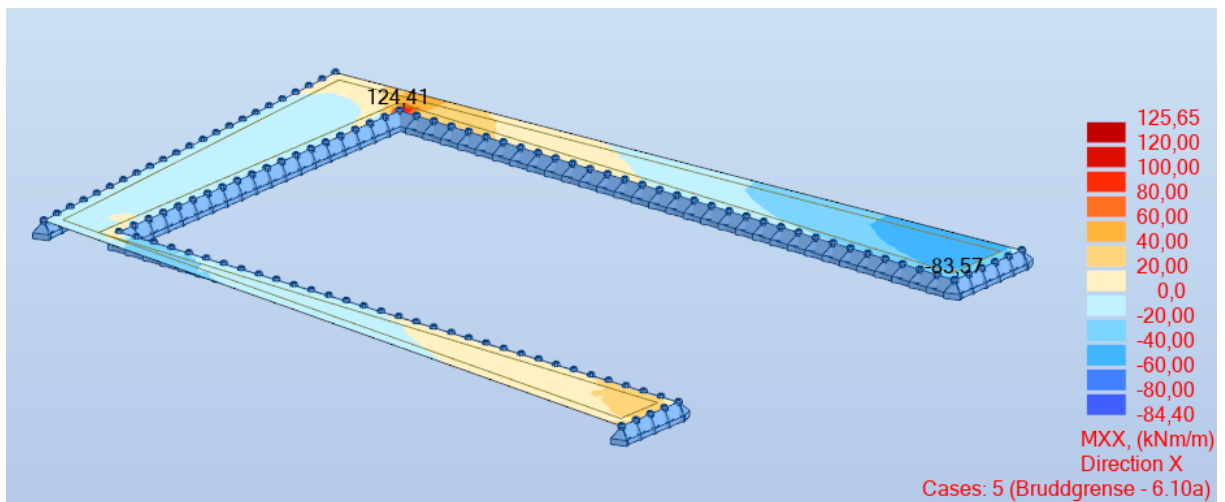
Dekke 4

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

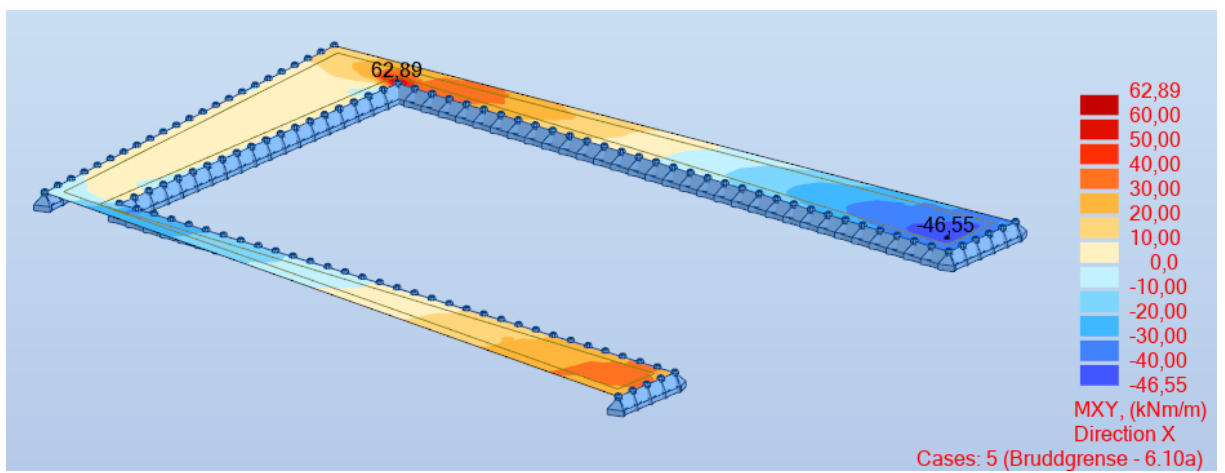


Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Maksimalt bøyemoment: 124,4 kNm om x-aksen

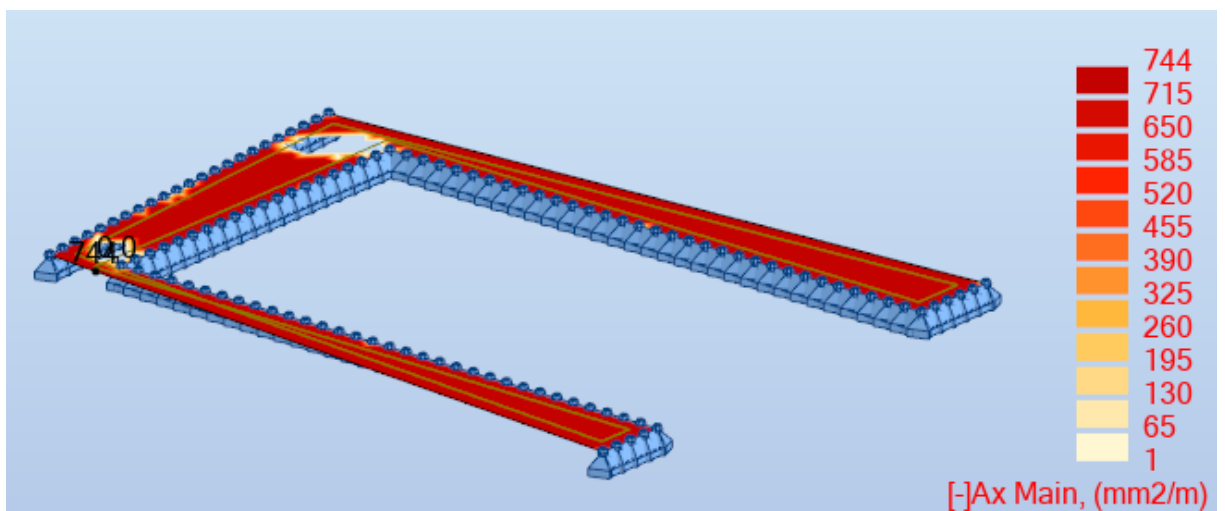


Tilhørende torsjonsmoment: 62,9 kNm



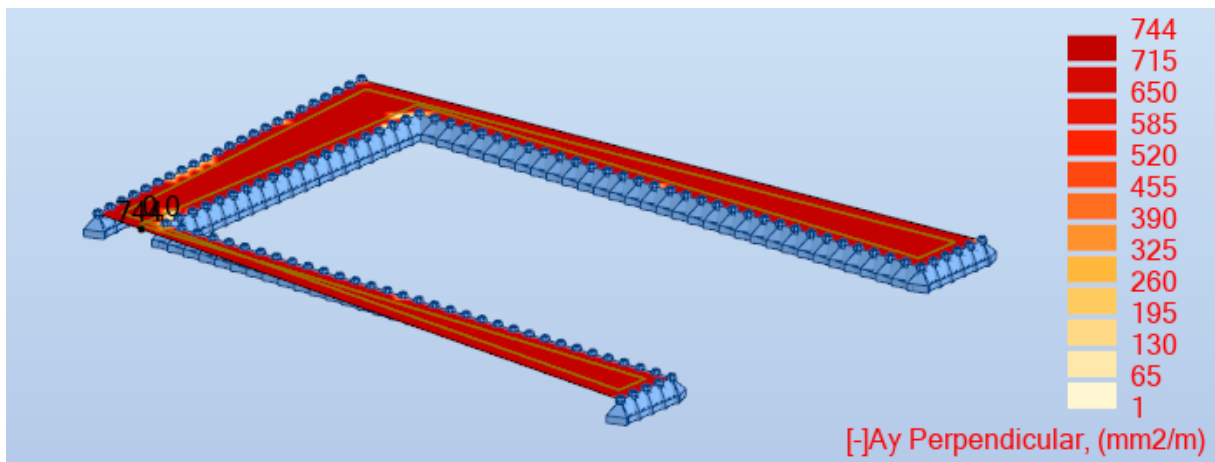
Armeringsbehov UK:

X-retning:



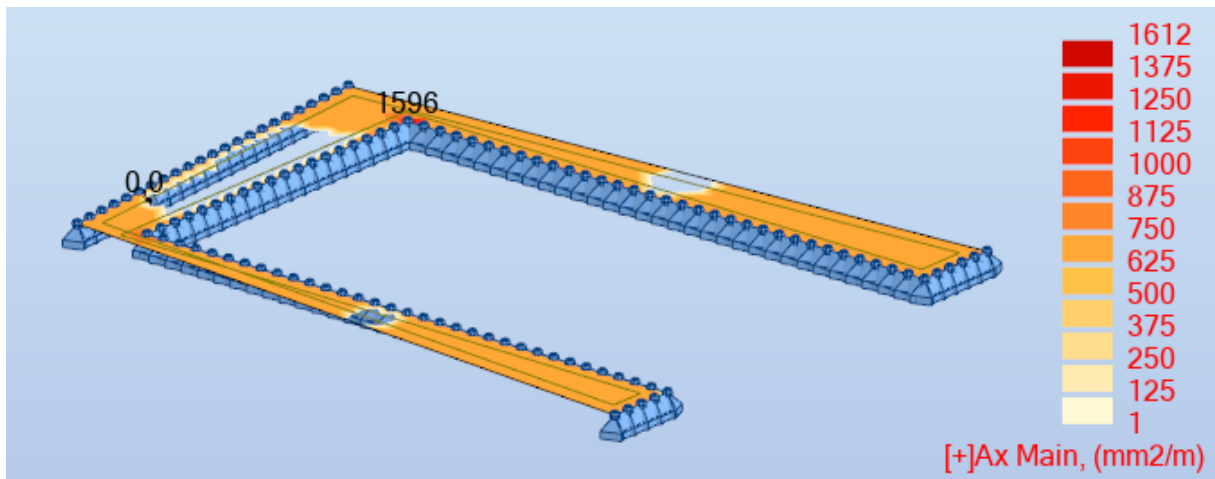
Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Y-retning:

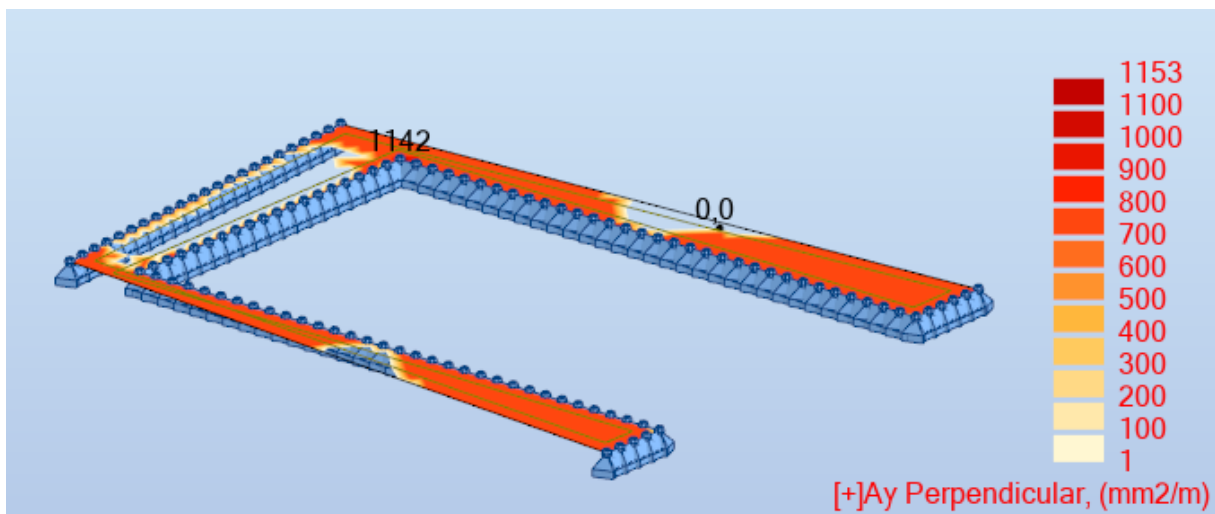


Armeringsbehov OK:

X-retning:

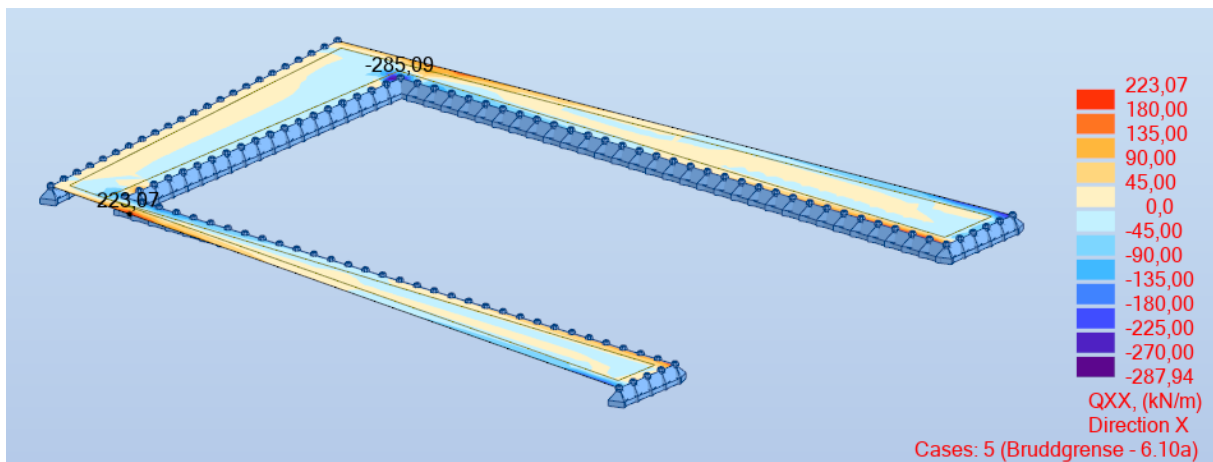


Y-retning:

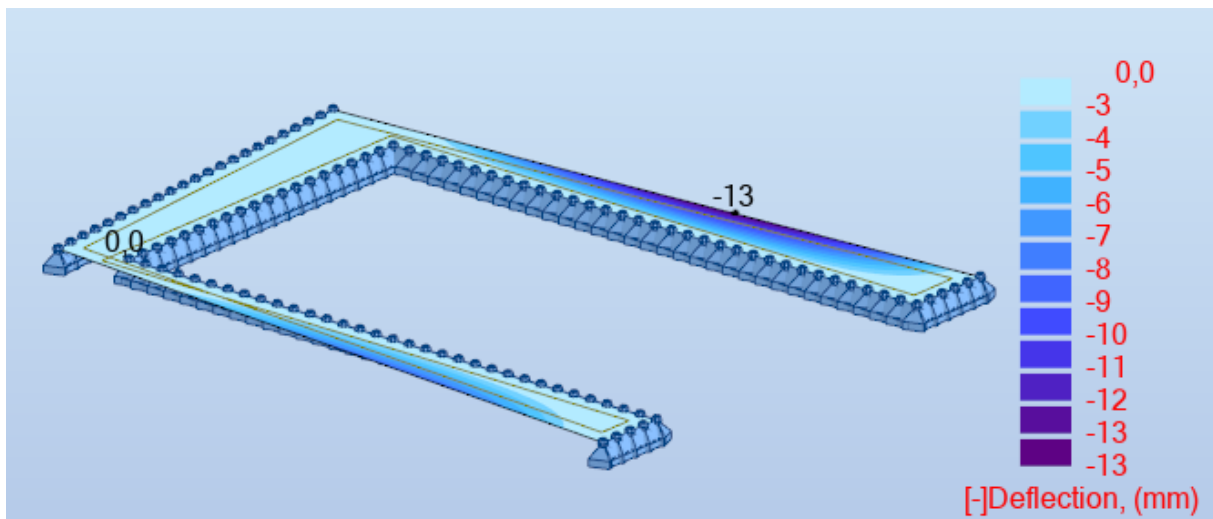


Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Maksimal skjærkraft: 285,1 kN



Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 13 mm



Vedlegg L – Dekker i RSA (Tak)

Laster, tak

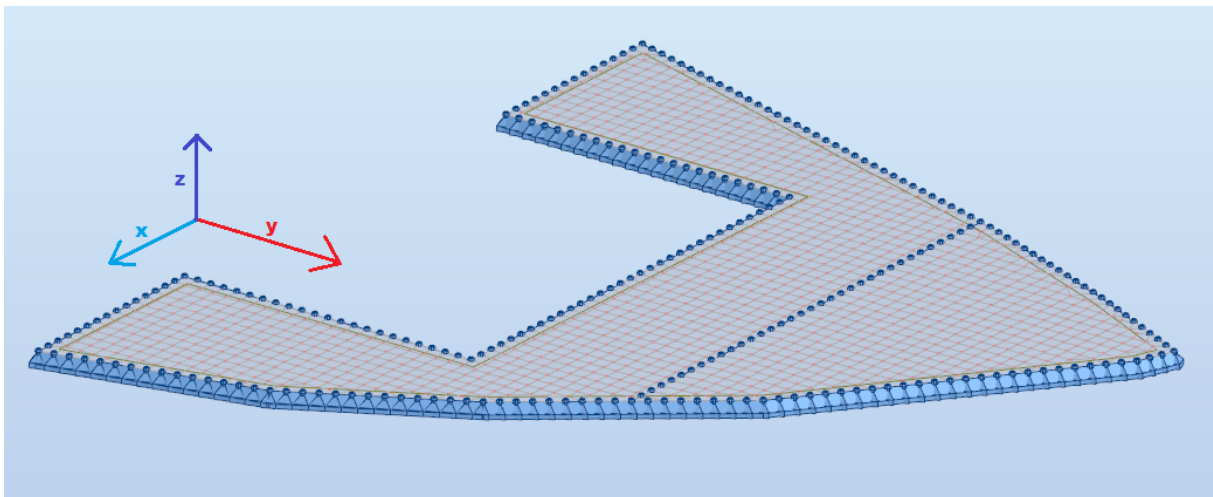
	Case	Load type	List	
	1:DL1	self-weight	2	Whole structu
	4:Vindlast	(FE) uniform	2	PZ=-0,80
	3:Snølast	(FE) uniform	2	PZ=-1,60
	2:Egenlast	(FE) uniform	2	PZ=-0,50

Lastkombinasjoner, tak

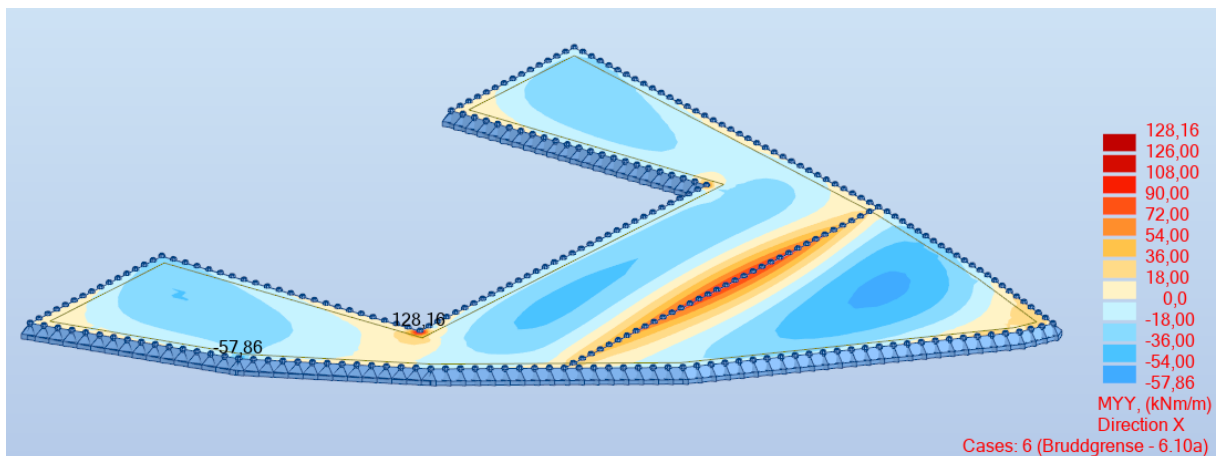
Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
5 (C)	Bruddgrense - 6.10b	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.20+4*1.05+3*1.50$
6 (C)	Bruddgrense - 6.10a	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+(3+4)*1.05$
7 (C)	Brukgrense - kar.	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.70$
8 (C)	Brukgrense - FRE	Linear Combinati	SLS:FRE	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.50$
9 (C)	Brukgrense - QPR	Linear Combinati	SLS:QPR	Structural	$(1+2+4)*1.00+3*0.20$

Dekke 1-1

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

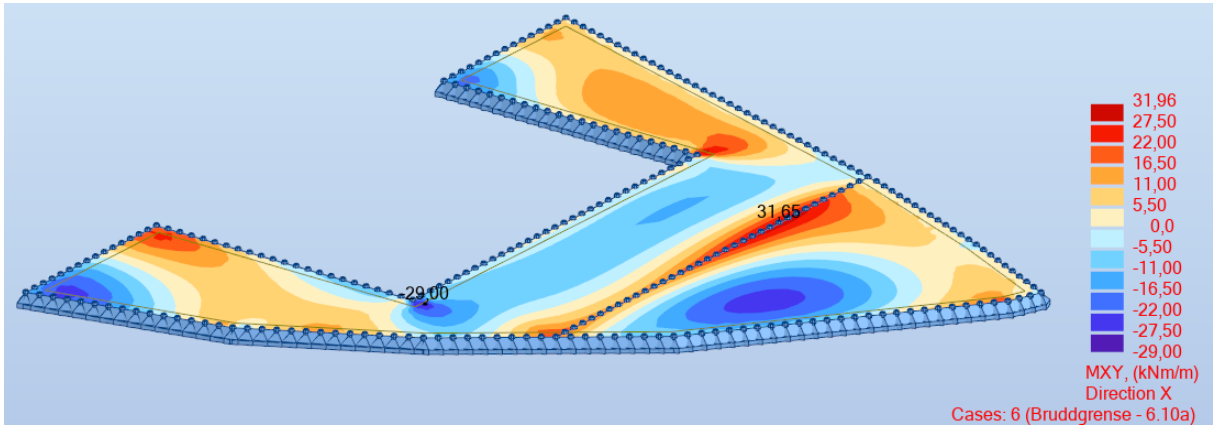


Maksimalt bøyemoment: 128,2 kNm om y-aksen (Strekk OK)



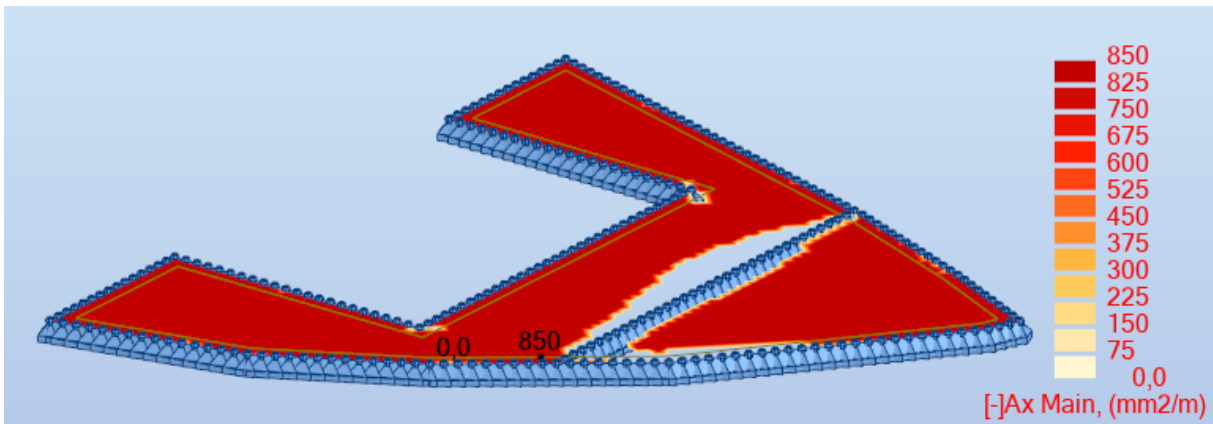
Dekker i RSA (Tak)

Tilhørende torsjonsmoment: 29,0 kNm

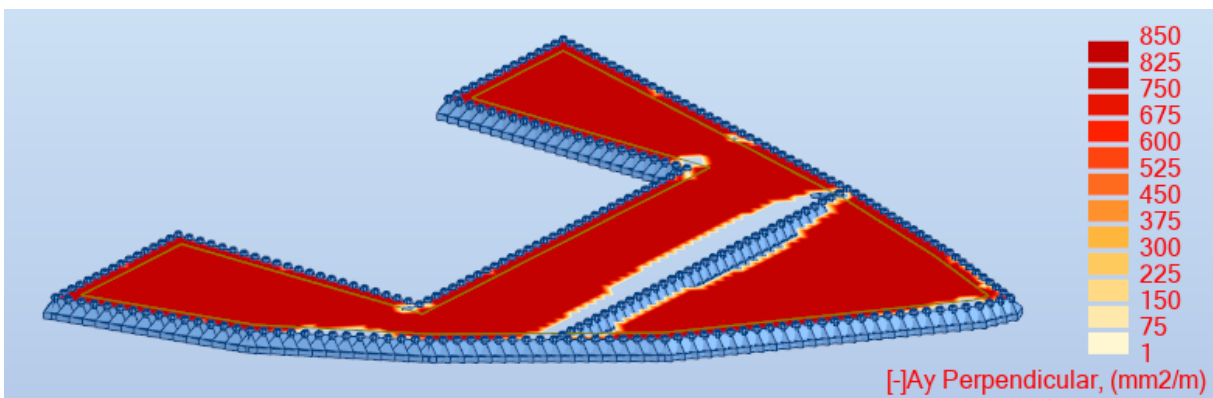


Armeringsbehov UK:

X-retning:



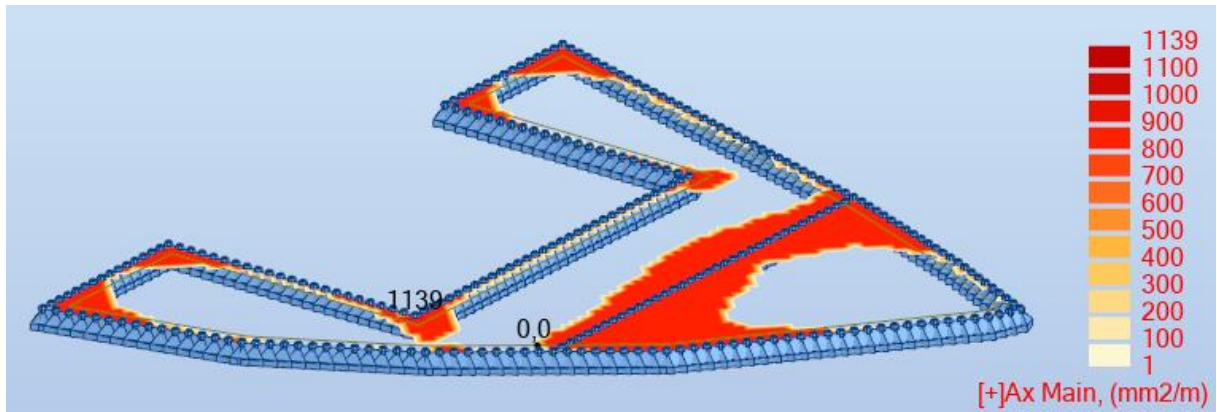
Y-retning:



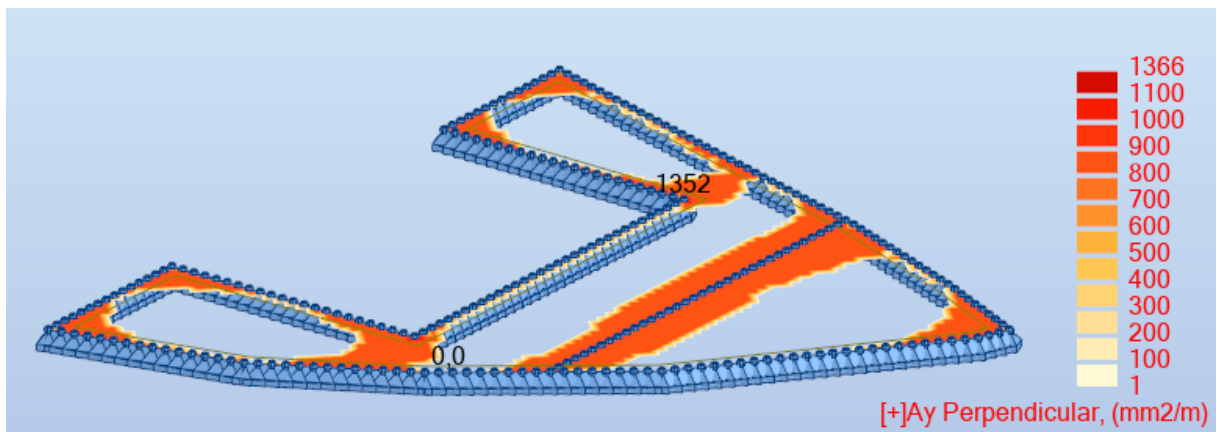
Dekker i RSA (Tak)

Armeringsbehov OK:

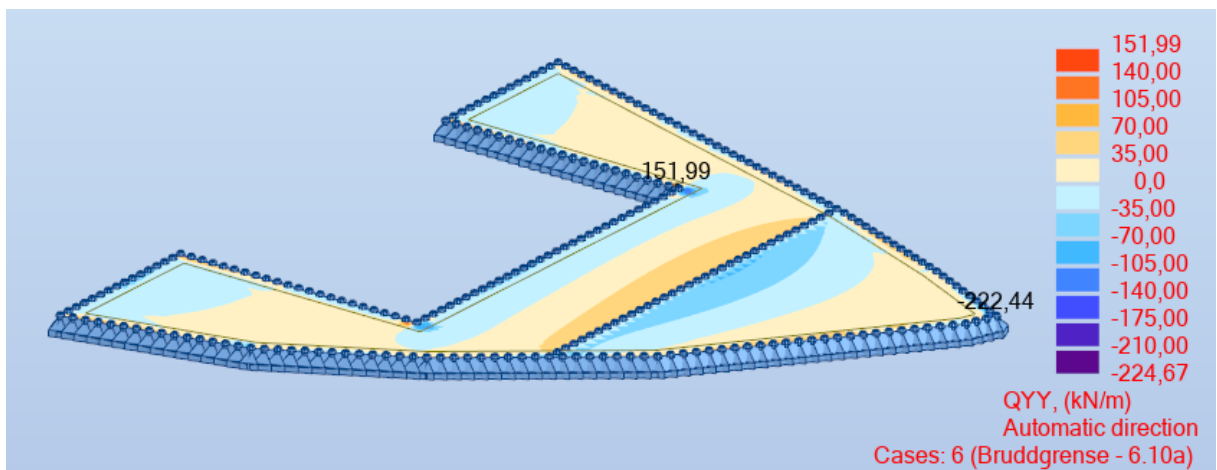
X-retning:



Y-retning:

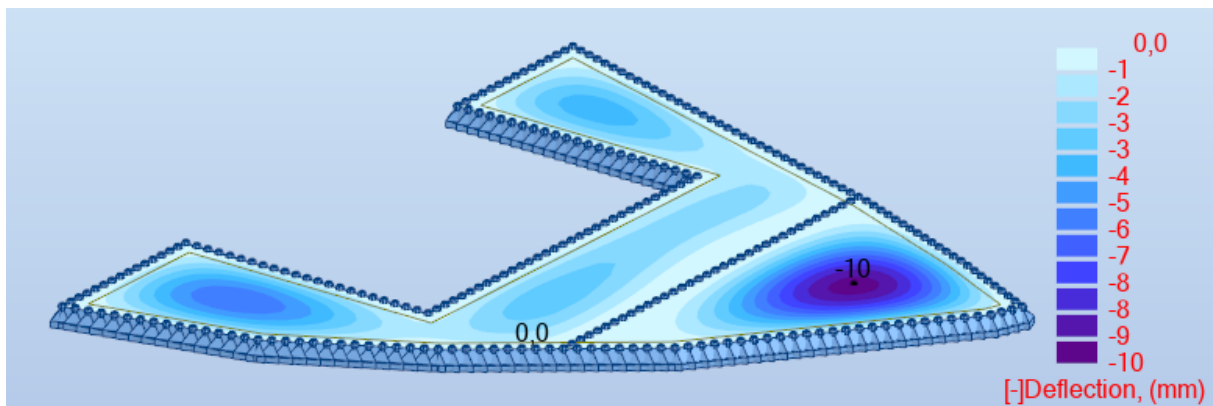


Maksimalt skjærkrefter: 152,0 kN



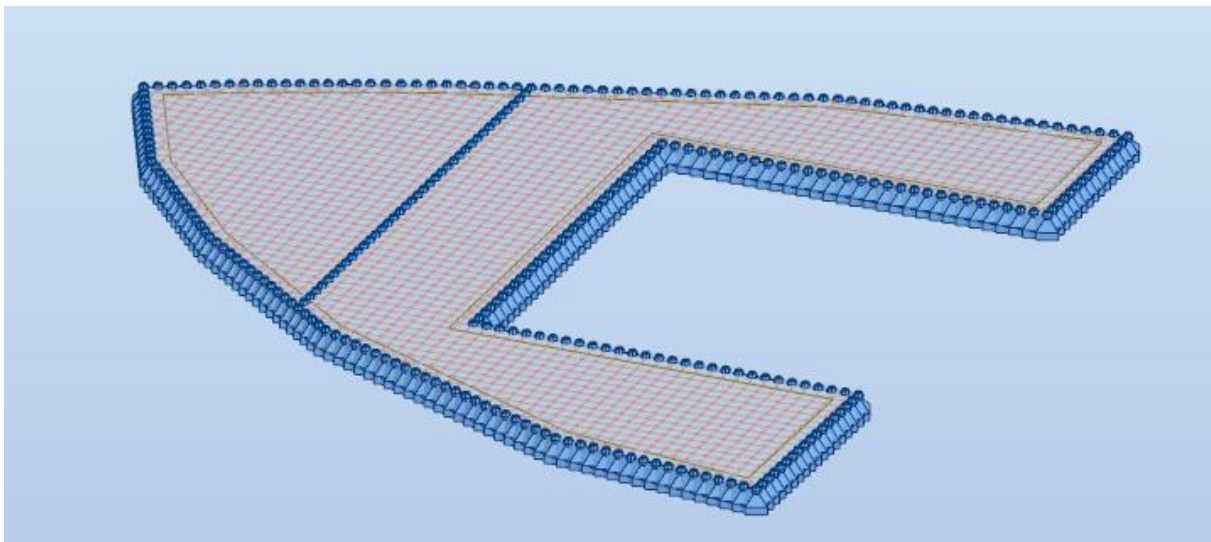
Dekker i RSA (Tak)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 10 mm

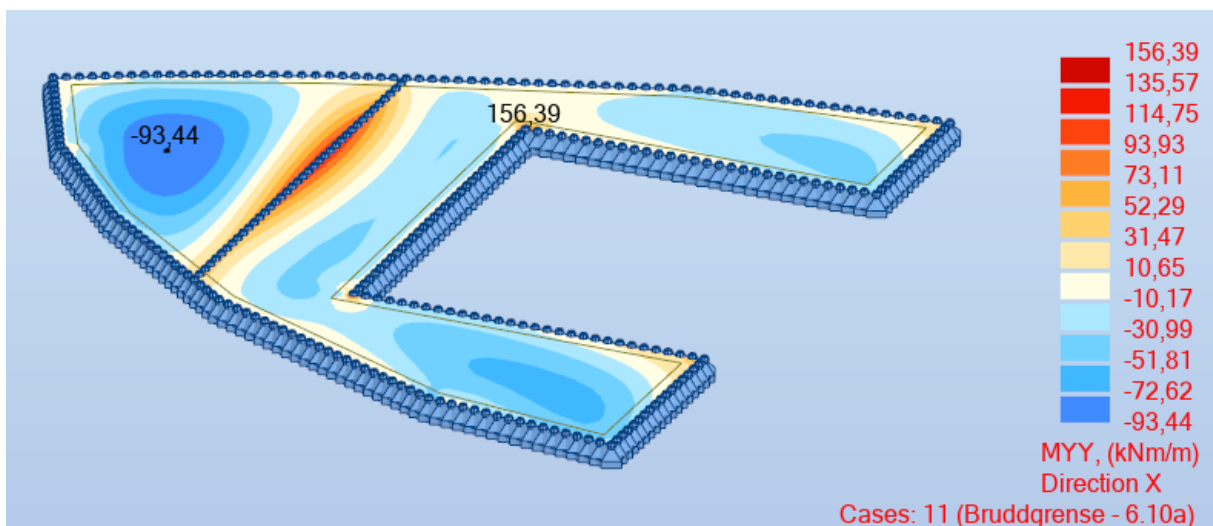


Dekke 1-2

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

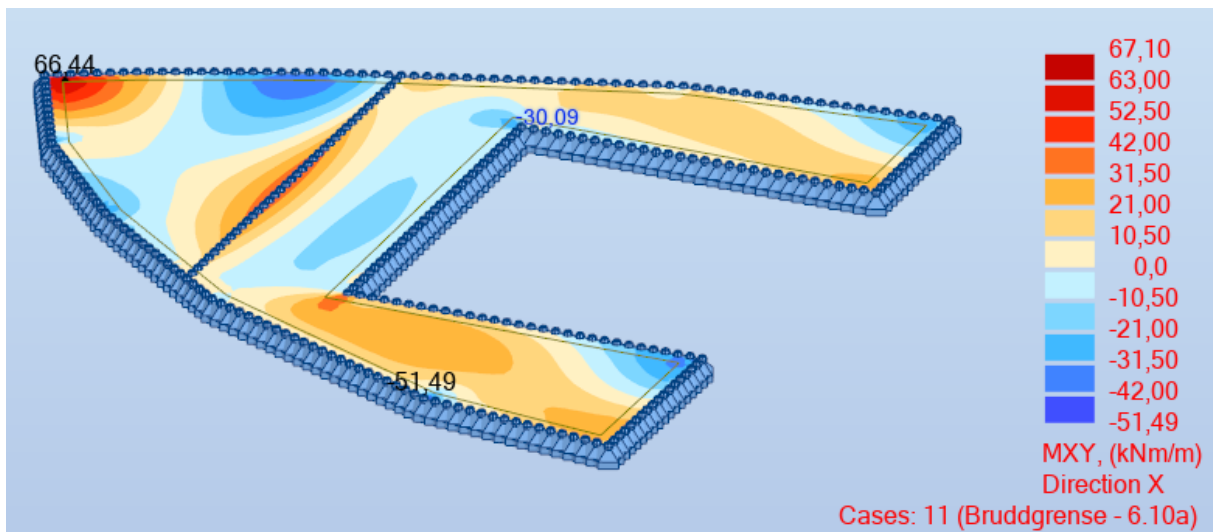


Maksimalt bøyemoment: 156,4 kNm om y-aksen (Strekk OK)



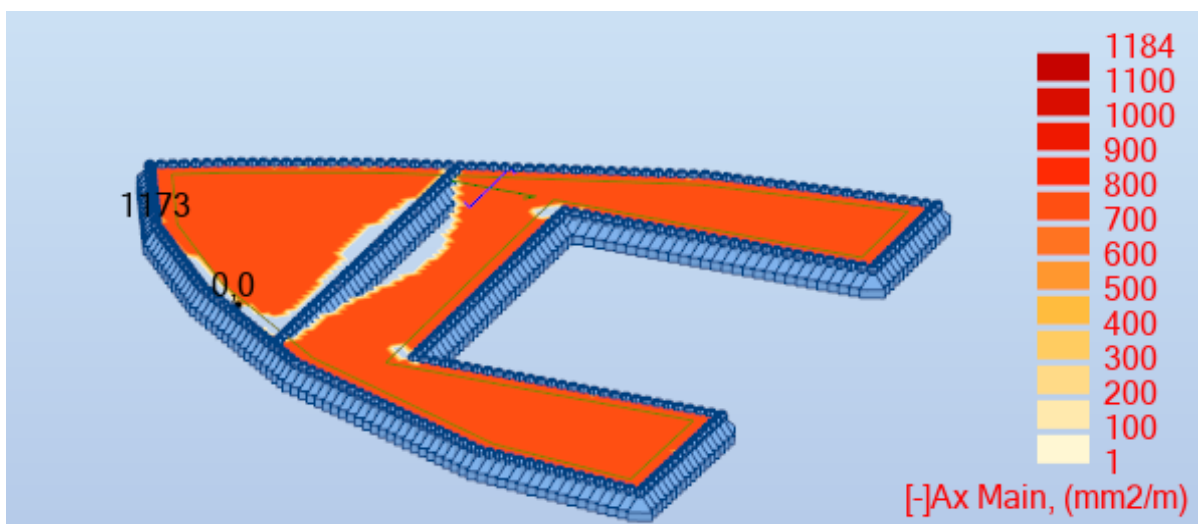
Dekker i RSA (Tak)

Tilhørende torsjonsmoment: 30,1 kNm

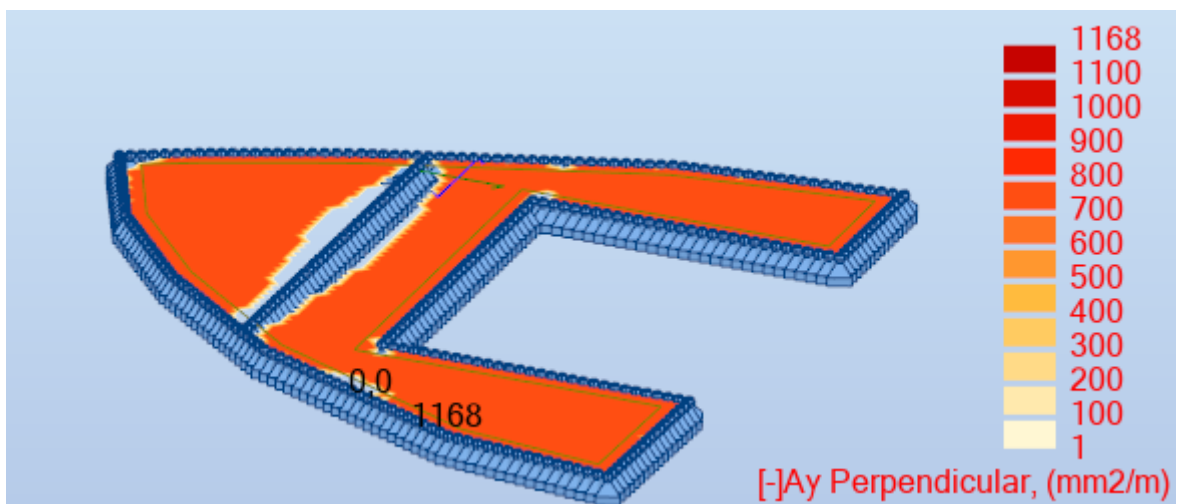


Armeringsbehov UK:

X-retning:



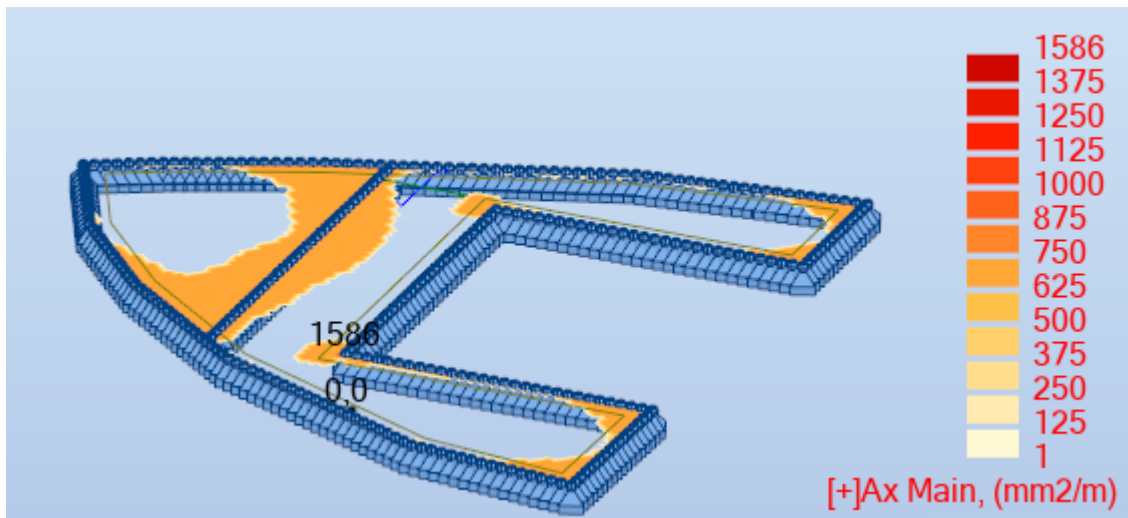
Y-retning:



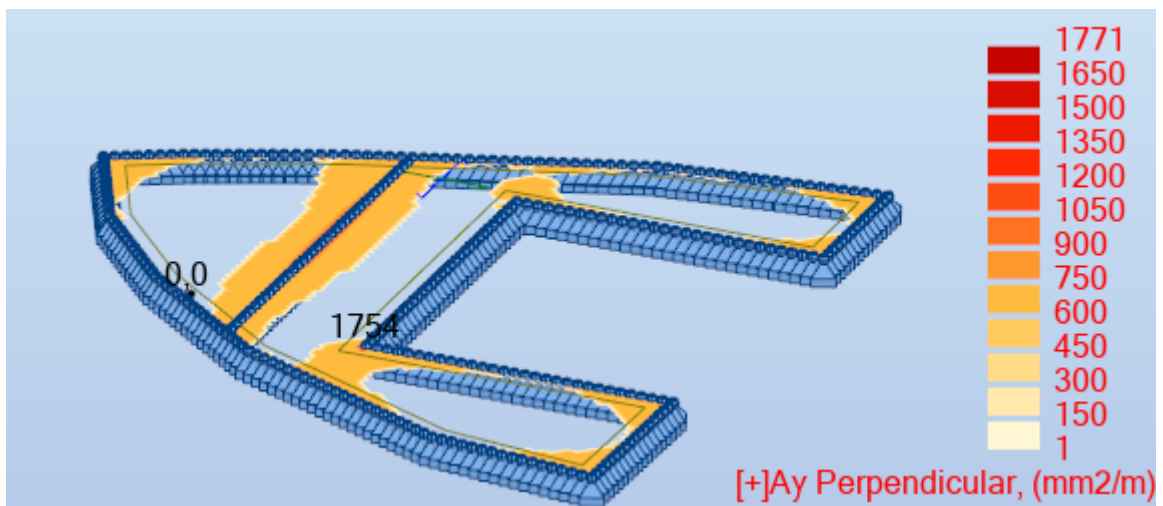
Dekker i RSA (Tak)

Armeringsbehov OK:

X-retning:

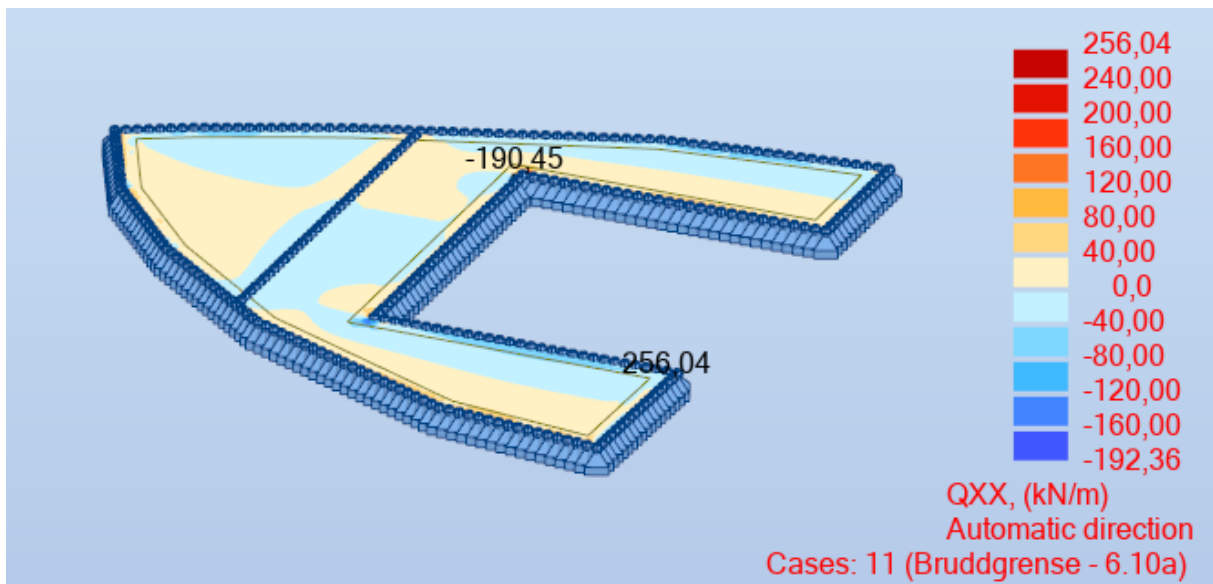


Y-retning:

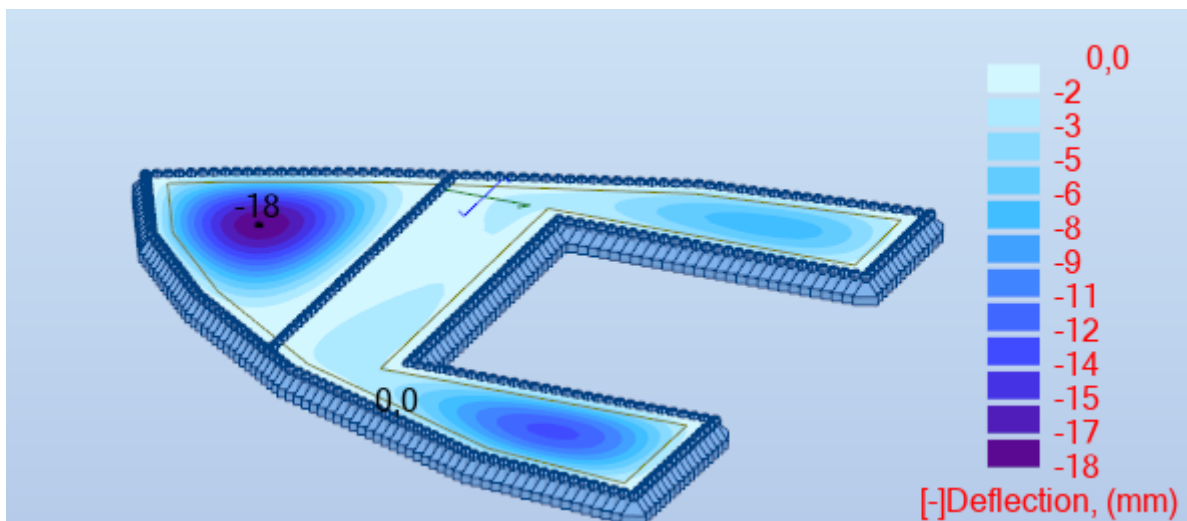


Dekker i RSA (Tak)

Maksimalt skjærkrefter: 256,0 kN

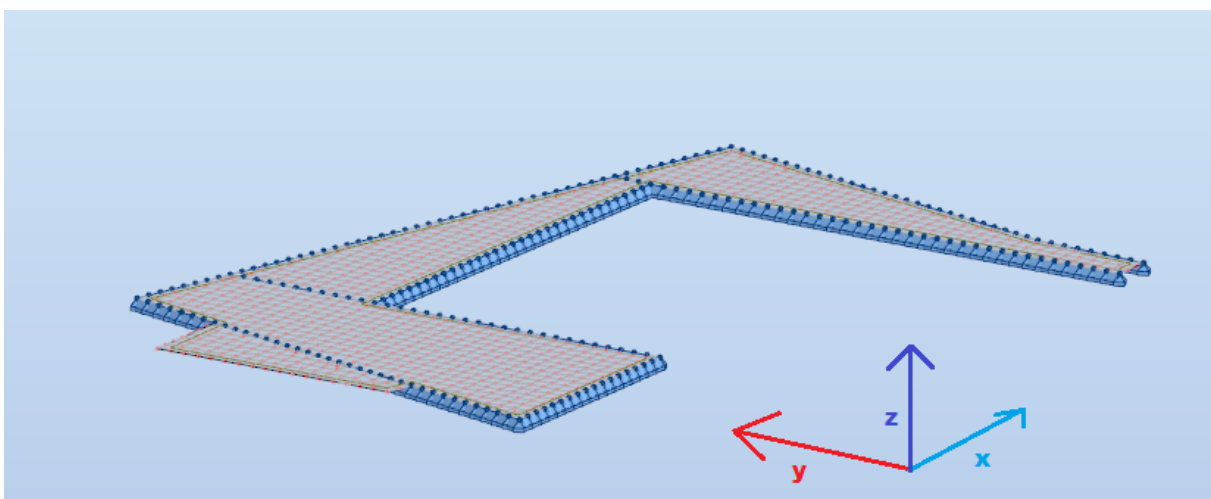


Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 18 mm



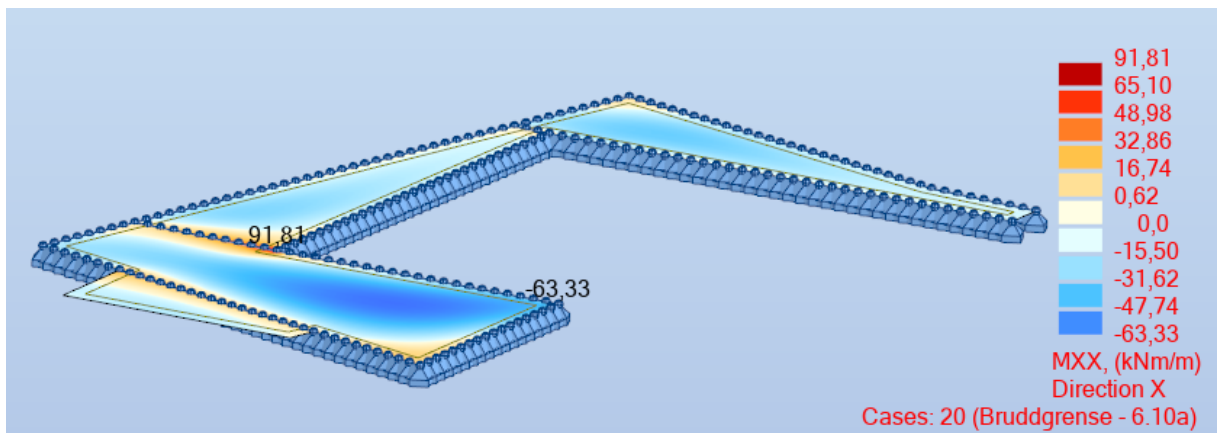
Dekke 2

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

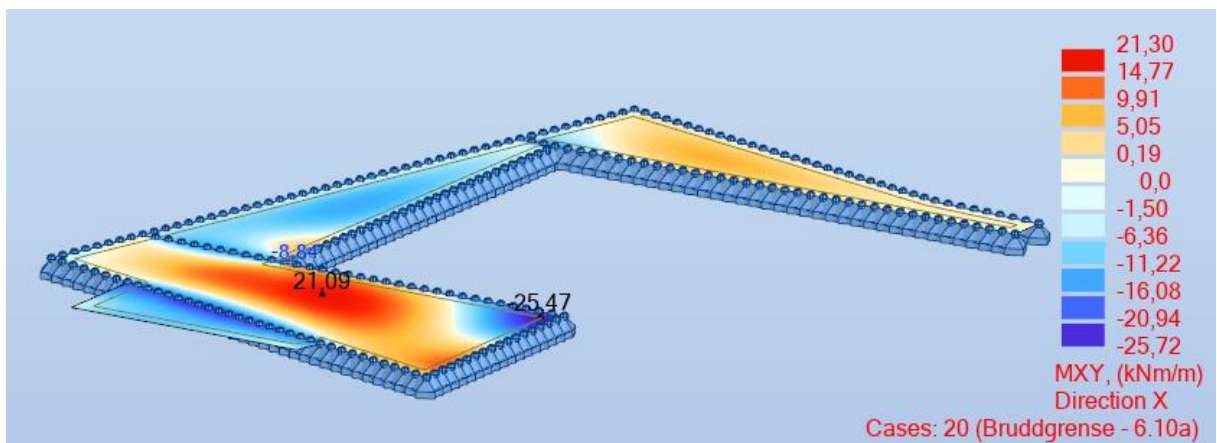


Dekker i RSA (Tak)

Maksimalt bøyemoment: 91,8 kNm om x-aksen

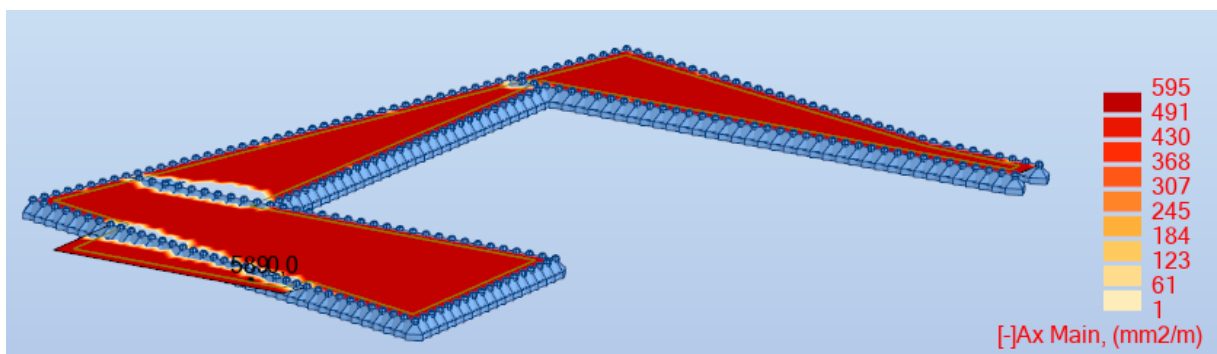


Tilhørende torsjonsmoment: 8,8 kNm



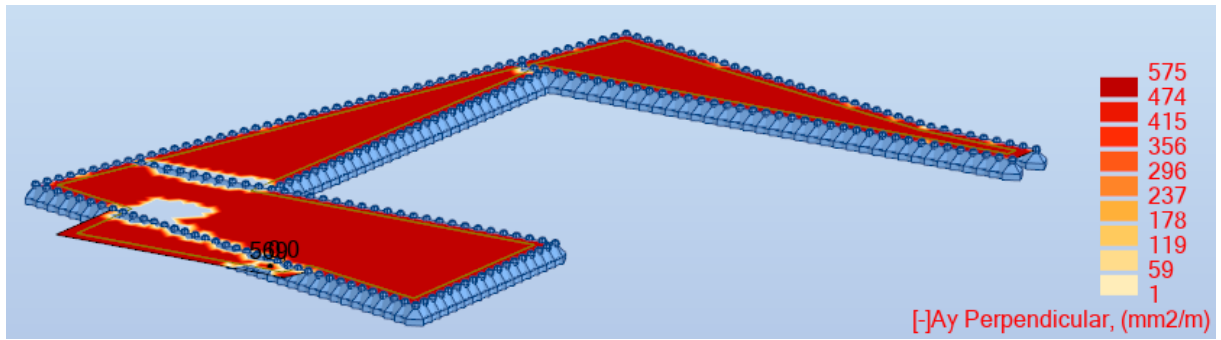
Armeringsbehov UK:

X-retning:



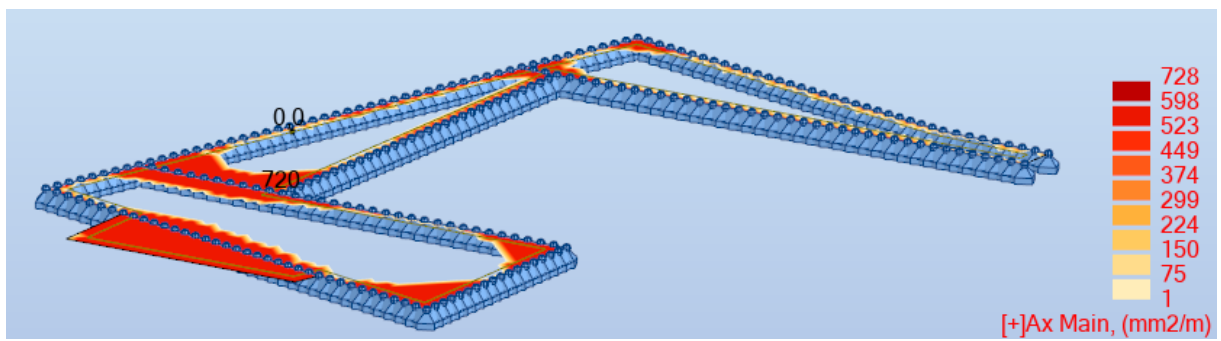
Dekker i RSA (Tak)

Y-retning:

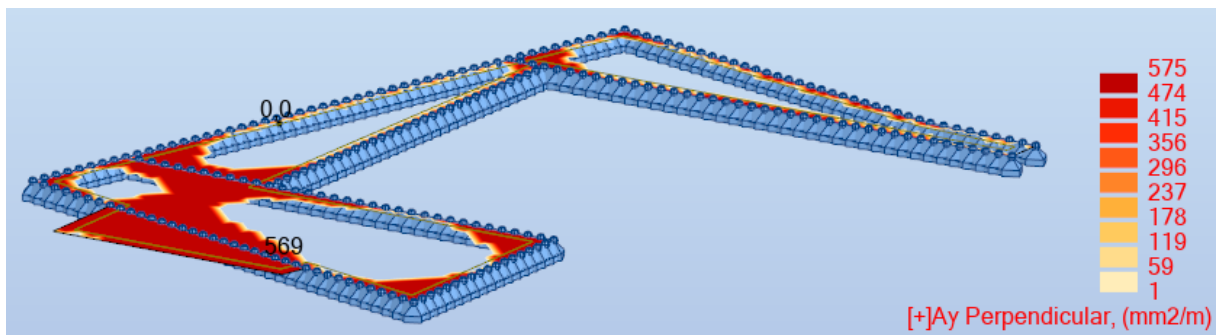


Armeringsbehov OK:

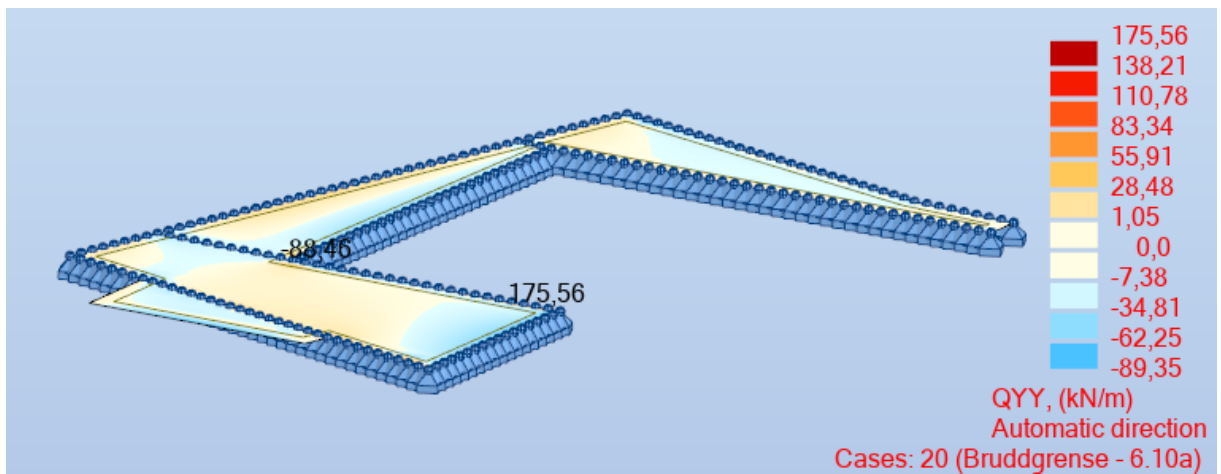
X-retning:



Y-retning:

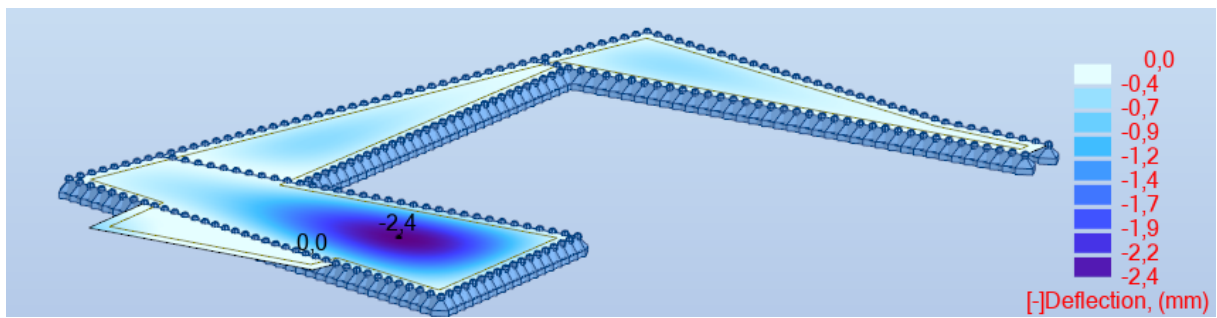


Maksimalt skjærkrefter: 175,6 kN



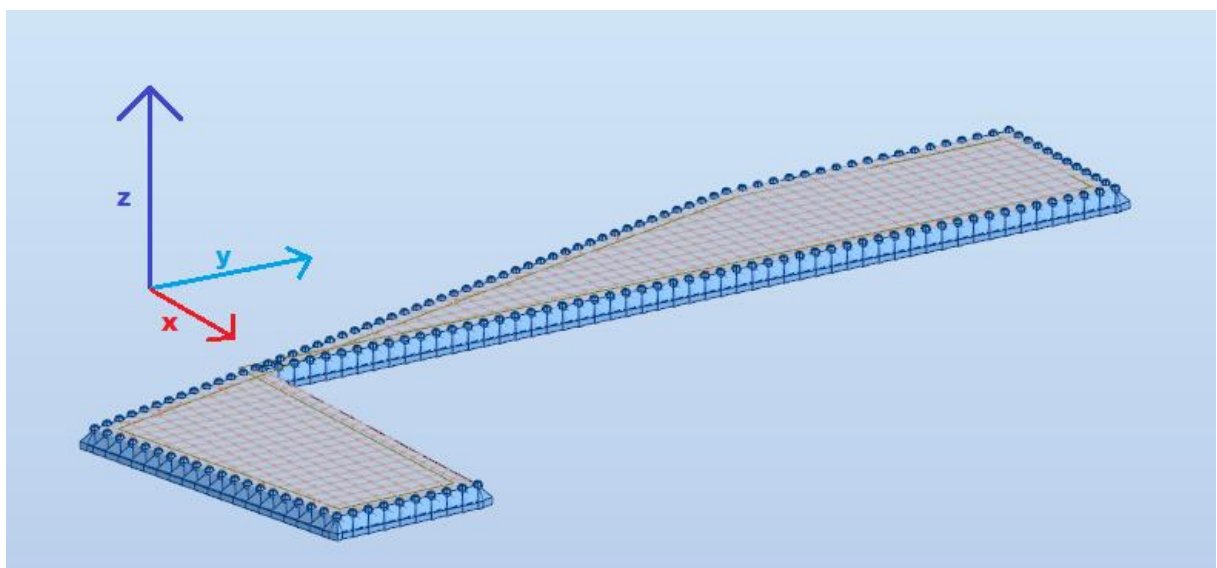
Dekker i RSA (Tak)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 2,4 mm

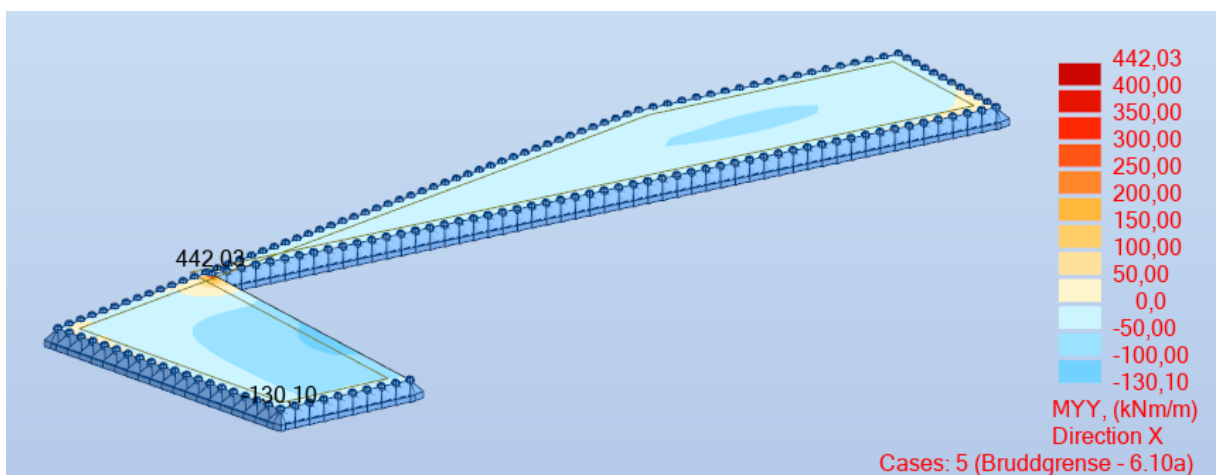


Dekke 3

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

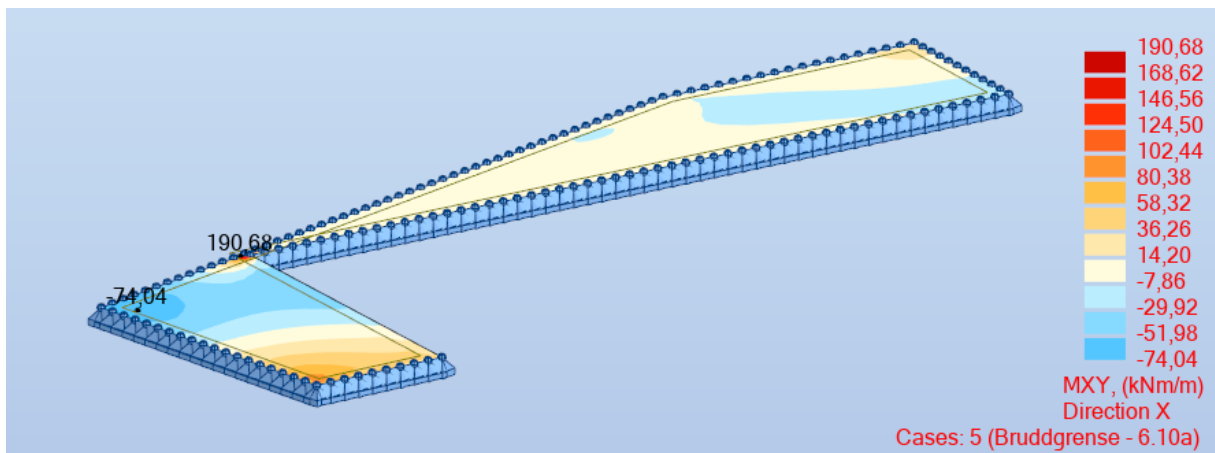


Maksimalt bøyemoment: 442,0 kNm om y-aksen



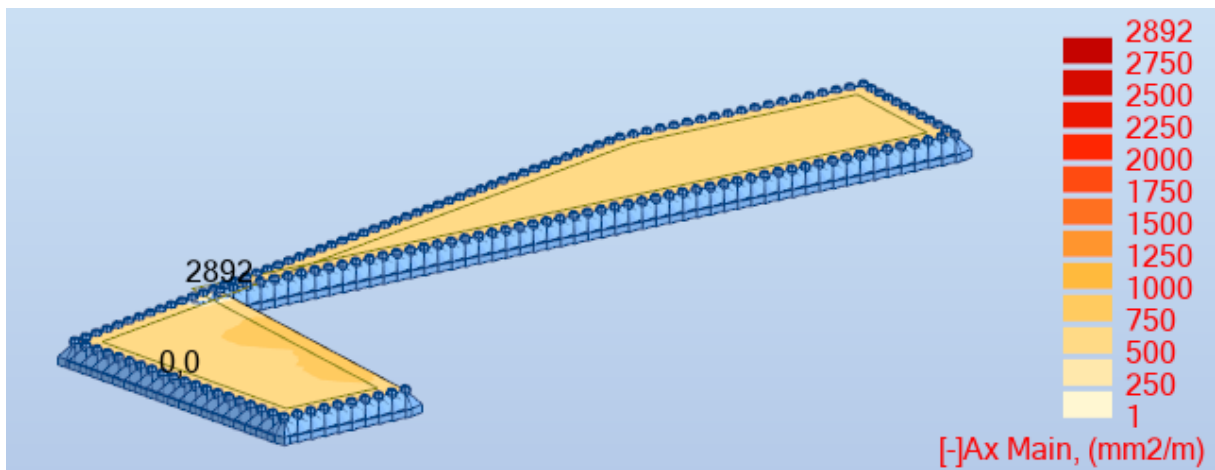
Dekker i RSA (Tak)

Tilhørende torsjonsmoment: 190,7 kNm

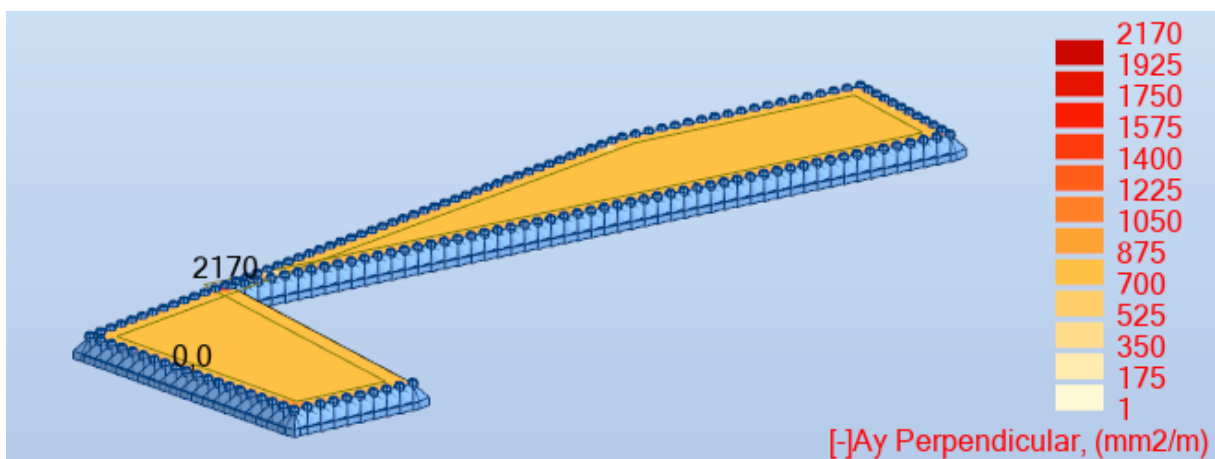


Armeringsbehov UK:

X-retning:



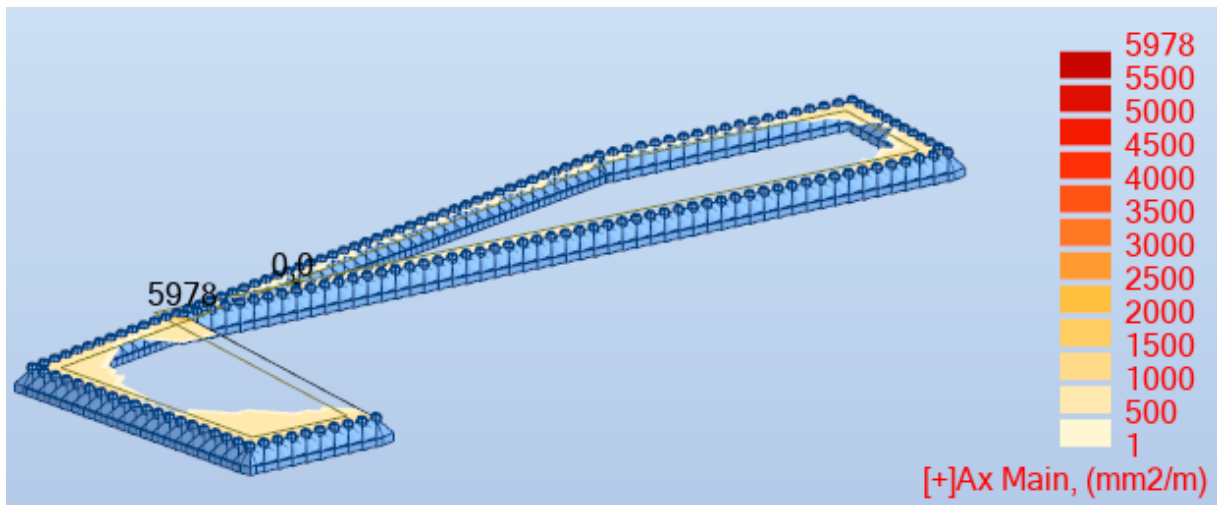
Y-retning:



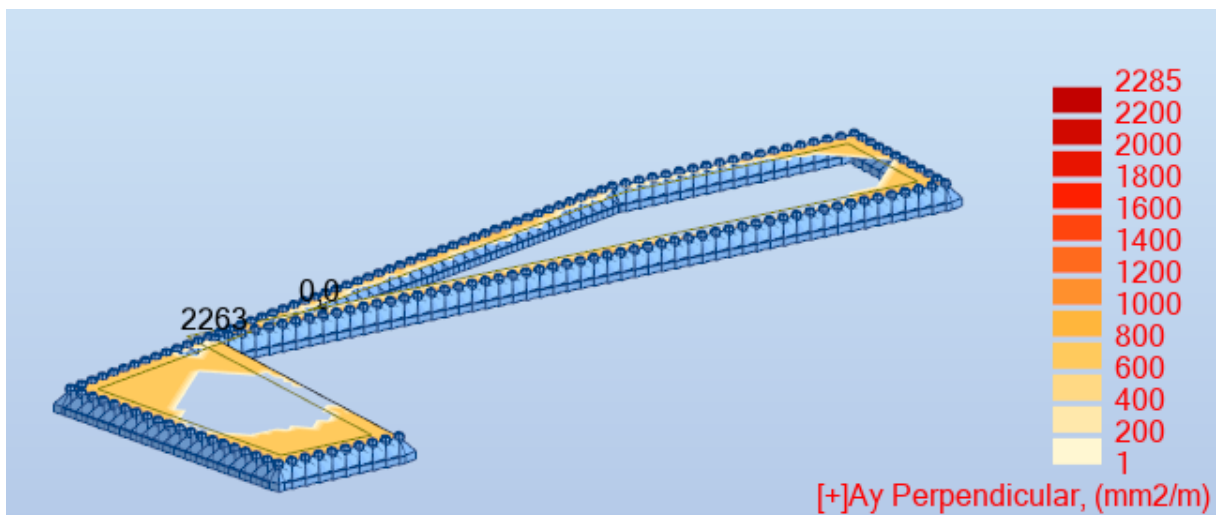
Dekker i RSA (Tak)

Armeringsbehov OK:

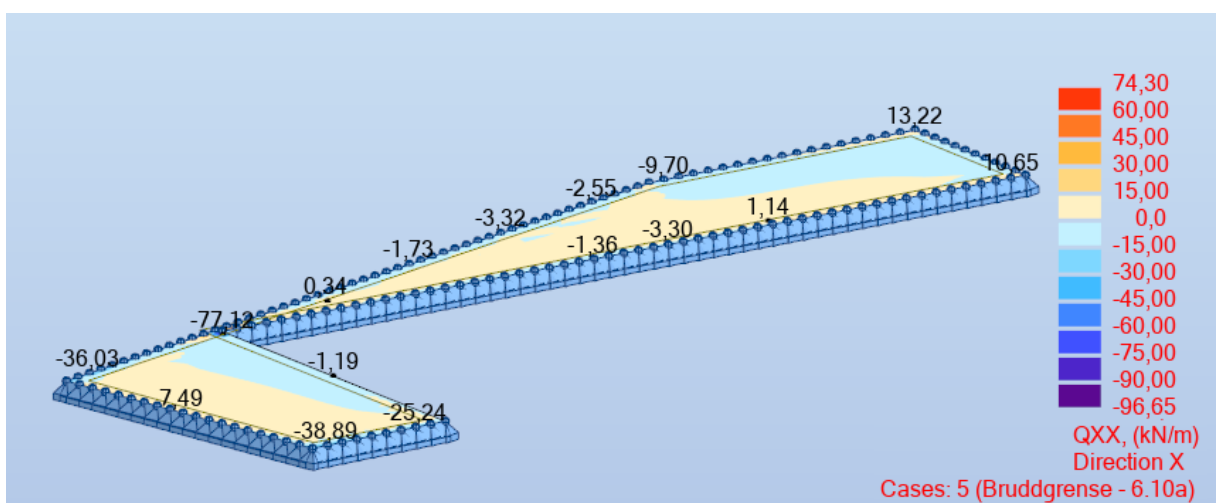
X-retning:



Y-retning:

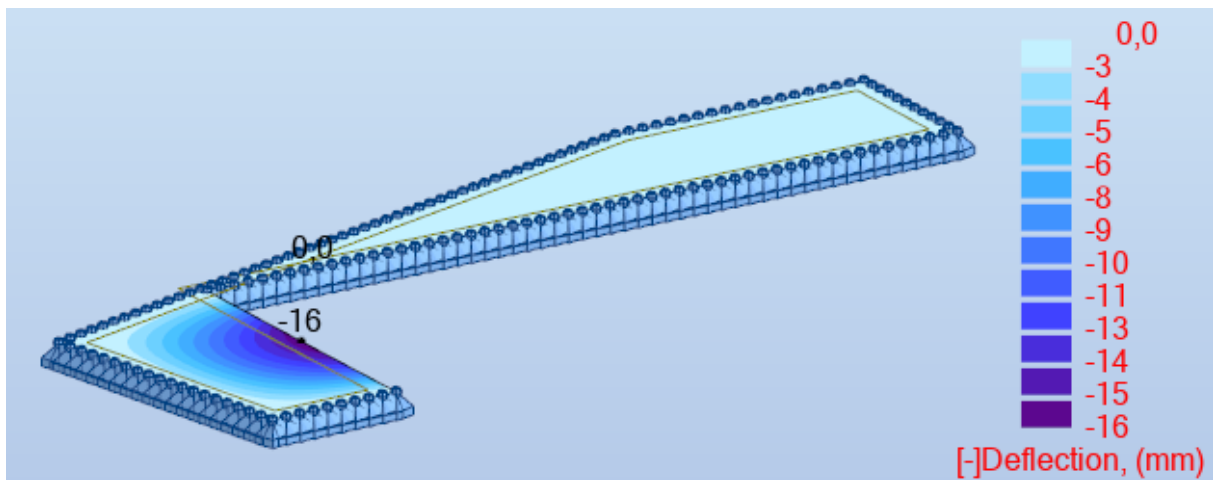


Maksimalt skjærkrefter: 77,1 kN



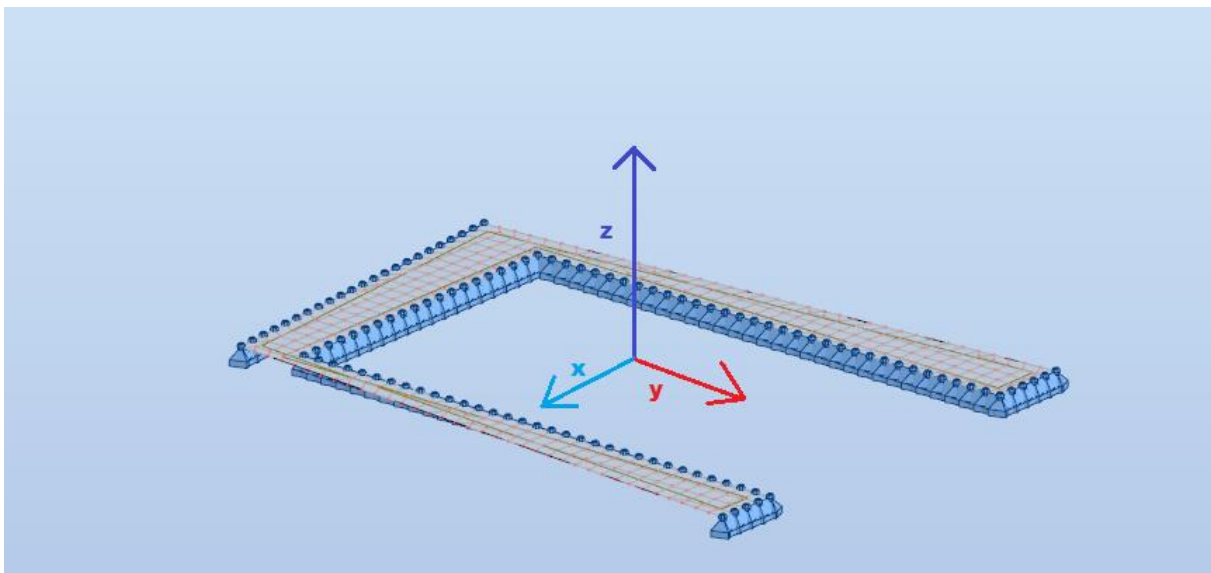
Dekker i RSA (Tak)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): 16 mm

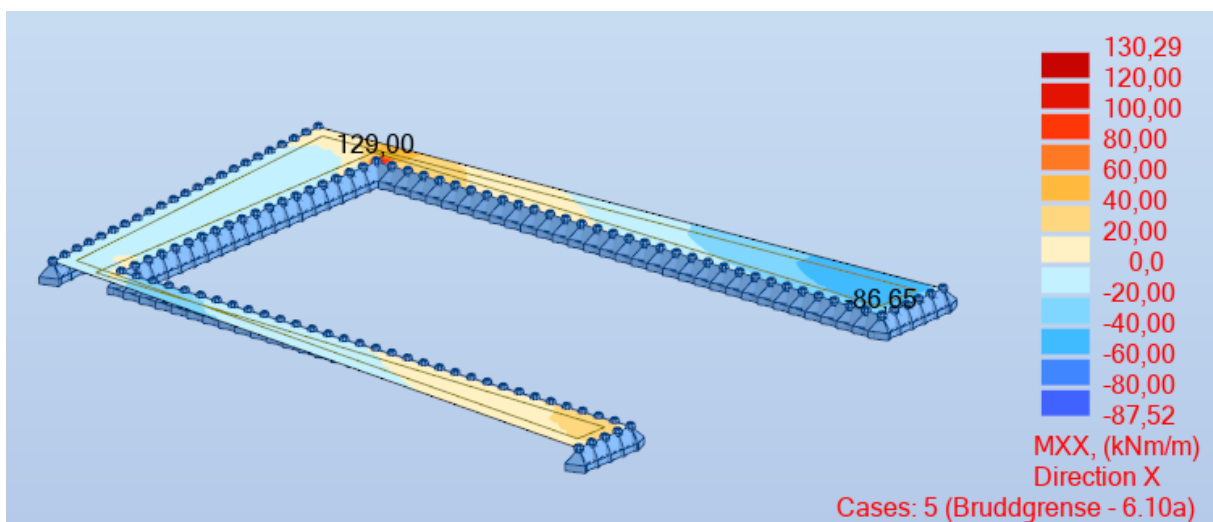


Dekke 4

Utforming. (Følgende resultater tar utgangspunkt i aksesystemet vist i utformingen)

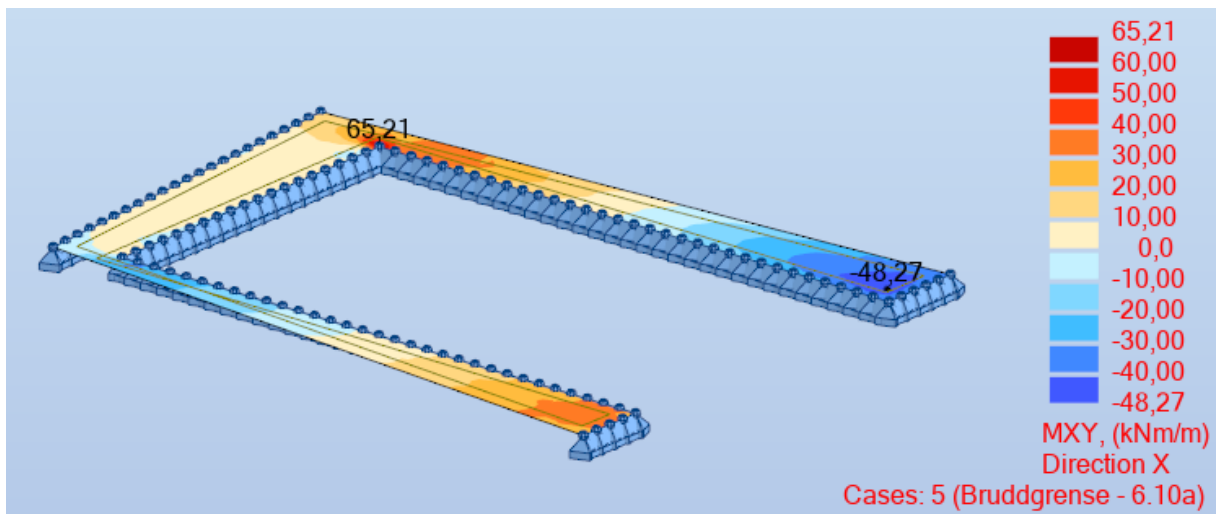


Maksimalt bøyemoment: 129,0 kNm om x-aksen



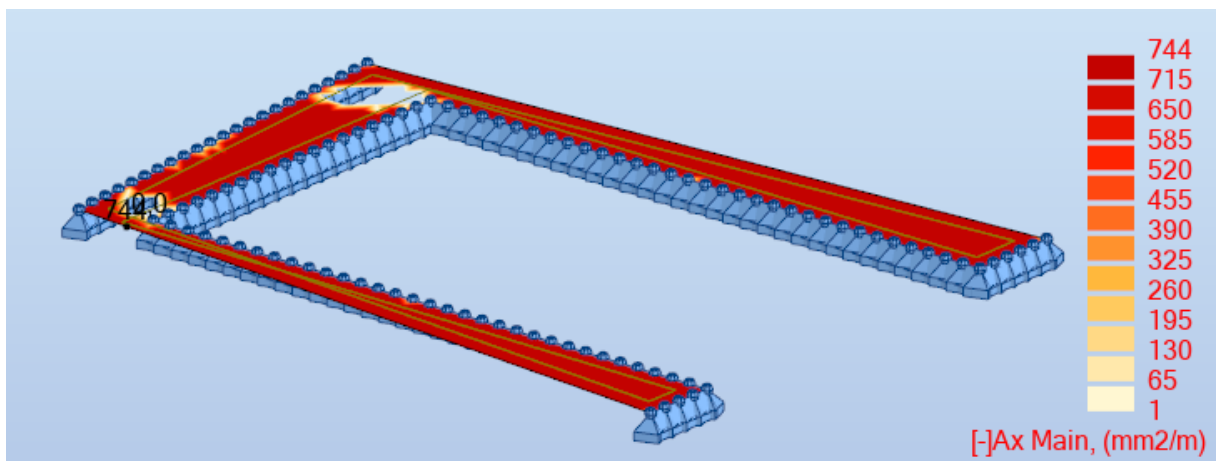
Dekker i RSA (Tak)

Tilhørende torsjonsmoment: 65,2 kNm

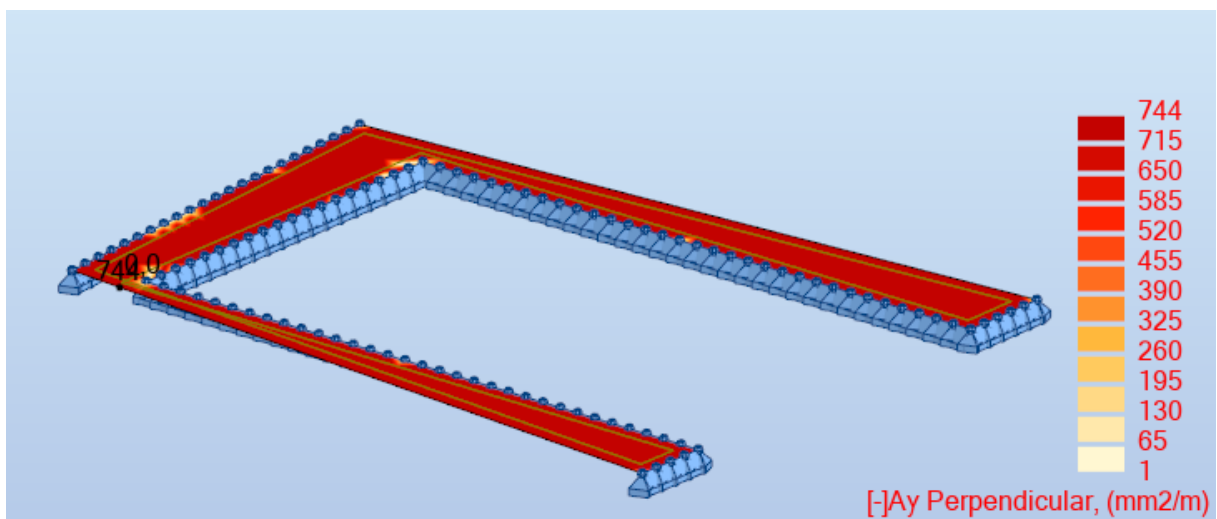


Armeringsbehov UK:

X-retning:



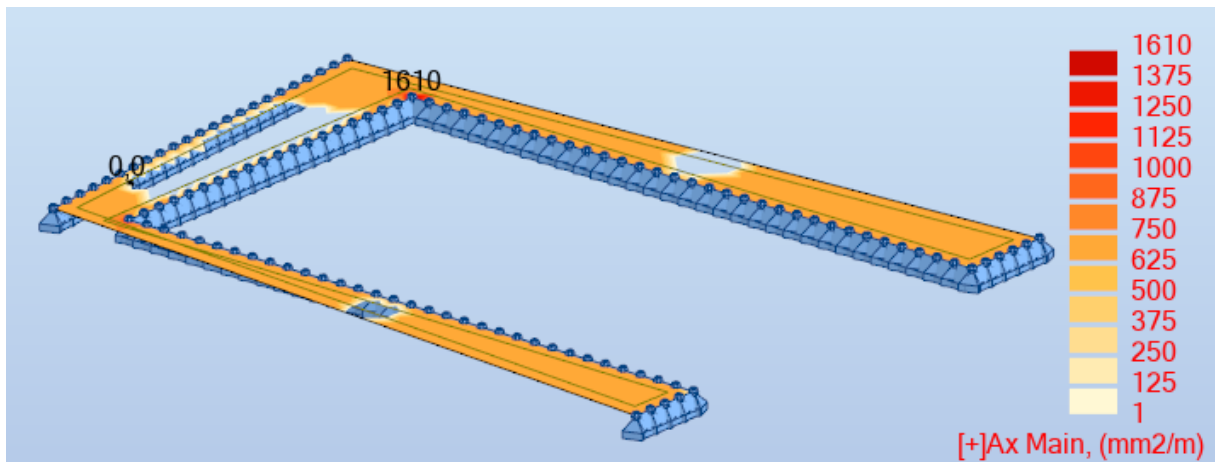
Y-retning:



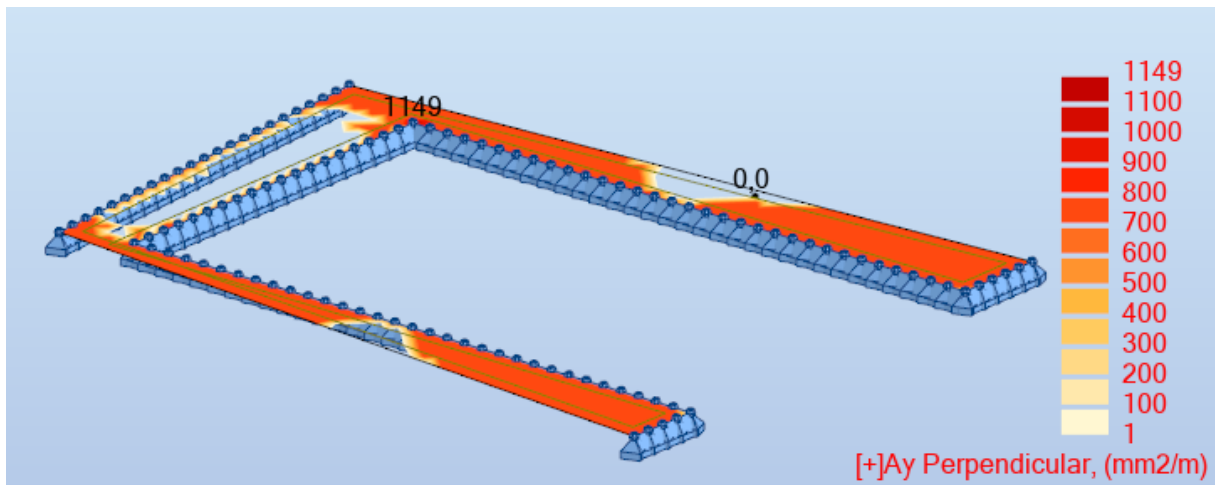
Dekker i RSA (Tak)

Armeringsbehov OK:

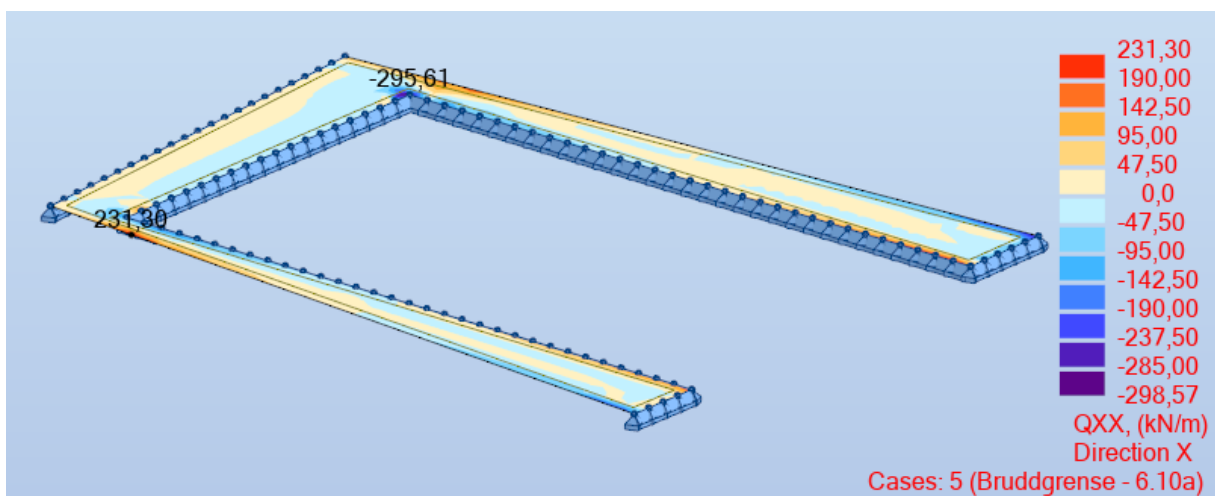
X-retning:



Y-retning:

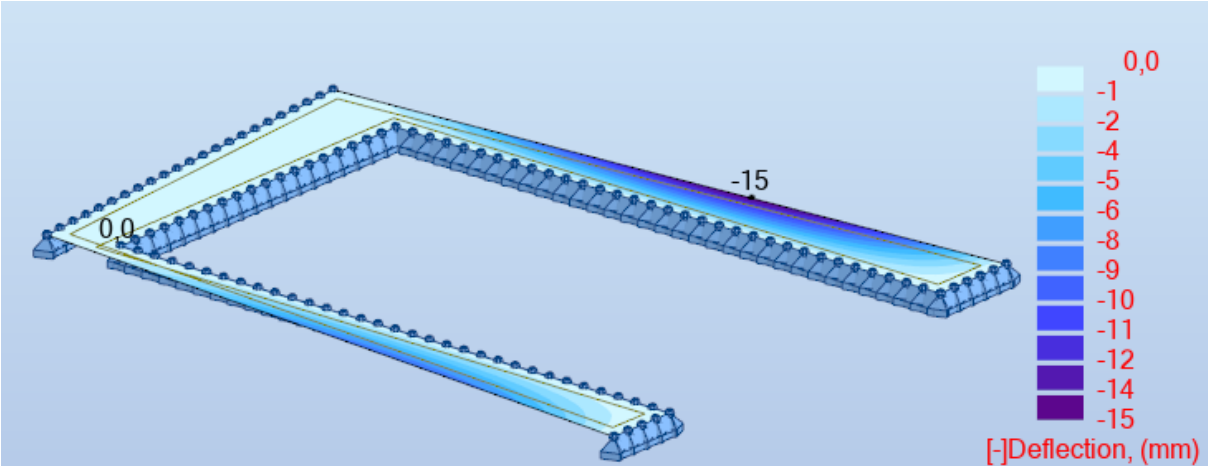


Maksimalt skjærkrefter: 295,6 kN



Dekker i RSA (Tak)

Beregnet nedbøyning (Tilnærmet permanente laster): -15 mm



Vedlegg M - Kontrollberegning dekke

Referanser i marg for:

Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

tab 2.1N	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s := 1.15$	B500NC
----------	---	--------

tab 3.1 NA 3.1.6 tab 2.1N	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$	B35
---------------------------------	--	-----

3.2.7	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
-------	--

(3.15)	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
--------	---

Bestemmer effektiv høyde

(4.1)	$b := 1000 \text{ mm}$ $t := 400 \text{ mm}$ $c_{nom} := 40 \text{ mm}$ $\emptyset_s := 16 \text{ mm}$	Beregner pr meter dekke Dekketykkelse Overdekning Ø16, hovedarmering
-------	---	---

$$d := \left(t - c_{nom} - \frac{\emptyset_s}{2} \right)$$

$d = 352 \text{ mm}$	Effektiv høyde
----------------------	----------------

Strekkarmeringsbehov

Trykksonekapasitet for dekke, M_{Rd}

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd} = 675.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Benytter Wood Armer- metoden for å finne dimensjonerende moment det må armeres for.

$M_{yy} := 118.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{xy} := 26.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$
--	---

$$M_{Ed} := M_{yy} + M_{xy} = 145.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d} \quad \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) > 0.95$$

Ikke ønskelig med større z enn 0.95*d

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d} = 1000.885 \text{ mm}^2$$

Beregnet armeringsbehov i RSA gir tilstrekkelig momentkapasitet etter kontroll.

Skjærstrekkkapasitet, V_{Rdc}

Dersom betong med innlagt lengdearmering ikke har tilstrekkelig skjærstrekkkapasitet må det skjærarmers.

6.2.2 $k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.754 < 2.0$

$A_{sl} := 914 \text{ mm}^2$ Ø16c220 Tverrsnittsareal av strekkarmering

$\rho_l := \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = 0.003 < 0.02$

NA 6.2.2 $k_2 := 0.15$ $C_{Rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$

(NA.6.3N) $V_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.301$

Skjærstrekkkapasitet, V_{Rdc} , er den største verdien av 6.2a) og 6.2b).

(6.2a) $V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$
 $V_{Rdc} = 1.288 \cdot 10^5$

(6.2b) $V_{Rdc} := V_{min} \cdot b \cdot d$
 $V_{Rdc} = 1.06 \cdot 10^5$

$V_{Rdc} := 128.8 \text{ kN}$

$V_{Ed} := 163.6 \text{ kN}$

$V_{Rdc} < V_{Ed}$

Dekket må skjærarmers.

Dimensjonerende moment overstiger kapasitet.

Flere områder langs opplegg har tilsvarende skjærspenning.

Må legges inn skjærarmering langs opplegg.

Vedlegg N – Dimensjonerende bjelke i RSA

1 Level:

- Name : Story 1
- Reference level : ---
- Maximum cracking : 0,40 (mm)
- Exposure : XC1
- Concrete creep coefficient : $\varphi_p = 2,09$
- Cement class : N
- Concrete age (loading moment) : 28 (days)
- Concrete age : 50 (years)
- Concrete age after erecting a structure : 365 (years)
- Durability class: : M60
- Fire resistance class : no requirements
- FFB Recommendations 7.4.3(7) : 0,00

2 Beam: Beam949 **Number of**
identical elements: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : B35 $f_{ck} = 35,00$ (MPa)
 Rectangular stress distribution [3.1.7
 (3)]
- Density : 2501,36 (kG/m³)
- Aggregate size : 20,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
 Horizontal branch of the stress-strain
 diagram
 Ductility class : C
- Transversal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
 Horizontal branch of the stress-strain
 diagram
 Ductility class : C
- Additional reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
 Horizontal branch of the stress-strain
 diagram

2.2 Geometry:

2.2.1	Span	Position	L supp. (m)	L (m)	R supp. (m)
	P1	Span 0,50	3,50	0,50	
		Span length: $L_o = 4,00$ (m)			
		Section from 0,00 to 3,50 (m)			
		500 x 500 (mm)			
		without left slab			
		without right slab			
2.2.2	Span	Position	L supp. (m)	L (m)	R supp. (m)
	P2	Span 0,50	5,50	0,50	

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Span length: $L_o = 6,00$ (m)
 Section from 0,00 to 5,50 (m)
 500 x 500 (mm)
 without left slab
 without right slab

2.2.3	Span	Position	L supp. (m)	L (m)	R supp. (m)
	P3	Span 0,50	5,50	0,50	

Span length: $L_o = 6,00$ (m)
 Section from 0,00 to 5,50 (m)
 500 x 500 (mm)
 without left slab
 without right slab

2.3 Calculation options:

- Regulation of combinations : NS-EN 1990:2002/NA:2008
- Calculations according to : NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2008
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast beam : no
- Cover : bottom c = 40 (mm)
: side c1= 40 (mm)
: top c2= 40 (mm)
- Cover deviations : Cdev = 10(mm), Cdur = 0(mm)
- Coefficient $\beta_2 = 0.50$: long term or cyclic load
- Method of shear calculations : cut inclination

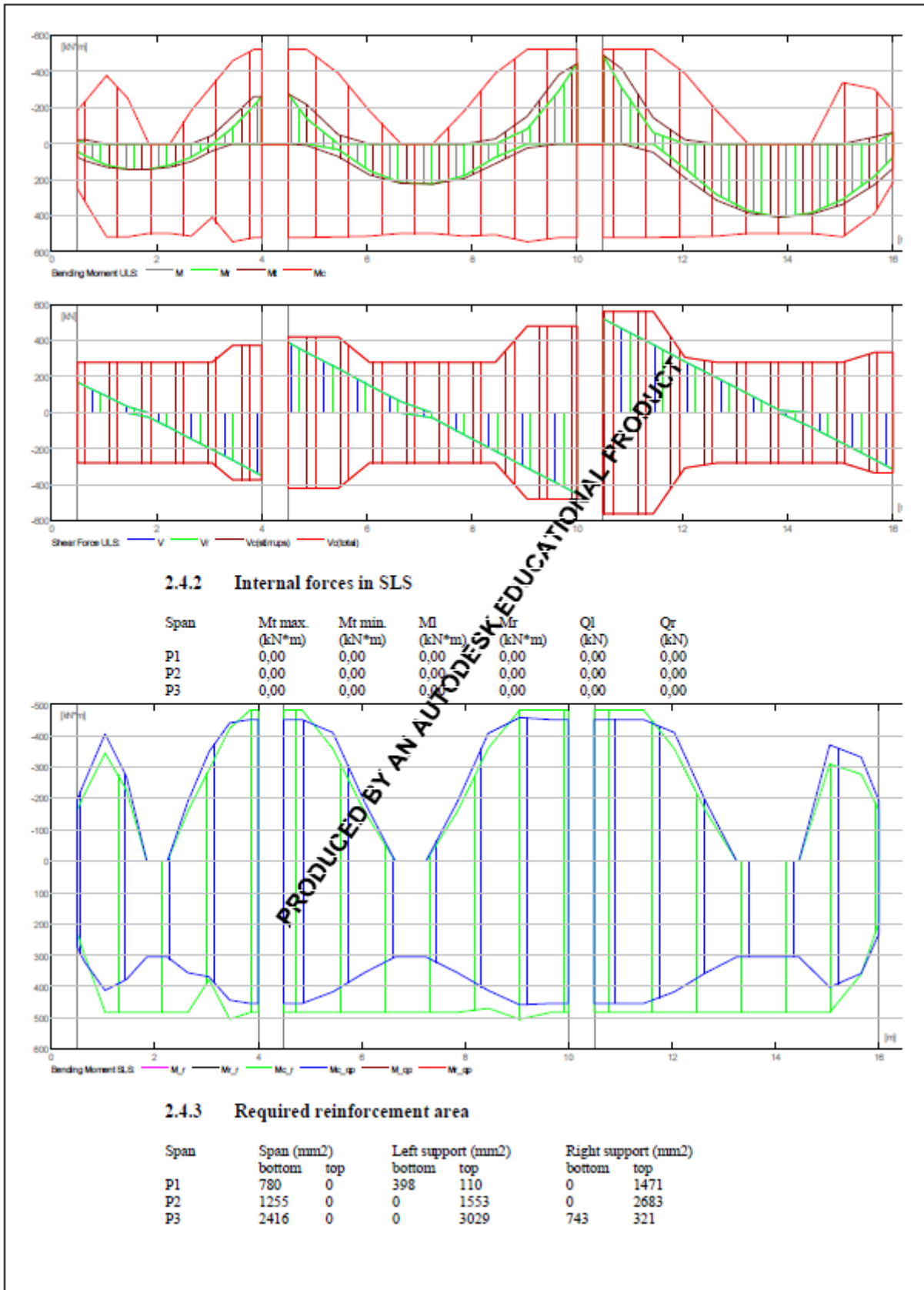
2.4 Calculation results:

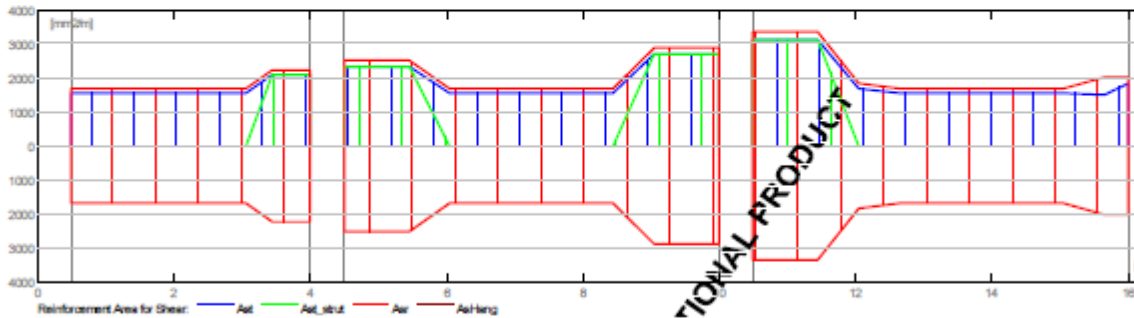
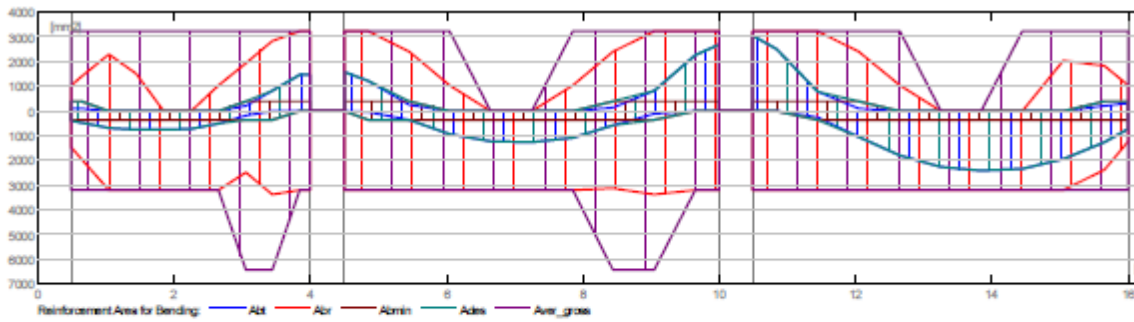
2.4.1 Internal forces in ULS

Span	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Ml (kN*m)	Mr (kN*m)	Ql (kN)	Qr (kN)
P1	143,42	-209,7	76,55	-260,82	168,65	-349,69
P2	225,09	-341	-274,11	-444,72	389,10	-451,36
P3	406,53	-19,79	-492,02	138,24	521,80	-313,06

PRODUCED BY AN AUTOMATIC EDUCATIONAL PRODUCT

Dimensjonerende bjelke i RSA





2.4.4 Deflection and cracking

wt(QP) Total due to quasi-permanent combination
 wt(QP)dop Allowable due to quasi-permanent combination
 Dwt(QP) Deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.
 Dwt(QP)dop Admissible deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.

wk - width of perpendicular cracks

Span	wt(QP) (mm)	wt(QP)dop (mm)	Dwt(QP) (mm)	Dwt(QP)dop (mm)	wk (mm)
P1	0	16	0	0	0,0
P2	0	2	0	0	0,0
P3	0	0	0	0	0,0

2.5 Reinforcement:

2.5.1 P1 : Span from 0,50 to 4,00 (m)

Longitudinal reinforcement:

- bottom (B500C)
 - 4 ϕ 32 l = 3,79 from 0,04 to 3,83
- assembling (top) (B500C)
 - 2 ϕ 12 l = 2,73 from 0,49 to 3,21
- support (B500C)
 - 4 ϕ 32 l = 2,08 from 0,04 to 2,10

Transversal reinforcement:

- main (B500C)
 - stirrups 15 ϕ 16 l = 1,88
 - e = 11*0,24 + 4*0,18 (m)

2.5.2 P2 : Span from 4,50 to 10,00 (m)

Longitudinal reinforcement:

- bottom (B500C)
4 ϕ 32 $l = 6,65$ from 2,77 to 9,43
- assembling (top) (B500C)
2 ϕ 12 $l = 2,93$ from 5,49 to 8,41
- support (B500C)
4 ϕ 32 $l = 4,30$ from 2,20 to 6,50
4 ϕ 32 $l = 5,70$ from 7,40 to 13,10

Transversal reinforcement:

- main (B500C)
stirups 28 ϕ 16 $l = 1,98$
 $e = 8 \cdot 0,16 + 13 \cdot 0,24 + 7 \cdot 0,14$ (m)

2.5.3 P3 : Span from 10,50 to 16,00 (m)

Longitudinal reinforcement:

- bottom (B500C)
4 ϕ 32 $l = 8,02$ from 8,37 to 16,39
- assembling (top) (B500C)
2 ϕ 12 $l = 3,53$ from 12,09 to 15,61
- support (B500C)
4 ϕ 32 $l = 2,31$ from 14,15 to 16,46

Transversal reinforcement:

- main (B500C)
stirups 28 ϕ 16 $l = 1,98$
 $e = 1 \cdot 0,09 + 9 \cdot 0,12 + 3 \cdot 0,22 + 1 \cdot 0,24 + 2 \cdot 0,20$ (m)

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

Vedlegg O - Kontrollberegning bjelke

Referanser i marg for:Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

tab 2.1N	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $\gamma_s := 1.15$	B500NC
----------	---	--------

tab 3.1 NA 3.1.6 tab 2.1N	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$	B35
---------------------------------	--	-----

3.2.7	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
-------	--	--

(3.15)	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
--------	---	--

(4.1)	$\varnothing_s := 32 \text{ mm}$	Ø32, hovedarmering
	$A_{\varnothing 32} := 804 \text{ mm}^2$	
	$b := 500 \text{ mm}$	bjelkebredde
	$h := 500 \text{ mm}$	bjelkehøyde
	$c_{nom} := 40 \text{ mm}$	overdekning
	$\varnothing_b := 16 \text{ mm}$	Ø16, bøyer
	$a_v := 32 \text{ mm}$	vertikal avstand mellom armeringslag

$$d := \frac{4 \cdot \left(h - c_{nom} - \varnothing_b - \frac{\varnothing_s}{2} \right) + 2 \cdot \left(h - c_{nom} - \varnothing_b - a_v - \varnothing_s - \frac{\varnothing_s}{2} \right)}{6}$$

$d = 406.667 \text{ mm}$	Effektiv høyde med 2 lag (4+2)
--------------------------	-----------------------------------

Trykksonekapasitet

$M_{Cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$ $M_{Cd} = 450.999 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Kapasitet for betongens trykksone
--	--------------------------------------

$M_{Ed} := 608.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Dimensjonerende moment
---	------------------------

Opptredende moment er større enn trykksonekapasiteten.
Må legge inn trykkarmering.

Strekkarmering

$$z := 0.835 \cdot d = 339.567 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$h' := d - c_{nom} - \emptyset_b - \frac{\emptyset_s}{2} = 334.667 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := \frac{M_{Cd}}{f_{yd} \cdot z} \quad A_{s1} = (3.055 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := \frac{(M_{Ed} - M_{Cd})}{f_{yd} \cdot h'} \quad A_{s2} = (1.08 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Nødvendig strekkarmering

$$A_{strekk} := A_{s1} + A_{s2} = (4.135 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig strekkarmering}$$

$$\frac{(A_{s1} + A_{s2})}{A_{\emptyset32}} = 5.143 \quad \text{Trenger 6 } \emptyset32 \text{ i overkant}$$

$$A_{6\emptyset32} := 6 \cdot A_{\emptyset32} = (4.824 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Benyttet armeringsareal}$$

Nødvendig trykkarmering

$$A_{s2} = (1.08 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig trykkarmering}$$

$$\frac{A_{s2}}{A_{\emptyset32}} = 1.344 \quad \text{Trenger 2 } \emptyset32 \text{ i underkant}$$

$$A_{2\emptyset32} := 2 \cdot A_{\emptyset32} = (1.608 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Benyttet armeringsareal}$$

Må kontrollere at valgt armering er mer enn minimumskrav.

Minimum lengdearmering

tab 3.1

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

(NA.9.1N)

2 krav for minimum lengdearmering:

$$A_{smin} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 338.347 \text{ mm}^2 \quad \text{Krav 1}$$

$$A_{smin} := 0.0013 \cdot b \cdot d = 264.333 \text{ mm}^2 \quad \text{Krav 2}$$

$$A_s > A_{smin} \quad \text{Valgt armering er tilstrekkelig}$$

Utnyttelse

$$\frac{(A_{s1} + A_{s2})}{6 \cdot A_{\phi 32}} = 0.857$$

Utnyttelse strekksone

$$\frac{(A_{s2})}{2 \cdot A_{\phi 32}} = 0.672$$

Utnyttelse trykksone

Bjelke med valgt armering har tilstrekkelig momentkapasitet.

Bjelken må også kontrolleres for skjærkrefter

Skjærtrykkbruddkapasitet, V_{Rd}

NA.6.2.3

$$\alpha_w := 1.0$$

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

$$z := 0.835 \cdot d = 339.567 \text{ mm}$$

Indre momentarm

$$f_{ck} := 35$$

$$f_{cd} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\theta := 21.8 \text{ deg}$$

Regner med trykkdiagonalvinkel på 21.8deg

(6.7N) $\cot(\theta) = 2.5$

$$1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5$$

(6.6N) $V_1 := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$

$$V_1 = 0.516$$

(6.9) $V_{Rdmax} := \alpha_w \cdot b \cdot z \cdot V_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ Skjærstrekkapasitet

$$V_{Rdmax} = 599.129 \text{ kN}$$

Skjærstrekkapasitet tilnærmet 600kN når vinkel på trykkdiagonal settes lik 21.8deg.

$$V_{Ed} := 549.0 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft.

Skjærstrekkapasiteten er tilstrekkelig.

Akseptabelt med $\theta = 21.8\text{deg}$

Maks bøyleavstand

Maks tillatt bøyleavstand avhenger av valgt bøyle, bjelke og dimensjonerende moment.

$$A_{\phi 16} := 201 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} := 2 \cdot A_{\phi 16} = 402 \text{ mm}^2$$

$$(6.8) \quad S := \frac{(A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta))}{V_{Ed}} \quad S = 270.285 \text{ mm}$$

Maks senteravstand må kontrolleres opp mot tilleggskrav.

2 tilleggskrav til maks bøyleavstand*Minimum skjærarmering*

$$f_{ck} := 35 \quad f_{yk} := 500$$

$$(NA.9.5N) \quad \rho_{wmin} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \rho_{wmin} = 0.00118$$

$$9.2.2(5) \quad S_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b} \quad S_{max} = 679.504 \text{ mm}$$

Maks senteravstand

$$9.2.2(6) \quad S_{max} := 0.6 \cdot h' \quad S_{max} = 200.8 \text{ mm}$$

Maks senteravstand er 200mm. $S := 200 \text{ mm}$

Ø16c120mm benyttes i RSA. Det er tilstrekkelig.

Finner skjærkapasitet

$$(6.8) \quad V_{Rds} := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{yd}}{S} \cdot \cot(\theta) \quad V_{Rds} \leq V_{Rdsmax}$$

$$V_{Rds} = 741.932 \text{ kN} \quad V_{Rdsmax} = 599.129 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := V_{Rdsmax} \quad V_{Rdsmax} \text{ blir dimensjonerende}$$

Utnyttelsesgrad for skjærkrefter

$$V_{Ed} = 549 \text{ kN} \quad V_{Rdsmax} = 599.129 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.916$$

Utnyttelsesgrad på 0.92 for skjærkrefter. Ok.

Vedlegg P – Dimensjonerende søyle i RSA

1 Level:									
• Name	: Level								
• Reference level	: +12,00 : 4,00								
• Concrete creep coefficient	: (m)								
• Cement class	: $\varphi_p = 2,11$								
• Environment class	: N								
• Durability class:	: XC1								
	: M60								
2 Column: Column948		Number of							
identical elements: 1									
2.1 Material properties:									
• Concrete	: B35	$f_{ck} = 35,00$ (MPa)							
Unit weight	: 2501,36 (kG/m ³)								
Aggregate size	: 20,0 (mm)								
• Longitudinal reinforcement:	: B500C	$f_{yk} = 500,00$ (MPa)							
Ductility class	: C								
• Transversal reinforcement:	: B500C	$f_{yk} = 500,00$ (MPa)							
2.2 Geometry:									
2.2.1 Rectangular	500 x 500 (mm)								
2.2.2 Height: L	= 4,00 (m)								
2.2.3 Slab thickness	= 0,00 (m)								
2.2.4 Beam height	= 0,50 (m)								
2.2.5 Cover	= 40 (mm)								
2.3 Calculation options:									
• Calculations according to	: NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2008								
• Seismic dispositions	: No requirements								
• Precast column	: no								
• Pre-design	: no								
• Slenderness taken into account	: yes								
• Compression	: with bending								
• Ties	: to slab								
• Fire resistance class	: No requirements								
2.4 Loads:									
Case	Nature	Group	γ_r	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)	
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
Bruddgrense - 8.10b		design(Structural)		948	1,00	1038,56	-20,48	15,26	8,79
	-7,09								
Bruddgrense - 8.10a		design(Structural)		948	1,00	1132,73	-23,12	14,78	9,90
	-6,93								
γ_r - load factor									
2.5 Calculation results:									

Safety factors $Rd/Ed = 2,90 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis

Design combination: Bruddgrense - 6.10a (C)

Combination type: ULS

Internal forces:

$N_{sd} = 1132,73$ (kN) $M_{sdy} = -9,25$ (kN*m) $M_{sdz} = 3,96$ (kN*m)

Design forces:

Cross-section in the middle of the column

$N = 1132,73$ (kN) $N^*etotz = -38,38$ (kN*m) $N^*etoty = 22,65$ (kN*m)

Eccentricity:		e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
Initial	e_0 :	-8 (mm)	3 (mm)
Imperfection	e_i :	14 (mm)	0 (mm)
1 order ($e_0 + e_i$)	e_{0Ed} :	6 (mm)	3 (mm)
Minimal	e_{Edmin} :	20 (mm)	20 (mm)
Total	e_{Ed} :	-34 (mm)	(mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Non-sway structure

L (m)	L_0 (m)	λ	λ_{Nlim}	
8,00	8,00	55,43	1,51	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

$MA = -23,12$ (kN*m) $MB = 14,78$ (kN*m) $MC = -9,25$ (kN*m)

Case: Cross-section in the middle of the column, Slenderness taken into account

$M_{02} = \max(|MA|; |MB|)$

$M_{01} = \min(|MA|; |MB|)$

$M_{0e} = 0,8 * M_{02} + 0,4 * M_{01} = -9,25$ (kN*m)

$M_{0emin} = 0,4 * M_{02}$

$M_0 = \max(M_{0e}, M_{0emin})$

$ea = \theta_1 * l_0 / 2 = 14$ (mm)

$\theta_1 = \theta_0 + \alpha_h * \dots = 0,00$

$\theta_0 = 0,0$

$\alpha_h = 0,1$

$\alpha_m = 0,5 * (1 + 1/m) * 0,5 = 1,00$

$\alpha_{m0} = 1,00$

Method based on nominal stiffness

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,52$$

$\beta = 1,23$

$N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 3824,66$ (kN)

$EJ = K_c * E_{od} * J_c + K_s * E_s * J_s = 24801,21$ (kN*m²)

$\eta_{ef} = 2,11$

$J_c = 5208333333$ (mm⁴)

$J_s = 100620059$ (mm⁴)

$K_c = 0,03$ ()

$K_s = 1,00$ ()

$M_{Edmin} = 22,65$ (kN*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -38,38 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Non-sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λ_N	λ_{Nlim}	
8,00	8,00	55,43	21,51	11,43	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

MA = 9,90 (kN*m) MB = -6,93 (kN*m) MC = 3,96 (kN*m)
 Case: Cross-section in the middle of the column, Slenderness taken into account
 $M02 = \max(|MA|; |MB|)$
 $M01 = \min(|MA|; |MB|)$
 $M0e = 0,8 * M02 + 0,4 * M01 = 3,96$ (kN*m)
 $M0emin = 0,4 * M02$
 $M0 = \max(M0e, M0emin)$

ea = 0 (mm)

Method based on nominal stiffness

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,85$$

$\beta = 1,23$
 $N_b = (\pi^2 * EJ) / l_0^2 = 2782,73$ (kN)
 $EJ = Kc * Ecd * Jc + Ks * Es * Js = 18044,78$ (kN*m²)
 $\eta_{ef} = 2,11$
 $Jc = 5208333333$ (mm⁴)
 $Js = 66837875$ (mm⁴)
 $Kc = 0,03$ ()
 $Ks = 1,00$ ()

MEdmin = 22,85 (kN*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 22,85 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area Asr = 2945 (mm²)
 Ratio: $\rho = 1,18$ %

2.6 Reinforcement:

Main bars (B500C):

- 6 $\phi 25$ l = 7,96 (m)

Transversal reinforcement: (B500C):

stirrups: 23 $\phi 12$ l = 1,90 (m)
 pins 23 $\phi 12$ l = 0,67 (m)

Vedlegg Q – Lang søyle i RSA

1	Level:									
	• Name		:	Level +12,00						
	• Reference level		:	4,00 (m)						
	• Concrete creep coefficient		:	$\varphi_p = 2,11$						
	• Cement class		:	N						
	• Environment class		:	X0						
	• Durability class:		:	M90						
2	Column: Column948									Number of
	identical elements: 1									
	2.1 Material properties:									
	• Concrete		:	B35						$f_{ck} = 35,00$ (MPa)
	Unit weight		:	2501,36 (kG/m ³)						
	Aggregate size		:	20,0 (mm)						
	• Longitudinal reinforcement:		:	B500C						$f_{yk} = 500,00$ (MPa)
	Ductility class		:	C						
	• Transversal reinforcement:		:	B500C						$f_{yk} = 500,00$ (MPa)
	2.2 Geometry:									
	2.2.1 Rectangular			500 x 500 (mm)						
	2.2.2 Height: L			= 4,00 (m)						
	2.2.3 Slab thickness			= 20,00 (m)						
	2.2.4 Beam height			= 0,50 (m)						
	2.2.5 Cover			= 40 (mm)						
	2.3 Calculation options:									
	• Calculations according to		:	NS-EN 1992-1-1:2004/A1:2014/NA:2008						
	• Seismic dispositions		:	No requirements						
	• Precast column		:	no						
	• Pre-design		:	no						
	• Slenderness taken into account		:	yes						
	• Compression		:	with bending						
	• Ties		:	to slab						
	• Fire resistance class		:	No requirements						
	2.4 Loads:									
	Case	Nature	Group	γ_r	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)	
					(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	
	Bruddgrense - 6.10b		design(Structural)		948	1,00	1038,56	-20,48	15,26	8,79
		-7,09								
	Bruddgrense - 6.10a		design(Structural)		948	1,00	1132,73	-23,12	14,78	9,90
		-6,93								
	γ_r - load factor									
	2.5 Calculation results:									

Safety factors $Rd/Ed = 2,90 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis

Design combination: Bruddgrense - 6.10a (C)

Combination type: ULS

Internal forces:

$N_{sd} = 1132,73$ (kN) $M_{sdy} = -9,25$ (kN*m) $M_{sdz} = 3,96$ (kN*m)

Design forces:

Cross-section in the middle of the column

$N = 1132,73$ (kN) $N^*etotz = -38,38$ (kN*m) $N^*etoty = 22,65$ (kN*m)

Eccentricity:		e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
Initial	e_0 :	-8 (mm)	3 (mm)
Imperfection	e_i :	14 (mm)	0 (mm)
1 order ($e_0 + e_i$)	e_{0Ed} :	6 (mm)	3 (mm)
Minimal	e_{Edmin} :	20 (mm)	20 (mm)
Total	e_{Ed} :	-34 (mm)	20 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Non-sway structure

L (m)	L_0 (m)	λ	λ_{lim}	
8,00	8,00	55,43	11,43	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

$MA = -23,12$ (kN*m) $MB = 14,78$ (kN*m) $MC = -9,25$ (kN*m)

Case: Cross-section in the middle of the column, Slenderness taken into account

$M_{02} = \max(|MA|; |MB|)$

$M_{01} = \min(|MA|; |MB|)$

$M_{0e} = 0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01} = -9,25$ (kN*m)

$M_{0emin} = 0,4 \cdot M_{02}$

$M_0 = \max(M_{0e}, M_{0emin})$

$e_a = 0,1 \cdot l_0 / 2 = 14$ (mm)

$\theta_1 = \theta_0 + \alpha h \cdot \theta_0 = 0,00$

$\theta_0 = 0$

$\alpha h = 0$

$\alpha m = 0,5(1+1/m)^{0,5} = 1,00$

$\eta = 1,00$

Method based on nominal stiffness

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,52$$

$\beta = 1,23$

$N_b = (\pi^2 \cdot E J_y) / l_0^2 = 3824,66$ (kN)

$EJ = K_c \cdot E_{0ed} \cdot J_c + K_s \cdot E_s \cdot J_s = 24801,21$ (kN*m²)

$\varphi_{ef} = 2,11$

$J_c = 5208333333$ (mm⁴)

$J_s = 100820059$ (mm⁴)

$K_c = 0,03$ ()

$K_s = 1,00$ ()

$M_{Edmin} = 22,65$ (kN*m)

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin}; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = -38,38 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Non-sway structure

L (m)	Lo (m)	λ	λ_N	λ_{Nlim}	
8,00	8,00	55,43	21,51	11,43	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

MA = 9,90 (kN*m) MB = -8,93 (kN*m) MC = 3,96 (kN*m)
 Case: Cross-section in the middle of the column, Slenderness taken into account
 $M_{02} = \max(|MA| ; |MB|)$
 $M_{01} = \min(|MA| ; |MB|)$
 $M_{0e} = 0,6 * M_{02} + 0,4 * M_{01} = 3,96$ (kN*m)
 $M_{0emin} = 0,4 * M_{02}$
 $M_0 = \max(M_{0e}, M_{0emin})$

ea = 0 (mm)

Method based on nominal stiffness

$$\left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] = 1,85$$

$$\beta = 1,23$$

$$N_b = (\pi^2 * E J) / l_0^2 = 2782,73 \text{ (kN)}$$

$$E J = K_c * E_{od} * J_c + K_s * E_s * J_s = 18044,78 \text{ (kN}^2 \cdot \text{m}^2)$$

$$\phi_{ef} = 2,11$$

$$J_c = 5208333333 \text{ (mm}^4)$$

$$J_s = 68837875 \text{ (mm}^4)$$

$$K_c = 0,03 \text{ ()}$$

$$K_s = 1,00 \text{ ()}$$

$$M_{Edmin} = 22,65 \text{ (kN}^2 \cdot \text{m)}$$

$$M_{Ed} = \max \left\{ M_{Edmin} ; \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N) - 1} \right] M_{0Ed} \right\} = 22,65 \text{ (kN}^2 \cdot \text{m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area $A_{sr} = 2945 \text{ (mm}^2)$

Ratio: $\rho = 1,18 \%$

2.6 Reinforcement:

Main bars (B500C):

- 6 $\phi 25$ $l = 7,96 \text{ (m)}$

Transversal reinforcement: (B500C):

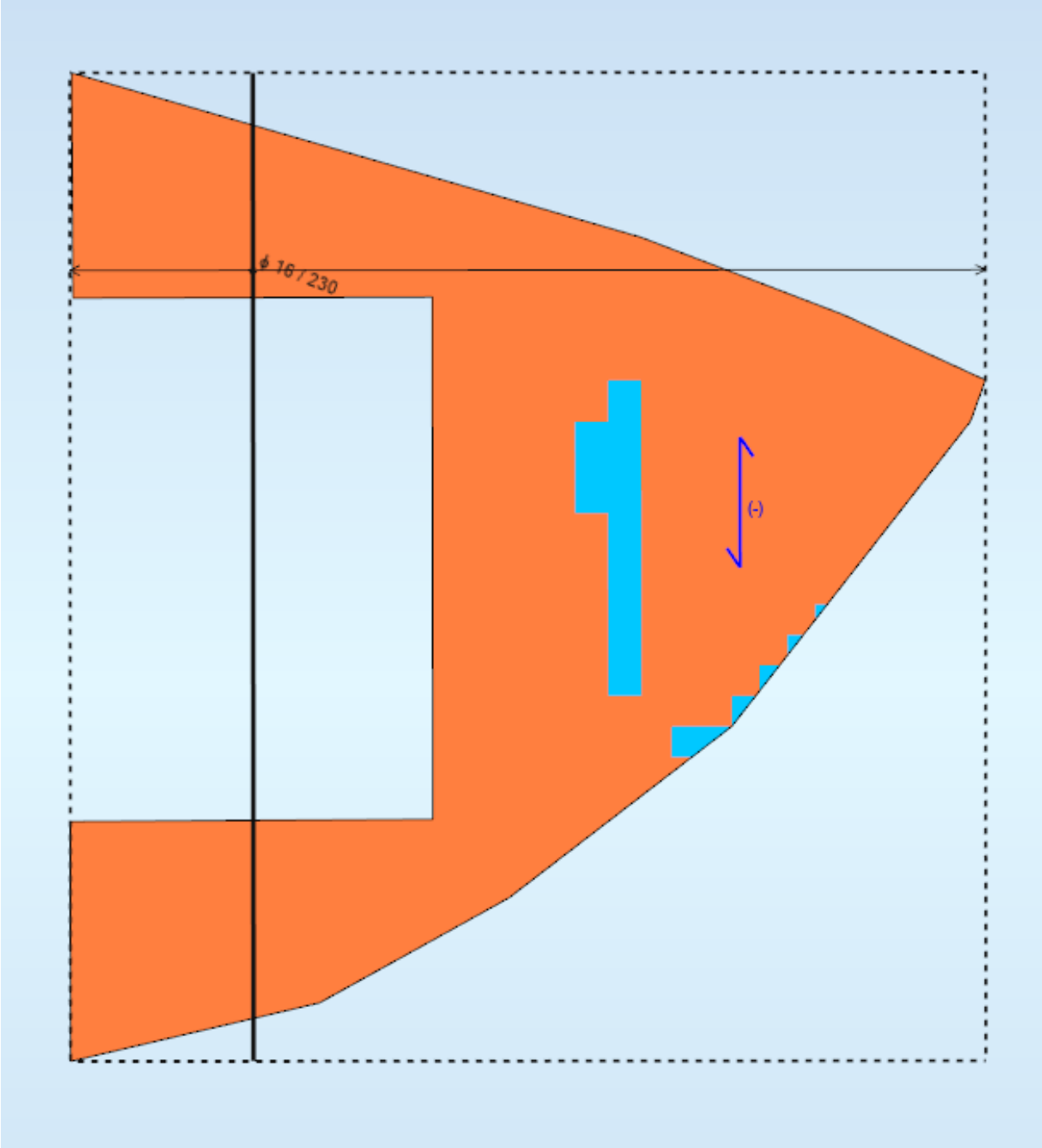
stirrups: 23 $\phi 12$ $l = 1,90 \text{ (m)}$

pins 23 $\phi 12$ $l = 0,67 \text{ (m)}$

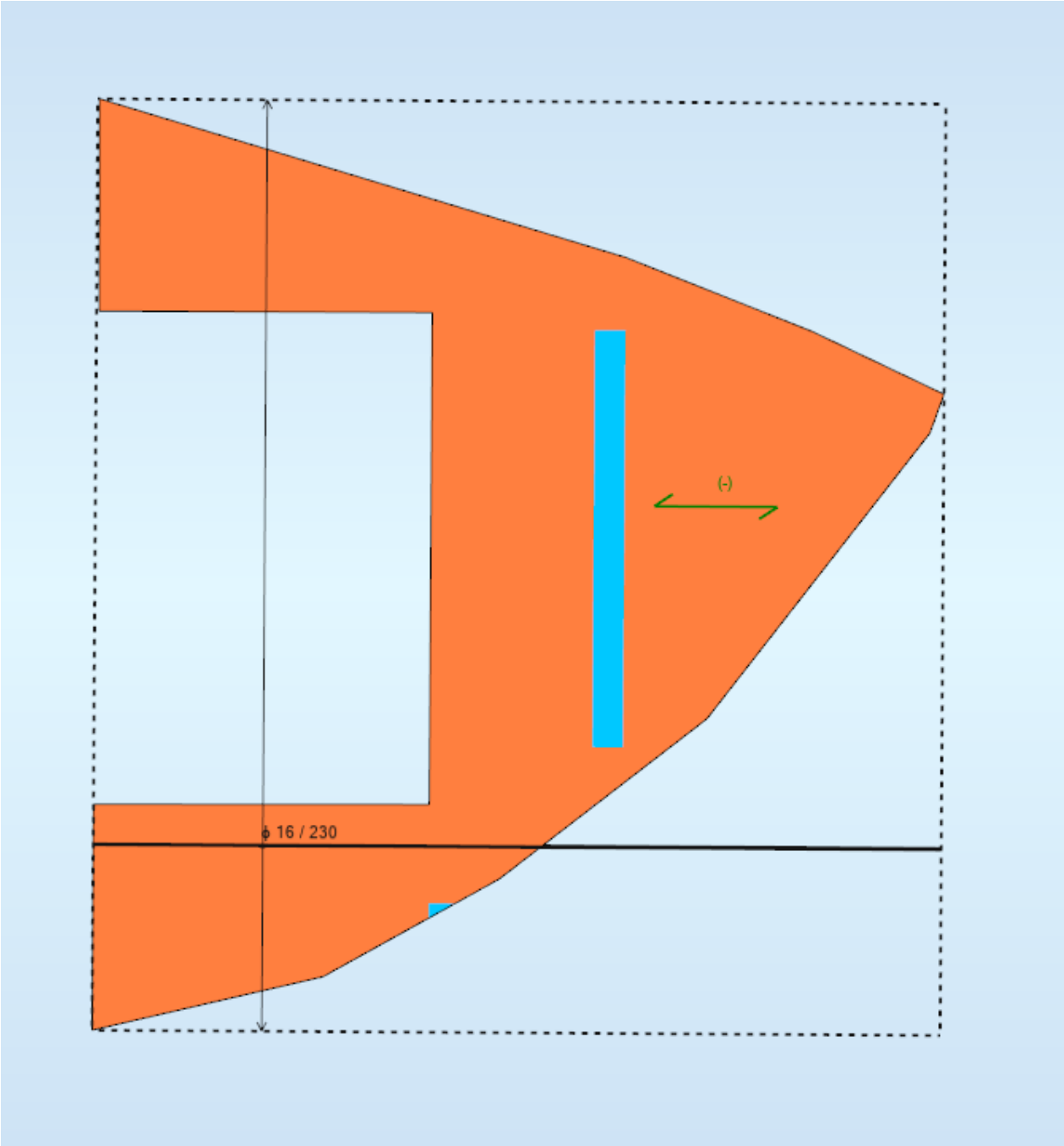
Vedlegg R – Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Dekke 1-1

Underkant X-retning

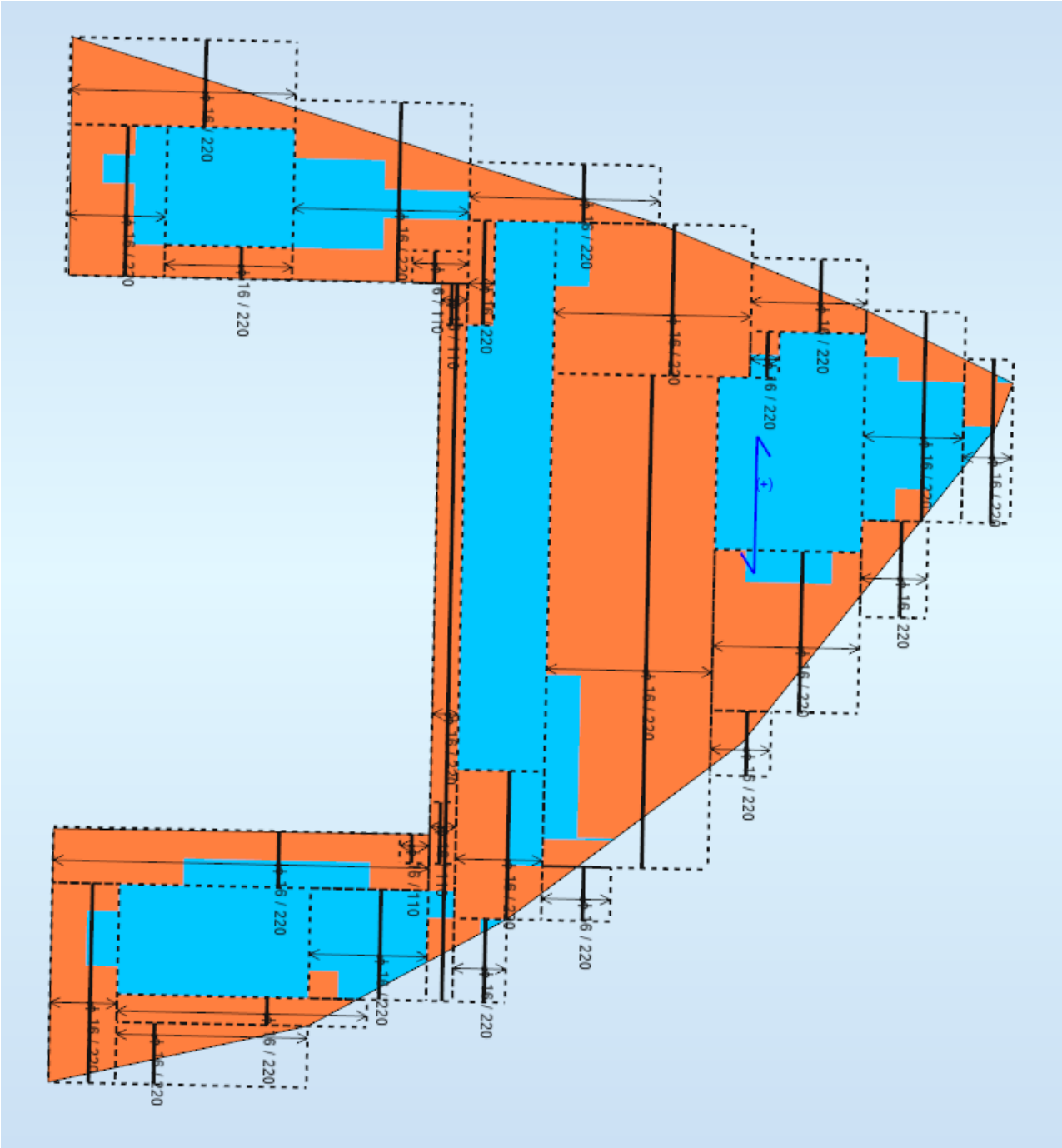


Underkant Y-retning



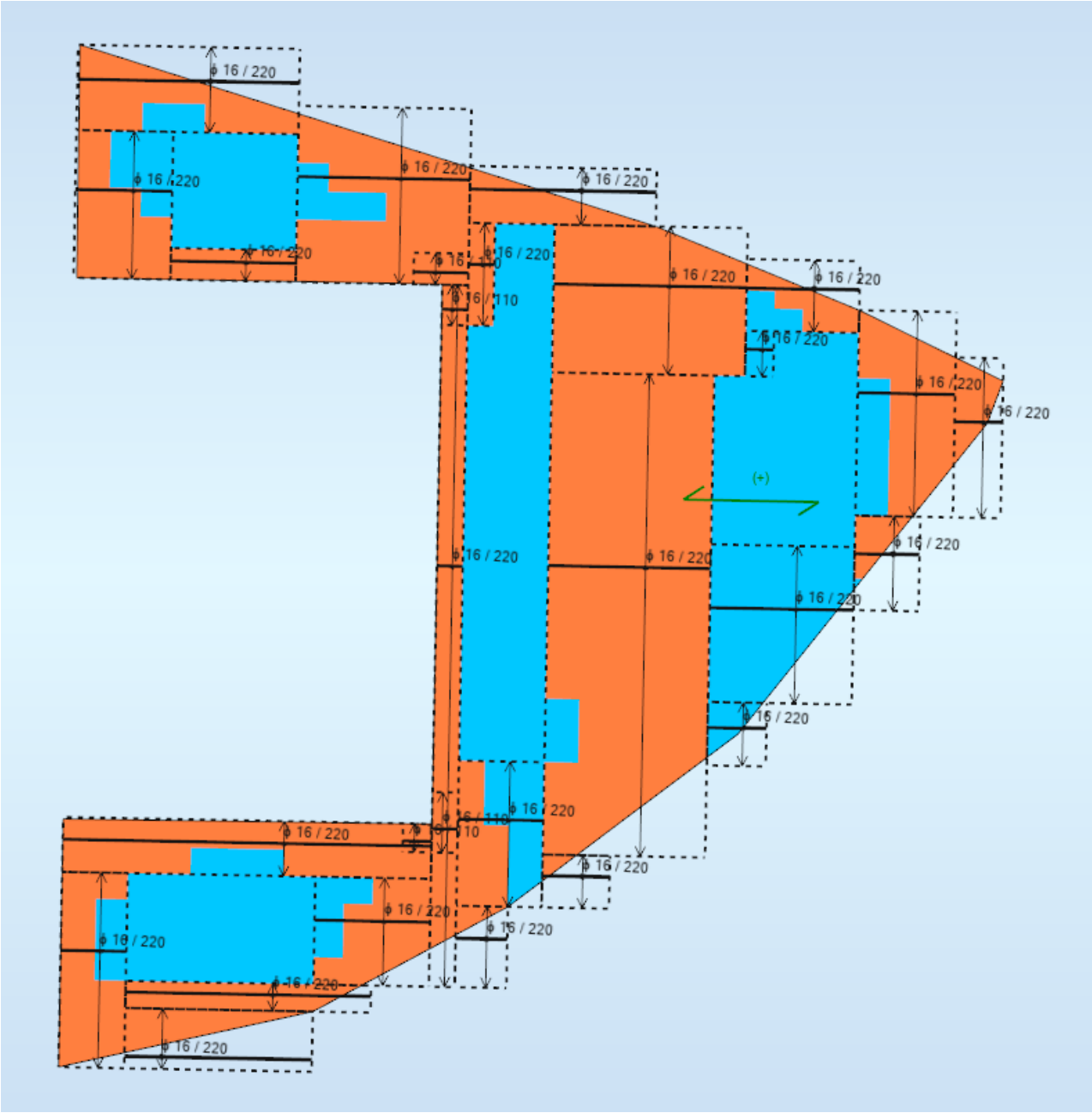
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Overkant X-retning



Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

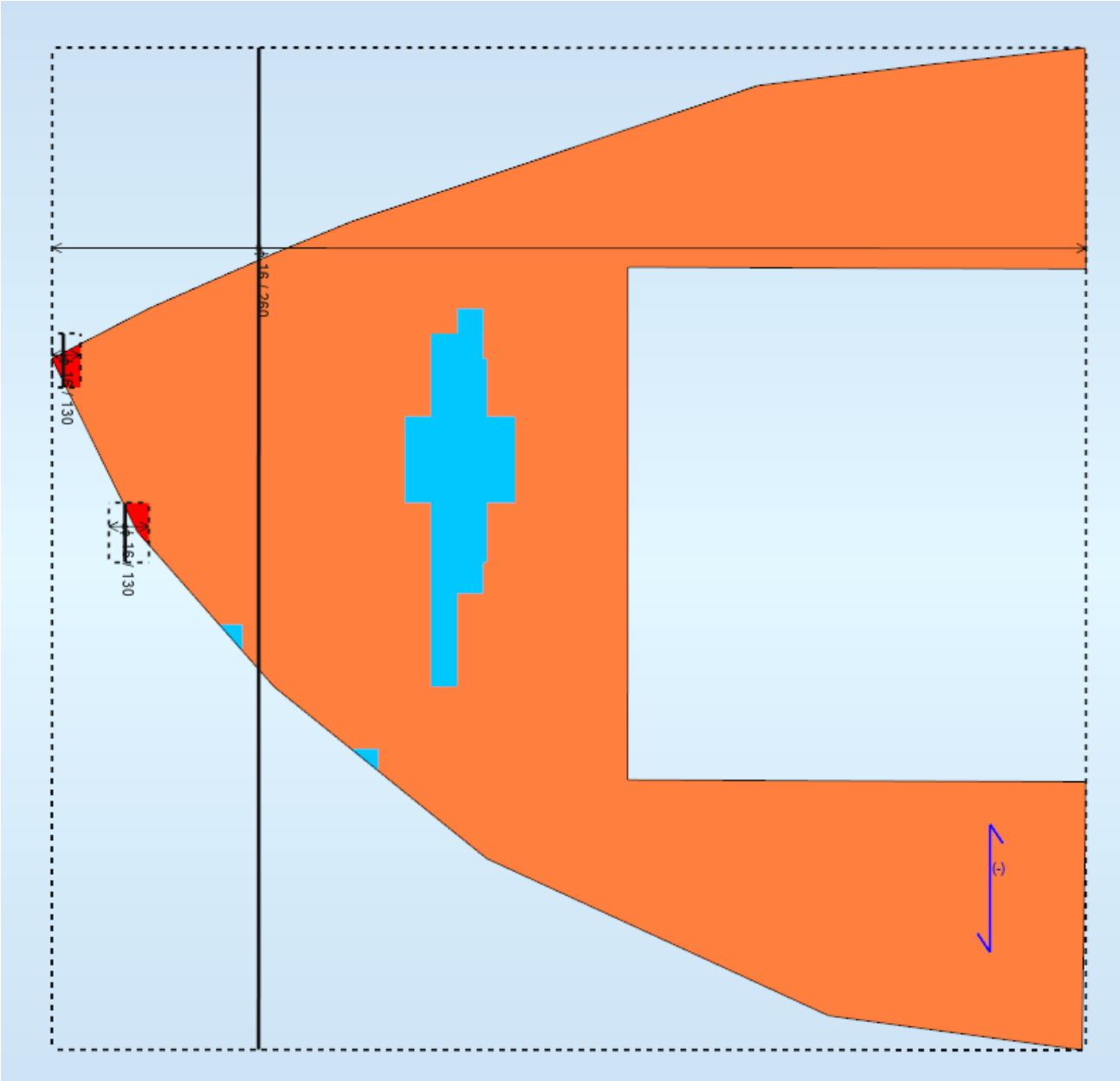
Overkant Y-retning



Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

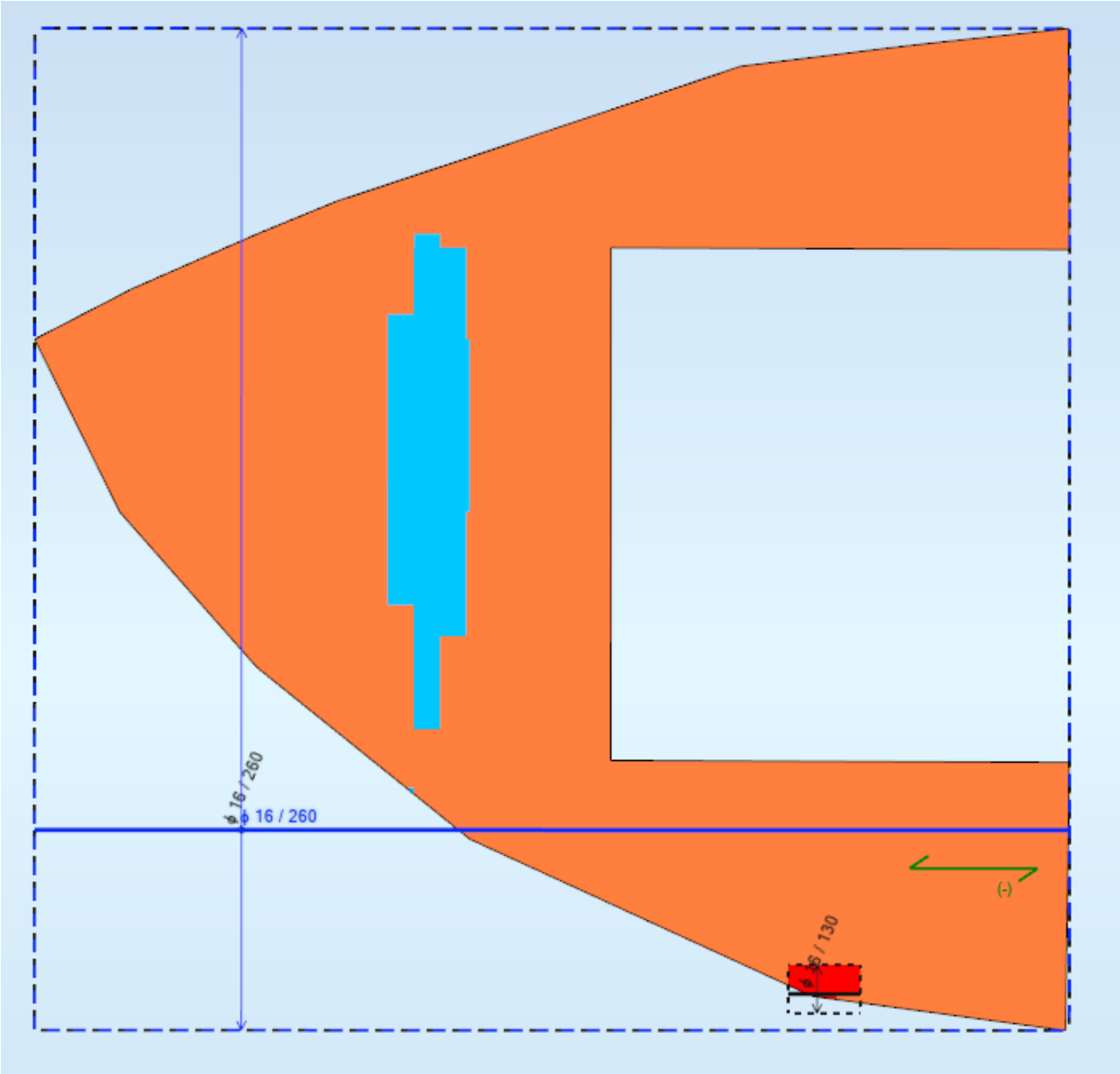
Dekke 1-2

Underkant X-retning



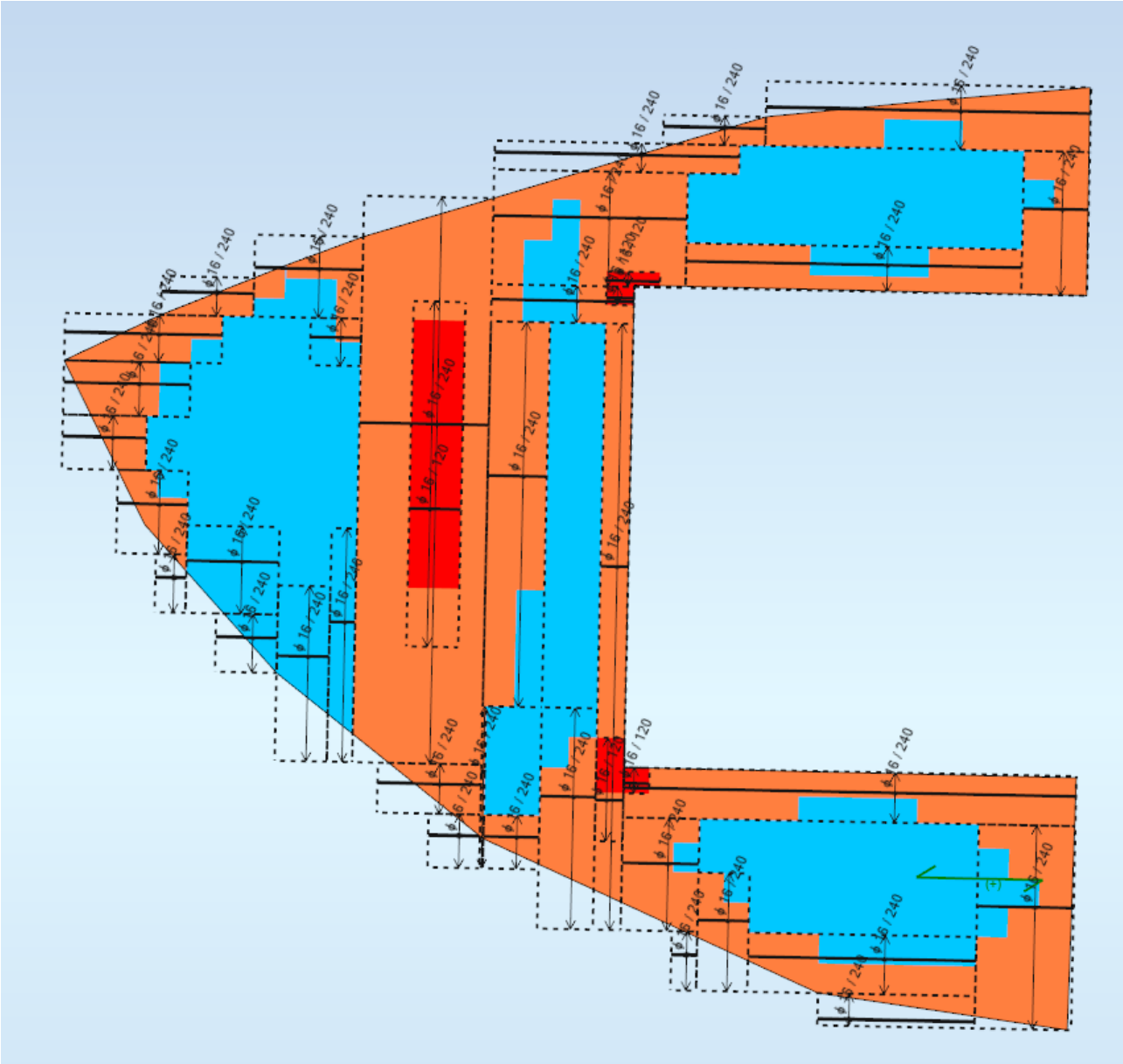
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Underkant Y-retning



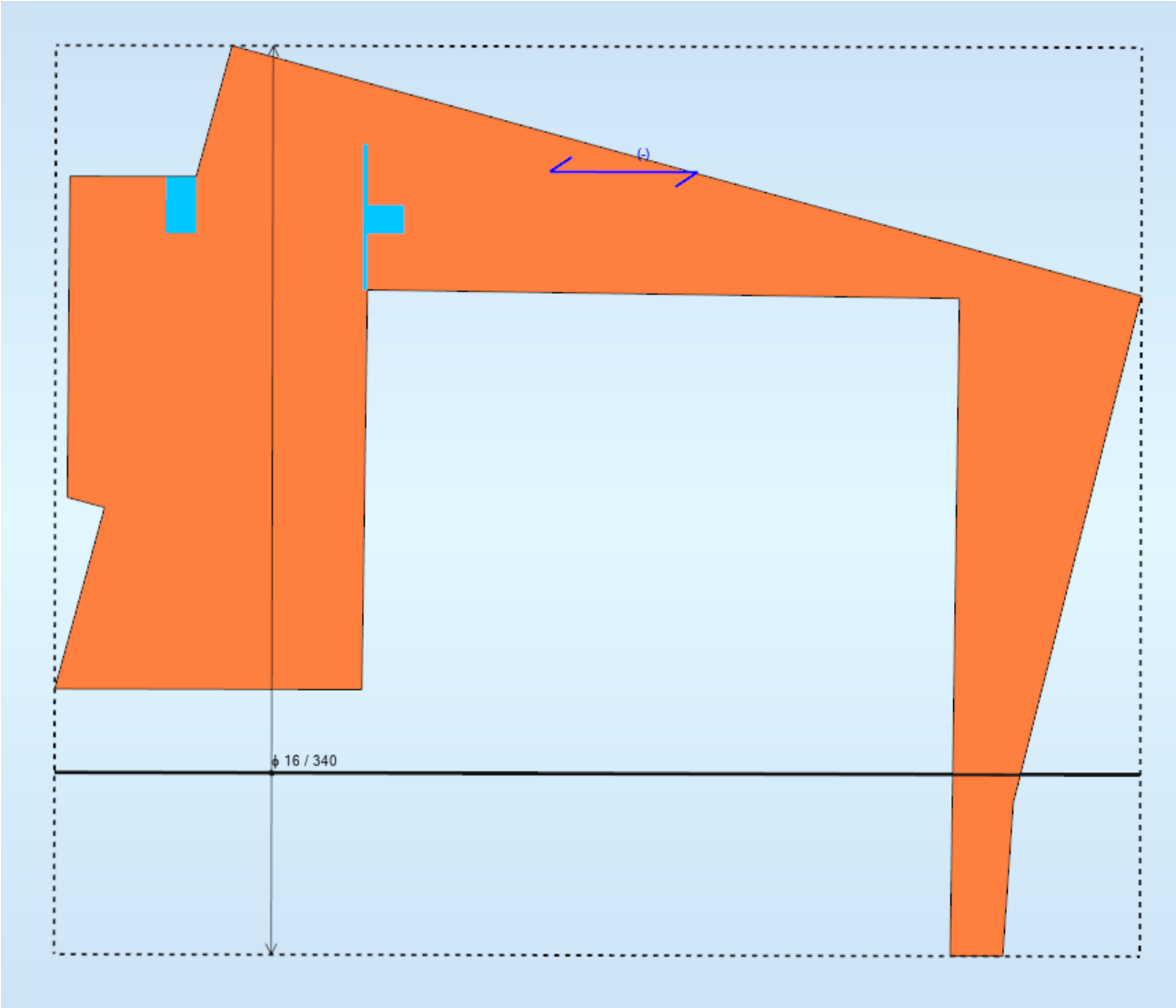
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Overkant Y-retning



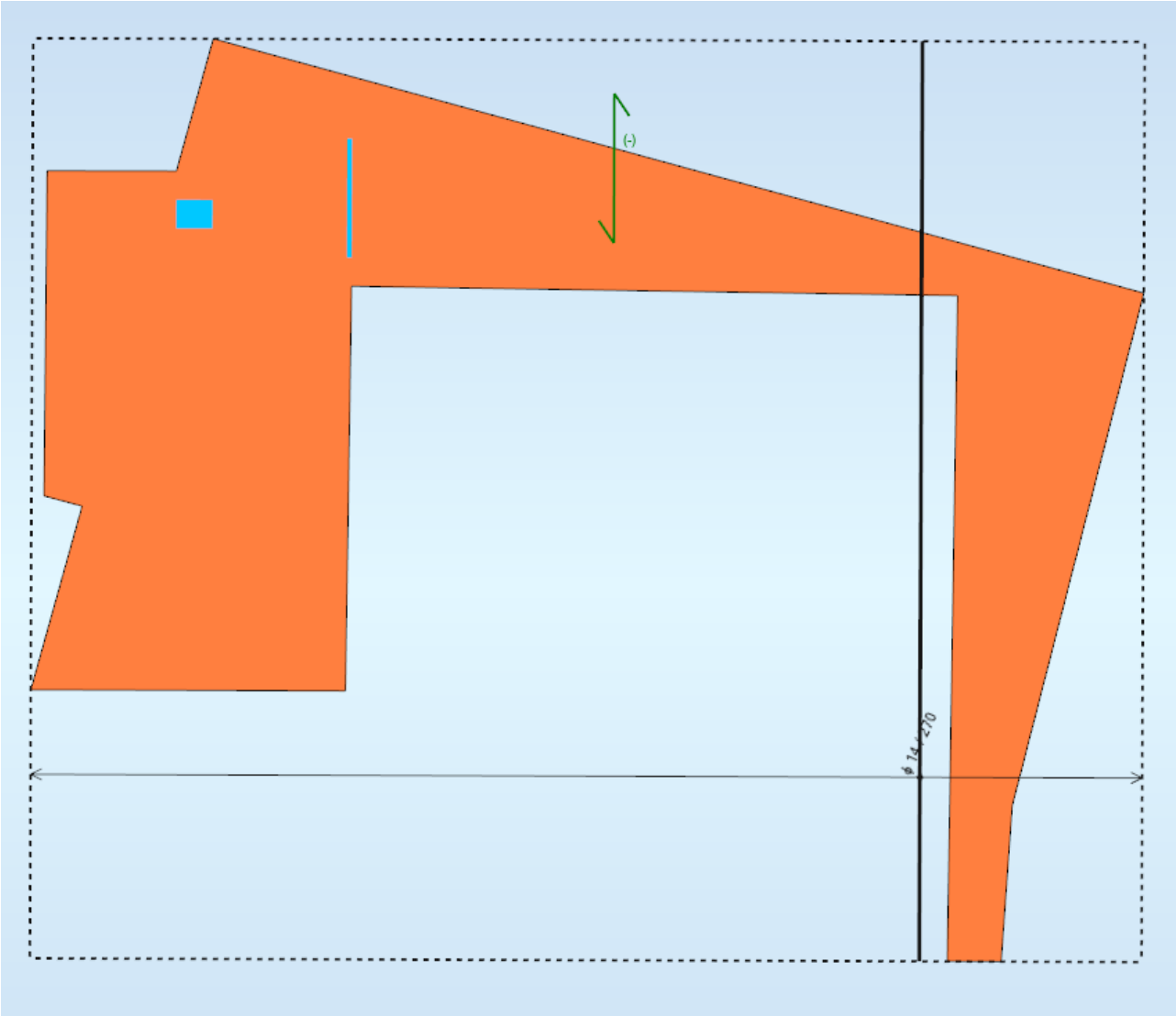
Dekke 2

Underkant X-retning



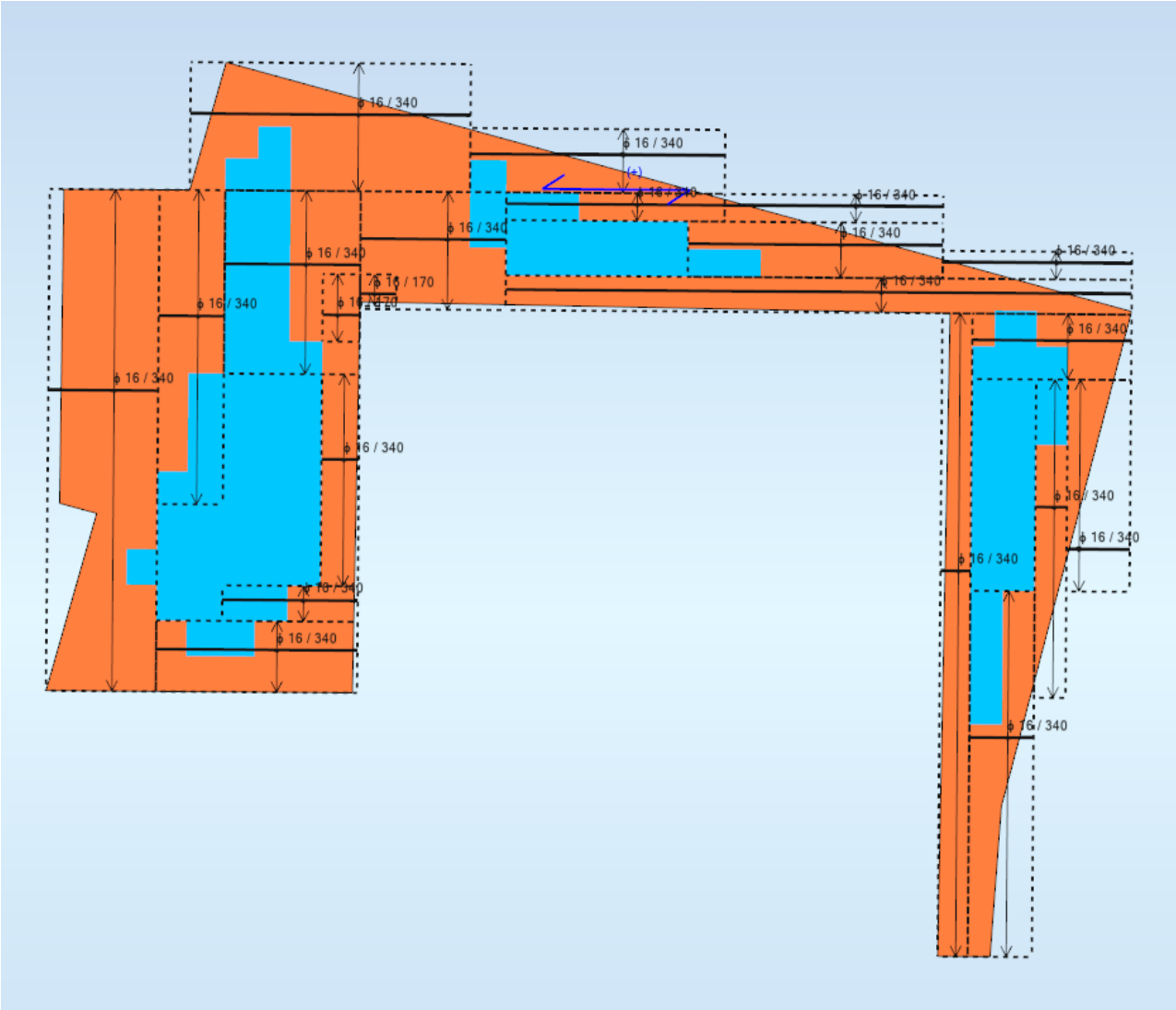
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Underkant Y-retning



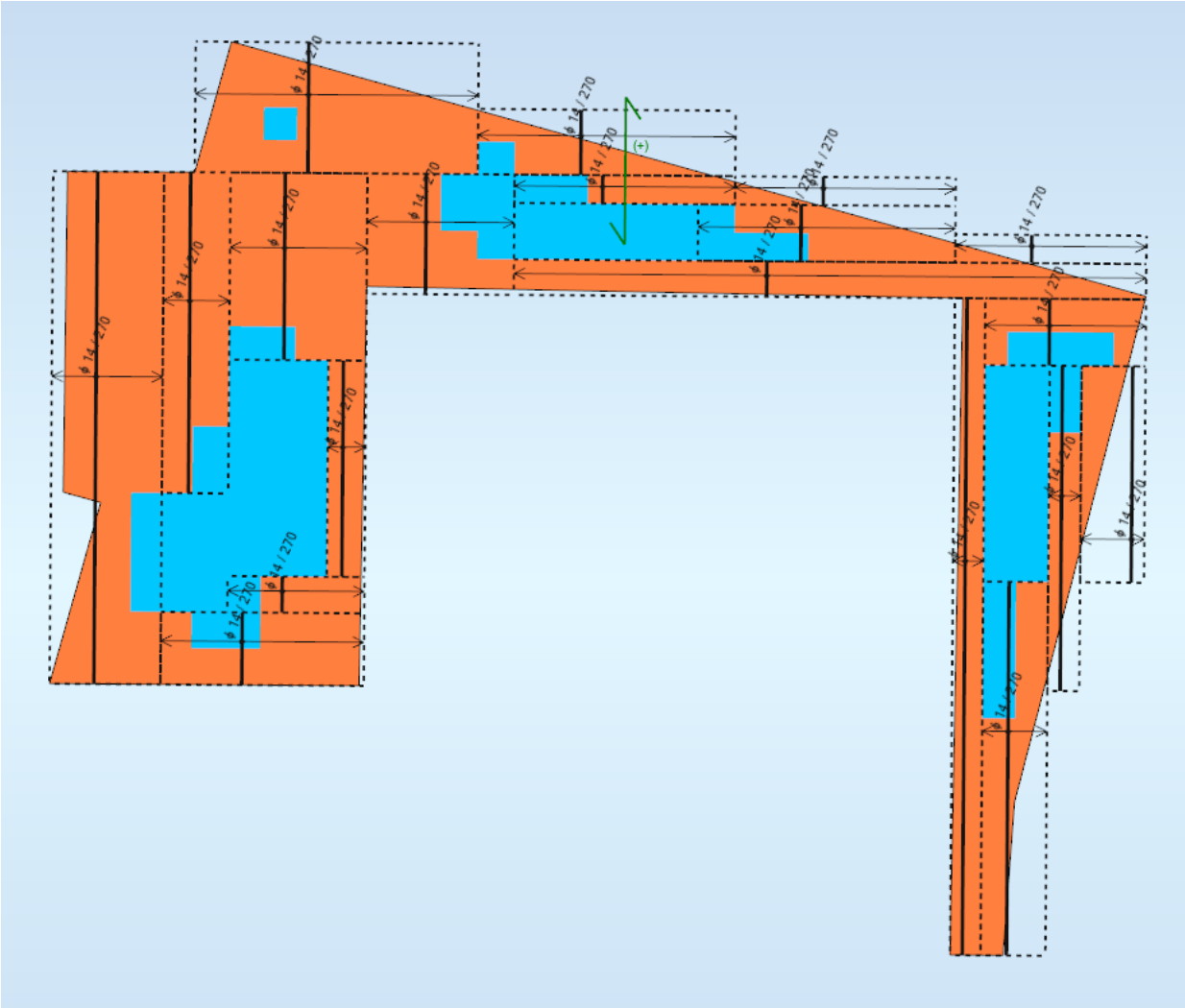
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Overkant X-retning



Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

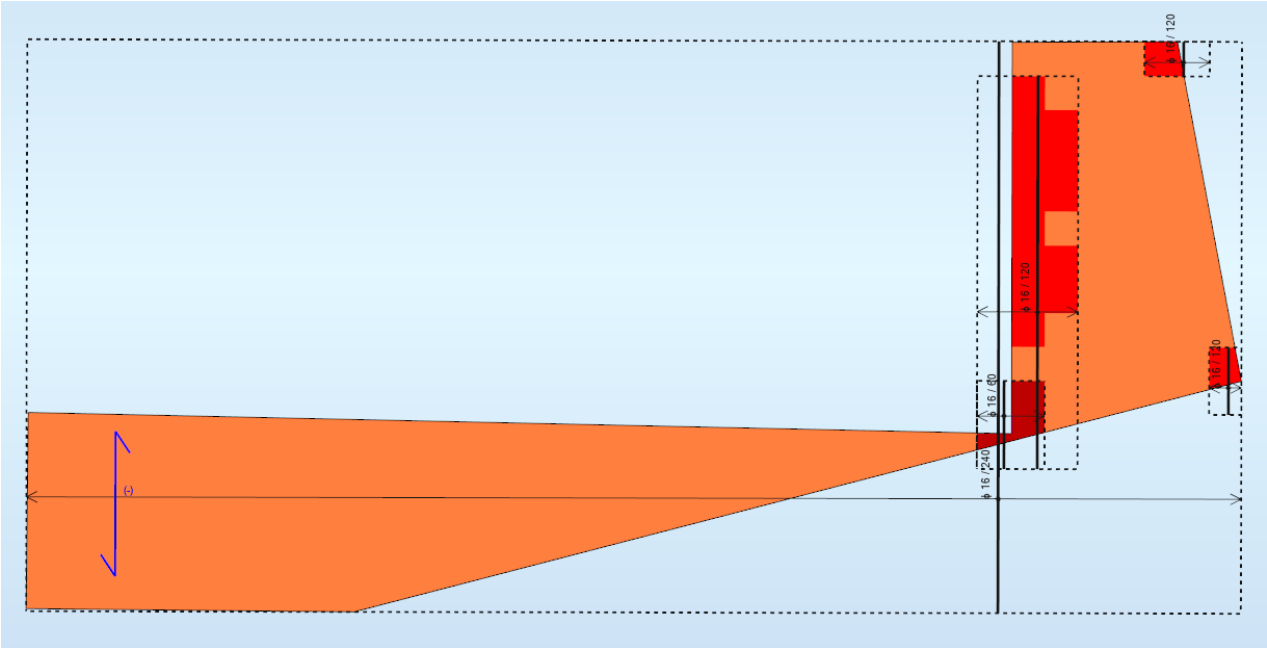
Overkant Y-retning



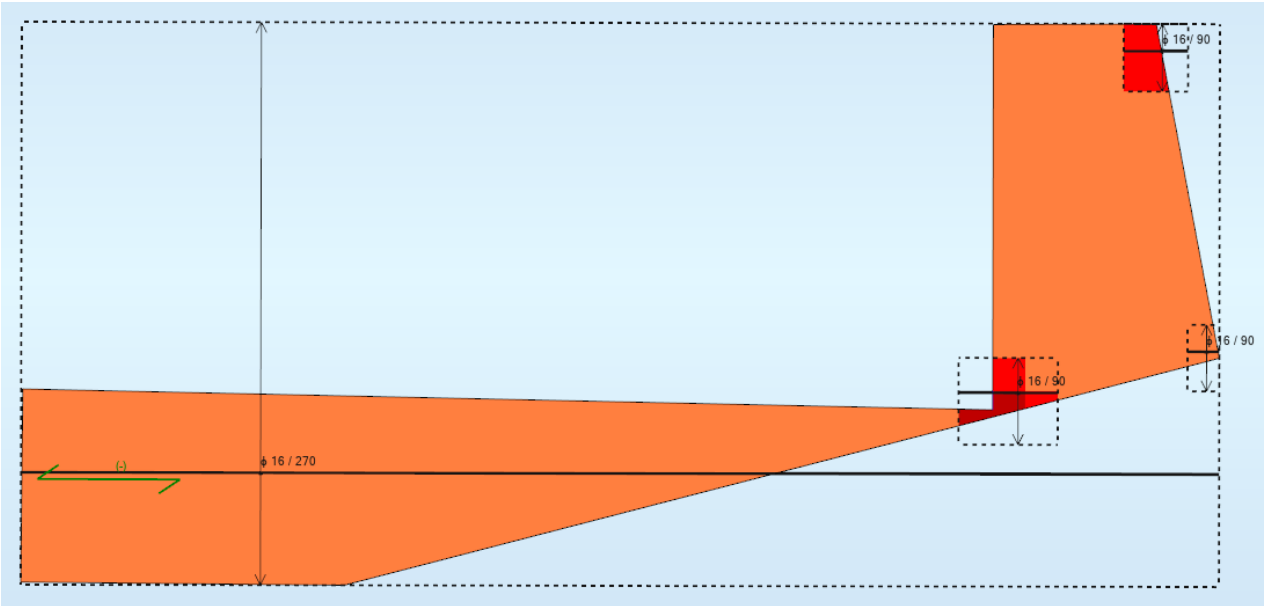
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Dekke 3

Uderkant X-retning

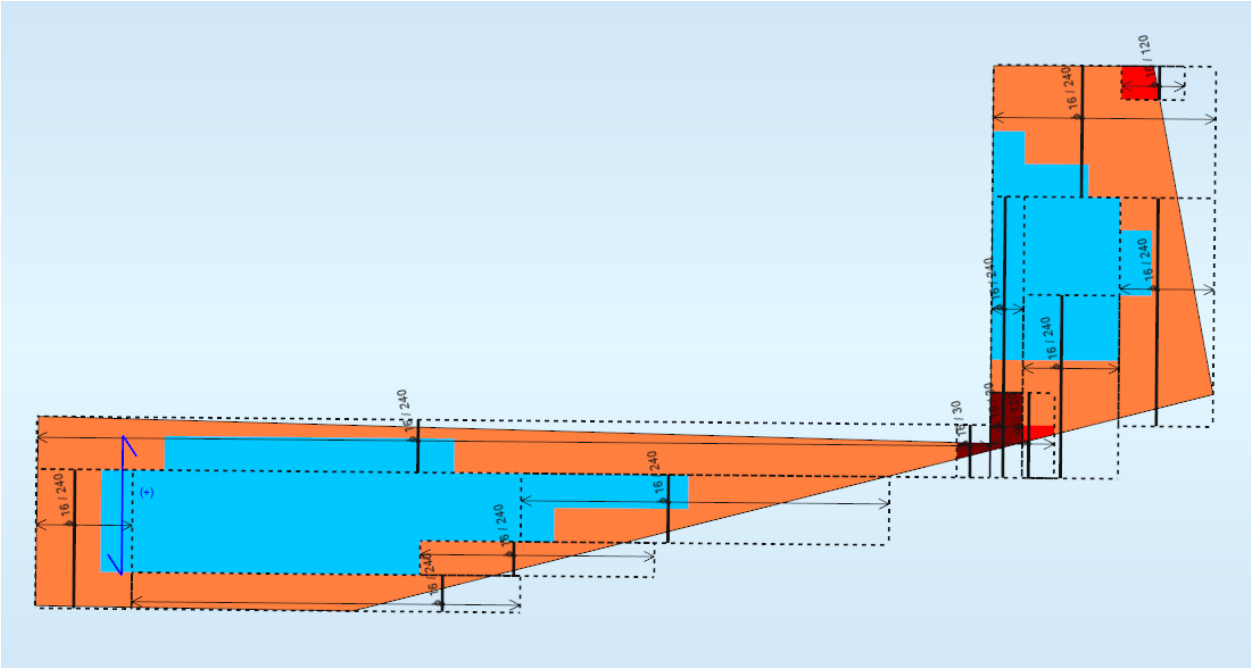


Uderkant Y-retning

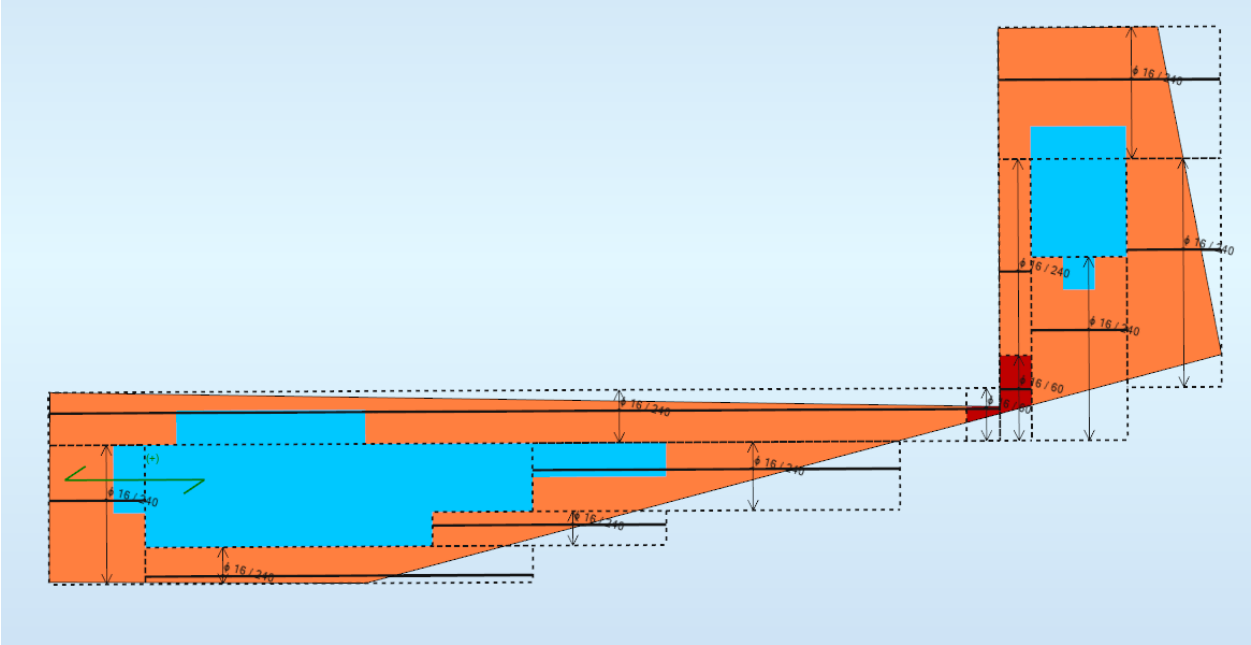


Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Overkant X-retning



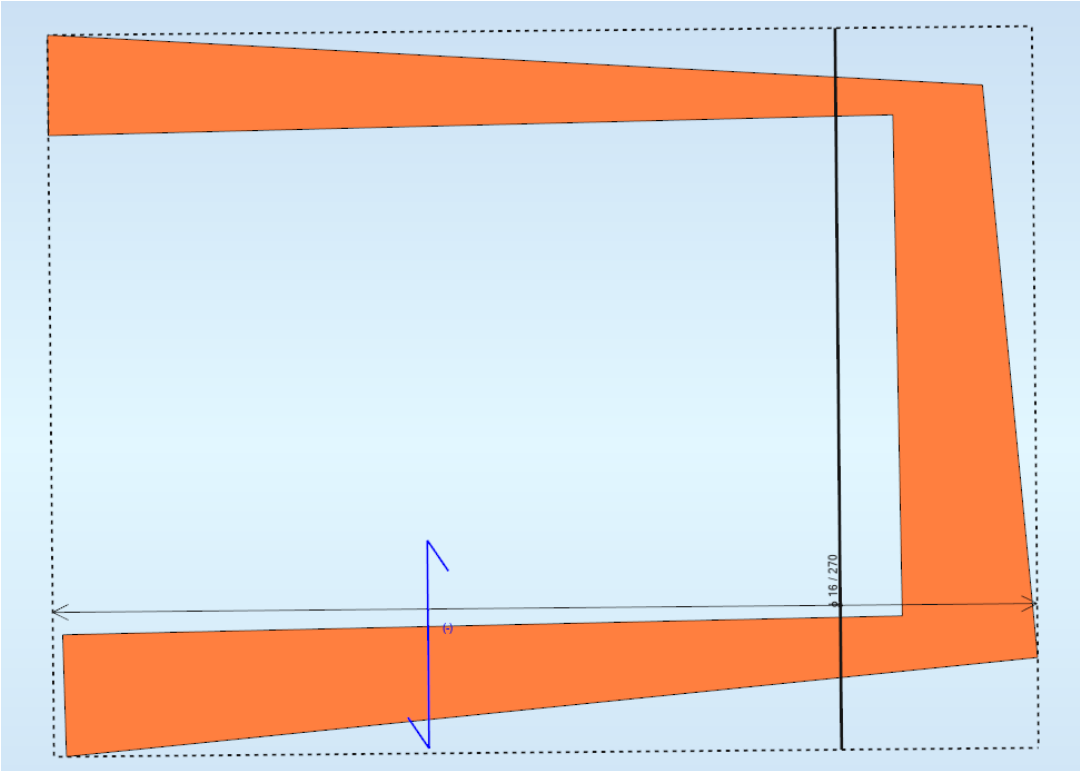
Overkant Y-retning



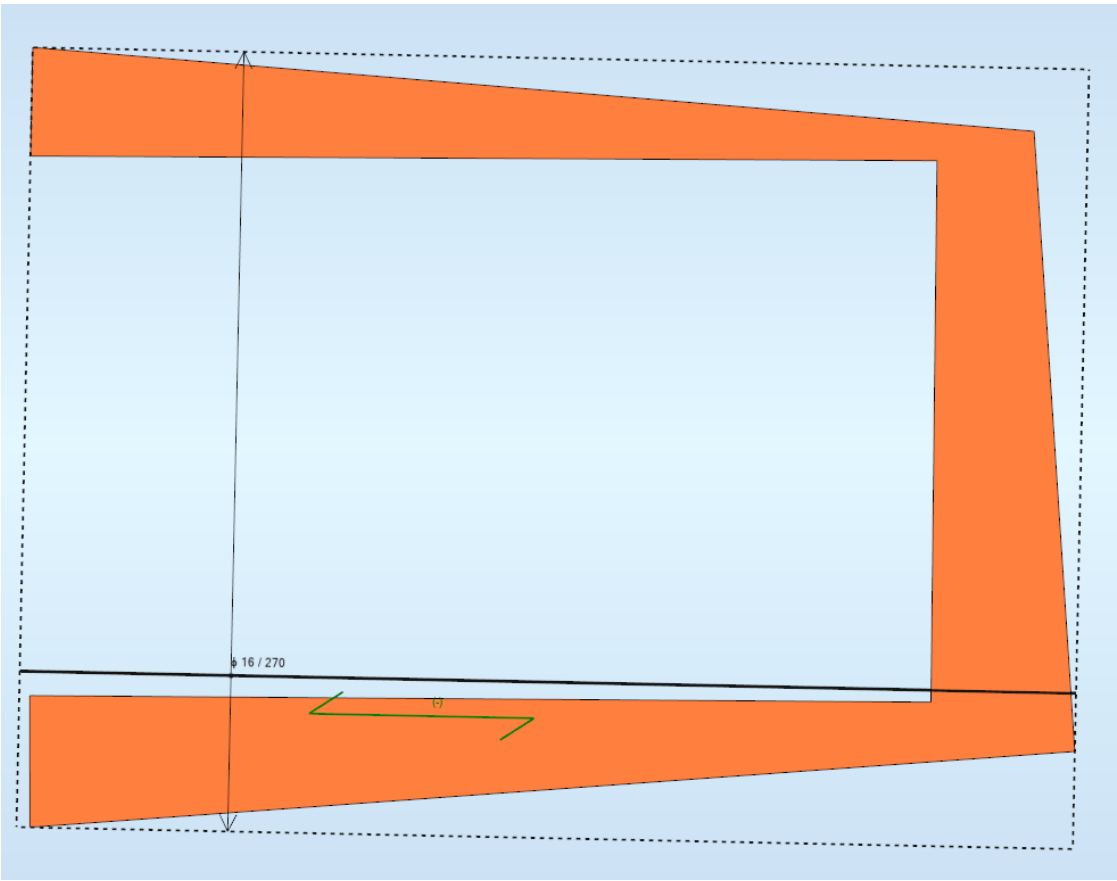
Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Dekke 4

Underkant X-retning

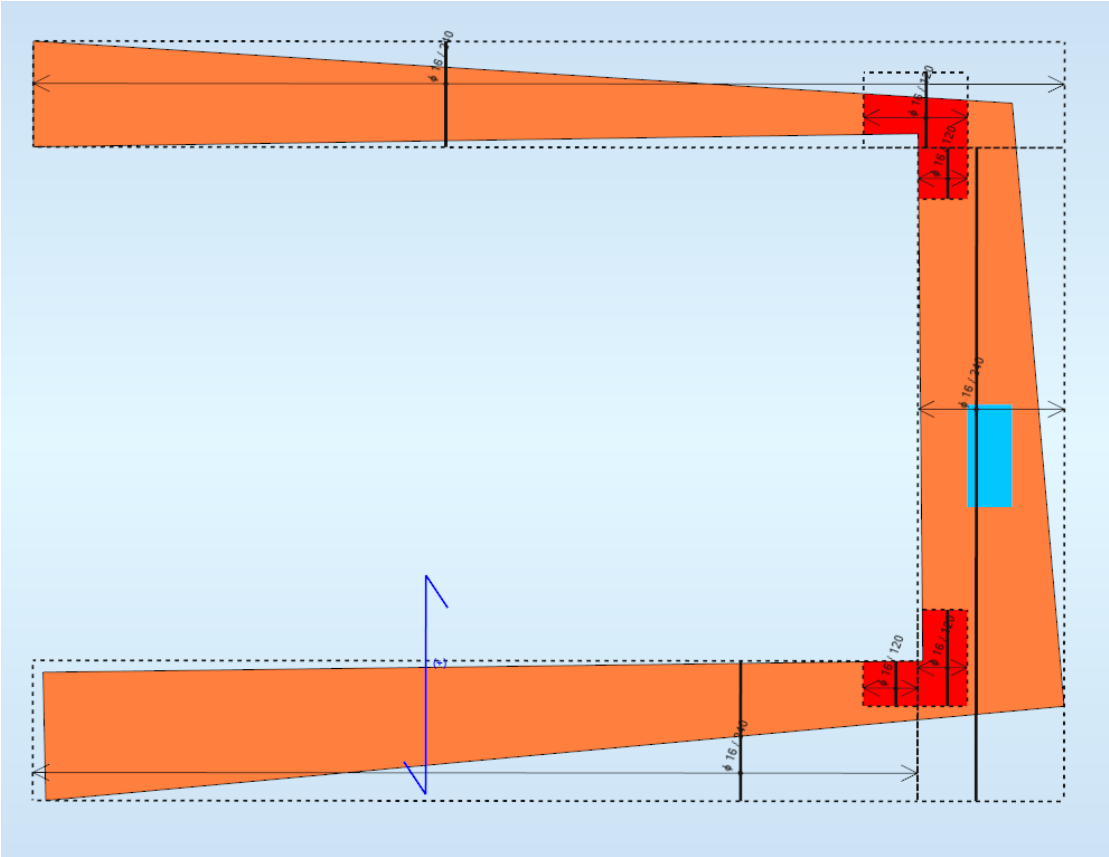


Underkant Y-retning



Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)

Overkant X-retning



Overkant Y-retning

