

Dimensjonering & detaljering av bæresystemet i armert betong og stål til en 4-etasjes boligblokk i Trondheim

Structural design & detailing of the structural system in reinforced concrete and steel of a 4-floor apartment building in Trondheim

Prosjektnr 2023-09

Musab Ahmad Abo Kalass, Arijus Ruzgys og Konstantin Koval

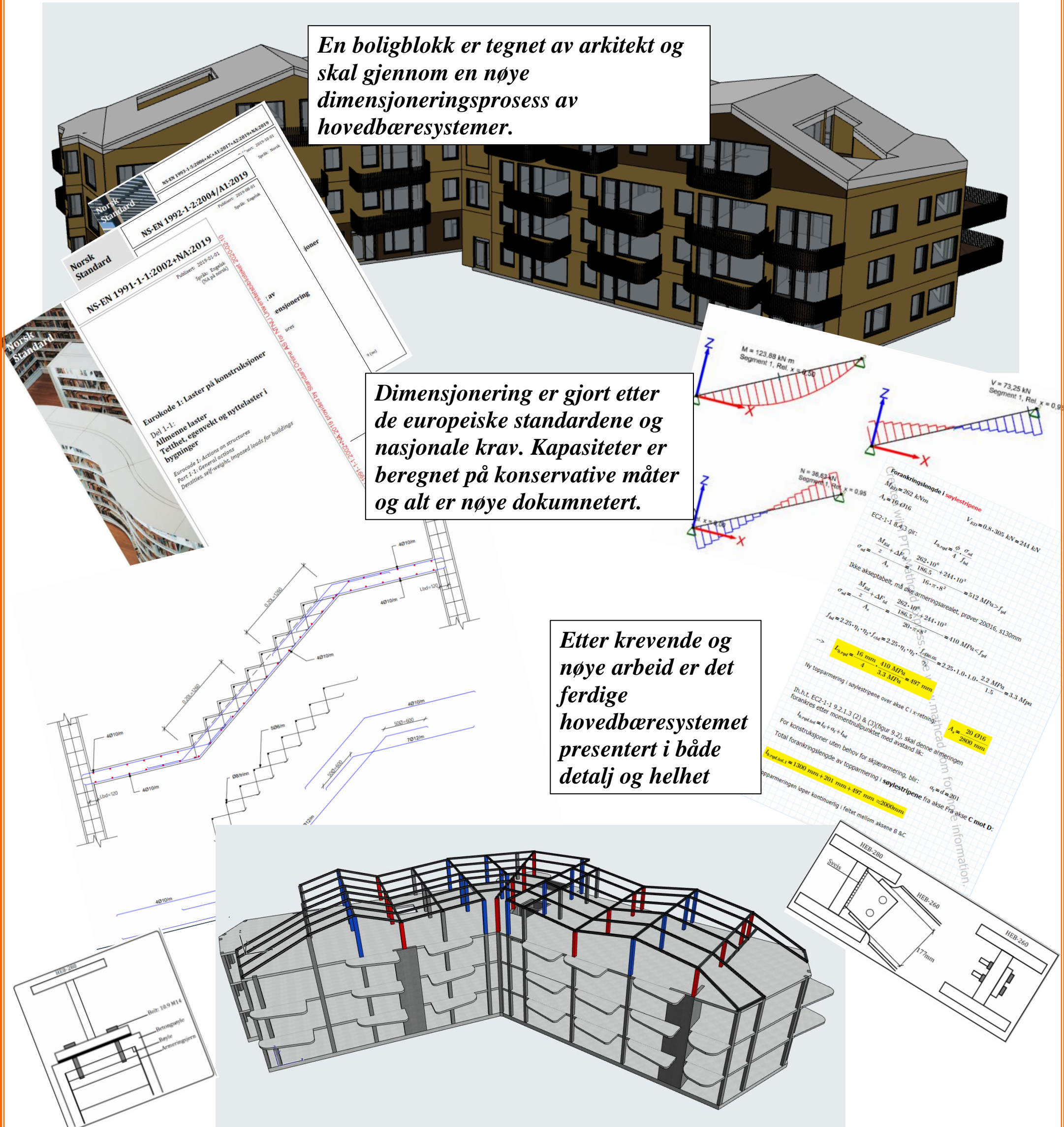
Intern veileder: Jan Arve Øverli

Ekstern kontakt: Skibnes Arkitekt

En boligblokk er tegnet av arkitekt og skal gjennom en nøye dimensjoneringsprosess av hovedbæresystemer.

Dimensjonering er gjort etter de europeiske standardene og nasjonale krav. Kapasiteter er beregnet på konservative måter og alt er nøye dokumentert.

Etter krevende og nøye arbeid er det ferdige hovedbæresystemet presentert i både detalj og helhet

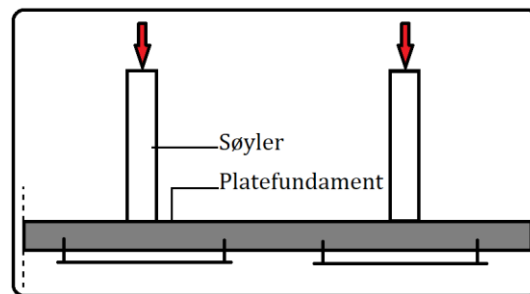


Artikkel

Konstruksjonsteknikk-Bæresystem

Prosjekter i bygge industrien kan deles inn i fire faser konseptutvikling/planleggingsfasen, forprosjekt, detaljprosjekt og til slutt utførelse. Dimensjonering av et bæresystem er en del av forprosjektet hvor konstruksjonsingeniører jobber med å utvikle det beste systemet ifølge informasjonen samlet i fra planleggingsfasen.

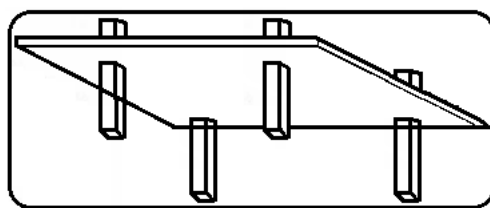
For å prosjektere et bæresystem er det mange ting som må tas hensyn til. For det første må det gjennomføres grundige geotekniske undersøkelser for å finne ut hvilken type fundamentering som er best egnet. I vårt prosjekt «Lade Alle 84» er det gode grunnforhold av sand og grus som tillater oss å bruke enkel platefundamentering som støpes rett på grunnen.



Figur:1. Platefundament

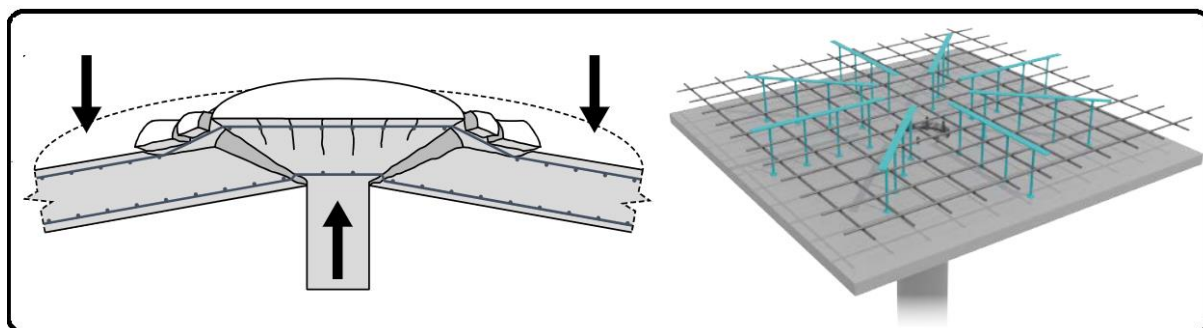
Neste steg i utvikling av et bæresystem er å finne løsning til hvordan konstruksjonslastene skal føres ned til grunnen. I betongkonstruksjoner benyttes enten betongvegger, betongsøyler eller kombinasjon av begge. For å minimalisere egenvekt har vi valgt å gå fram med betongsøyler. Positivt med det er at CO₂-utslippene fra bygget reduseres og alle skillevegger kan bygges av tre materialer som vil gi bedre innemiljø. Likevel må det være noen større vertikale bæresystemer i betong for å gi nok stivhet. I vårt prosjekt er dette problemet løst av trapperom, heissjakt og noen veggskiver. Det er kritisk å ha med for å stabilisere bygget spesielt når konstruksjonen er påvirket av horisontale krefter som vindlast.

Nest siste konstruksjonsdel som vi skal ta for oss i denne artikkel er dekker. Denne delen av bæresystemet dimensjoneres for å bære lasten i enten en eller to retninger i planet ut ifra spennforholdet mellom x og y retning. I våres oppgave har vi bestemt å benytte toveis flatdekker som ligger direkte på søylene. På den måten brukes ikke betongbjelker for å støtte platene. Fordeler med dette er at det gir byggherren friheten til å sette innvendige skilleveggene hvor som helst hvis egenvektene til disse er tatt med i dimensjoneringen, samt friheten for å endre veggens plassering når som helst. Flatdekkene kan dimensjoneres ifølge ekvivalent rammemetoden hvor momentkreftene blir fordelt i søylestriper og feltstriper. Disse momentene sammen med trykksonekapasitet (M_{Rd}) brukes til å finne tverrsnittets indre momentarm (z). Videre føres det inn i formel for nødvendig armering (A_s). Vi har valgt å bruke slakk lengdearmering som er nødvendig siden betong er et materiale som tåler mye trykk, men lite strekk. Dette minimaliserer risiko for riss og reduserer nedbøying.



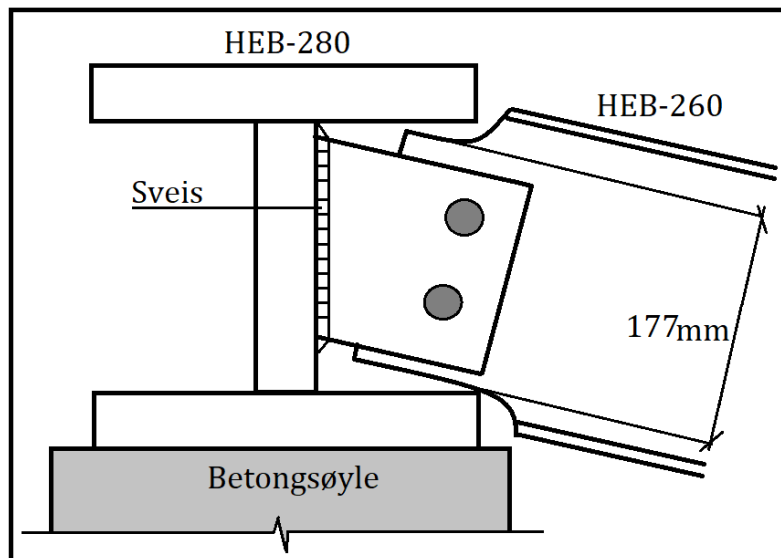
Figur:2. Faltdekker som hviler direkte på søylene

Ifølge statikk, momentfordeling i søylestripene er størst på grunn av lastene (primær nyttelast og egenlast) som belaster konstruksjonen. Derfor noen dekker trenger ekstra skjærarmering for at søylen ikke skal penetrere flatdekkene. Kontroll av gjennomlokkingskapasitet til prosjektet «Lade Alle 84» resulterte at en del kantsøyler og innersøyler trenger ekstra skjærarmering. For å hindre gjennomlokking har vi dimensjonert gjennomlokkingsarmering ifølge Peikko som er ledende leverandør for dekkekonstruksjoner. Eksempelet av skjærarmeringsmønster vises i figur 3.



Figur:3. Gjennomlokkingsbrudd og anbefalt armerings metode for å unngå dette.

Til slutt kommer taket som skal kunne bære snø og vind laster i tillegg til sin egenlast. Denne delen av konstruksjonen er valgt å bli bygd i stål primært. Stålbjelker i både primær og sekundær retning med korrugerte stålplater på toppen og isolasjon samt tekking. De bærende elementene i denne delen er stålbjelker. De primære bjelkene ligger opp på betongsøylene med forankring og de sekundære bjelkene er festet til de primære ved hjelp av bolter og sveis. Denne løsningen sørger for at laster som blir påført takkonstruksjonen blir ført ned i grunnen gjennom forbindelser og systemer. Både de minste og de største detaljene er dimensjonert på en sikker måte. Med andre ord konservativ dimensjonering som sørger for at selv noe så smått som skruerplater og bolter har tilstrekkelig kapasitet for de mulige belastningene.



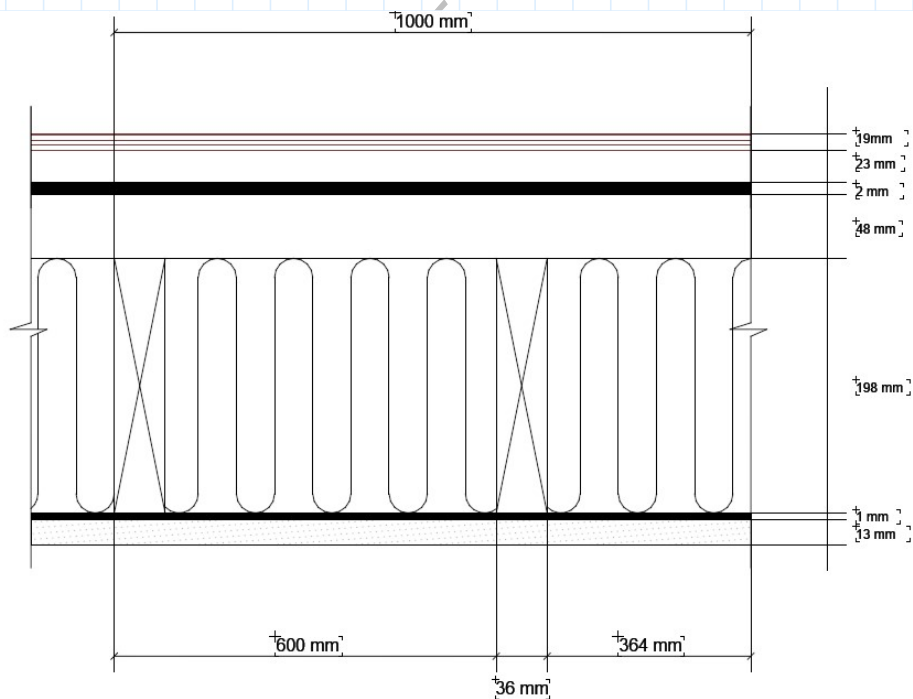
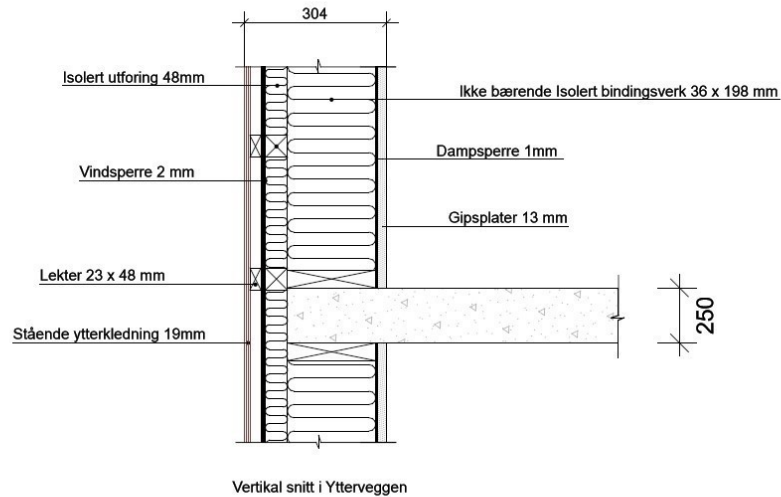
Figur:4. Forankring av stålbejler

Vedlegg

Vedlegg 1: Egenlaster til konstruksjonsdeler i boligblokken

I - Yttervegger

Ytterveggene- Typiske detalj



Tyngdetettheter til de ulike materialene i sjiktene (ETTER EN 1991-1-1:2002, Tillegg A:

Gips $\gamma_{gips} = 2.3 \frac{kN}{m^3}$

Vind & Dampsperre $\gamma_{sperre} = 1.0 \frac{kN}{m^3}$

Tre (c-24) $\gamma_{tre} = 4.2 \frac{kN}{m^3}$

Mineralull $\gamma_{mineralull} = 0.04 \frac{kN}{m^3}$

. Etasje høyde = 3.6 m

. Vegg høyde fra U.K bunnsvill til O.K toppsvill = 3.6 - 0.250 = 3.35 m

. NB! Noen vegger i 4-ETG er høyere enn 3.35 m, men siden disse veggene er lette vegger, vil h = 3.35 m tas i beregninger og fører fortsatt til konservativ dimensjonering

1- Regner volumet til de ulike sjiktene per 1m lende av vegg for h = 3.35 m:

Gips $V_{gips} = 1 \text{ m} \cdot \frac{13}{1000} \text{ m} \cdot 3.35 \text{ m} = 0.044 \frac{m^3}{m}$

Dampsperre $V_{damp} = 1 \text{ m} \cdot \frac{1}{1000} \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 0.0036 \frac{m^3}{m}$

Isolasjon $V_{iso} = (0.564 \text{ m} + 0.364 \text{ m}) \cdot 0.198 \text{ m} \cdot (3.35 \text{ m} - (2 \cdot 0.198 \text{ m})) = 0.54 \frac{m^3}{m}$

Stendere $V_{stendere} = 2 \text{ stk} \cdot (0.048 \text{ m} \cdot 0.048 \text{ m} \cdot (3.35 \text{ m} - (2 \cdot 0.198 \text{ m}))) = 0.06 \frac{m^3}{m}$

Utforingsisolasjon $V_{ut.iso} = (0.564 \text{ m} + 0.364 \text{ m}) \cdot 0.048 \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 0.16 \frac{m^3}{m}$

Utforingslekter $V_{ut.lekt} = 6 \text{ stk} \cdot 1 \text{ m} \cdot (0.048 \text{ m})^2 = 0.014 \frac{m^3}{m}$

Vindsperre $V_{vindsporre} = 1 \text{ m} \cdot \frac{2}{1000} \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 0.0072 \frac{m^3}{m}$

Lekter $V_{lekter} = 6 \text{ stk} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{23}{1000} \text{ m} \cdot \frac{48}{1000} \text{ m} = 0.0062 \frac{m^3}{m}$

Kledning $V_{kledning} = 1 \text{ m} \cdot \frac{19}{1000} \text{ m} \cdot 3.6 \text{ m} = 0.0684 \frac{m^3}{m}$

Bunn & Toppsvillene $V_{svill} = 2 \text{ stk} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{36}{1000} \text{ m} \cdot 0.198 \text{ m} = 0.014 \frac{m^3}{m}$

2- Regner sjiktenes linjelast per meter

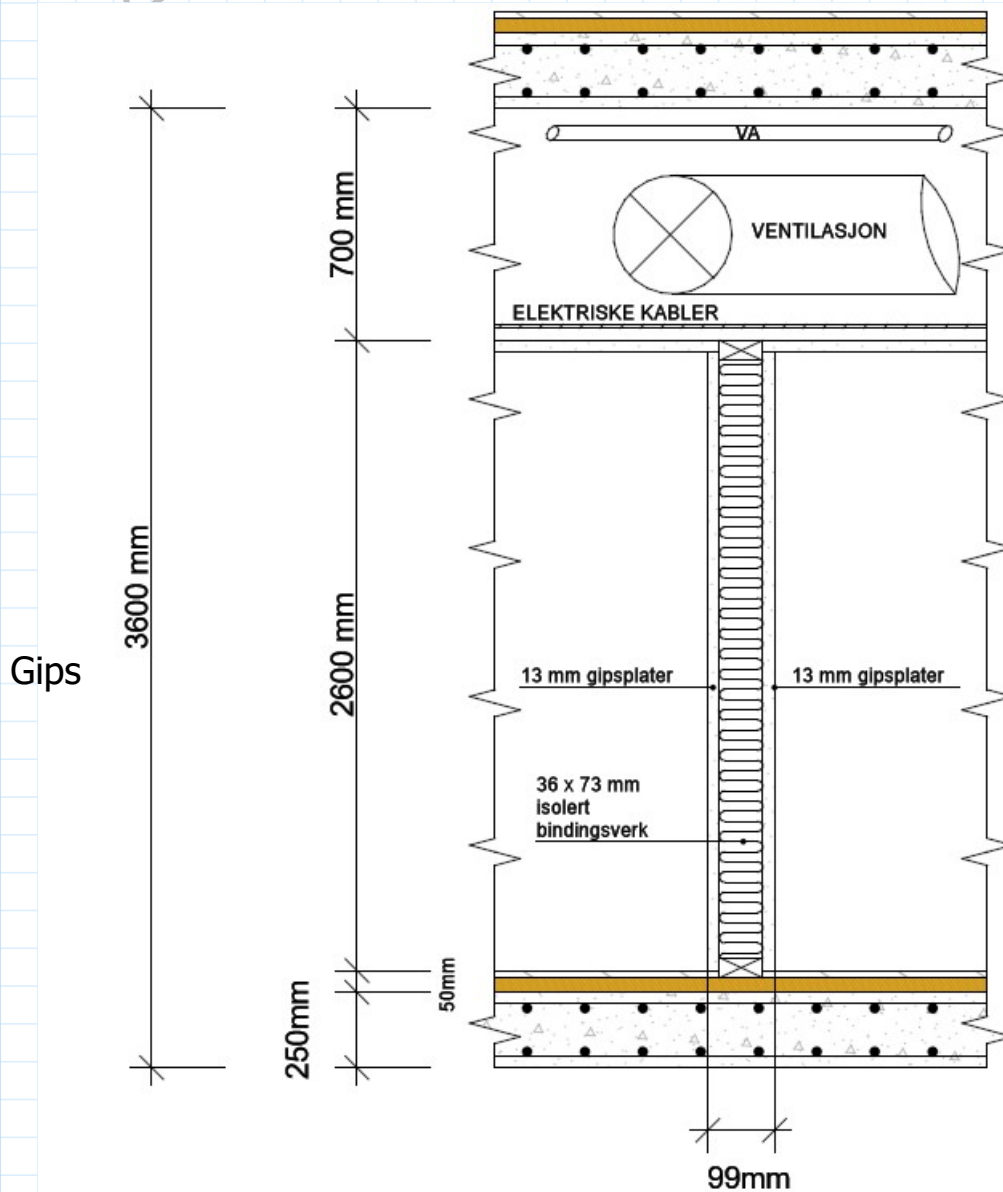
Material (...)	Linjelast $\left(\frac{m^3}{m} \cdot \frac{kN}{m^3} = \frac{kN}{m} \right)$
Gips	$g_{gips} = 0.0044 \cdot 2.3 = 0.1$
Dampsperre	$g_{damp} = 0.0036 \cdot 1 = 0.0036$
Isolasjon	$g_{iso} = 0.54 \cdot 0.04 = 0.0216$
Stendere	$g_{stender} = 0.252$
Utforingsisolasjon	$g_{ut.iso} = 0.16 \cdot 0.04 = 0.064$
Utforingslekter	$g_{ut.lekt} = 0.16 \cdot 0.04 = 0.060$
Vindsperre	$g_{vindsperre} = 0.0072 \cdot 1 = 0.0072$
Lekter	$g_{lekt} = 0.0062 \cdot 4.2 = 0.02$
Kledning	$g_{kledning} = 0.0684 \cdot 4.2 = 0.29$
Bunn&stoppsvillene	$g_{svill} = 0.014 \cdot 4.2 = 0.06$
Total – karkateristisk – linjelast	0.8

--> Lasten til ytterveggene innføres som linjelast over kantstripene i flatdekkene

$$g_{Y.V} = 0.8 \frac{kN}{m}$$

II- Skillevegger mellom samme boenhet (leilighet)

. Fra detaljen nedenfor, Veggens høyde er $h = 2.6 \text{ m}$



1- Regner volumet til de ulike sjiktene per 1m lende av vegg for $h = 2.6 \text{ m}$:

Gips
$$V_{gips} = 2 \text{ stk} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{13}{1000} \text{ m} \cdot 2.6 \text{ m} = 0.0676 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

Bunn + Toppsvill
$$V_{svill} = 2 \text{ stk} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{73}{1000} \text{ m} \cdot \frac{36}{1000} \text{ m} = 0.0053 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

Stendere
$$V_{stendere} = 2 \text{ stk} \cdot \frac{73}{1000} \text{ m} \cdot \frac{36}{1000} \text{ m} \cdot 2.532 \text{ m} = 0.014 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

$$\text{Isolasjon } V_{iso} = (0.502 \text{ m} + 0.302 \text{ m}) \cdot \frac{73}{1000} \text{ m} \cdot \left(2.6 \text{ m} - \left(2 \cdot \frac{36}{1000} \text{ m} \right) \right) = 0.148 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

2- Regner sjiktenes linjelast per meter

Material	Linjelast
(...)	$\left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$
Gipsplater	$0.07 \cdot 2.3 = 0.16$
Bunn + toppsvill	$0.0053 \cdot 4.2 = 0.02$
Stendere	$0.014 \cdot 4.2 = 0.06$
Isolasjon	$0.148 \cdot 0.04$
Total	0.25

--> **NS-EN1991-1-1:2002 6.2.3(8)**: Dersom en dekke kan fordele lastene i begge retninger og linjelasten til en vegg er $< 1.0 \text{ kN/m}$, kan det benyttes en ekvivalent areal last fra veggen på dekket med verdi

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

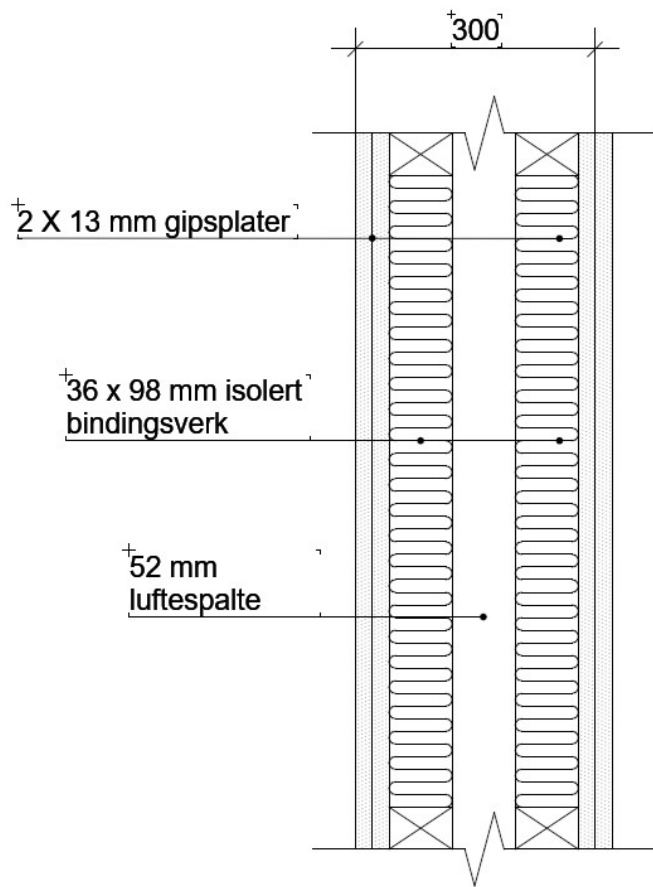
III - Skillevegger mellom boenheter (leiligheter)

. Fra detaljen til høyre (vårt valg), Veggens høyde er $h = 2.6 \text{ m}$

. Ved repetisjon av samme prosedyre som i de 2 forrige vegger, finner vi at lasten blir $g = 0.5 \text{ kN/m}$

. Da benytter vi en ekvivalent areal last til veggen over dekket etter EC1 med verdi

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

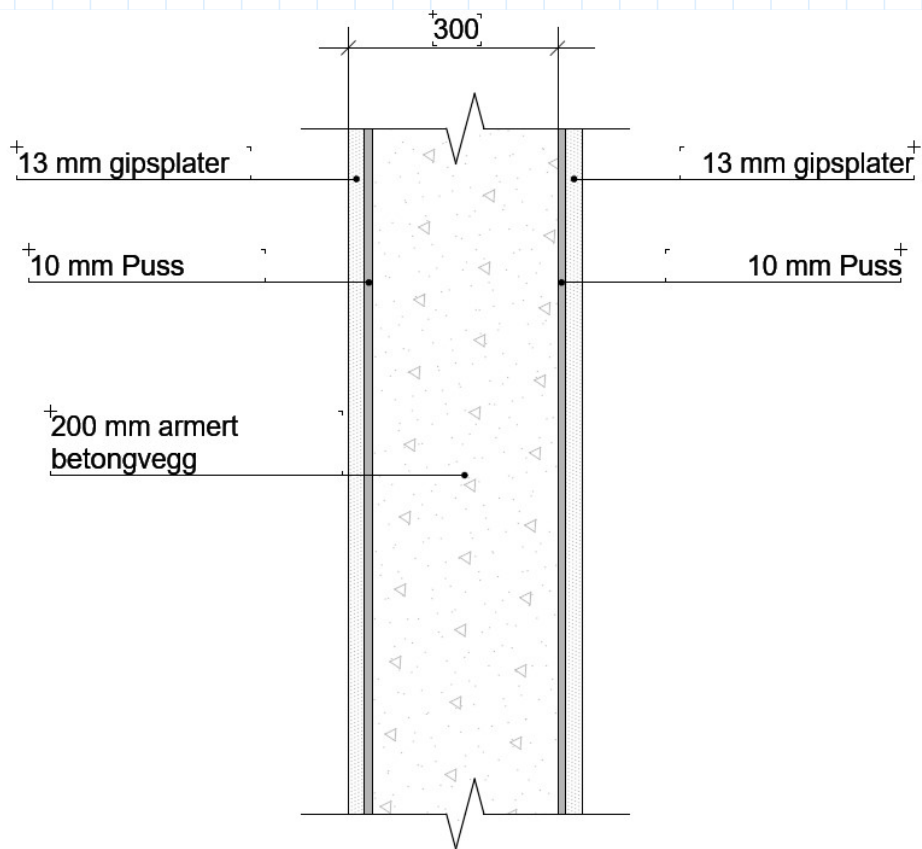


Disse vegger tilfredsstiller fortsatt TEK17 krav om brann- og lydisolasjon:

Brannmotstand = EI60

Luftlydisolasjon = $R'_w = 55 \text{ dB}$

Arkitektens valg av skillevegger mellom leiligheter var slik:

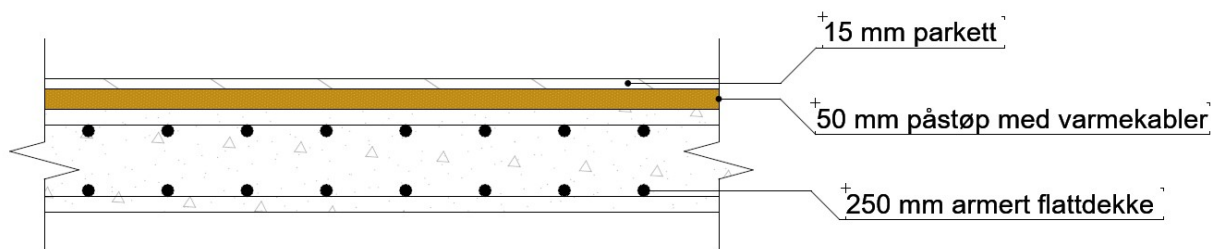


Ved en detaljert beregning av veggens egenlast, får vi ved å repetere samme prosedyre for de andre veggene en verdi på:

$$g_k = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dette er mye større last enn vårt valg

IV - Etasjedekkenene (2ETG-4ETG)



$$\gamma_{betong} = 25 \frac{kN}{m^3}$$

15 mm
Parkett

$$g_{parkett} = 4.2 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.015 m = 0.0063 \frac{kN}{m^2}$$

50 mm
Påstøp med
varmekabler

$$g_{påstøp} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.05 m = 1.25 \frac{kN}{m^2}$$

250 mm armert
flatdekke

$$g_{betong} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.25 m = 6.25 \frac{kN}{m^2}$$

Total karakteristisk
egenlast av dekkene

$$g_{dekke.k} = 1.25 + 6.25 = 7.6 \frac{kN}{m^2}$$

Total karakteristisk
egenlast på dekkene med
bidrag fra innvendige
skille veggene pluss
mekaniske installasjonene

$$g_{dekke.k.tot} = 7.6 + 0.5 + 0.5 = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

V - Takkonstruksjonen (Q-dekke)

Se tegning 21 for tak oppbygningen

Fra EC1, finnes tyngdetetthetene til ulike materialene

Dampsperre $\gamma = 1 \frac{kN}{m^3}$

XPS- isolasjon $\gamma = 0.34 \frac{kN}{m^3}$

Tak belegg $\gamma = 0.0015 \frac{kN}{m^3}$

Regner ekvivalent areal laster ved å multiplisere med tykkelsen

Dampsperre $Q = 1 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.001 m = 0.001 \frac{kN}{m^2}$

XPS isolasjon $Q = 0.34 \frac{kN}{m^3} \cdot (0.20 + 0.050)^2 = 0.085 \frac{kN}{m^2}$

Tak belegg $Q = 0.015 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.001 m = 0.00015 \frac{kN}{m^2}$

Stålprofil q-dekke $Q = 0.6 \frac{kN}{m^2}$ fra Sintef Byggforsk

Total karakteristisk last for tak konstruksjonen uten primære og sekundære bjelkene:

$$Q_{k;tot} = 0.001 + 0.085 + 0.00015 + 0.6 = 0.69 \frac{kN}{m^2}$$

Total karakteristisk egenlast fra bidraget av primære og sekundære bjelkene blir:

$$Q_k = 0.34 \frac{kN}{m^2}$$

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg2: Snø- vind, og total dimensjonerende laster på taket

Se tegningene nr. 18 & 19 for takets geometri og mål i tillegg til rapporten mens du leser dette vedlegget for å kunne forstå prinsippet bak beregningene

Snølaster på taket

Regelverket for snølaster er NS-EN 1991-1-3 med norsk nasjonal tilleggset
Informasjon om lokale forhold

Høyde over havet	$h_{oh} = 37 \text{ m}$	
Høyde på byggets høyeste punkt	$h = 15.3 \text{ m}$	(Høyde til søylenestopp langs akse 3)
Fylke, kommune	Trøndelag, Trondheim	

Siden byggetshøyde er mindre enn 150 m.o.h, skal det foretas ingen justeringer på verdien for karakteristisk snølast på mark fra tabell NA.4.1(901) og Per K. Larsen

$$s_{k;0} = 3.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta s_{k;o} = 1.0$$

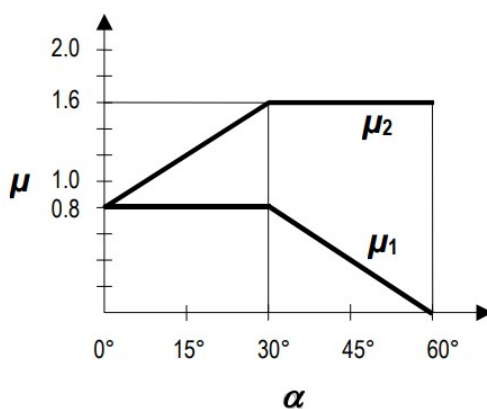
Dimensjonerende karakteristisk snølast $s = \mu C_e C_t s_k$

$$C_e = 1.0 \quad \text{EC1 del 3 tabell 5.1}$$

$$C_t = 1.0 \quad \text{EC1 del 3 5.2(8)}$$

Fra plantegningene 17 & 18, alle vinkler i takkonstruksjonen er under 30 grader, og dermed etter figur 5.1 blir

$$\mu = 0.8$$



$$s_k = 3.5 + 1 = 4.5 \frac{kN}{m^2}$$

(Velger å legge 1 kN/m^2 til for å være konservativt)

--> $s = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 4.5 = 3.6 \frac{kN}{m^2}$

Vindlaster

Regelverk for vindlast: NS-EN 1991-1-4

Lokasjon i Trondheim, tabell NA.4(901.1), blir referansevindhastighet

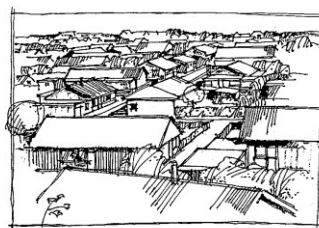
$$v_{bo} = 26 \frac{m}{s}$$

Terrenget klasifiseres etter Tillegg A.1:

kategori – III

Terrain category III

Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)



Fra tabell 4.1, finnes følgende faktorer for terreng kategori 3

Table 4.1 — Terrain categories and terrain parameters

Terrain category		z_0 m	z_{min} m
0	Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I	Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II	Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III	Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV	Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10

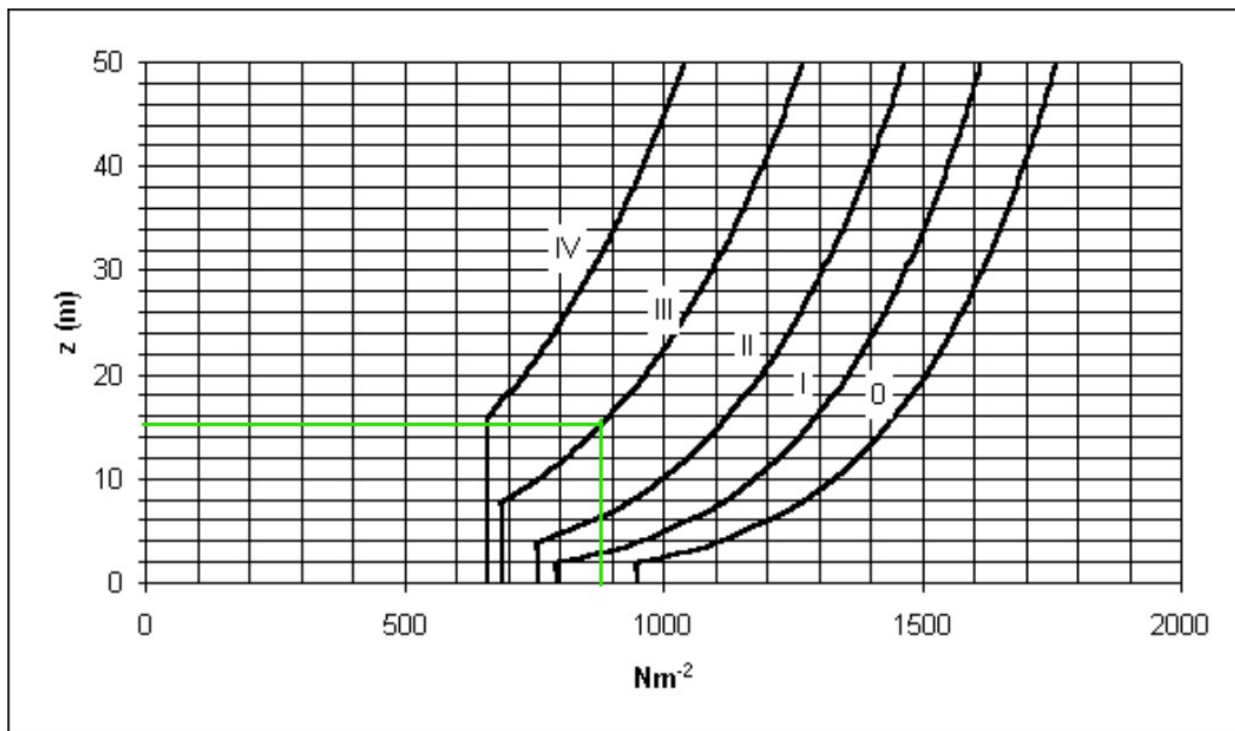
NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.

$$z_0 = 0.3 \text{ m}$$

og

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

Benytter veildningen for forenklet berergring av vindhastighetstrykk, V.3 c



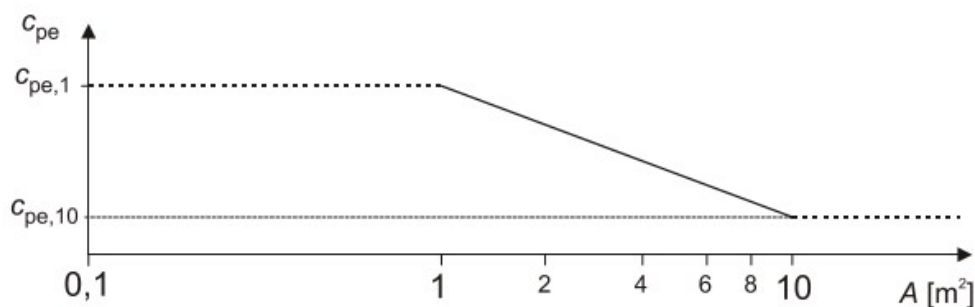
c) Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast $q_{p0}(z)$ for $v_{b,0} = 26$ m/s

Avlest fra grafen:

$$q_{p0}(z) = 0.86 \frac{kN}{m^2}$$

Ekstern trykk koeffisienter og forankringskrefter for vindlaster på taket

NS-EN 1991 7.2.1 i figur 7.2 gir anbefalinger for bestemmelse av trykkkoeffisienter for bygget basert på arealene som bæres av taksonene



The figure is based on the following:

for $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$

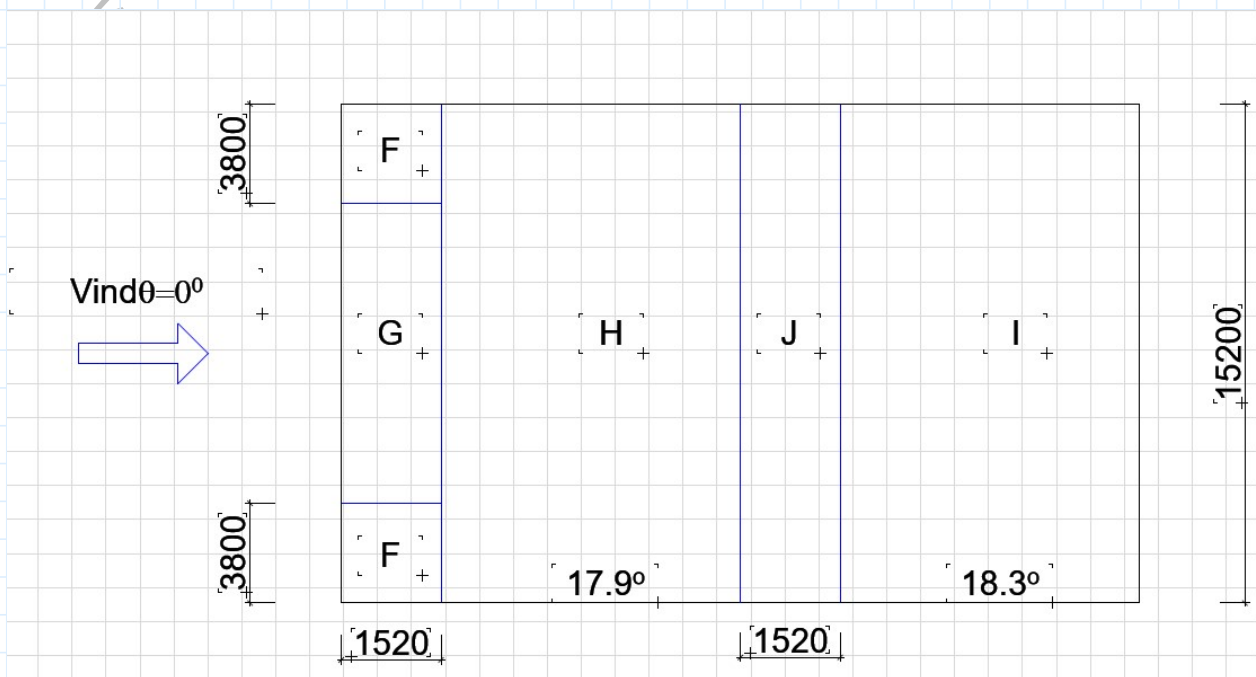
Det viser seg at alle arealene som bæres av hovedtakbjelkene er større en 10 m^2 (se tegning 17), dermed blir alle trykk koeffisienter valgt lik verdien av fra tabellene 7.4a og 7.4b:

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

Vind 0

1- Vind 0, vestlig del i boligblokken

Betrakter spenn 1 i vestlig delen. Ser på området som saltak (Duopitch roof)



Definerer størrelser etter NS-EN 1991-1-4 figur 7.8 (for resten av lastkombinasjoner er dette ikke presentert her, siden det er bare å følge figuren for å finne de fram)

$$e = \min [2 h; b] = [2 \cdot 15.3 \text{ m} = 30.6 \text{ m}; b = 15.2 \text{ m}] = 15.2 \text{ m}$$

NS-EN1991-14 tabell 7.4a

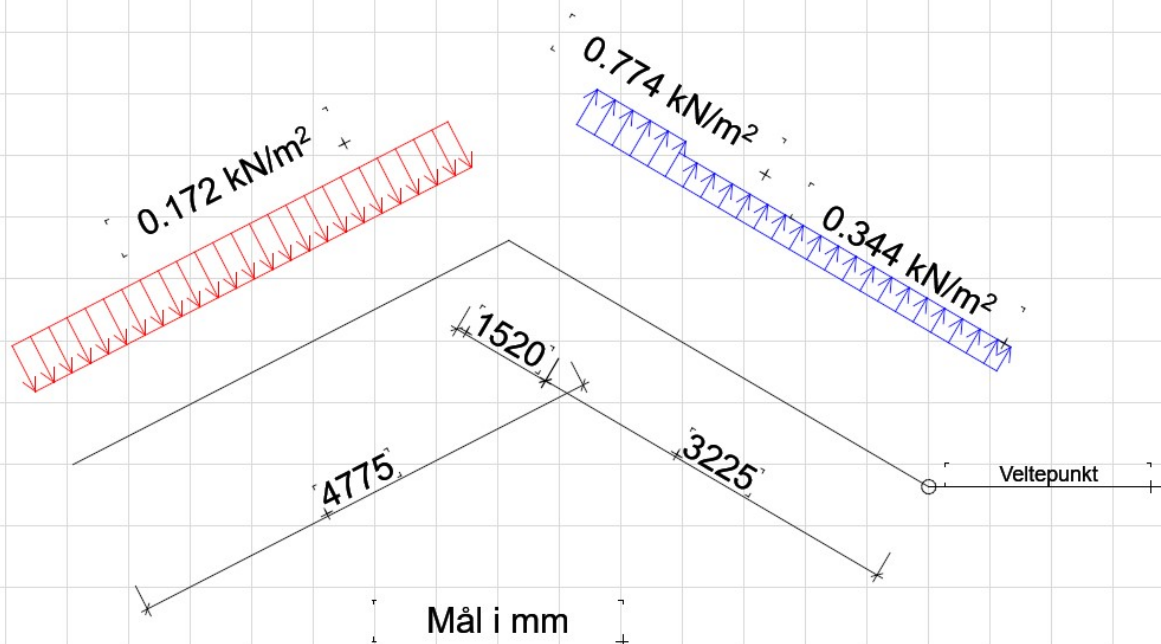
$$S_{oneF} ; C_{pe;10} = 0.2 \quad S_{oneG} ; C_{pe;10} = 0.2 \quad S_{oneH} ; C_{pe;10} = 0.2$$

$$S_{oneJ} ; C_{pe;10} = -0.9 \quad S_{oneI} ; C_{pe;10} = -0.74$$

Sone F,G, & H har samme koeffisient $F = 0.20 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = 0.172 \frac{kN}{m^2}$ Trykk

Sone J $F = -0.9 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.774 \frac{kN}{m^2}$ Sug

Sone I $F = -0.4 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.344 \frac{kN}{m^2}$ Sug



$$F_{tak1} = 1 \cdot 0.172 \cdot 4.775 \cdot 3 = 2.46 \text{ kN} \quad \text{Trykk}$$

$$F_{tak2} = 1 \cdot 0.774 \cdot 1.52 \cdot 3 = 3.53 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

$$F_{tak3} = 1 \cdot 0.344 \cdot 3.225 \cdot 3 = 3.33 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

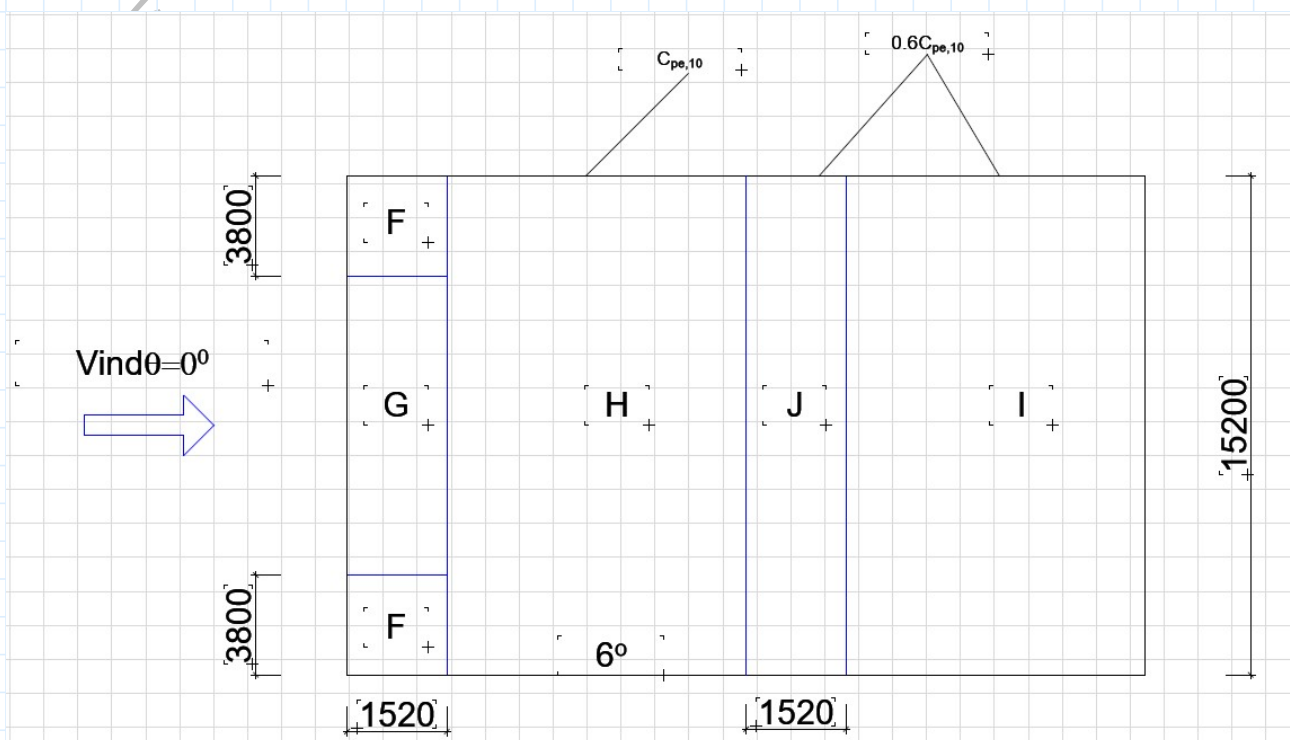
$$M_q = (3.53 \text{ kN} \cdot 3 \text{ m}) + (3.33 \text{ kN} \cdot 1.6125 \text{ m}) = 19.4 \text{ kNm} \quad \text{Veltemoment}$$

$$M_G = 0.9 \cdot 2.3725 \cdot (4.745 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 5 \text{ kNm} \quad \text{Egenlast stabiliserende moment}$$

$$F_{forankring} = \frac{1}{4.745} \cdot (19.4 - 1 \cdot 2.3725 \cdot 2.383) = 2.9 \text{ kN} \quad \text{Forankringskraft}$$

2- Vind 0, vestlig del i boligblokken

Betrakter spenn 2 i vestlig delen. Ser på området som fler-saltaks formet tak (Multispan roofs)



NS-EN1991-1-4 figur 7.10 $C_{pe} = 0.6 \cdot C_{pe,10}$

NS-EN1991-1-4 tabell 7.4a

$$\text{Sone F;G;H} \quad C_{pe,10} = 0.020$$

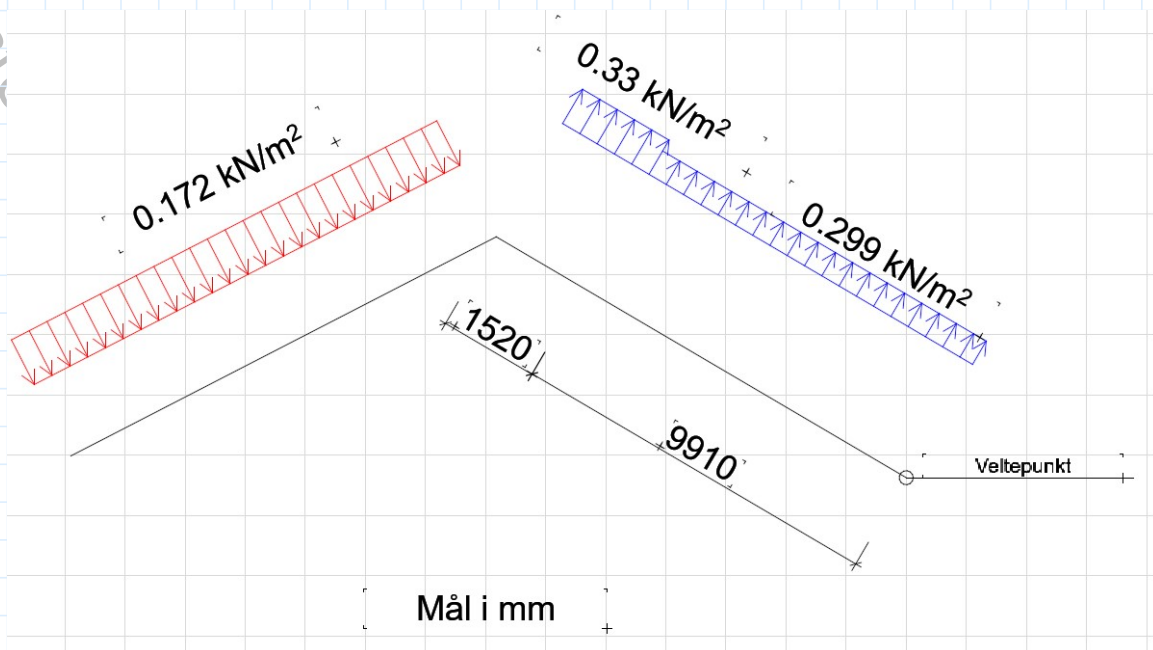
$$\text{Sone J} \quad ; \quad C_{pe,10} = -0.58 \cdot 0.6 = -0.384$$

$$\text{Sone I} \quad ; \quad C_{pe,10} = -0.64 \cdot 0.6 = -0.348$$

Sone F,G, & H har samme koeffisient $F = 0.020 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = 0.0172 \frac{kN}{m^2}$ **Trykk**

Sone J $F = -0.384 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.33 \frac{kN}{m^2}$ **Sug**

Sone I $F = -0.348 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.299 \frac{kN}{m^2}$ **Sug**



$$F_{tak1} = 1 \cdot 0.33 \cdot 1.52 \cdot 3 = 1.52 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

$$F_{tak2} = 1 \cdot 0.299 \cdot 9.91 \cdot 3 = 8.89 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

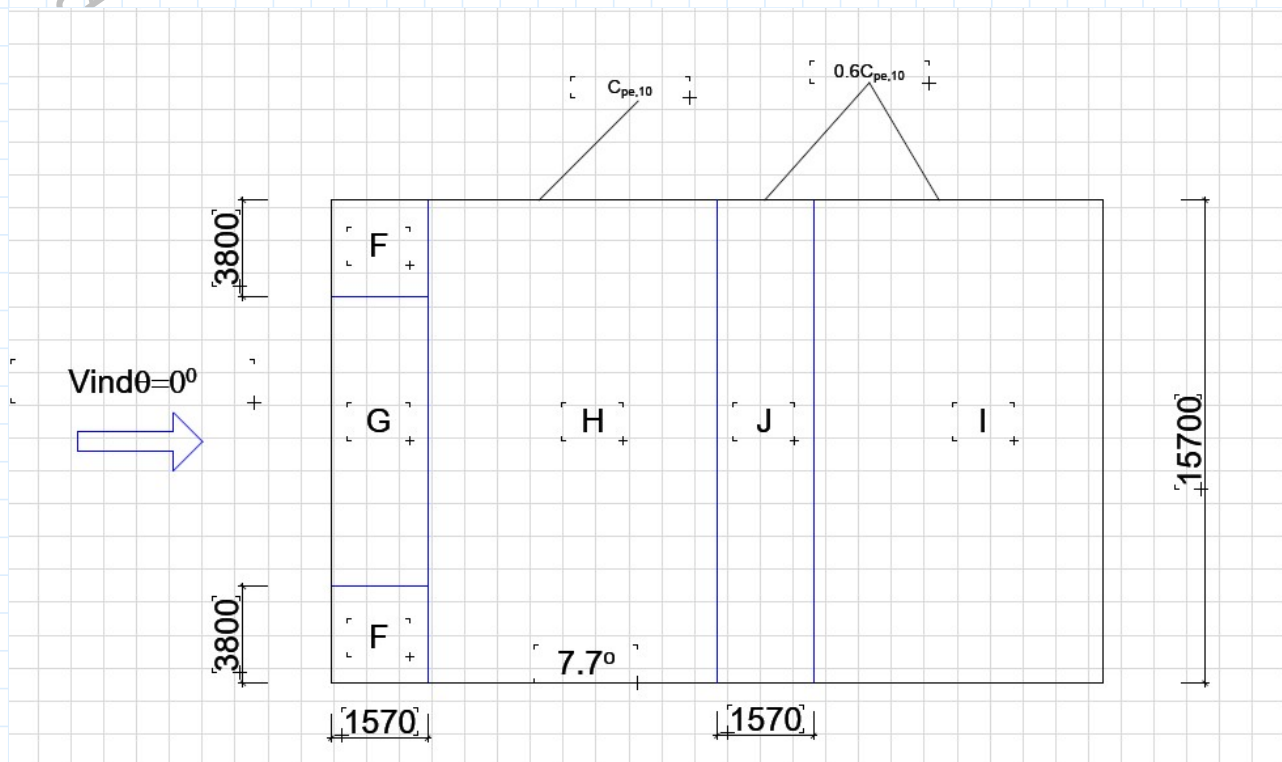
$$M_q = (1.52 \text{ kN} \cdot 10.67 \text{ m}) + (8.89 \text{ kN} \cdot 4.955 \text{ m}) = 60 \text{ kNm} \quad \text{Veltemoment}$$

$$M_G = 0.9 \cdot 5.715 \cdot (11.43 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 29.53 \text{ kNm} \quad \text{Egenlasts stabiliserende moment}$$

$$F_{forankring} = \frac{1}{11.43} \cdot (60 - 1 \cdot 5.715 \cdot 5.74) = 2.38 \text{ kN} \quad \text{Forankringskraft}$$

3- Vind 0, østlig del i boligblokken

Betrakt spenn3 i østlig delen. Ser på området som fler-saltaks formet tak (Multispan roofs)



NS-EN1991-1-4 figur 7.10 $C_{pe} = 0.6 \cdot C_{pe;10}$

NS-EN1991-1-4 tabell 7.4a

$$Sone F; G; H \quad C_{pe;10} = 0.054$$

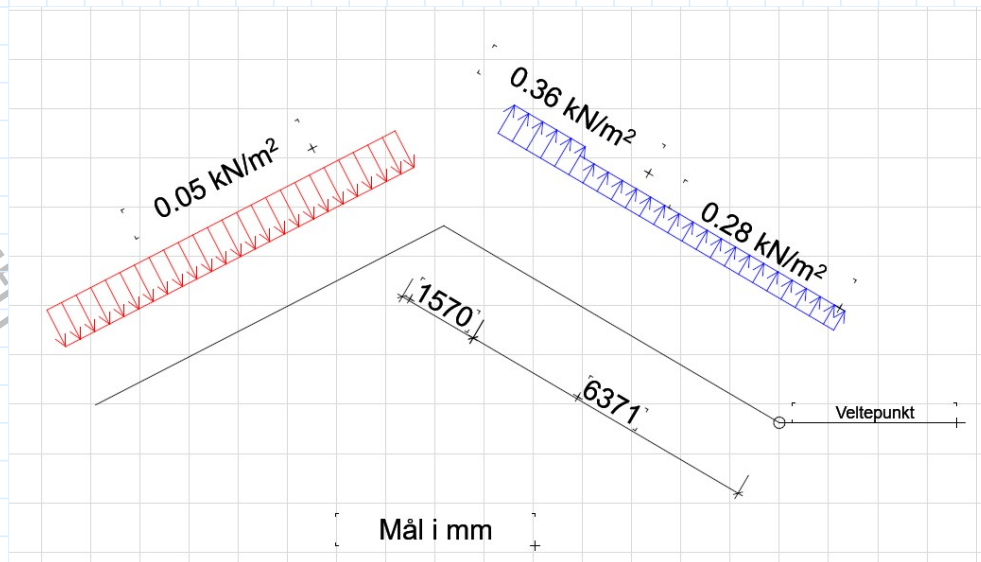
$$Sone J \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.71 \cdot 0.6 = -0.42$$

$$Sone I \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.546 \cdot 0.6 = -0.33$$

Sone F, G, & H har samme koeffisient $F = 0.054 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = 0.05 \frac{kN}{m^2}$ Trykk

Sone J $F = -0.42 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.36 \frac{kN}{m^2}$ Sug

Sone I $F = -0.33 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.28 \frac{kN}{m^2}$ Sug



$$F_{tak1} = 1 \cdot 0.36 \cdot 1.57 \cdot 3 = 1.7 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

$$F_{tak2} = 1 \cdot 0.28 \cdot 6.371 \cdot 3 = 5.4 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

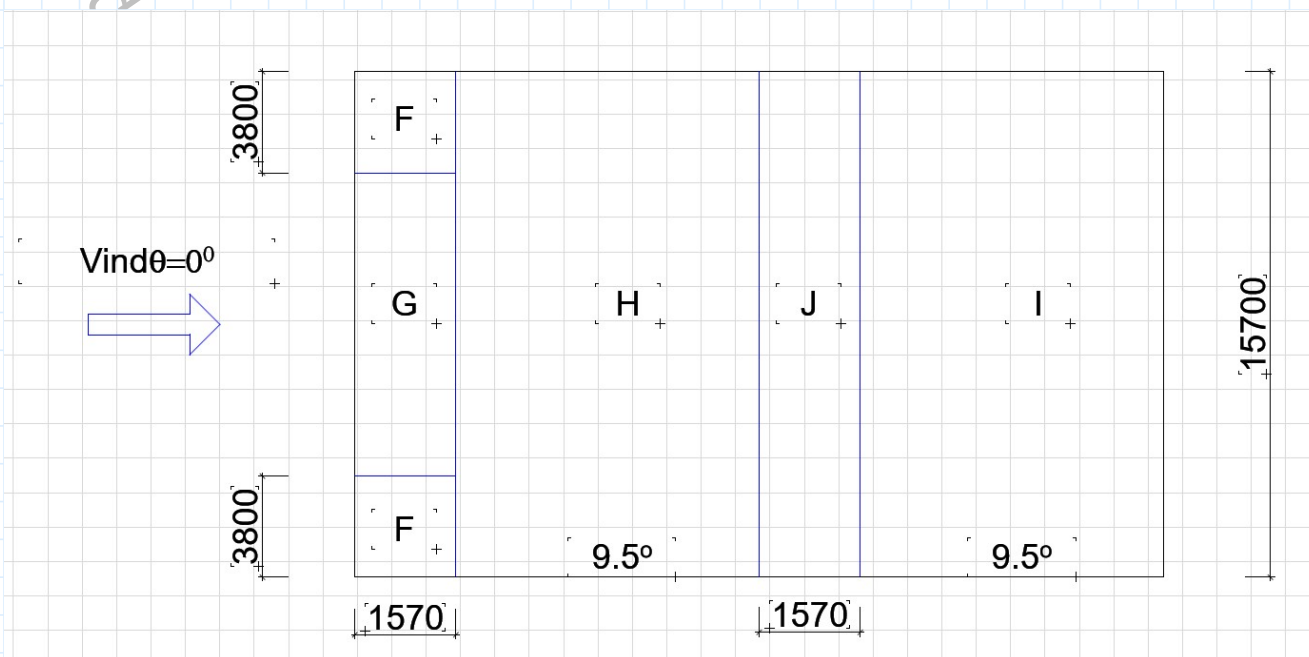
$$M_q = (1.7 \text{ kN} \cdot 7.156 \text{ m}) + (5.4 \text{ kN} \cdot 3.1855 \text{ m}) = 29.4 \text{ kNm} \quad \text{Veltemoment}$$

$$M_G = 0.9 \cdot 3.9705 \cdot (7.941 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 14.25 \text{ kNm} \quad \text{Egenlasts stabiliserende moment}$$

$$F_{forankring} = \frac{1}{7.941} \cdot (29.4 - 10 \cdot 3.9705 \cdot 4) = 1.7 \text{ kN} \quad \text{Forankringskraft}$$

4- Vind 0, østlig del i boligblokken

Betrakter spenn 4 i østlig delen. Ser på området som enkel saltak (Duopitch roof)



NS-EN1991-14 tabell 7.4a

$$Sone F; G; H \quad C_{pe;10} = 0.09$$

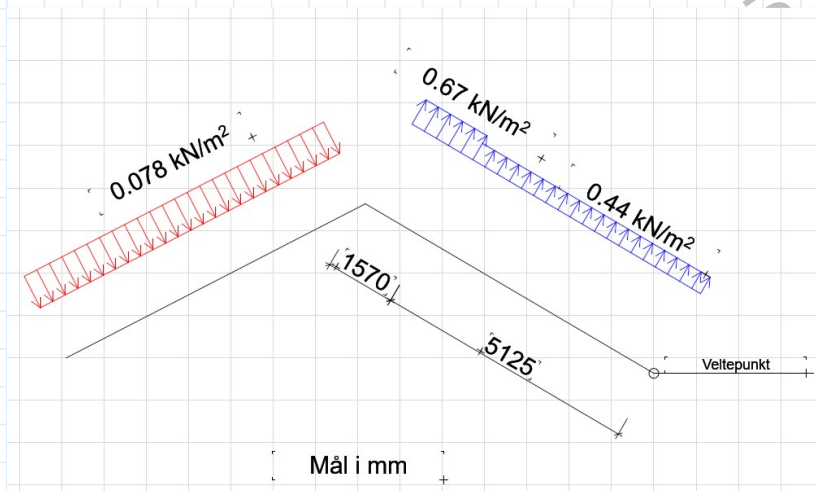
$$Sone J \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.51$$

$$Sone I \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.78$$

Sone F, G, & H har samme koeffisient $F = 0.09 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = 0.078 \frac{kN}{m^2}$ Trykk

Sone J $F = -0.78 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.67 \frac{kN}{m^2}$ Sug

Sone I $F = -0.51 \cdot 0.86 \frac{kN}{m^2} = -0.44 \frac{kN}{m^2}$ Sug



$$F_{tak1} = 1 \cdot 0.67 \cdot 157 \cdot 3 = 3.6 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

$$F_{tak2} = 1 \cdot 0.44 \cdot 5.125 \cdot 3 = 6.77 \text{ kN} \quad \text{Sug}$$

$$M_q = (3.16 \text{ kN} \cdot 5.91 \text{ m}) + (6.77 \text{ kN} \cdot 2.56 \text{ m}) = 36 \text{ kNm}$$

Veltemoment

$$M_G = 0.9 \cdot 3.3475 \cdot (6.695 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 10.13 \text{ kNm}$$

Egenlasts stabiliserende moment

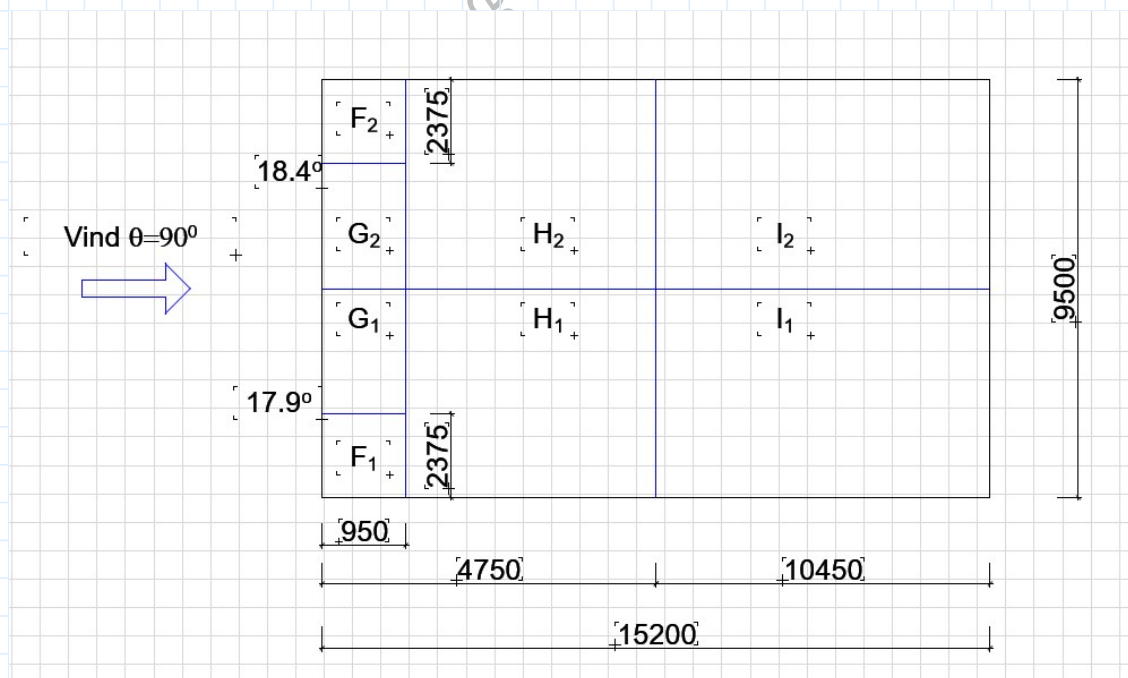
$$F_{forankring} = \frac{1}{6.695} \cdot (36 - 10 \cdot 3.3475 \cdot 3.36) = 3.7 \text{ kN}$$

Forankringskraft
per 3m bjelkesegment (i hver bjelke)

Vind 90

1- Vind 90, vestlig del i boligblokken

Betraktet spenn1 i vestlig delen. Ser på området som saltak (Duopitch roof)



NS-EN1991-1-4 Fra tabell 7.4b

$$S_{one}G_1 ; C_{pe;10} = -1.3$$

$$S_{one}G_2 ; C_{pe;10} = -1.42$$

$$S_{one}F_1 ; C_{pe;10} = -1.3$$

$$S_{one}F_2 ; C_{pe;10} = -1.05$$

$$S_{one}H_1 ; C_{pe;10} = -0.6$$

$$S_{one}H_2 ; C_{pe;10} = 0. - 0.65$$

$$S_{one}I_1 ; C_{pe;10} = -0.5$$

$$S_{one}I_2 ; C_{pe;10} = -0.5$$

$$\theta = 17.9^\circ$$

$$G_1 \quad F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$F_1 \quad F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$H_1 \quad F = -0.6 \cdot 0.86 = -0.52 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$I_1 \quad F = -0.5 \cdot 0.86 = -0.43 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$\theta = 18.4^\circ$$

$$G_2 \quad F = -1.42 \cdot 0.86 = -1.22 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$F_2 \quad F = -1.05 \cdot 0.86 = -0.9 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$H_2 \quad F = -0.65 \cdot 0.86 = -0.56 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$I_2 \quad F = -0.5 \cdot 0.86 = -0.43 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$F_1 = 1.12 \cdot 0.952 \cdot 5 = 5.3 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.52 \cdot 3.8 \cdot 5 = 9.9 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.43 \cdot 10.45 \cdot 5 = 22.5 \text{ kN}$$

$$F_1 = 1.06 \cdot 0.952 \cdot 5 = 5 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.56 \cdot 3.8 \cdot 5 = 10.64 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.43 \cdot 10.45 \cdot 5 = 22.4 \text{ kN}$$

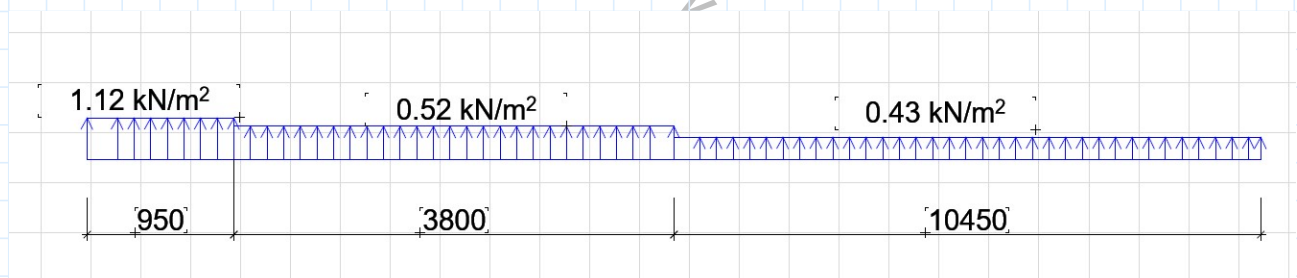
$$M_q = (5.3 \cdot 14.72) + (9.9 \cdot 12.34) + (22.4 \cdot 5.22)$$

$$M_q = 317.11 \text{ kNm}$$

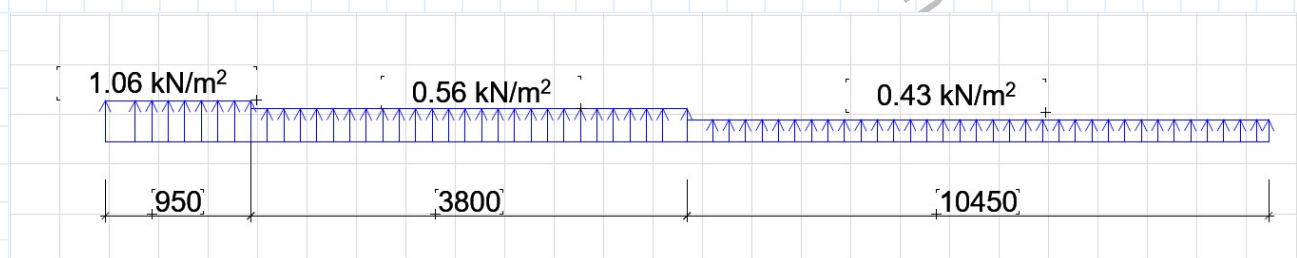
$$M_q = (5 \cdot 14.72) + (10.64 \cdot 12.34) + (22.4 \cdot 5.22)$$

$$M_q = 322 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende



Fordelte vindlaster i sonene G1, F1, H1, & I1 (mønen sett fra side)



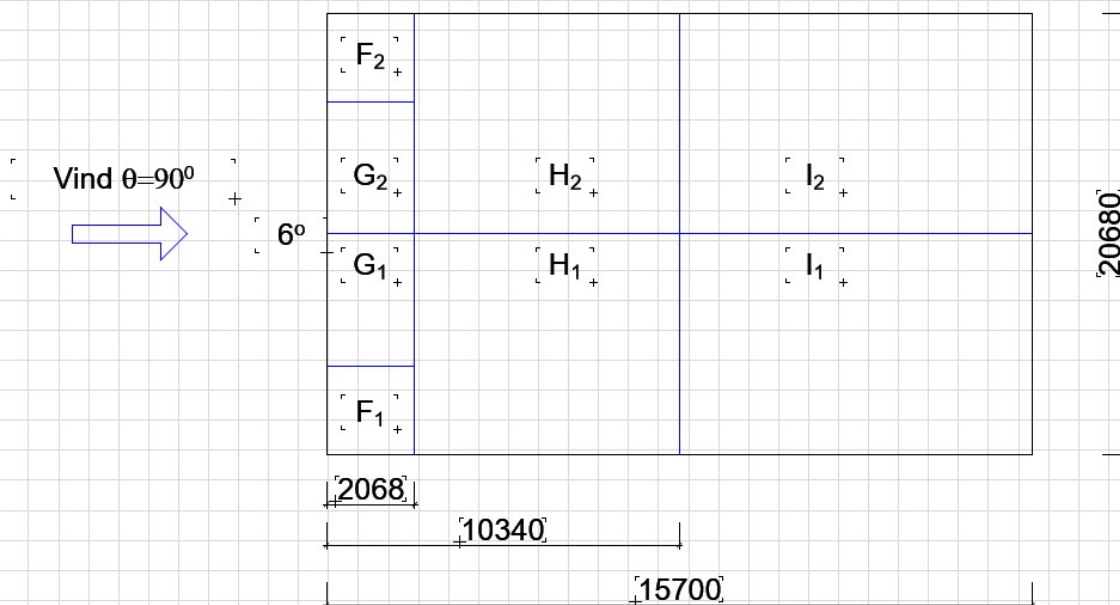
Fordelte vindlaster i sonene G2, F2, H2, & I2 (mønen sett fra side)

$$F = \frac{1}{15.2} \cdot (322.6 - 15.2 \cdot 51.2 \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} \cdot 7.6) = 17.4 \text{ kN}$$

Forankringskraft (per m?
per 3m?)

2- Vind 90, vestlig del i boligblokken

Betraktet spenn2 i vestlig delen av bygget. Behandler området som saltak (Duopitch roof)



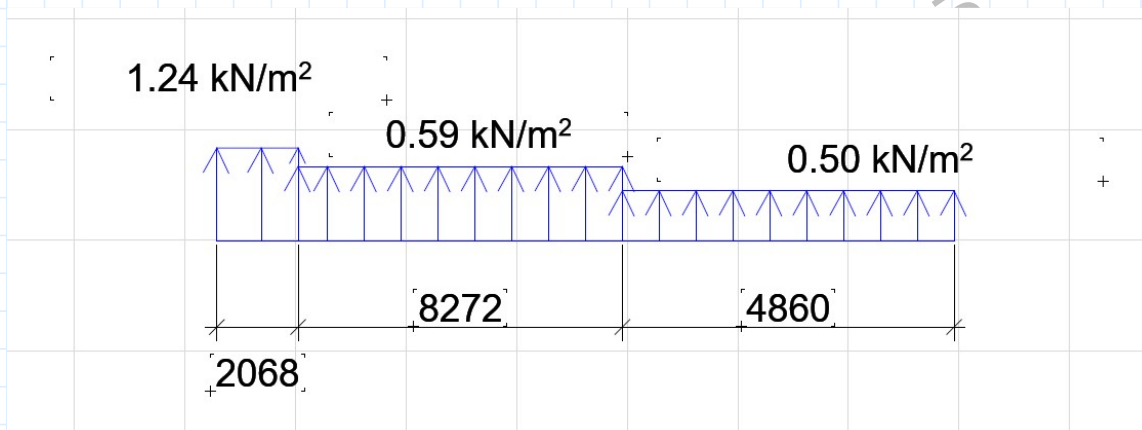
NS-EN1991-1-4 Fra tabell.....

$$S_{oneF} ; C_{pe;10} = -1.57 ; F = -1.57 \cdot 0.86 = -1.35 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneG} ; C_{pe;10} = -1.13 ; F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneH} ; C_{pe;10} = -0.69 ; F = -0.62 \cdot 0.86 = -0.59 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneI} ; C_{pe;10} = -0.59 ; F = -0.59 \cdot 0.86 = -0.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$



$$F_1 = 1.24 \cdot 2.068 \cdot 11.43 = 29.3 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.59 \cdot 8.272 \cdot 11.43 = 55.8 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.5 \cdot 4.86 \cdot 11.43 = 27.8 \text{ kN}$$

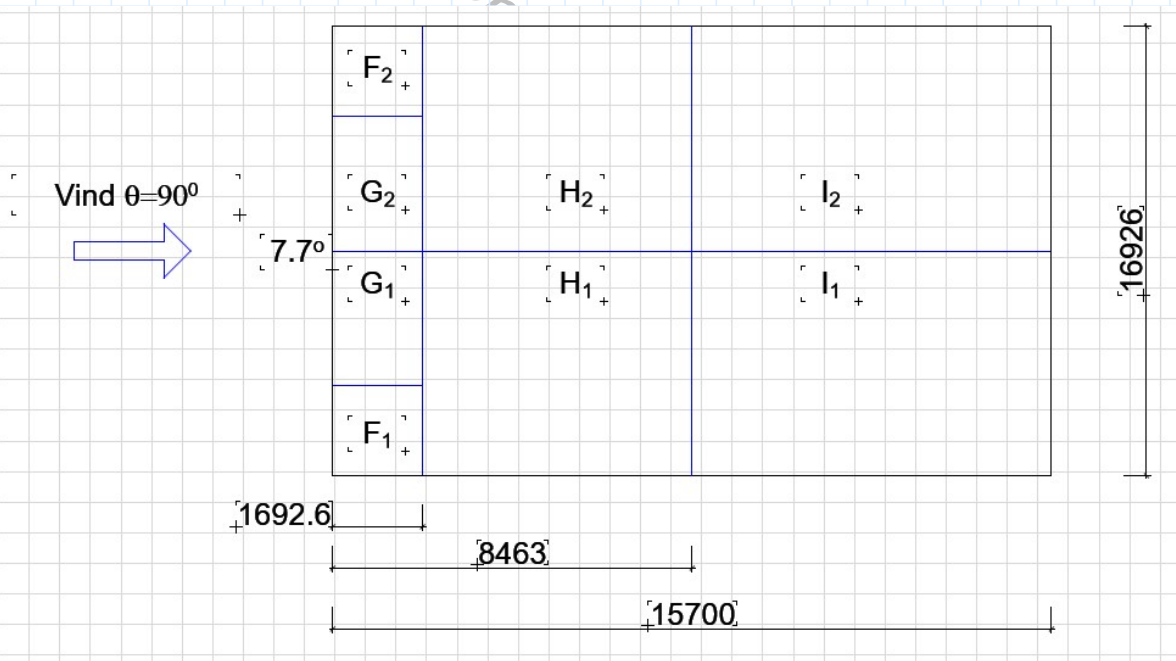
$$M_q = (29.3 \cdot 14.17) + (55.8 + 8.996) + (27.8 \cdot 2.473) = 985.9 \text{ kN}$$

$$M_G = 15.2 \cdot 51.2 \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{15.2}{2} = 58 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{forankring}} = \frac{1}{15.2} \cdot (985.9 - 58) = 61 \text{ kN}$$

3- Vind 90, østlig del i boligblokken

Betrakter spenn 3 i vestlig delen av bygget. Behandler området som saltak (Duopitch roof)



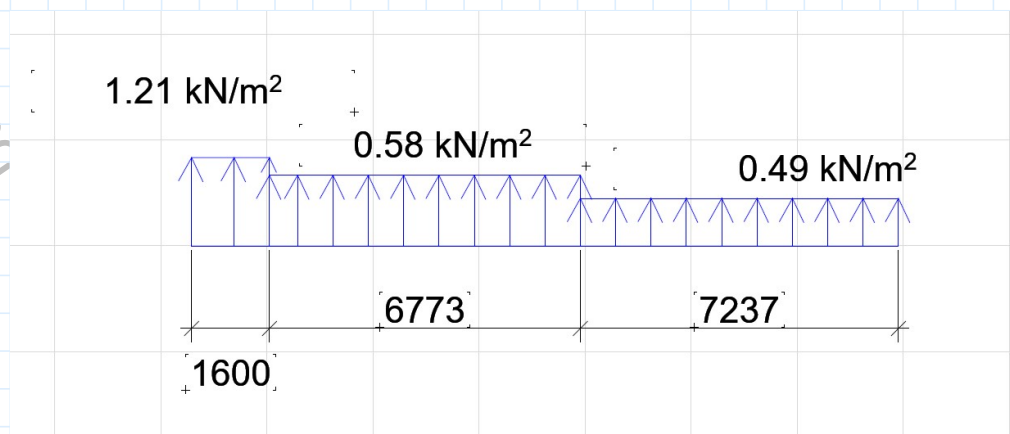
NS-EN1991-1-4 Fra tabell 7.4b

$$S_{oneF} ; C_{pe;10} = -1.52 ; F = -1.52 \cdot 0.86 = -1.3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneG} ; C_{pe;10} = -1.3 ; F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneH} ; C_{pe;10} = -0.6 ; F = -0.67 \cdot 0.86 = -0.58 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneI} ; C_{pe;10} = -0.57 ; F = -0.59 \cdot 0.86 = -0.49 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$



Vindlaster over taket sett fra side (mønen sett fra side)

$$F_1 = 1.21 \cdot 1.69 \cdot 8.99 = 18.4 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.58 \cdot 6.773 \cdot 8.99 = 35.3 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.49 \cdot 7.237 \cdot 8.99 = 31.9 \text{ kN}$$

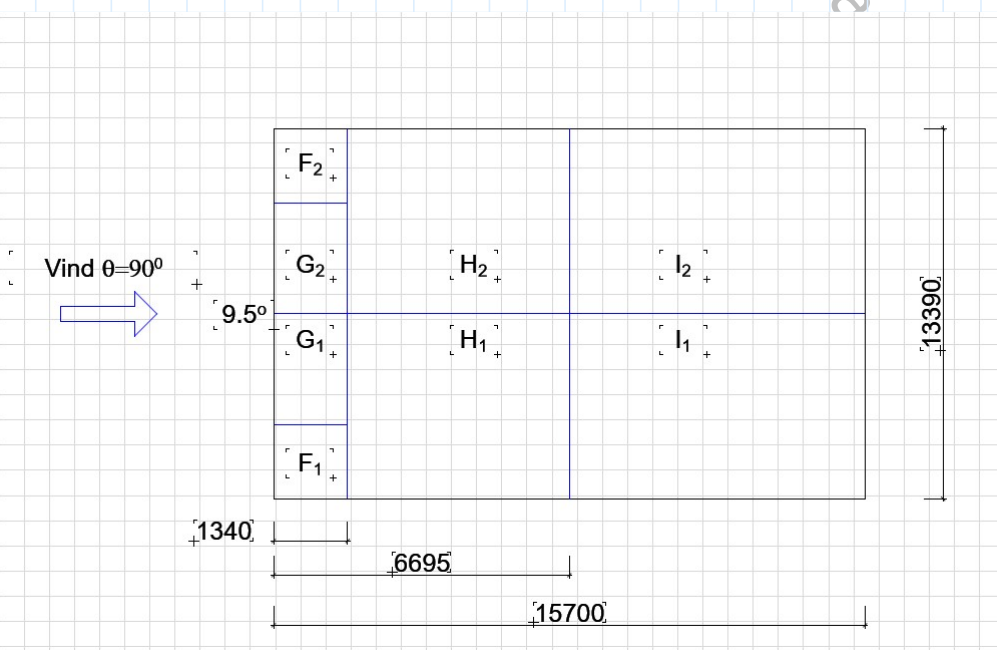
$$M_q = (18.4 \cdot 14.86) + (35.3 \cdot 10.624) + (31.9 \cdot 3.62) = 764 \text{ kNm}$$

$$M_G = 15.7 \cdot 51.2 \cdot 9.81 \cdot 10^{-3} \cdot 7.85 = 62 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{forankring}} = \frac{1}{15.7} \cdot (764 - 62) = 44.7 \text{ kN}$$

4- Vind 90, østlig del i boligblokken

Betrakter spenn 4 i vestlig delen av bygget. Behandler området som.....



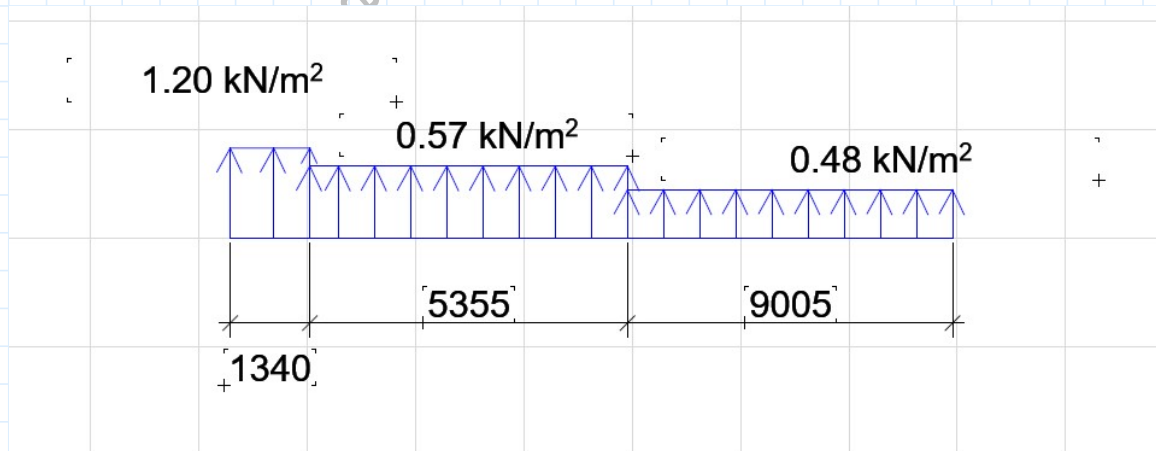
NS-EN1991-1-4 Fra tabell 7.4b

$$S_{oneF} ; C_{pe;10} = -1.47 ; F = -1.47 \cdot 0.86 = -1.26 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneG} ; C_{pe;10} = -1.3 ; F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneH} ; C_{pe;10} = -0.66 ; F = -0.66 \cdot 0.86 = -0.57 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$S_{oneI} ; C_{pe;10} = -0.56 ; F = -0.56 \cdot 0.56 = -0.48 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$



Vindlaster over sine mønen sett fra side

$$F_1 = 1.2 \cdot 1.34 \cdot 6.695 = 10.77 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.57 \cdot 5.355 \cdot 6.695 = 20.44 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.48 \cdot 9.005 \cdot 6.695 = 28.9 \text{ kN}$$

$$M_q = (10.77 \cdot 15.03) + (20.44 \cdot 11.68) + (28.9 \cdot 4.5) = 530.8 \text{ kNm}$$

$$M_G = 62 \text{ kNm}$$

$$F_{forankring} = \frac{1}{15.7} \cdot (530.8 - 62) = 28.86 \text{ kN}$$

Konklusjon vind laster på taket

Vind som kommer fra 90 vil være dimensjonerende for sug, men gir ingen trykk. Dermed er den ikke tatt med i total beregning av dimensjonerende last, fordi sug avlaster konstruksjonen. Det blir beregnet nødvendig forankring for sug. Vindtrykk fra 0 vil bli tatt med i dimensjonerende last.

Total dimensjonerende last på taket i bruddgrensetilstand

Karakteristiske laster

Vind: $Q_{vind;k} = 0.077 \frac{kN}{m^2}$ se øverst i dette vedlegget

Snø: $Q_{vind;k} = 3.6 \frac{kN}{m^2}$ se øverst i dette vedlegget

Egenlast: $G_{,k} = 0.34 \frac{kN}{m^2}$ Sintef Byggforsk

Belegg: $G_{belegg;k} = 0.69 \frac{kN}{m^2}$ Sintef Byggforsk?

Dimensjonerende verdi

Benytter linking 6.10a i NS-EN1990 siden kun 1 varaibellast er dominerende (snølasten)

$$\gamma_G = 1.35 \quad \text{og} \quad \gamma_Q = 1.50$$

$$Q_{Ed} = (1.50 \cdot 0.077) + (1.50 \cdot 3.6) + (1.35 \cdot 0.34) + (1.35 \cdot 0.69) = 6.91 \frac{kN}{m^2}$$

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg3: Tak beregninger i bruddgrensetilstand

Innledning:

Dette vedlegget var laget før den endelige nummerering av akser og konstruksjonsdelene i tegningene 1-21 ble fastsatt. Forfatteren har benyttet andre symboler på hoved bjelker enn det som står på **tegning 18**. Det presenteres nedenfor sammenhengen mellom symbolene benyttet av forfatteren benyttet ved beregningene (grønt) og det som står på **tegning 18** (sort).

Hovedtakbjelker:

Vestligdel i boligblokken

1= hovedtakbjelke langs akse 2

2= hovedtakbjelke langs akse 3

3= hovedtakbjelke langs akse 4

4= hovedtakbjelke langs akse 5

5= hovedtakbjelke langs akse 6

6= hovedtakbjelke langs akse 8

Østligdel i boligblokken

Hjørnebjelke= hovedtakbjelke langs akse 10

7= hovedtakbjelke langs akse 15

8= hovedtakbjelke langs akse 16

9= hovedtakbjelke langs akse 17

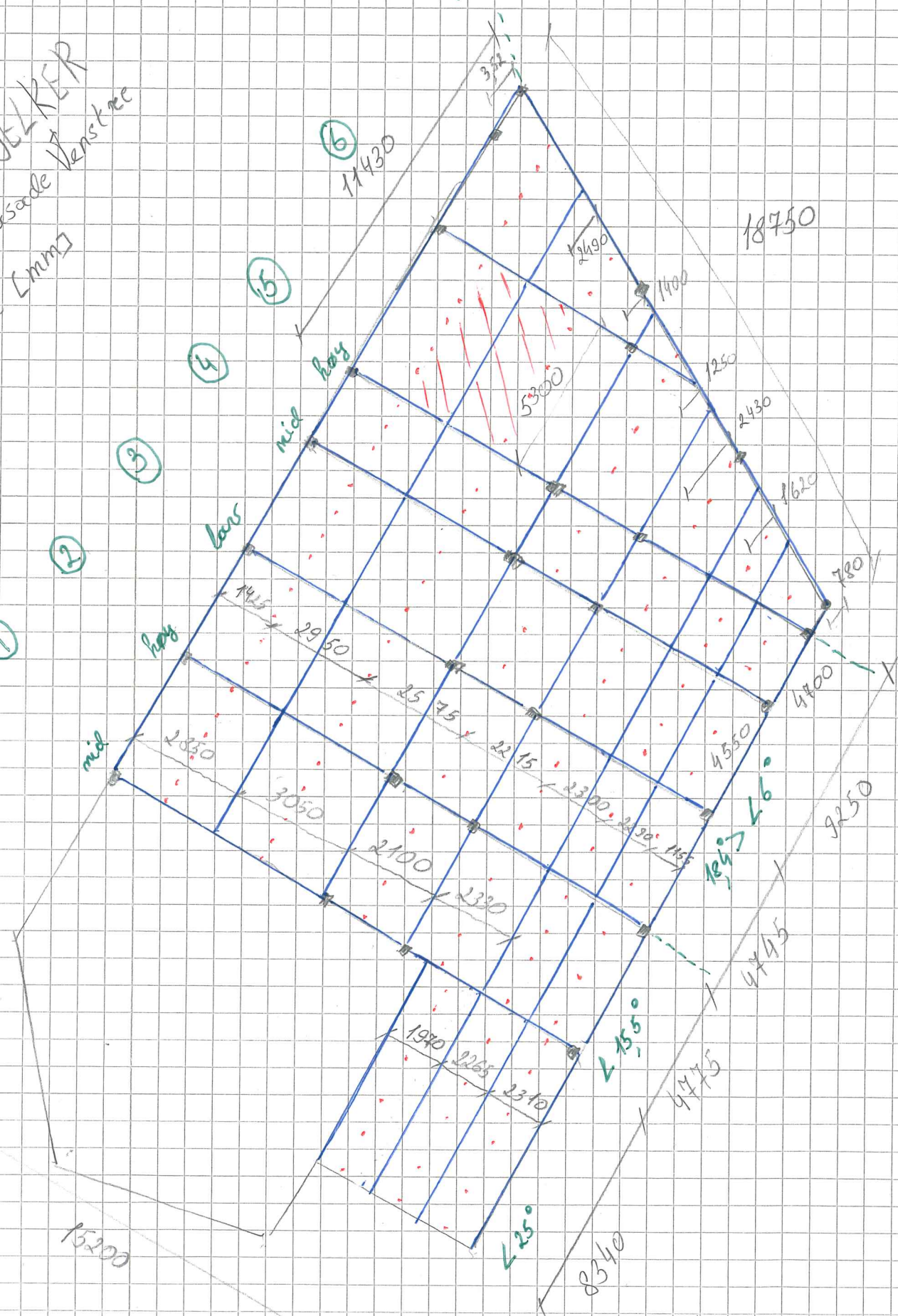
10= hovedtakbjelke langs akse 18

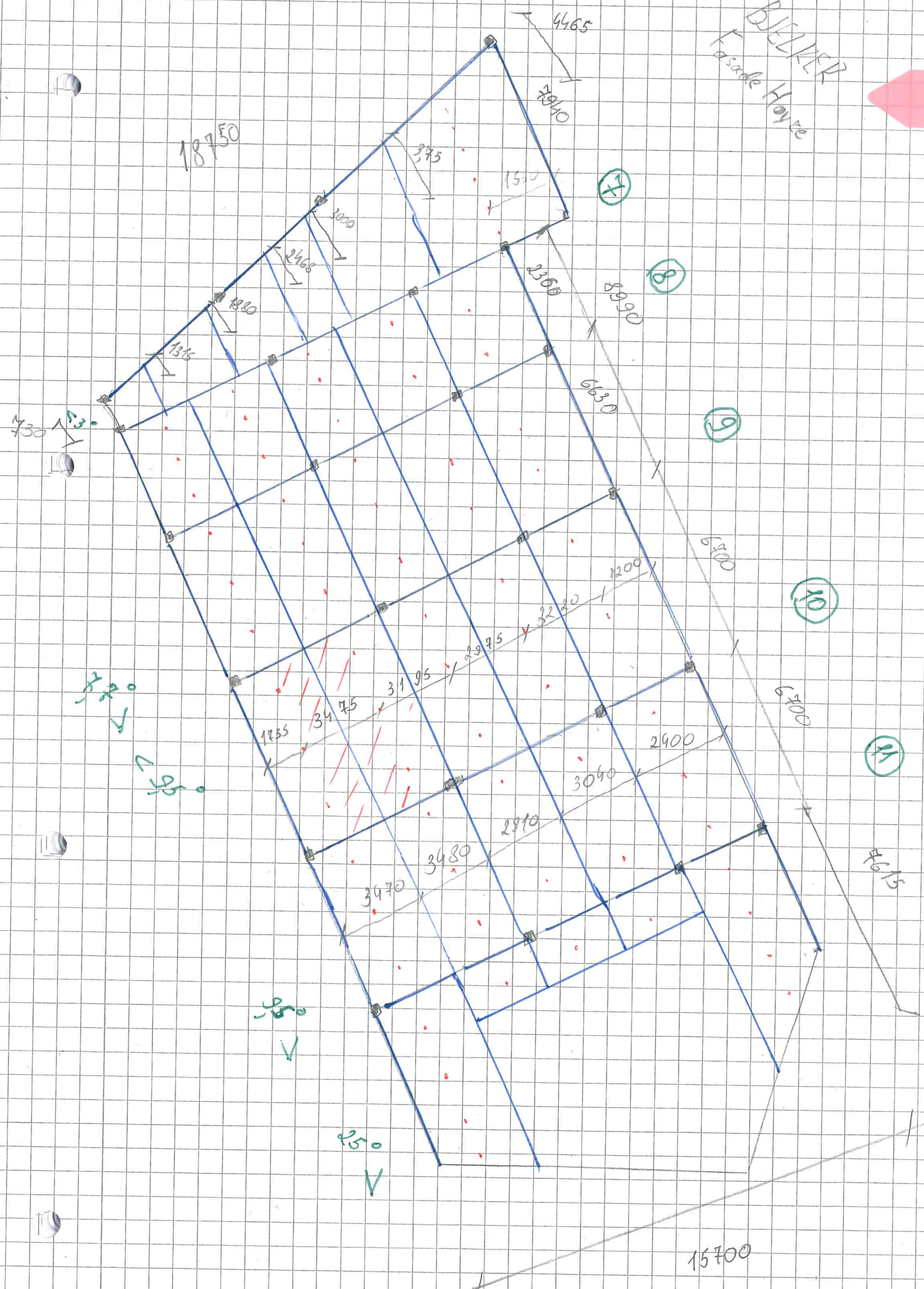
11= hovedtakbjelke langs akse 19

Den beregnede sekundærbjelke tilsvarer bjelkene som spenner mellom aksene 17-18 og 18-19 på **tegning 19**

JELKER
 Venstree
 asade
 [mm]

HJØRNE





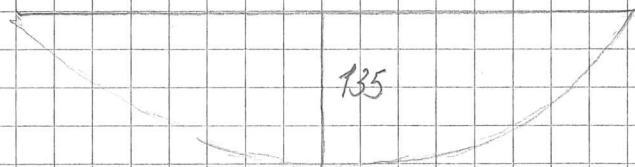
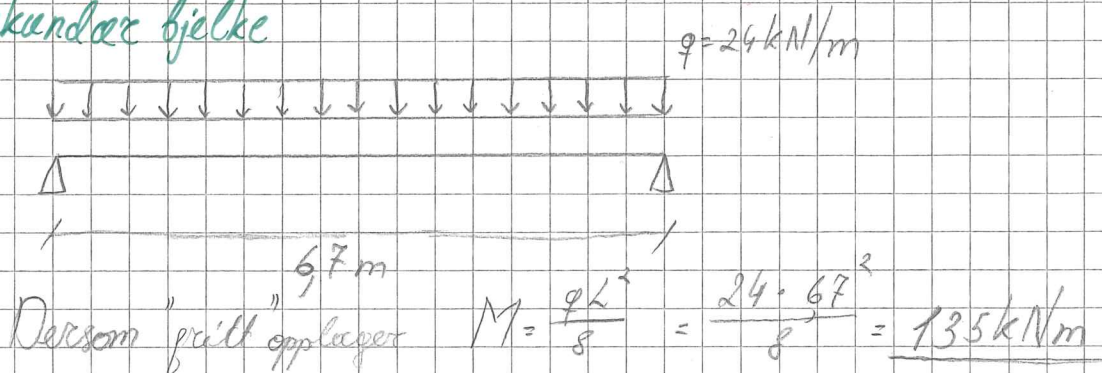
BJELKER

Først ser på sekundære bjelker og laster i disse

Den mest kritiske bjelken vil være den som får størst last på seg. I dette tilfellet så er det bjelken som bærer 3475 mm av areal lasten og spennet over 6700 mm.

$$\Rightarrow 6,91 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,475 \text{ m} = 24 \text{ kN/m}$$

Sekundær bjelke



Bjelken vil være fritt opplagt på grunn av infestningsmetoden. Dessuten en fritt opplagt beregning er konsekutiv

$$f_{ed} = \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{M}{W_y} \leq f_{ed} \Rightarrow \frac{135 \cdot 10^6}{W_y} \leq 338$$

$$\Rightarrow W_y = \frac{135 \cdot 10^6}{338} = 399408,28 \text{ mm}^3$$

Stålkonstruksjoner, profiler og former - velger HEB-180

$$W_y = 426 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 399 \cdot 10^3$$

HEB-180

Foretar skjærkapasitetskontroll. Plottet inn i Focus

Får at $V = 73,25 \text{ kN}$ eller $\approx 73 \text{ kN}$

Dersom jeg ville brukt en flat bjelke, ville jeg fått

$$241 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$383 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$85 \text{ mm}$$

$$653 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$426 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\frac{Q \cdot L}{I_z} = \frac{24 \cdot 67}{L} = 80,4 \text{ kN} \text{ velger å bruke denne verdien}$$

$$\tau_v = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{804 \cdot 10^3 \cdot 241 \cdot 10^3}{383 \cdot 10^6 \cdot 85} = \underline{59,52 \text{ N/mm}^2}$$

Siden bjelken er kvadratisk, vil det være aksial kraft N i tillegg.

Focus får at største kraft på $36,63 \approx 37 \text{ kN}$

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{37 \cdot 10^3}{653 \cdot 10^3} = \underline{5,67 \text{ N/mm}^2}$$

$$\sigma_M = \frac{135 \cdot 10^6}{426 \cdot 10^3} = \underline{316,9 \text{ N/mm}^2}$$

Mises:

$$\sqrt{(\sigma_M + \sigma_N)^2 + 3\tau_v^2} = \sqrt{(316,9 + 5,67)^2 + 3 \cdot 59,52^2} = 338,6 \text{ N/mm}^2$$

3386 > 338 så kapasitet ikke ok

Focus konstruksjon? gir ikke tilstrekkelig kapasitet ved bruk av HEB-180. I følge programmet så er utnyttelsen på 111 og er dermed ikke greit. Dette er større enn beregnet.

Øker til HEB-200 og får utnyttelse på 98.

Det kreves ikke nye håndberegninger for HEB-200

siden det er en størrelse mer, mens HEB-180 allerede

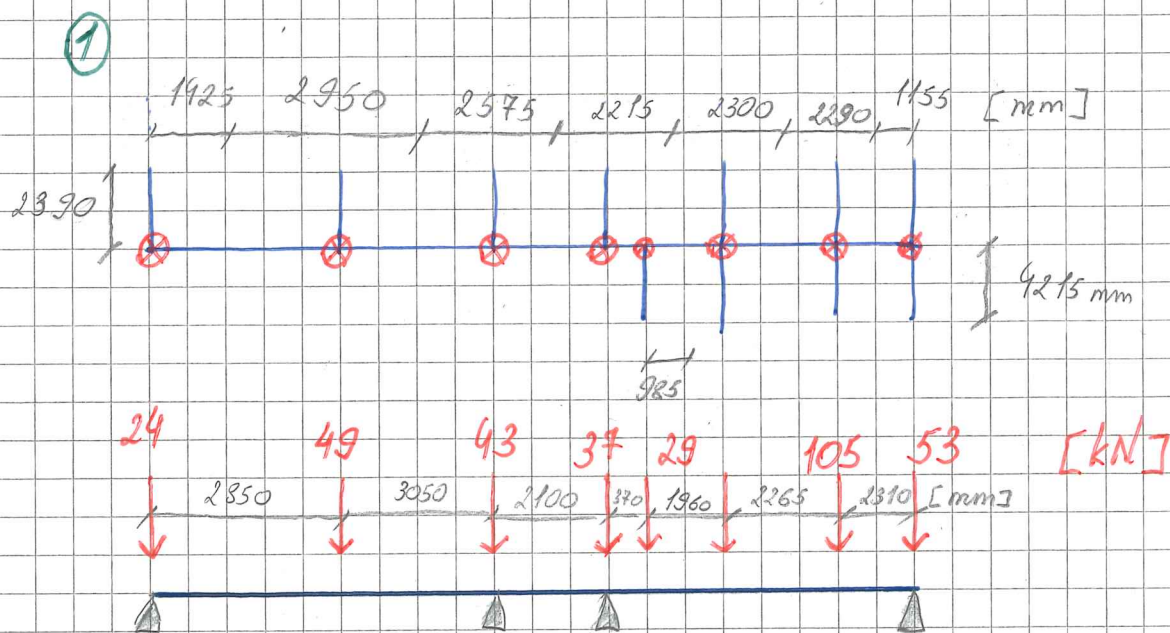
nesten tilfredstiller kapasitet i følge ovenfor gjort håndberegning

Det er sannsynlig at bjelke-søyle innbreyer i denne tilfellen

Primer Bjelker

Først: - finne ut hvilken av de bjelkene vil få størst belastning

Går gjennom alle bjelker. Punktlaster som kommer rødt er beregnet ved å bruke halve lengde av sekundær bjelke, ganget bredde og areal-last. Bruker skrå lengder (konservativt)



$$1425 \cdot 239 \cdot 6,91 = 23,53 \approx 24 \text{ kN}$$

$$2950 \cdot 239 \cdot 6,91 = 48,7 \approx 49 \text{ kN}$$

$$2575 \cdot 239 \cdot 6,91 = 42,5 \approx 43 \text{ kN}$$

$$2215 \cdot 239 \cdot 6,91 = 36,6 \approx 37 \text{ kN}$$

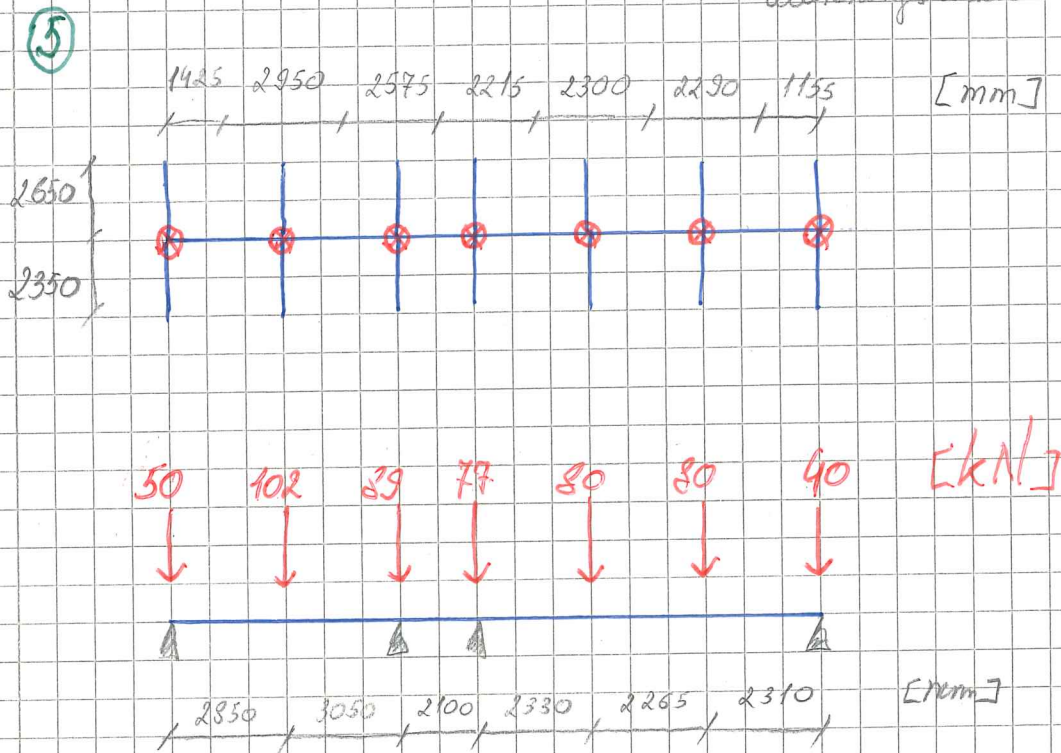
$$985 \cdot 4215 \cdot 6,91 = 28,7 \approx 29 \text{ kN}$$

$$(239 \cdot 23 + 23 \cdot 4215) \cdot 6,91 = 104,9 \approx 105 \text{ kN}$$

$$(1155 \cdot 239 + 1155 \cdot 4215) \cdot 6,91 = 52,7 \approx 53 \text{ kN}$$

- Blant bjælke ② ③ ④ ⑤ og ⑥ vil vi få størst belastning der sekundær bjælken på hver side er længst totalt

Dette vil da være bjælke ⑤, med konservativ tilleggs at alle belastnings arealer er perkenber



$$(235 \cdot 1425 + 265 \cdot 1425) \cdot 6,91 = 492 \approx 50 \text{ kN (konservativt)}$$

$$(235 \cdot 295 + 265 \cdot 295) \cdot 6,91 = 102 \text{ kN}$$

$$(235 \cdot 2575 + 265 \cdot 2575) \cdot 6,91 = 88,96 \approx 89 \text{ kN}$$

$$(235 \cdot 2215 + 265 \cdot 2215) \cdot 6,91 = 76,5 \approx 77 \text{ kN}$$

$$(235 \cdot 23 + 265 \cdot 23) \cdot 6,91 = 79,9 \approx 80 \text{ kN (konservativt)}$$

$$(235 \cdot 229 + 265 \cdot 229) \cdot 6,91 = 79,4 \approx 80 \text{ kN (konservativt)}$$

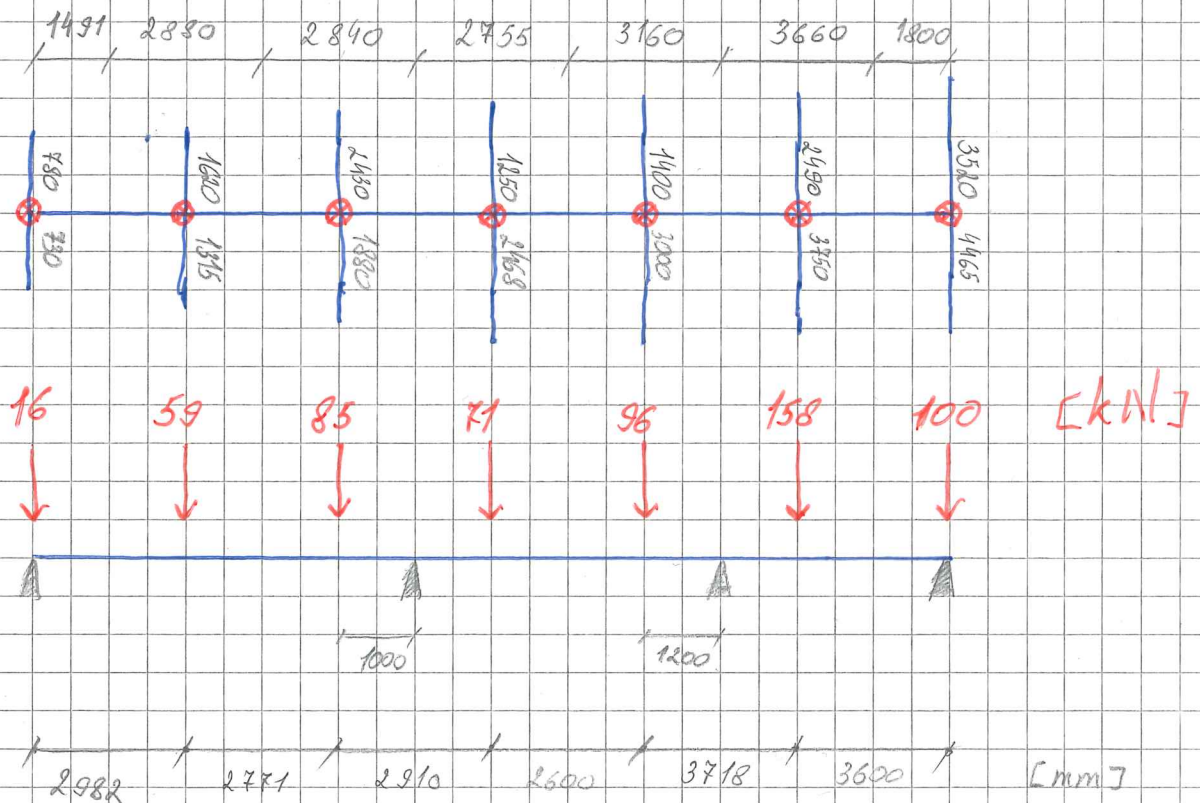
$$(235 \cdot 1155 + 265 \cdot 1155) \cdot 6,91 = 39,9 \approx 40 \text{ kN}$$

HJØRNE BJELKEN

- Det er vanskelig geometri gennem målen bjelkene kommer inn på

⇒ og dermed blir areal-last beregninger mye mere komplisert

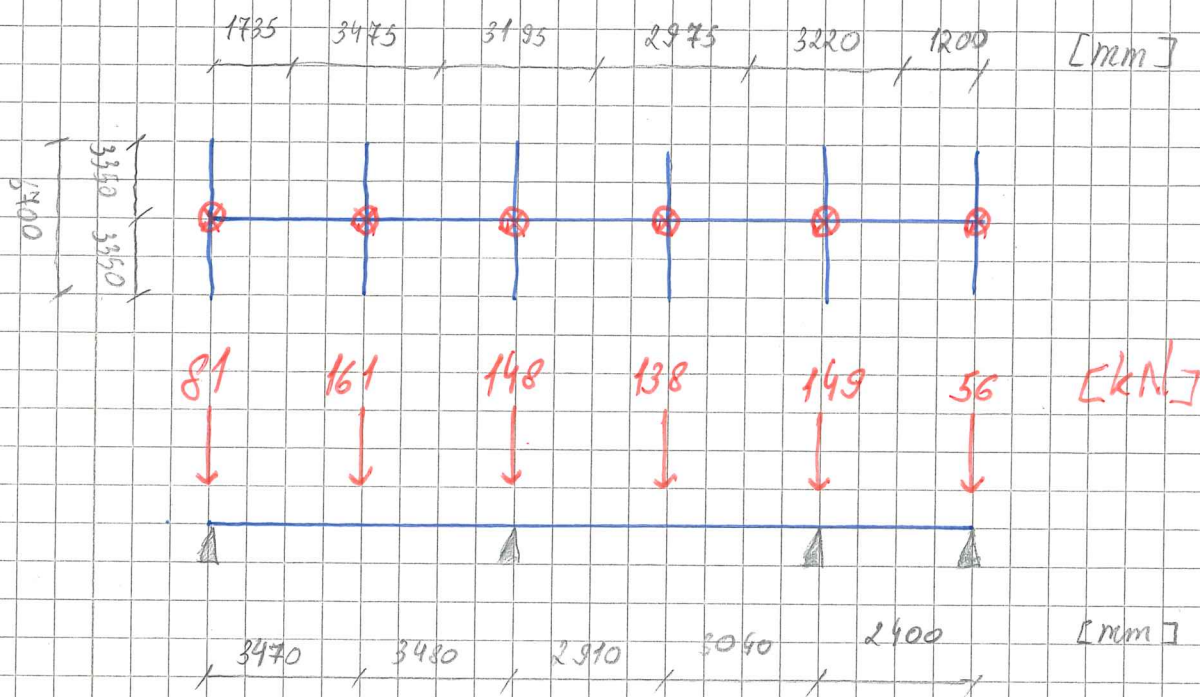
- gjøre konservativ forenkling: $\nabla = \pm$ dette vil medføre større belastning på bjelken, men man er på sikre side



$$\begin{aligned}
 (1491 \cdot 0,780 + 1491 \cdot 0,73) \cdot 6,91 &= 15,55 \approx 16 \text{ kN} \\
 (288 \cdot 1,62 + 288 \cdot 1,315) \cdot 6,91 &= 53,9 \approx 59 \text{ kN} \\
 (284 \cdot 2,430 + 284 \cdot 1,88) \cdot 6,91 &= 84,6 \approx 85 \text{ kN} \\
 (2755 \cdot 1,25 + 2755 \cdot 2,468) \cdot 6,91 &= 70,78 \approx 71 \text{ kN} \\
 (316 \cdot 1,4 + 316 \cdot 3,0) \cdot 6,91 &= 96 \text{ kN} \\
 (366 \cdot 2,49 + 366 \cdot 3,75) \cdot 6,91 &= 157,8 \approx 158 \text{ kN} \\
 (1800 \cdot 3,52 + 18 \cdot 4,465) \cdot 6,91 &= 99,3 \approx 100 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Til slutt, ser på bjælke ⑩ fordi den vil få mest belastning på højre side

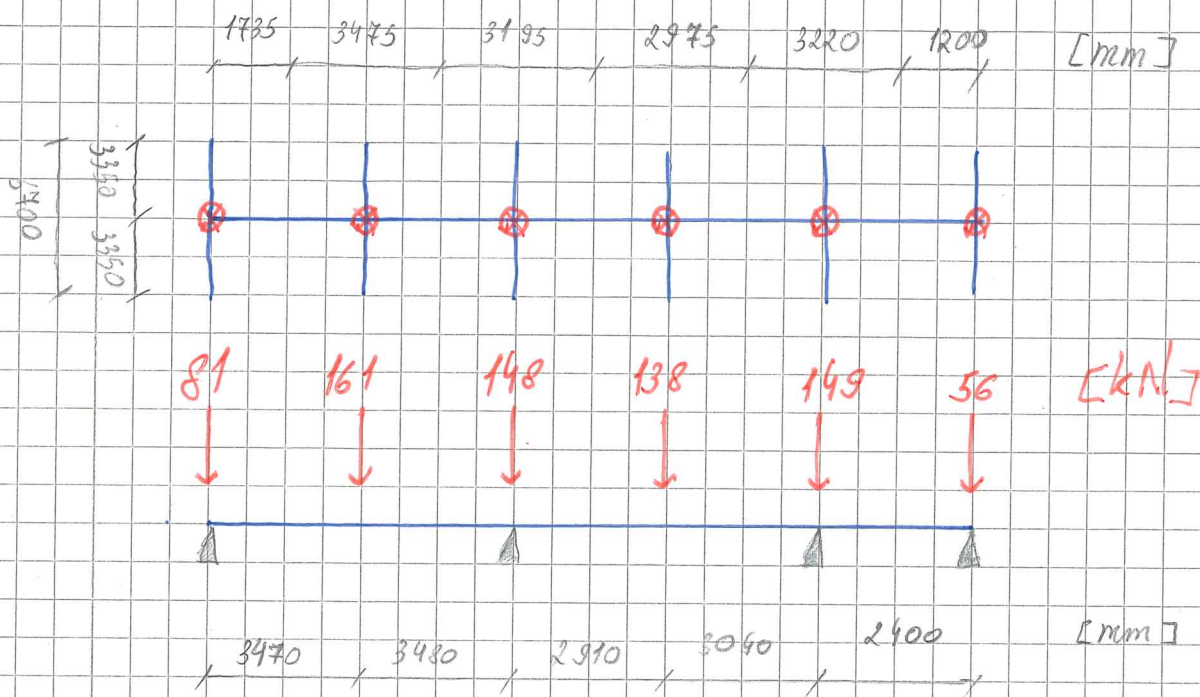
⑩



$$\begin{aligned}
 1735 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 803 \approx 81 \text{ kN} \\
 3475 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 1608 \approx 161 \text{ kN} \\
 3195 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 1479 \approx 148 \text{ kN} \\
 2975 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 1377 \approx 138 \text{ kN} \\
 3220 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 149 \approx 149 \text{ kN} \\
 12 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 555 \approx 56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Til slutt, ser på bjælke ⑩ fordi den vil få mest belastning på højre side

⑩



$$\begin{aligned}
 1735 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 803 \approx 81 \text{ kN} \\
 3475 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 1608 \approx 161 \text{ kN} \\
 3195 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 1479 \approx 148 \text{ kN} \\
 2975 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 1377 \approx 138 \text{ kN} \\
 3220 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 149 \approx 149 \text{ kN} \\
 12 \cdot 67 \cdot 6,91 &= 555 \approx 56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Bjelke ⑤ cm i Focus konstruksjon gir følgende:

$$M_{\max} = 143,72 \approx 144 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 105,11 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 0$$

$$f_{\text{el}} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_m = \frac{M}{W_y} \leq 338$$

$$W_y = \frac{M}{f_{\text{el}}} = \frac{144 \cdot 10^6}{338} = 426035,5 \text{ mm}^3$$

Velger HEB-200 for videre sjekk. $W_y = 570 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

$$S_y = 321 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_y = 57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad s = 9 \quad A = 781 \cdot 10^3$$

Verdier er moment dimensjonerende. Skjærkraft som blir brukt i kapasitetskontroll er da den som oppstår der momentet er størst. Velger istedet å bruke den størst mulige skjærkraft som oppstår og regner som om den oppstår i samme punkt som maksimal moment. Konservativ antagelse.

$$\tau_v = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{105 \cdot 10^3 \cdot 321 \cdot 10^3}{57 \cdot 10^6 \cdot 9} = 65,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_N = 0 \quad \sigma_M = \frac{144 \cdot 10^6}{570 \cdot 10^3} = 252 \text{ N/mm}^2$$

Økes:

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau_v^2} \leq 338 \Rightarrow \sqrt{252^2 + 3 \cdot 65,7^2} = 277 < 338$$

Kapasitet er OK i følge beregning. Focus gir overstigning i kapasitet. Øker til HEB-280

Bjelke ⑩ inn i Focus konstruksjon gir følgende:

$$M_{\max} = 196,95 \approx 197 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 107,66 \approx 108 \text{ kN}$$

$$N = 0$$

$$W_y = \frac{M}{f_{el}} = \frac{197 \cdot 10^6}{338} = 582840,20$$

Velger HEB-220 for videre sjekk. $W_y = 736 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
 $S_y = 414 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $I_y = 80,9 \cdot 10^6$ $t = 95 \text{ mm}$ $A = 91 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
- Samme konstruksjonsanleggelse som bjelke ③

$$\tau_v = \frac{V \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{108 \cdot 10^3 \cdot 414 \cdot 10^3}{80,9 \cdot 10^6 \cdot 95} = 58,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_N = 0 \quad \sigma_M = \frac{197 \cdot 10^6}{736 \cdot 10^3} = 267,7 \text{ N/mm}^2$$

Mises:

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau_v^2} \leq f_{el} \quad \sqrt{267,7^2 + 3 \cdot 58,2^2} = 286,1 < 338$$

Kapasitet er OK i følge beregning.

Focus derimot får en overskuling av kapasitet og dette er sannsynligvis pga. vipping.

Øker dimensjonen til HEB-280 og får tilstrekkelig kapasitet

Hjørne Bjælke

$$M_{\max} = 129,58 \approx 130 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 126,98 \approx 127 \text{ kN}$$

$$N = 0$$

$$W_y = \frac{M}{F_d} = \frac{130 \cdot 10^6}{338} = 384615,38 \text{ mm}^3$$

Velgen HEB-280 siden det var det endelige resultat på de to andre bjælker. $W_y = 1380 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $I_y = 1927 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$$S_y = 767 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad A = 131 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad t = 10,5 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{127 \cdot 10^3 \cdot 767 \cdot 10^3}{1927 \cdot 10^6 \cdot 10,5} = 48,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_N = 0 \quad \sigma_M = \frac{130 \cdot 10^6}{1380 \cdot 10^3} = 94 \text{ N/mm}^2$$

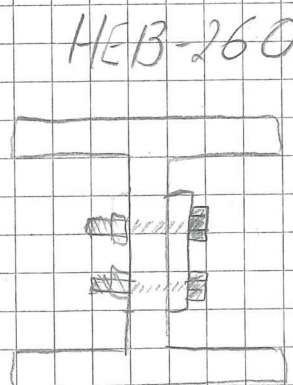
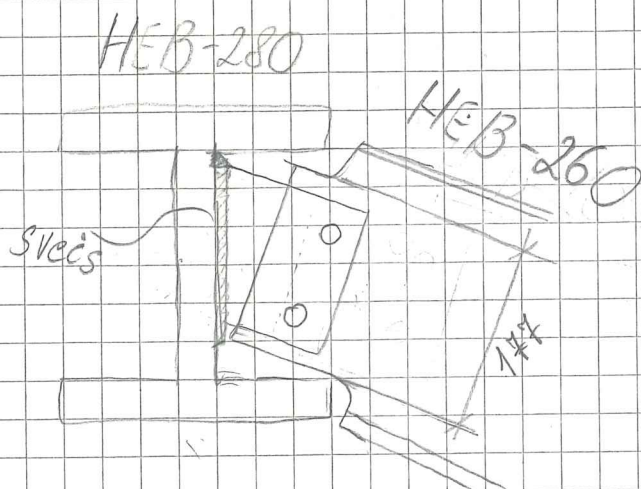
Mises:

$$\sqrt{94^2 + 3 \cdot 48,1^2} = 125,6 < 338$$

Kapasitet er OK, også ifølge Focus

Bolter og svejs, sekundær bjælker

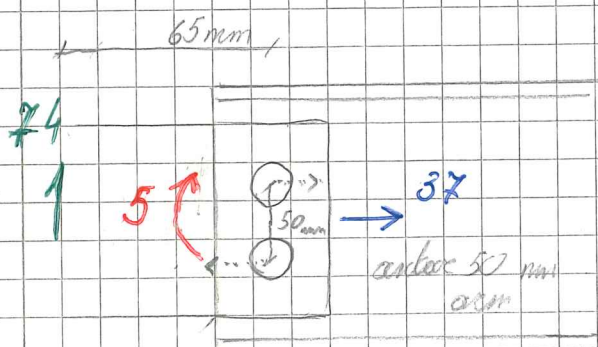
Den valgte løsningen for at binde sekundær og primær bjælker vil være en bolte og svejs forbindelse. Platte øke til HEB-260 pgs. hullbort



$$N_{max} = 3663 \approx 37 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 7325 \approx 74 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 74 \cdot 0,065 = 5 \text{ kNm}$$



Total kraft: $\uparrow \rightarrow$

For moment: $\frac{5}{0,05} = 100 \text{ kN}$

For aksial: $\frac{37}{2} = 19 \text{ kN}$

For skjær: $\frac{74}{2} = 37 \text{ kN}$

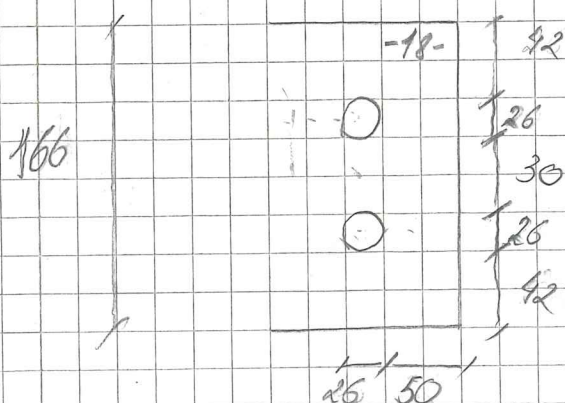
$\sqrt{(100+19)^2 + 37^2} = 125 \text{ kN}$

Velger følgende: Skruer 10.9 M24 fra Regler og formaler.

$$F_{d,t} = 254,2 \text{ kN} \quad F_{d,v}^* = 141,2 \text{ kN (overføring i gjæret del)}$$

Platte tykkelse med tykkelse 18 mm.

Dimensjoner fremgår av tegning:



$$F_{d,v} > F, \text{ overføringen er ok.}$$

$$141,2 > 125$$

Heelkontroll

$$F_{b,Re} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot F_{ct} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

NS-EN 1993-1-8

Tabell 3.4

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} = \frac{42}{3 \cdot 26} = 0,53 \\ \frac{f_{ctb}}{f_{ct}} = \frac{1000}{510} = 1,96 \\ 1 \end{array} \right.$$

16

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 28 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 28 \cdot \frac{50}{26} - 1,7 = 3,7 \\ 14 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \Rightarrow \text{oplyses ikke} \\ 2,5 = 2,5 \end{array} \right.$$

t skal være den tyndeste væg, det vil være støjet.

$t = 9 \text{ mm}$

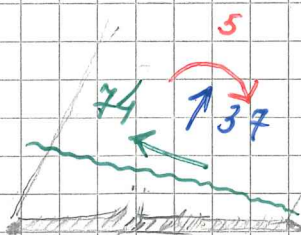
$d = 26$

$\gamma_{M2} = 1,25$

$$F_{b,Re} = \frac{2,5 \cdot 0,53 \cdot 510 \cdot 26 \cdot 9}{1,25} = 126,5 \text{ kN} > 92,5 \text{ kN}$$

OK

Kapasitet for strekk stål



Den mindste længde er på 134 mm.

Velger at beregne med fuld V og N på det mindste snitset og M

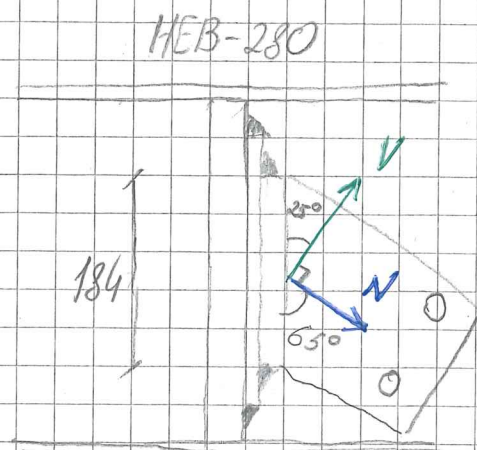
$$X_N = \frac{N}{f_{sd} \cdot t} = \frac{37 \cdot 10^3}{338 \cdot 18} = 61 \text{ mm}$$

$$X_V = \frac{V}{f_{sd} \cdot t} = \frac{74 \cdot 10^3}{195 \cdot 18} = 21 \text{ mm}$$

$$X_M = \frac{M}{f_{sd} \cdot t \cdot (l - x_M)} = \frac{5 \cdot 10^6}{338 \cdot 18 \cdot (134 - x_M)} = 7 \text{ mm}$$

CAS

$2 \cdot 7 + 21 + 61 \text{ mm} = 91,1 \text{ mm}$ ræddelighed og vi har 177 mm til ræddelighed = kapacitet er OK



Dekomponera kraften: (föregående vinkel 25°)

$$V \cdot \cos(25) = 804 \cdot \cos(25) = 73 \text{ kN}$$

$$V \cdot \sin(25) = 804 \cdot \sin(25) = 34 \text{ kN}$$

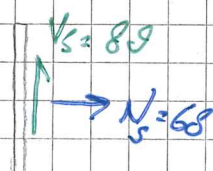
$$N \cdot \cos(65) = 37 \cdot \cos(65) = 16 \text{ kN}$$

$$N \cdot \sin(65) = 37 \cdot \sin(65) = 34 \text{ kN}$$

$$V_s = 73 + 16 = 89 \text{ kN}$$

$$N_s = 34 + 34 = 68 \text{ kN}$$

\Rightarrow



Velger å regne på den minste sveise lengden.

Breker på enkelt metode:

$$q_N = \frac{N_s}{l} = \frac{68 \cdot 10^3 \text{ N}}{(2 \cdot 184 + 2 \cdot 300) \text{ mm}} = 70,25 \text{ N/mm}$$

$$q_V = \frac{V_s}{l} = \frac{89 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 184} = 241,84 \text{ N/mm}$$

$$q_R \leq f_{\text{sveis}} \cdot \alpha \quad f_{\text{sveis}} = \frac{510}{1,25 \cdot 0,9 \cdot \sqrt{3}} = 262$$

$$q_R = \sqrt{q_N^2 + q_V^2} = \sqrt{70,25^2 + 241,84^2} = 251,84$$

$251,84 \leq 262 \cdot \alpha \quad \alpha = 0,96 \Rightarrow$ velger $\alpha = 3 \text{ mm}$ konstant sveis langs hele lengden.

Sjekk av kapasitet til avskåret steg



$$M = 5 \text{ kNm}$$

$$V = 74 \text{ kN}$$

$$N = 37 \text{ kN}$$

$$I = \frac{10 \cdot 92^3}{12} = 46 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S = \frac{10 \cdot 92^2}{4} = 78323 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_M = \frac{5 \cdot 10^6}{46 \cdot 10^6 \cdot 92} = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_v = \frac{74 \cdot 10^3 \cdot 78323}{46 \cdot 10^6 \cdot 10} = 126 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_N = \frac{37 \cdot 10^3}{10 \cdot 92} = 21 \text{ N/mm}^2$$

Mises:

$$\sqrt{(100 + 21)^2 + 3 \cdot 126^2} = 249,5 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa}$$

Kapasitet er OK

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg 4:

Flattdekke, laster

2-ETG --> 4-ETG er like, bortsett at det er flere antall balkonger i 2- og 3-ETG som, og det er flattdekke som analyseres og armeres, hvor 4-ETG dekke får samme armering som disse etasjene for å avgrense tidsbruk på oppgaven

Fra vedlegg 1, karakteriske egenlaster over etasjeskillere:

$$g_{\text{parkett}} = 0.0063 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{\text{påstøp}} = 1.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{\text{dekke}} = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{innvendigeskillevegger}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{\text{mekanisk}} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{yttervegger}} = 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteriske nyttelaster

$$p_{k.\text{dekke}} = 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{k.\text{balkong}} = 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$t_{\text{dekke}} = 250 \text{ mm}$$

$$t_{\text{balkong}} = 200 \text{ mm}$$

Flattdekke, **RS1**. Lastpåføring i Focus og STRIAN/ manuell kontroll

X-retning

$$b_{max} = 5.6 \text{ m}$$

Største bredde blant alle ekvivalente rammer i i x-retning, bruker kun denne for å spare tid

* Ingen laster fra yttervegger opptrer i denne retningen

* største karakteristisk egenlast på balkongene

$$g_{k.balkong} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.20 \text{ m} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

* Karakteristisk nyttelast på balkongene (NS-EN 1991 kategori A)

$$p_{k.balkong} = 4 \frac{kN}{m^2} \quad \text{NS-EN 1991 TABELL 6.2}$$

* Laster som påføres i **Focus konstruksjon**

I Focus, lages en kombinasjon hvor programmet tar med lastfaktorer, dermed vil alle egenlaster uten selve dekkets egenlast og nytte laster påføres uten lastfaktorer

$$g_k = 0.0063 + 1.3 + 0.5 + 0.5 = 2.3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Uten platens egenvekt !}$$

$$p_{k.dekke} = 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

--> **I focus skrives inn:**

$$g_k = \left(2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.6 \text{ m} \right) = 12.9 \frac{kN}{m}$$



$$p_k = \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.6 \text{ m} \right) = 11.2 \frac{kN}{m}$$

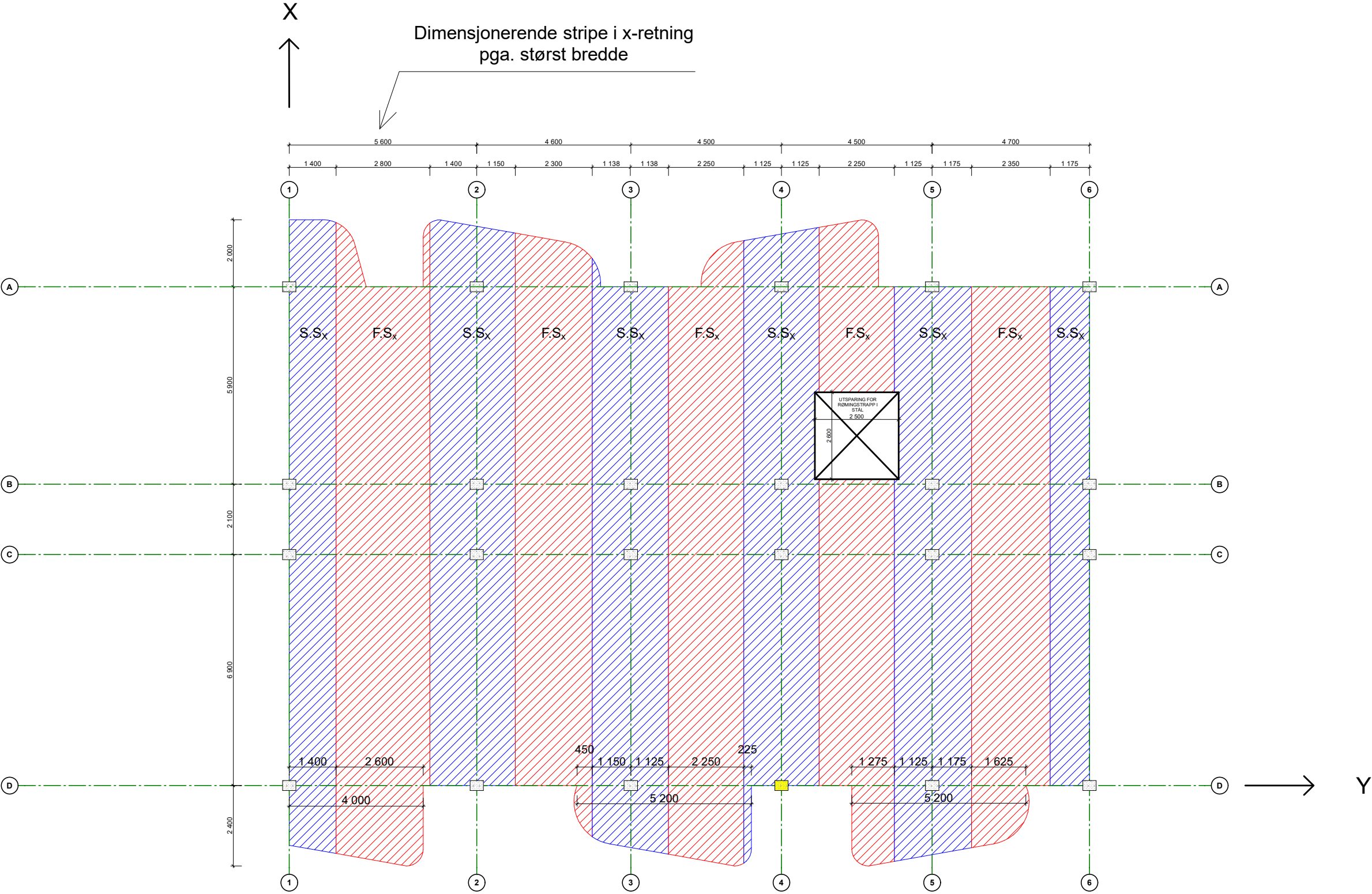
--> I STRIAN skrives inn:

$$g_{ED} = \left(((2.3 + 6.3) \cdot 5.6) \frac{kN}{m} \right) \cdot 1.2 = 57.8 \frac{kN}{m}$$

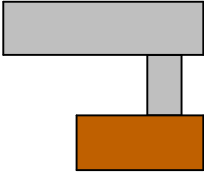
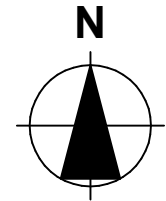
$$p_{ED} = \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 5.6 m \right) \cdot 1.5 = 16.8 \frac{kN}{m}$$

Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.




-  S.S.= Søyle stripe
-  F.S.= Felt stripe



Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

-  **ARK :** Skibnes Arkitekter
Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekt@skibnes.no
-  **RIB :** K.K, A.R, & M.A
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
-  **Veileder** Jan Arve Øverli
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprisjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

25.03.2023

Type tegning:

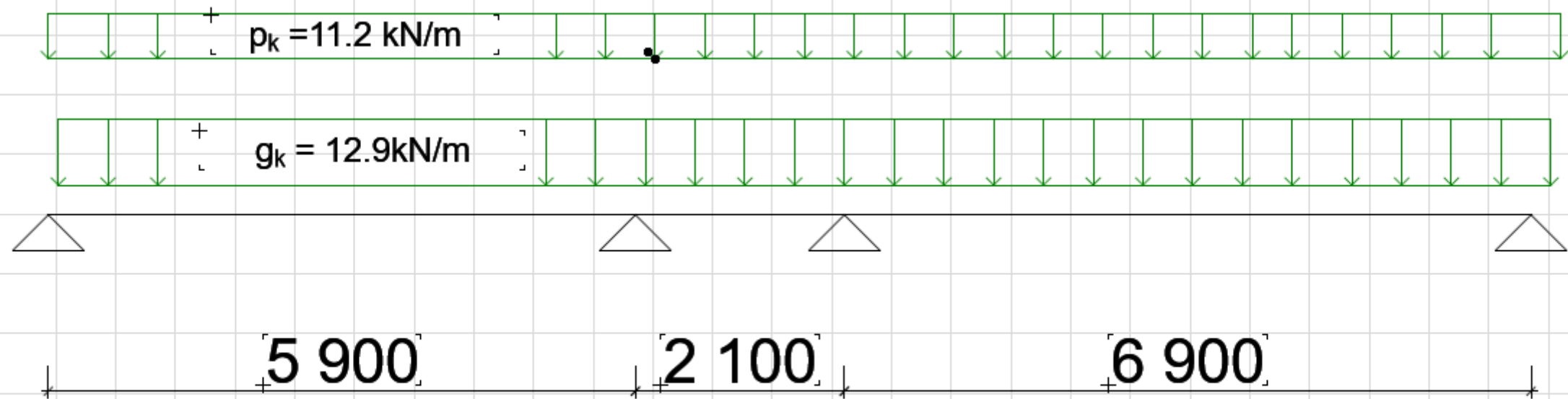
Stripeinndeling RS1 X-retning

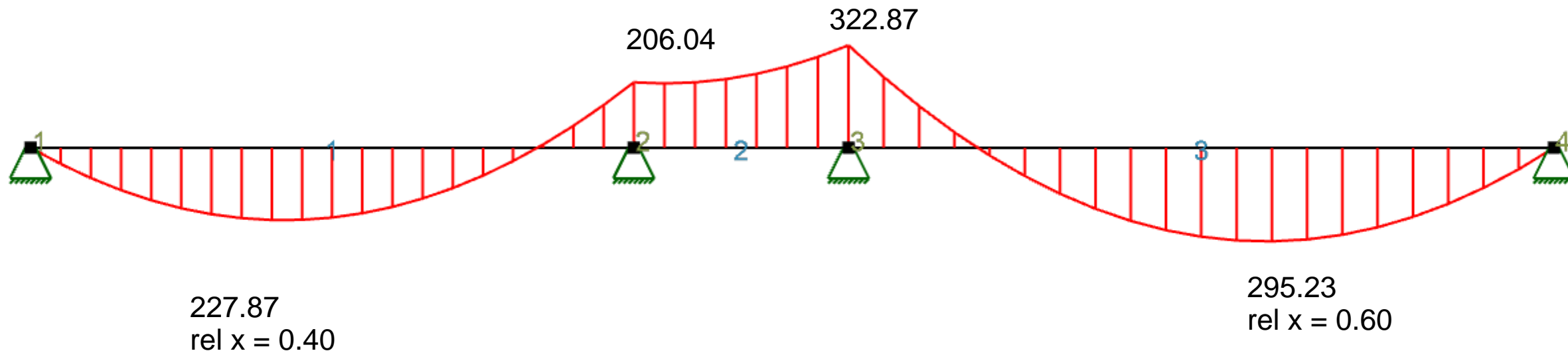
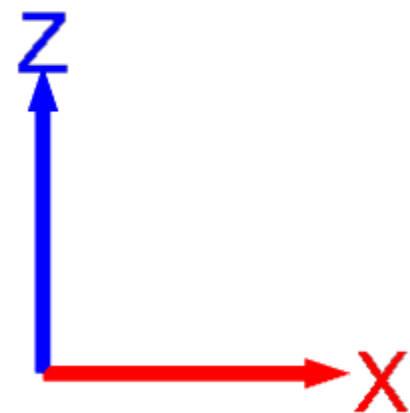
Målestokk

1:50

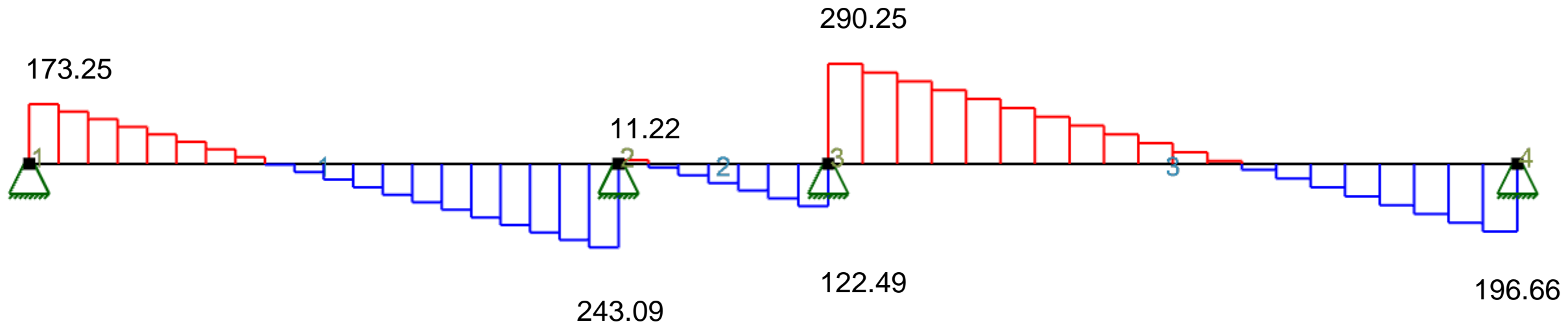
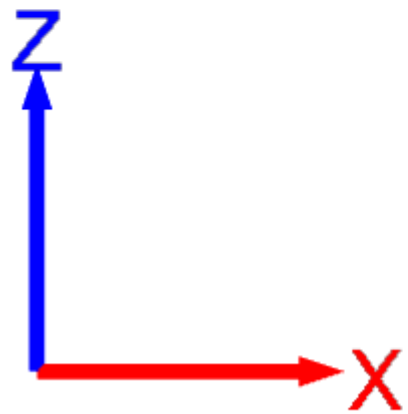
Dimensjonerende dekkestripe i RS1 i X-retning. $b_{\max} = 5.6 \text{ m}$

Kombinasjon 1

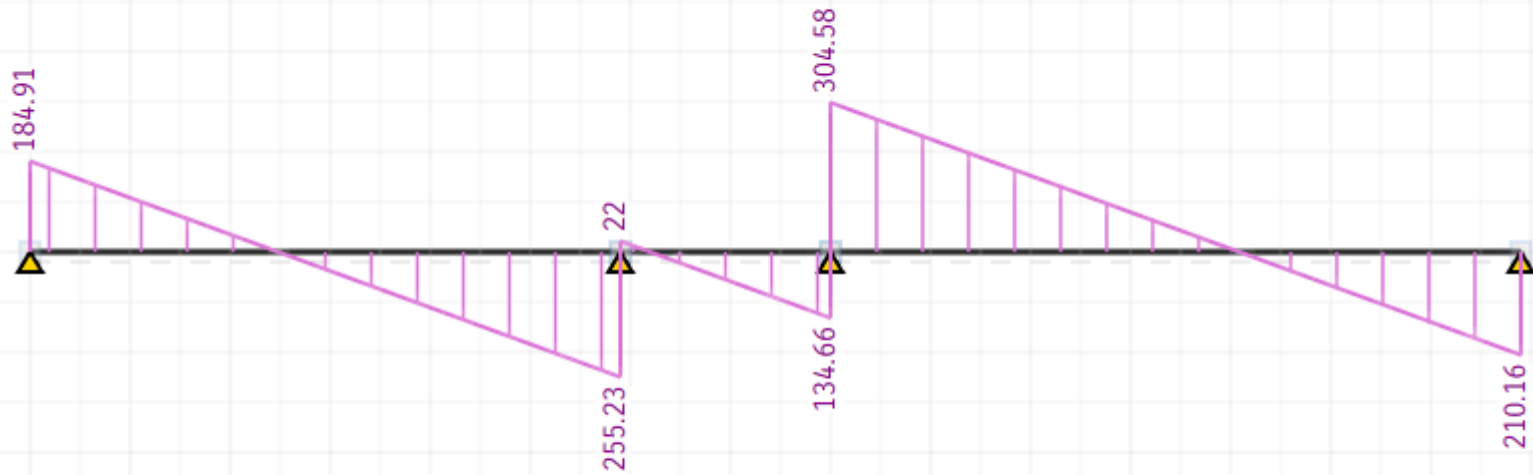




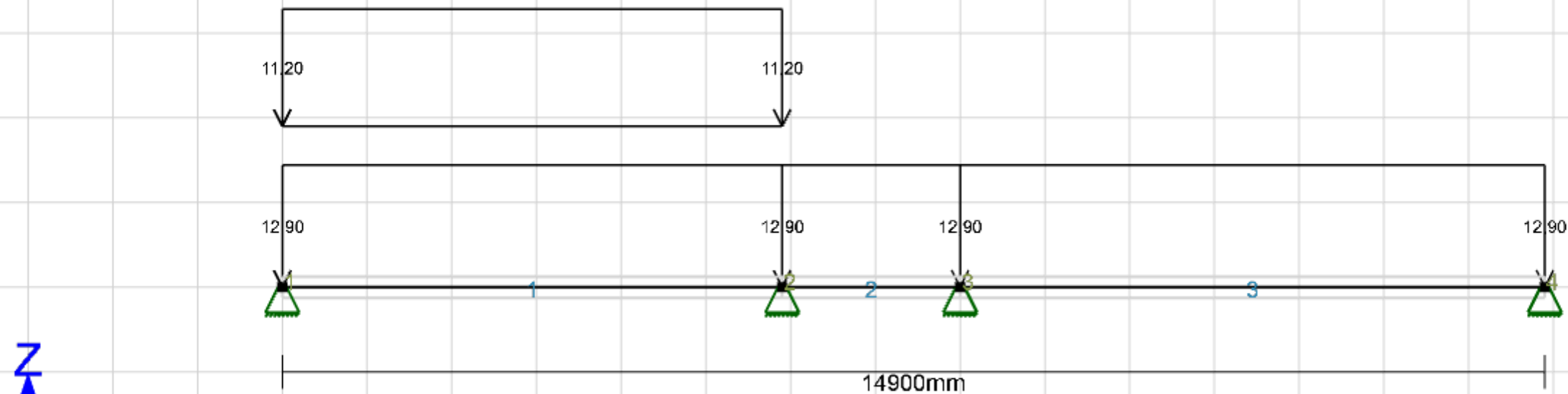
M RS1 X1 [kNm] (Focus)



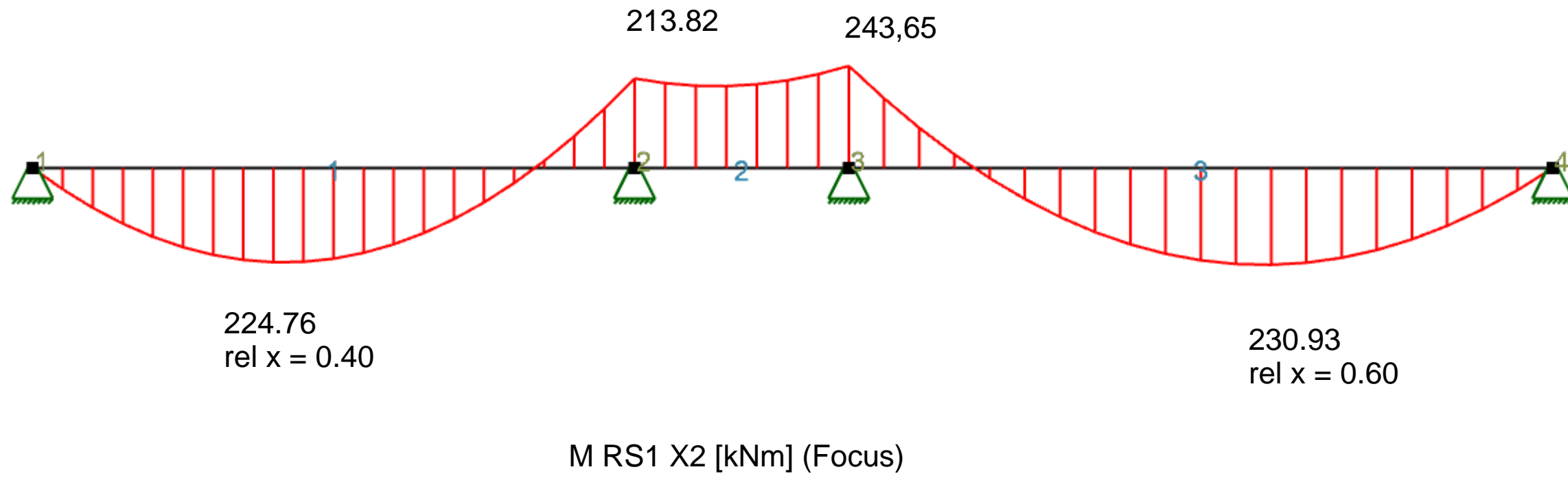
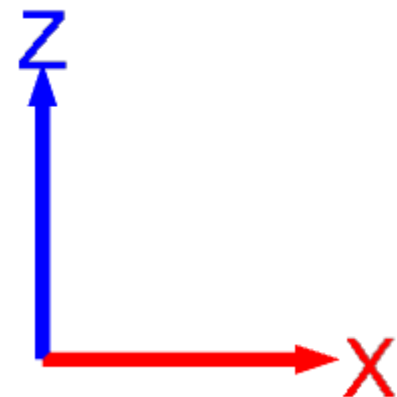
V RS1 X1 [kN] (Focus)

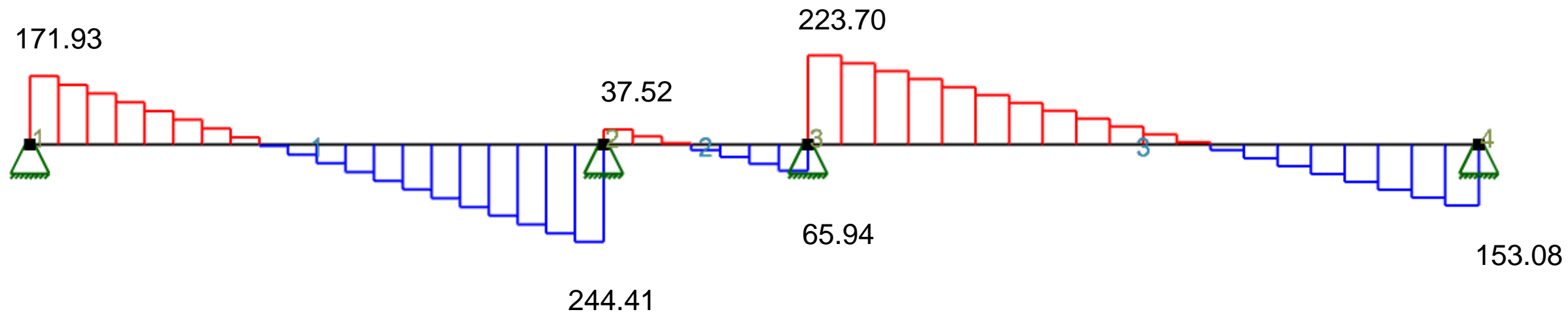
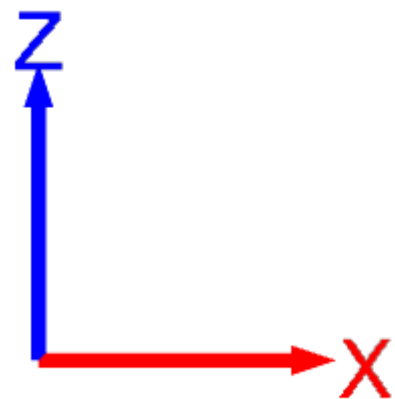


V RS1 X1 [kN] (STRIAN)

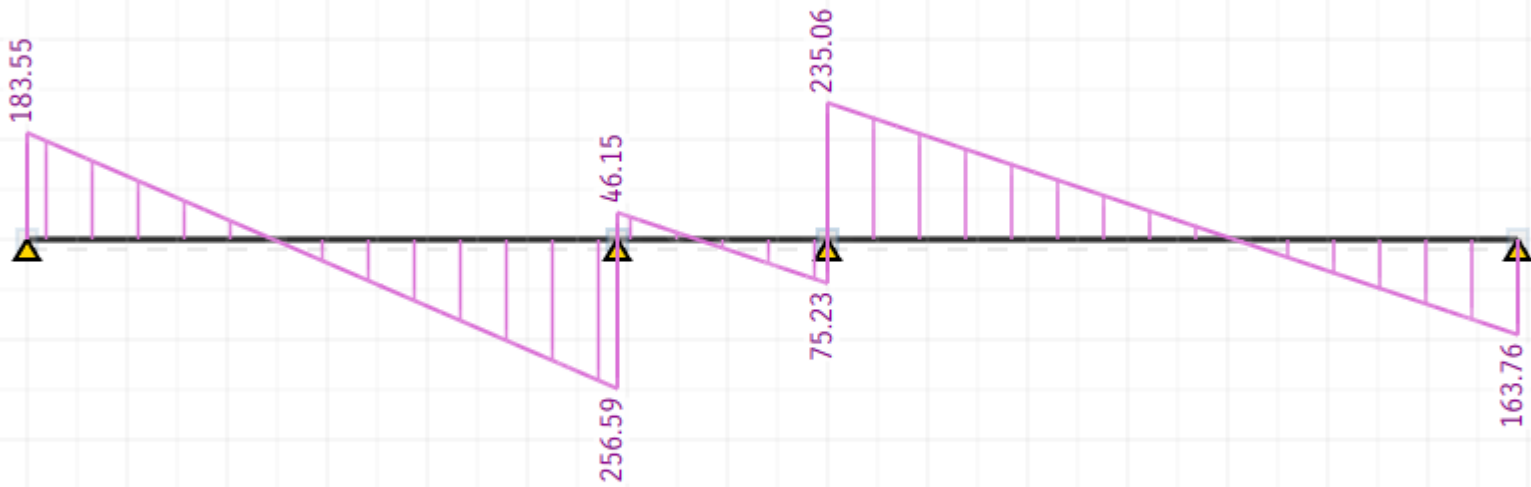


RS1 x-retning, kombinasjon 2

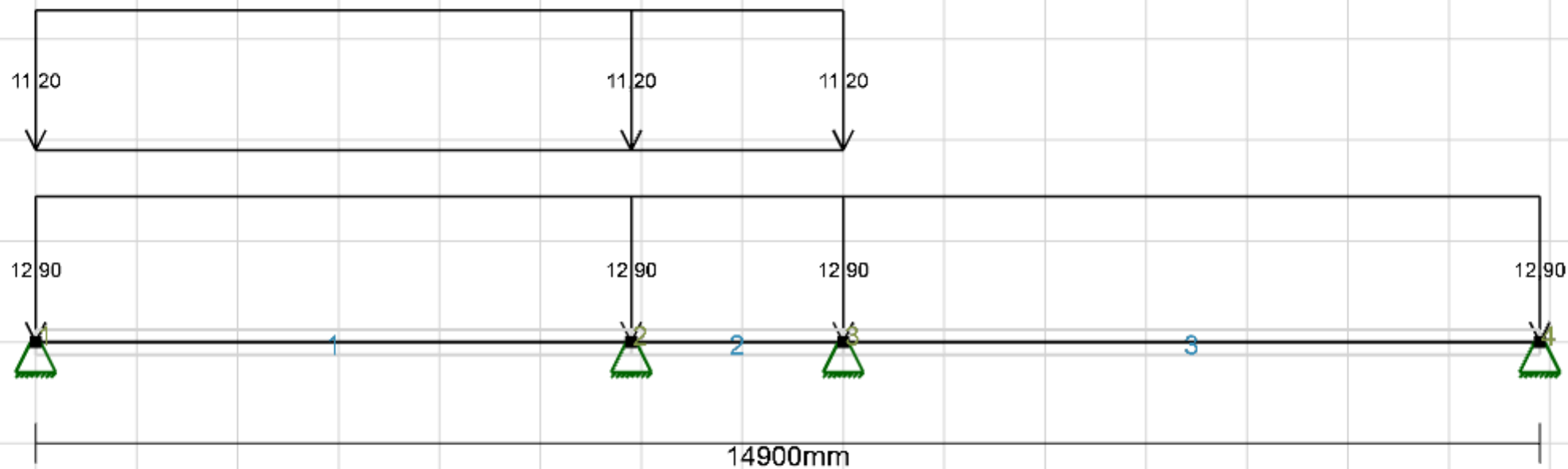




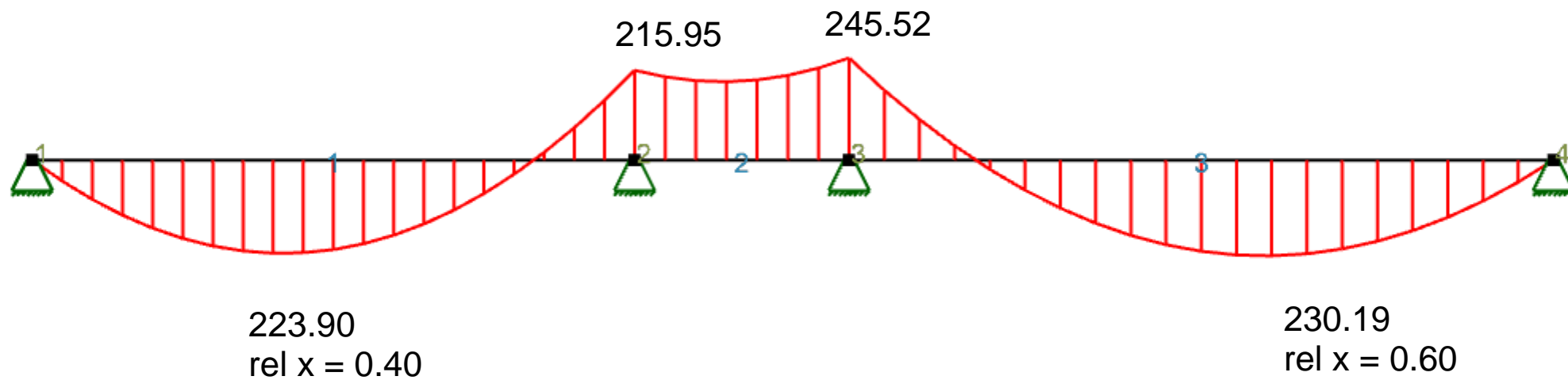
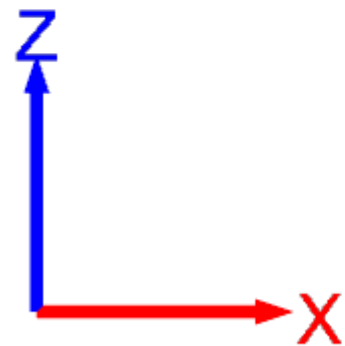
V RS1 X2 [kN] (Focus)



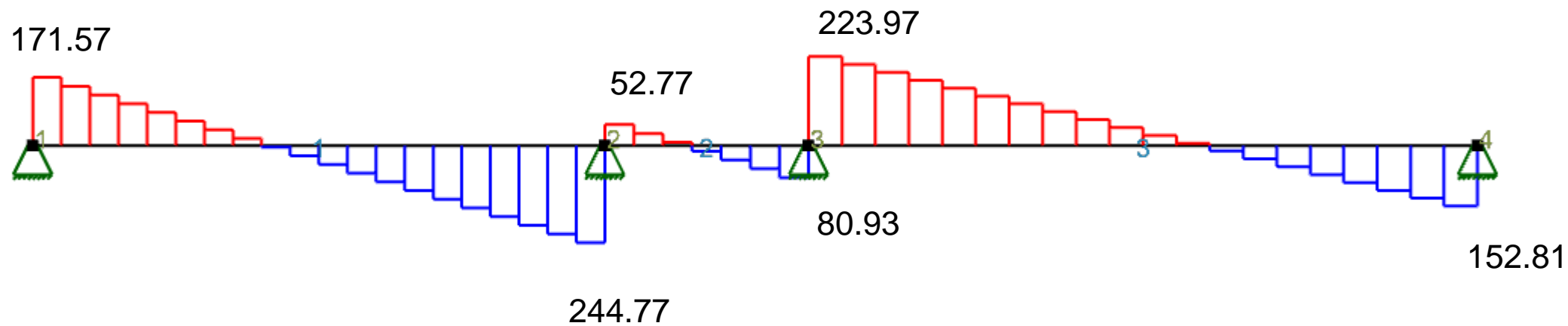
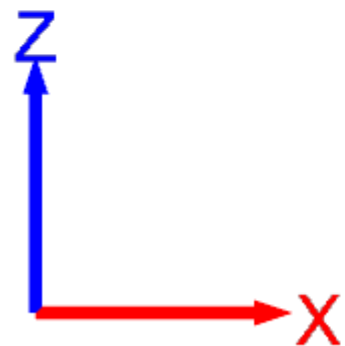
V RS1 X2 [kN] (STRIAN)



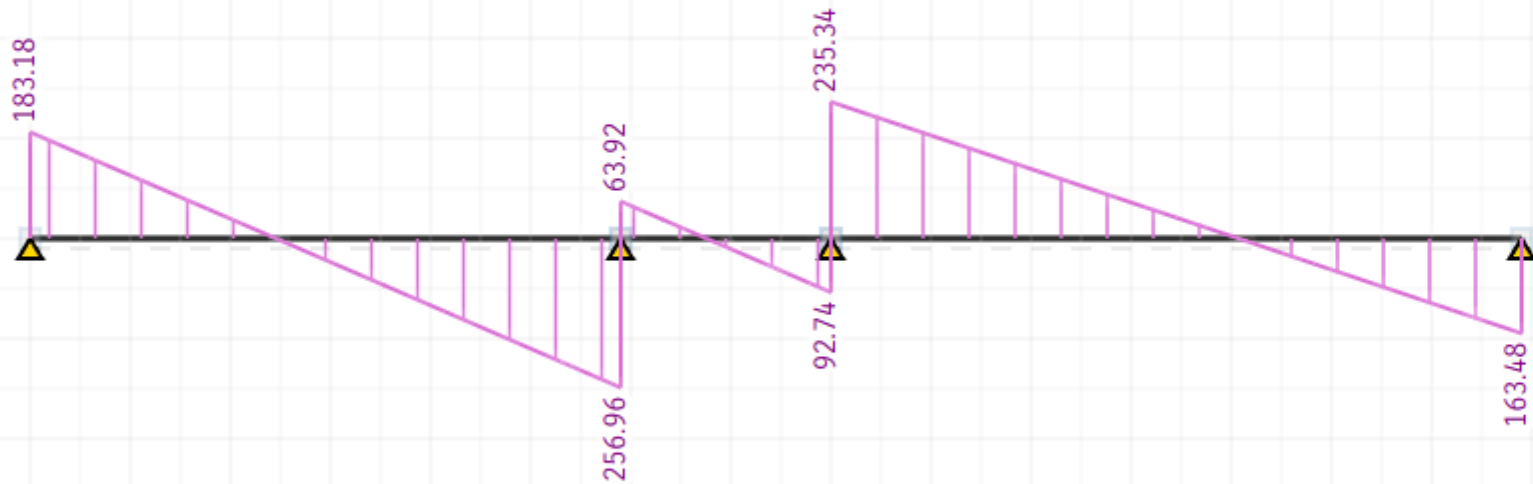
RS1 x-retning, kombinasjon 3



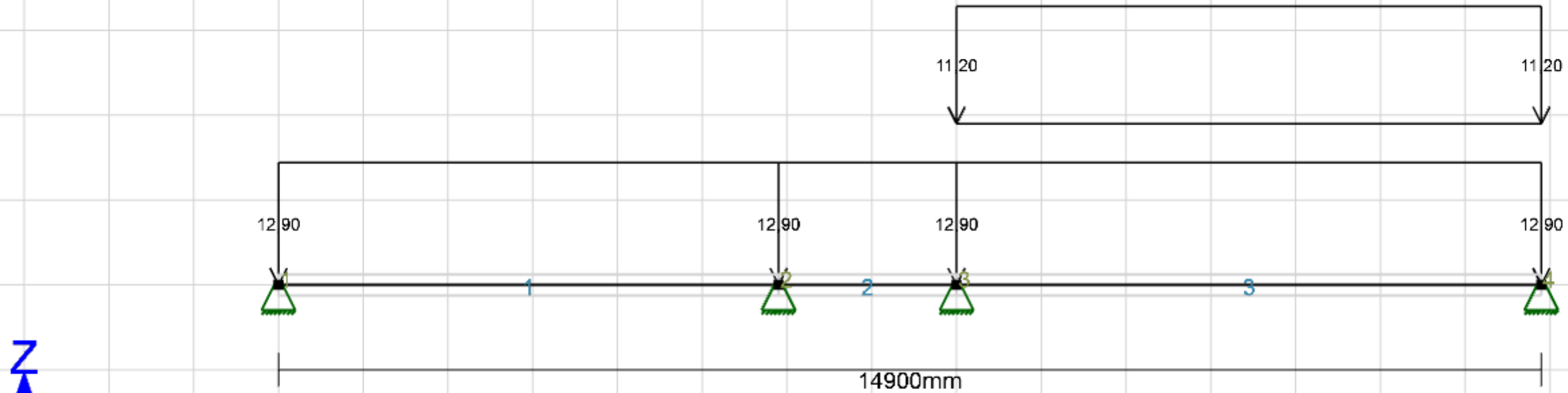
M RS1 X3 [kNm] (Focus)



V RS1 X3 [kN] (Focus)

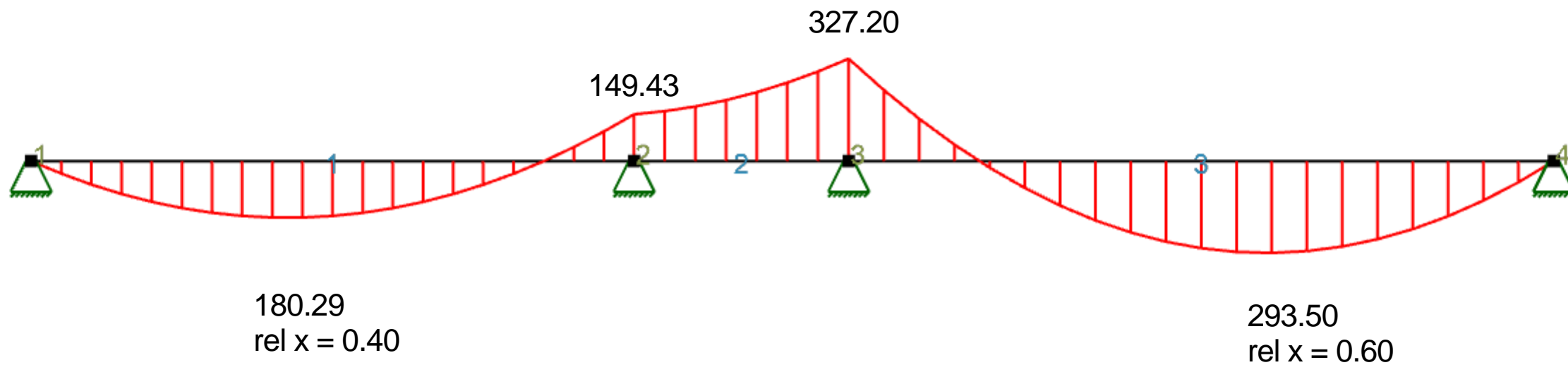
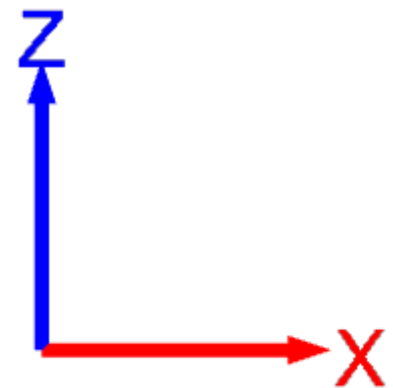


V RS1 X3 [kN] (STRIAN)

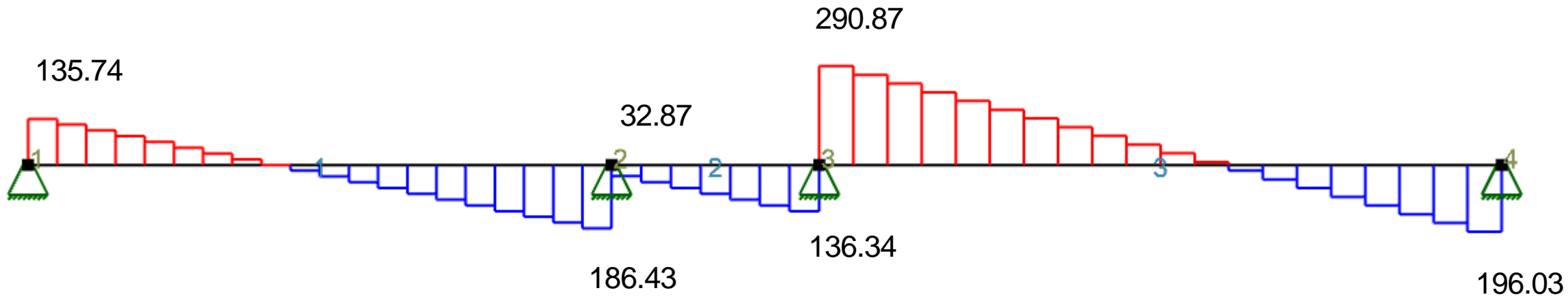
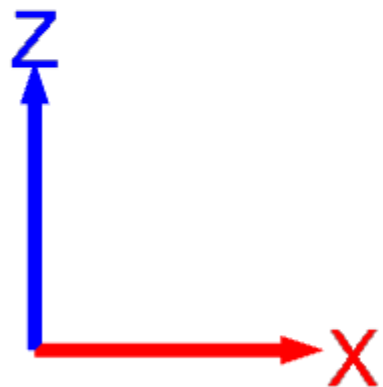


RS1 x-retning, kombinasjon 4





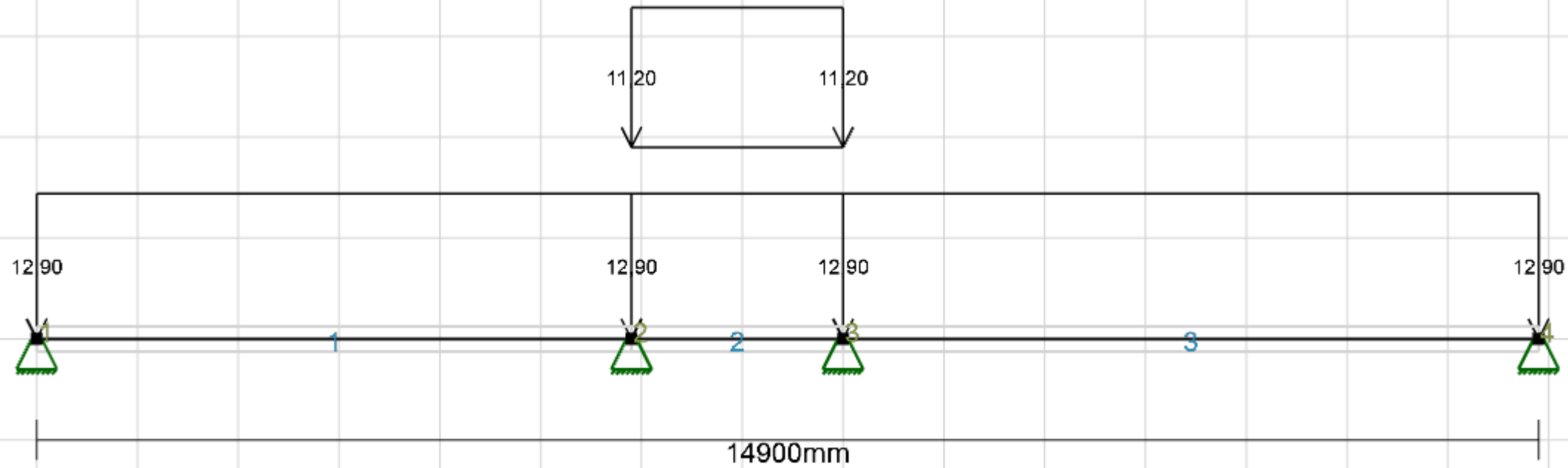
M RS1 X4 [kNm] (Focus)



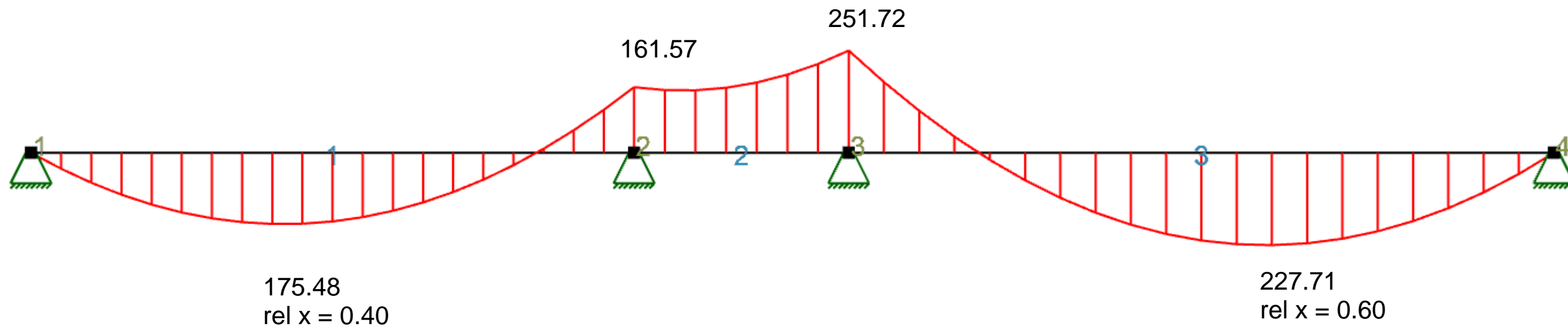
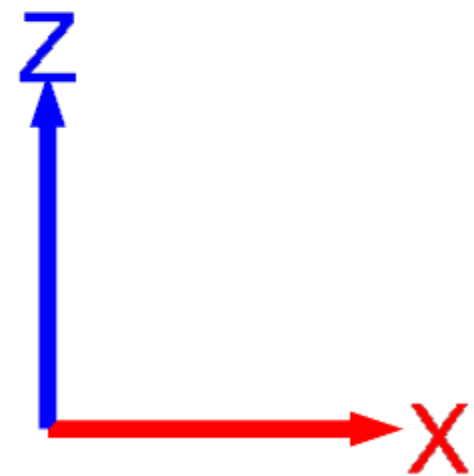
V RS1 X4 [kN] (Focus)



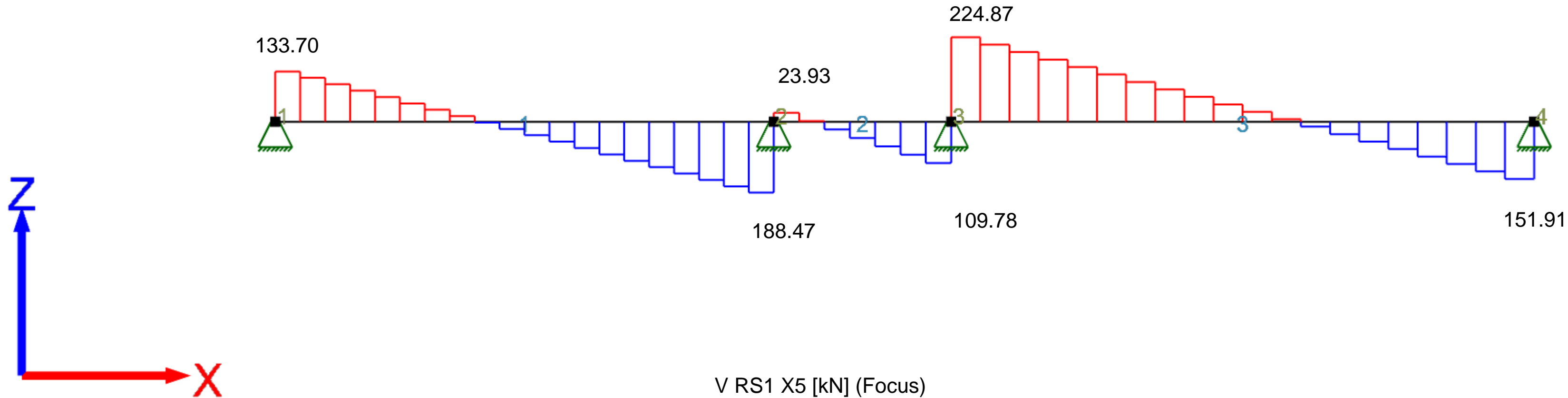
V RS1 X4 [kN] (STRIAN)

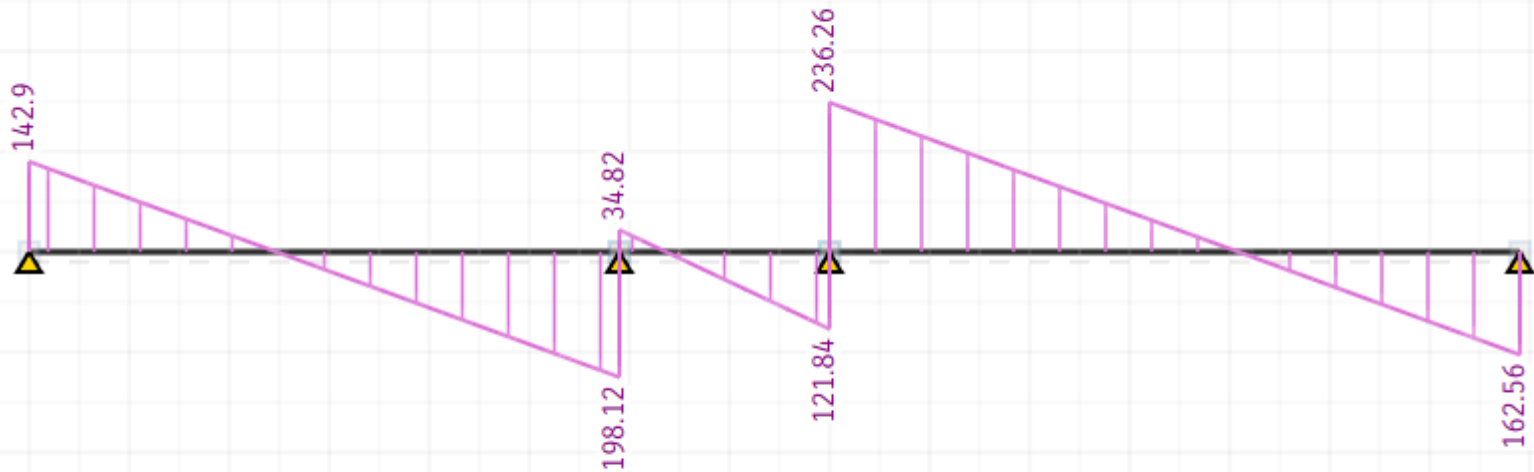


RS1 x-retning, kombinasjon 5



M RS1 X5 [kNm] (Focus)





V RS1 X5 [kN] (STRIAN)

Y-retning

$$b_{max} = 6.9 \text{ m}$$

Største bredde blant alle ekvivalente rammer i i y-retning, bruker kun denne for å spare tid

$$g_{yttervegg} = 0.8 \frac{kN}{m^2}$$

Ytterveggenes egenlaster tas med

--> **I focus** skrives inn:

$$g_k = \left(2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.9 \text{ m} \right) + 0.8 \frac{kN}{m} = 16.7 \frac{kN}{m}$$

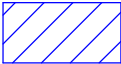
$$p_k = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.9 \text{ m} = 13.8 \frac{kN}{m}$$

--> **I STRIAN** skrives inn:

$$g_{ED} = \left(\left((2.3 + 6.3) \cdot 6.9 \right) + 0.8 \right) \cdot 1.2 = 72.2 \frac{kN}{m}$$

$$q_{ED} = \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.9 \text{ m} \right) \cdot 1.5 = 20.7 \frac{kN}{m}$$

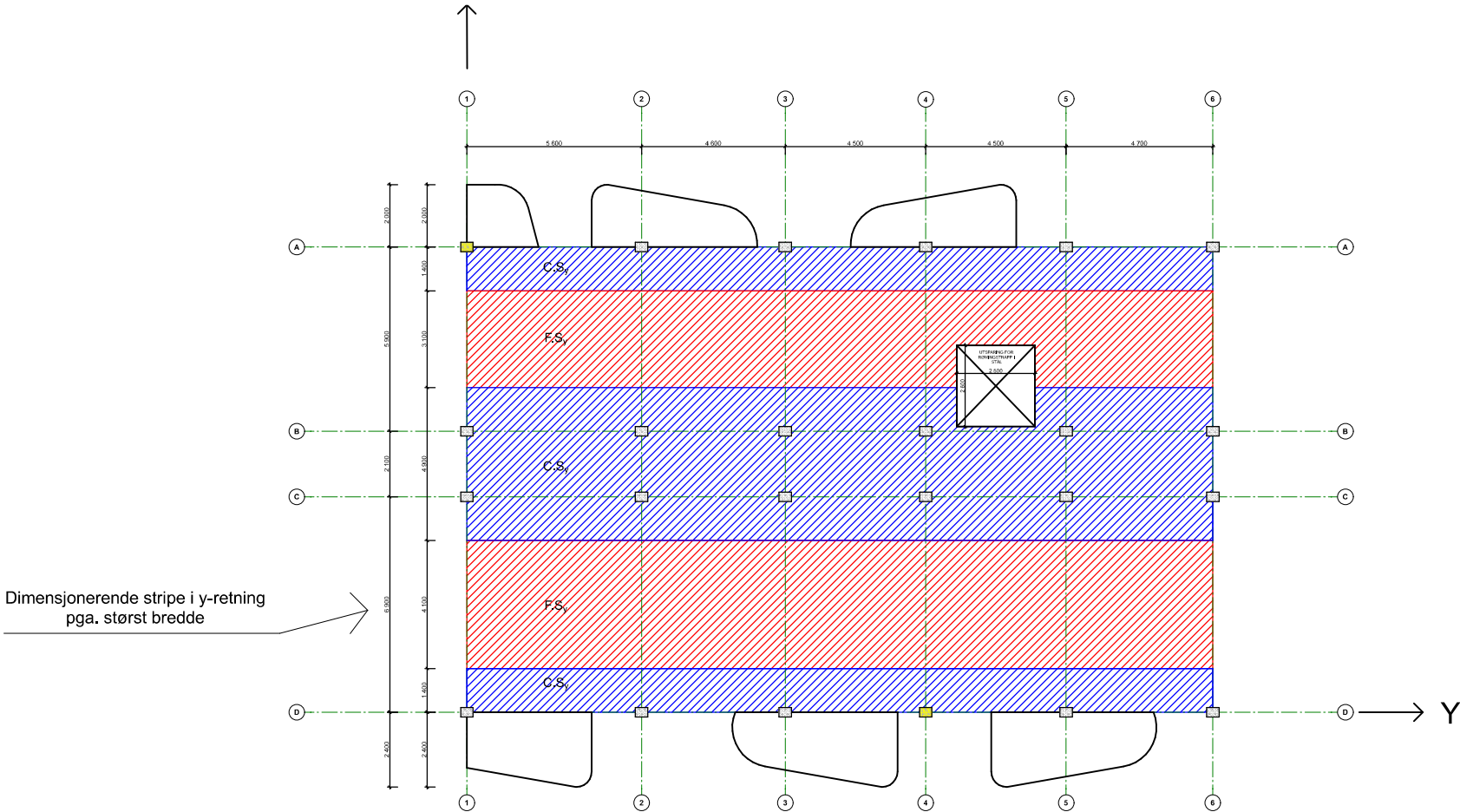
Merknader:



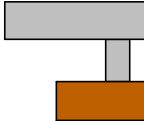
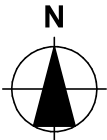
S.S = Søyle stripe



F.S = Felt stripe



Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- **ARK :** Skibnes Arkitekter
Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekt@skibnes.no
- **RIB :** K.K, A.R, & M.A
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- **Veileder** Jan Arve Øverli
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprisjektering

Tilbakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

25.03.2023

Type tegning:

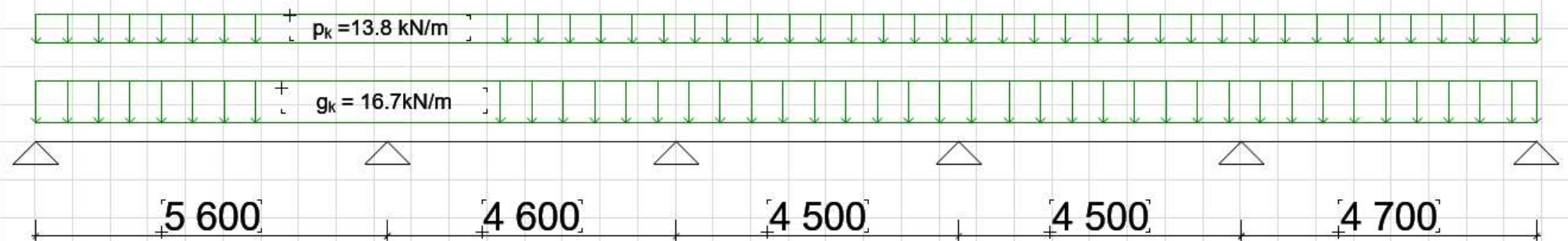
Stripeinndeling RS1 Y-retning

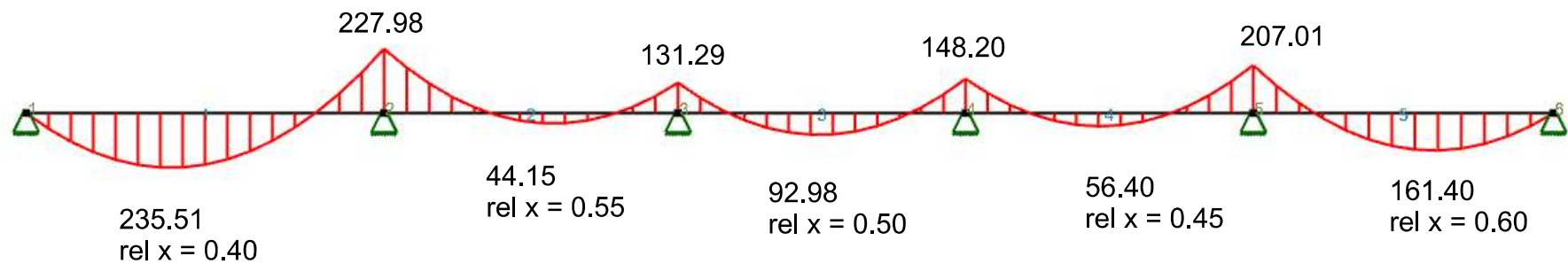
Målestokk

1:50

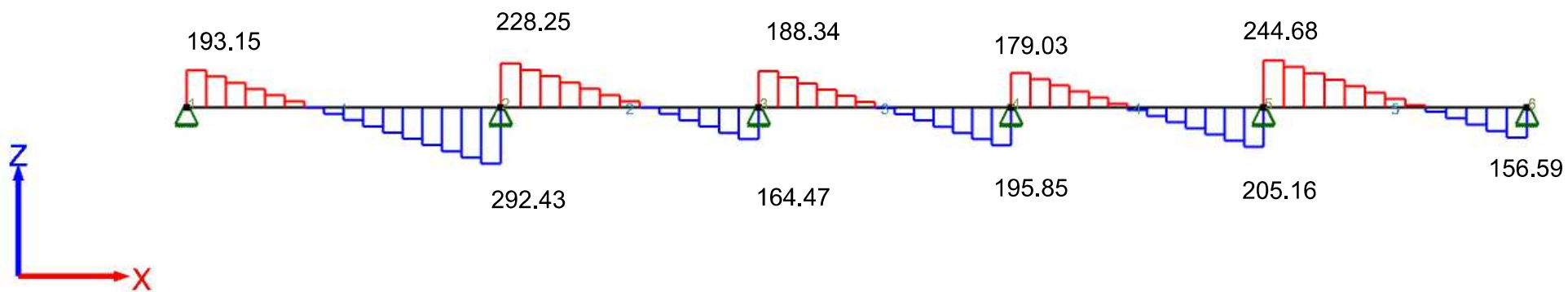
+ Dimensjonerende dekkestripe i RS1 i Y-retning pga. $b_{\max} = 6.9\text{m}$]

+ Kombinasjon 1]

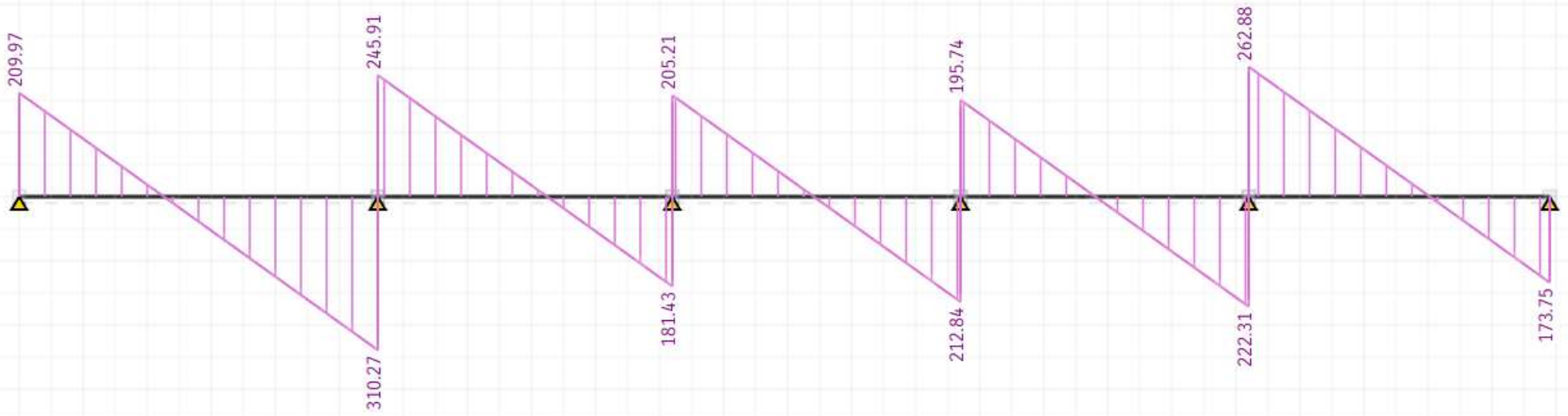




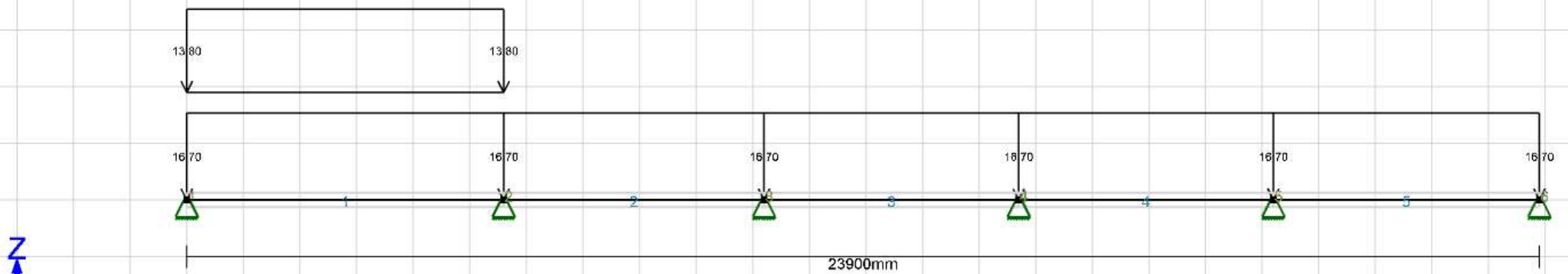
M RS1 Y1 [kNm] (Focus)



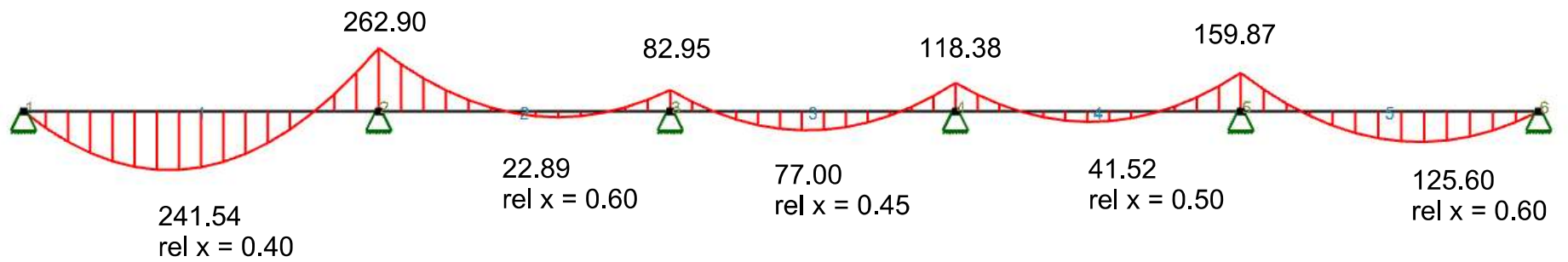
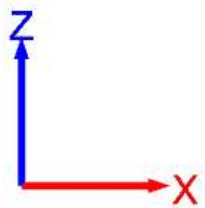
V RS1 Y1 [kN] (Focus)



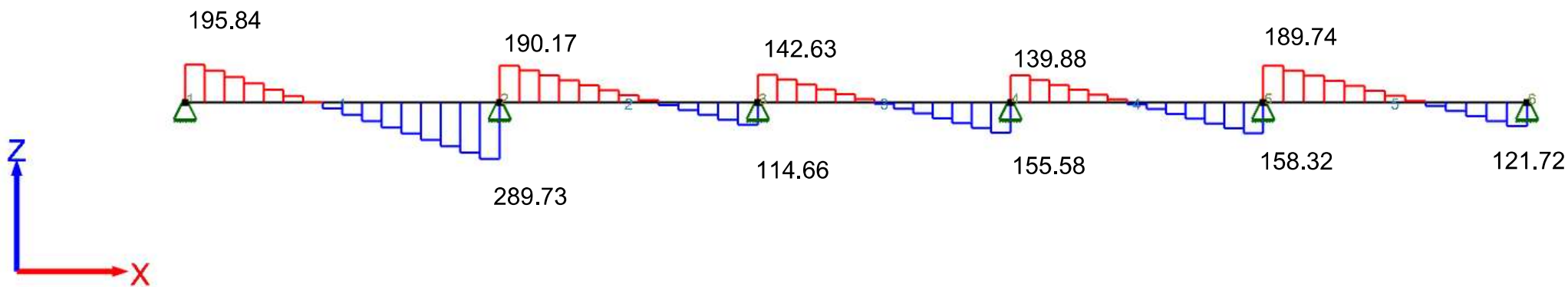
V RS1 Y1 [kN] (STRIAN)



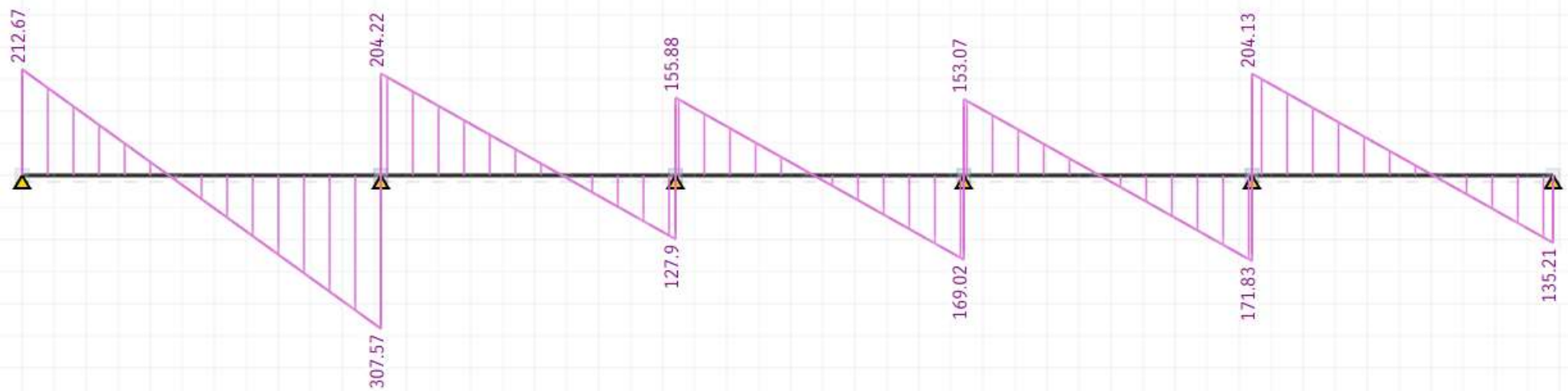
RS1 Y-retning, kombinasjon 2



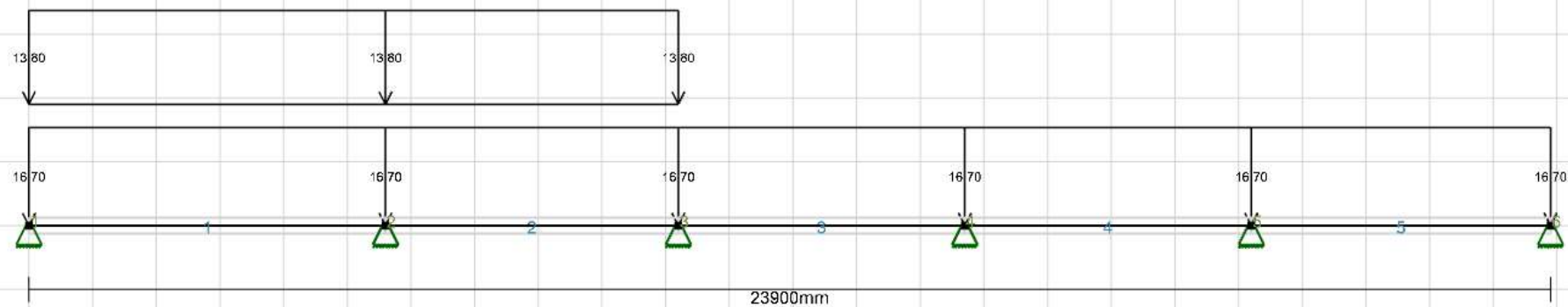
M RS1 Y2 [kNm] (Focus)



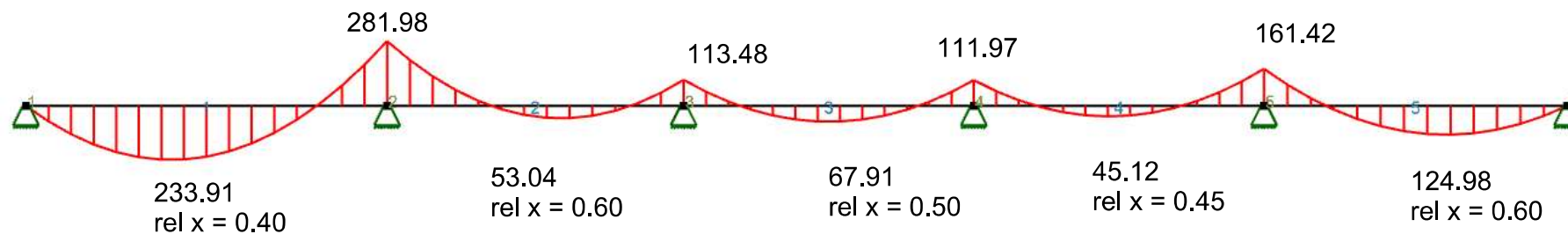
V RS1 Y2 [kN] (Focus)



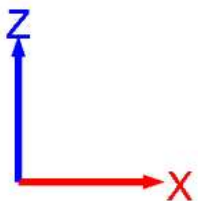
V RS1 Y2 [kN] (STRIAN)

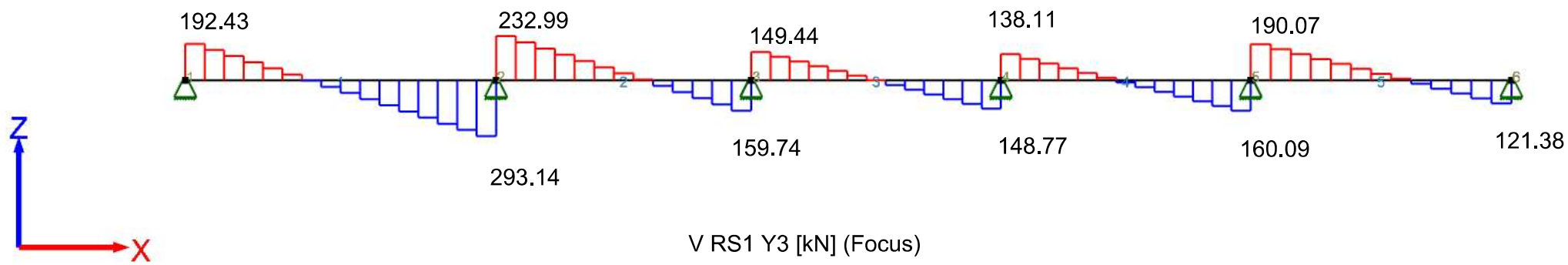


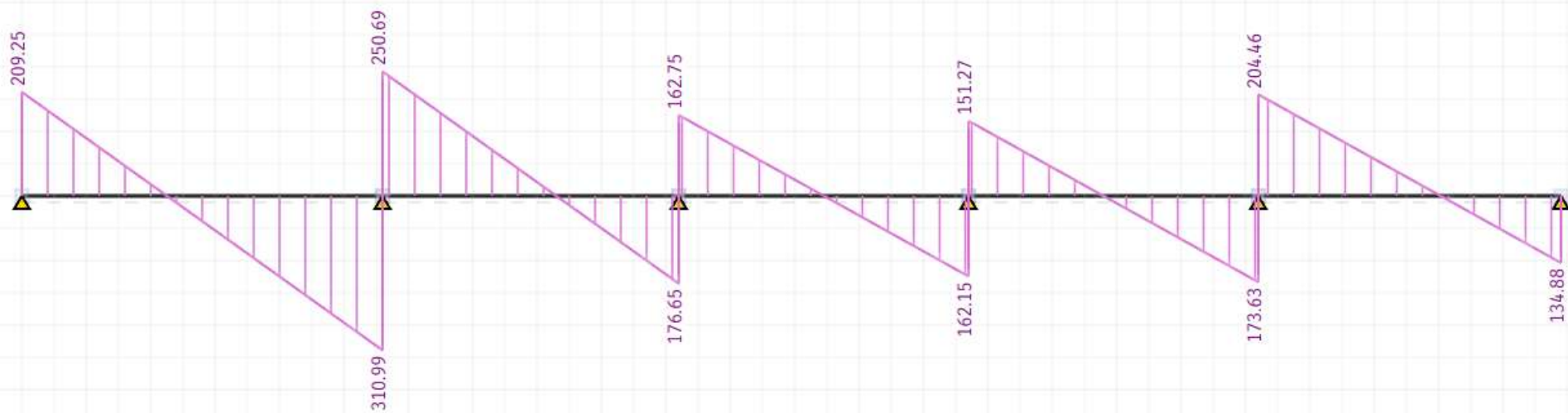
RS1 Y-retning, kombinasjon 3



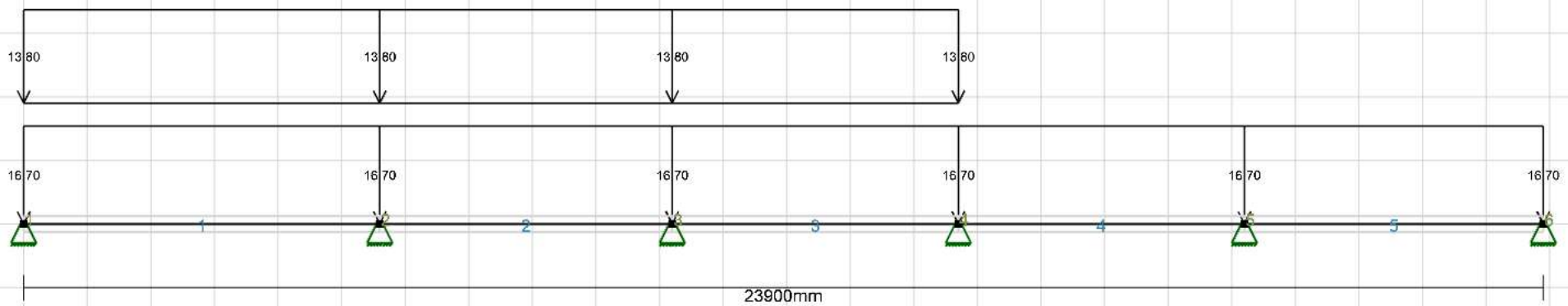
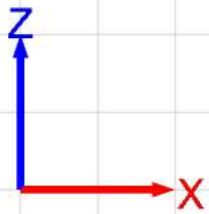
M RS1 Y3 [kNm] (Focus)



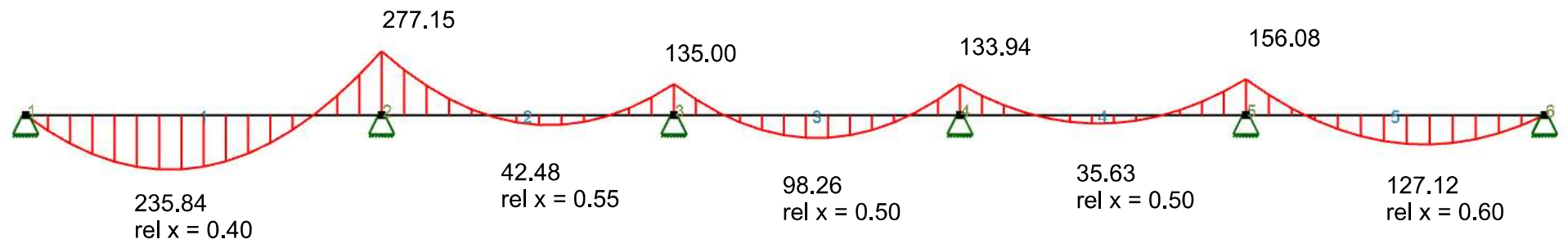




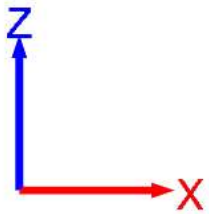
V RS1 Y3 [kN] (STRIAN)

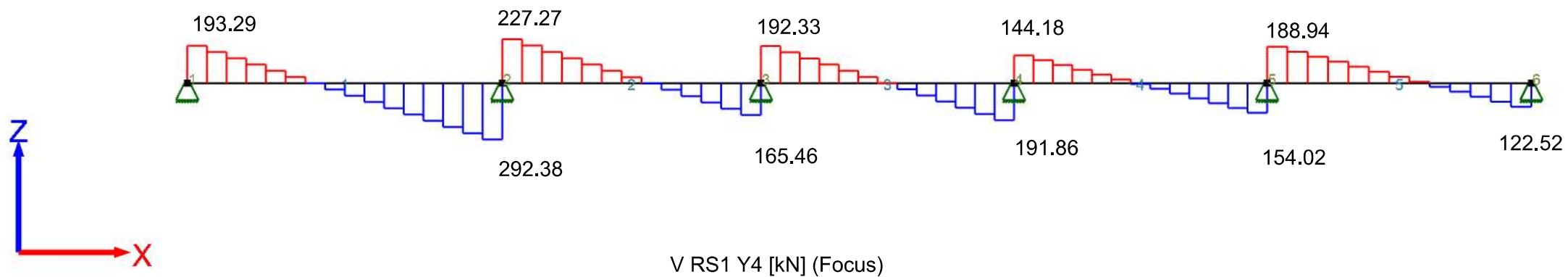


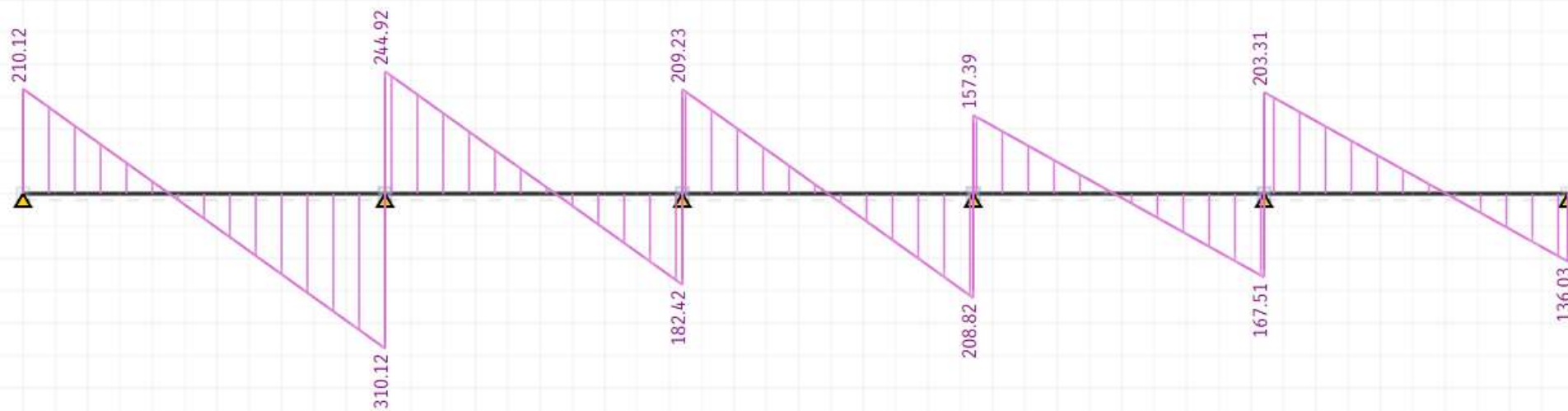
RS1 Y-retning, kombinasjon 4



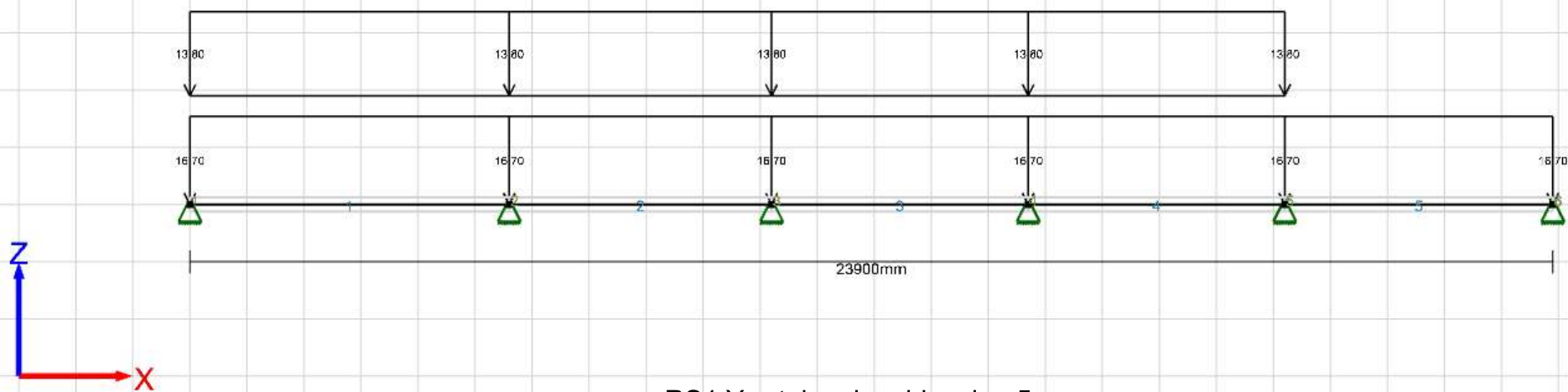
M RS1 Y4 [kNm] (Focus)



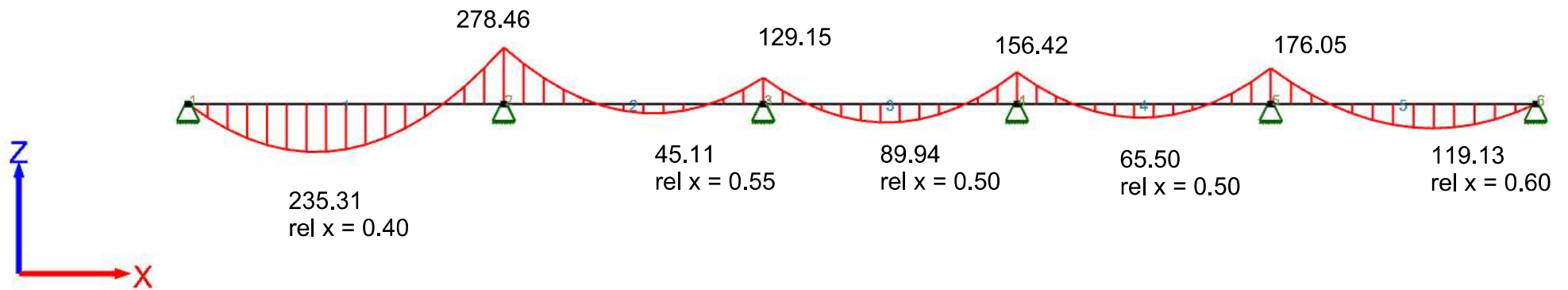




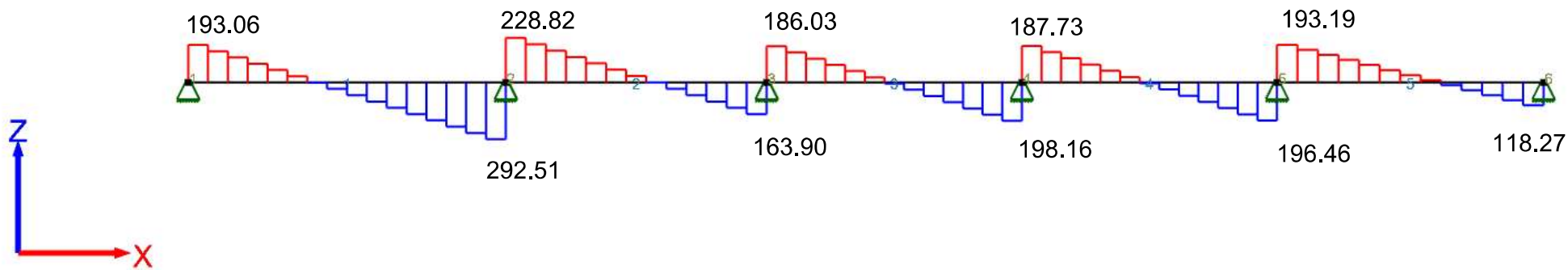
V RS1 Y4 [kN] (STRIAN)



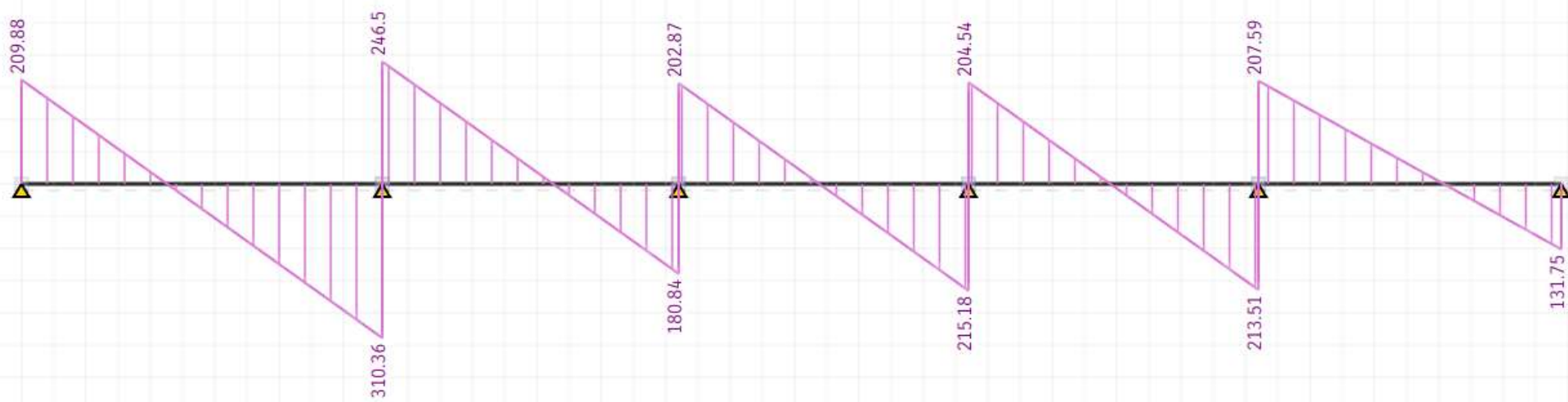
RS1 Y-retning, kombinasjon 5



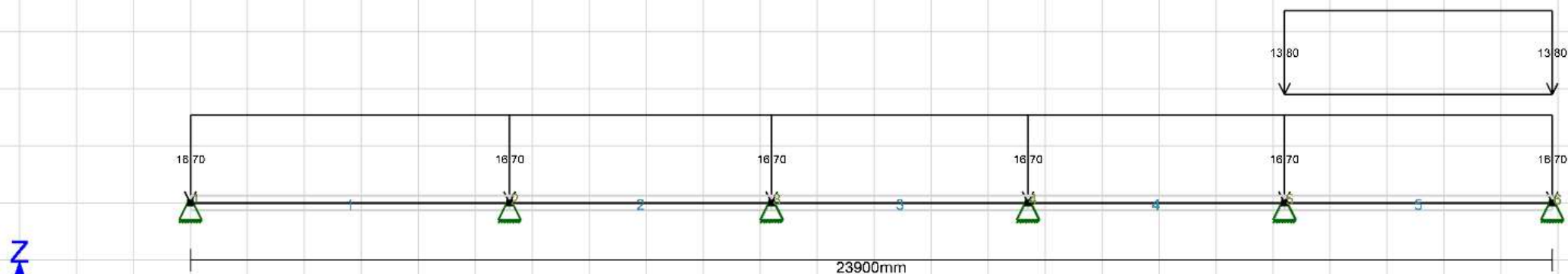
M RS1 Y5 [kNm] (Focus)



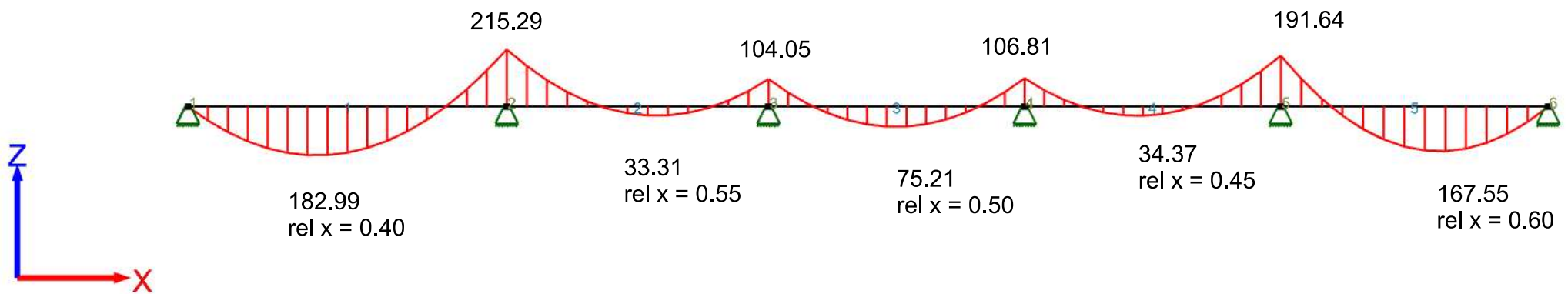
V RS1 Y5 [kN] (Focus)



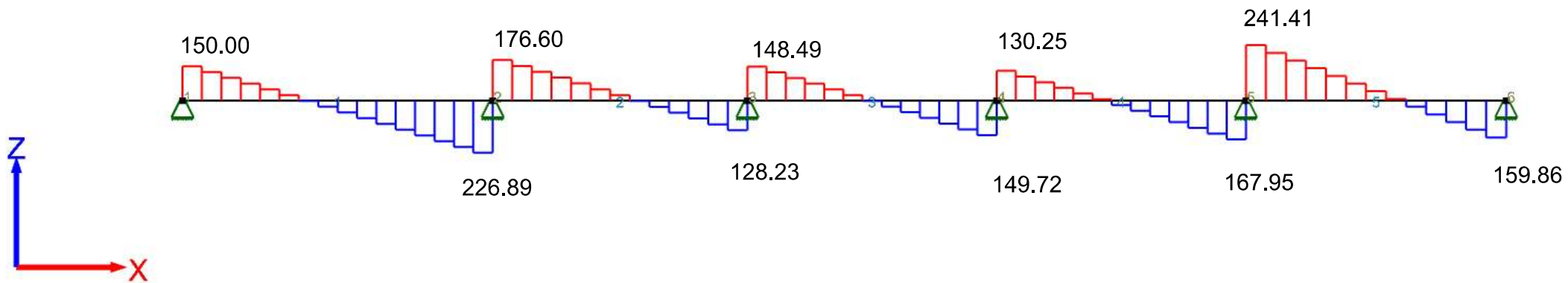
V RS1 Y5 [kN] (STRIAN)



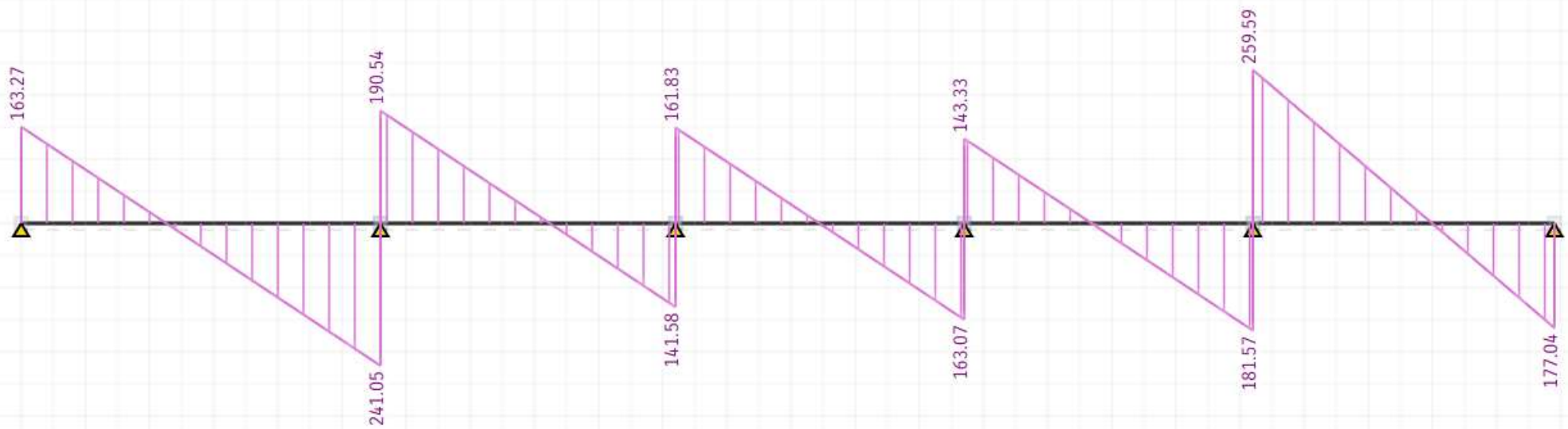
RS1 Y-retning, kombinasjon 6



M RS1 Y6 [kNm] (Focus)



V RS1 Y6 [kN] (Focus)



V RS1 Y6 [kN] (STRIAN)

Vedlegg 4 (Forts.:)

Flattdekke, **RS2**. Lastpåføring i Focus og STRIAN/ manuell kontroll

X-retning

$$b_{max} = 6.6 \text{ m}$$

Største bredde blant alle ekvivalente rammer i i x-retning,
bruker kun denne for å spare tid

* Ingen laster fra yttervegger opptrer i x-retning

* Laster som påføres i **Focus konstruksjon**

*I Focus, lages en kombinasjon hvor programmet tar med lastfaktorer,
dermed vil alle egenlaster uten selve dekkets egenlast og nytte laster påføres
uten lastfaktorer*

$$g_k = 0.0063 + 1.3 + 0.5 + 0.5 = 2.3 \frac{kN}{m^2}$$

Uten platens egenvekt !

$$p_{k.dekke} = 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

--> **I focus skrives inn:**

$$g_k = \left(2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 \text{ m} \right) = 15.2 \frac{kN}{m}$$

$$p_k = \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 \text{ m} \right) = 13.2 \frac{kN}{m}$$


--> **I STRIAN skrives inn:**


$$g_{ED} = \left(((2.3 + 6.3) \cdot 6.6) \frac{kN}{m} \right) \cdot 1.2 = 68.112 \frac{kN}{m}$$

$$p_{ED} = \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 \text{ m} \right) \cdot 1.5 = 19.8 \frac{kN}{m}$$

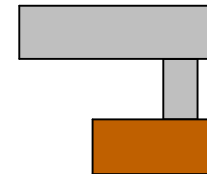
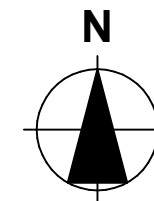


Dimensjonerende stripe i x-retning
pga. størst bredde

 S.S.= Søyte stripe

 F.S.= Felt stripe

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen	
-----------------------	--

- **ARK :** Skibnes Arkitekter
Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekt@skibnes.no
- **RIB :** K.K, A.R, & M.A
NTNU, Institutt for
konstruksjonsteknikk
- **Veileder** Jan Arve Øverli
NTNU, Institutt for
konstruksjonsteknikk

Fase	
------	--

Detaljprisjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt	
----------	--

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:
Gruppe9

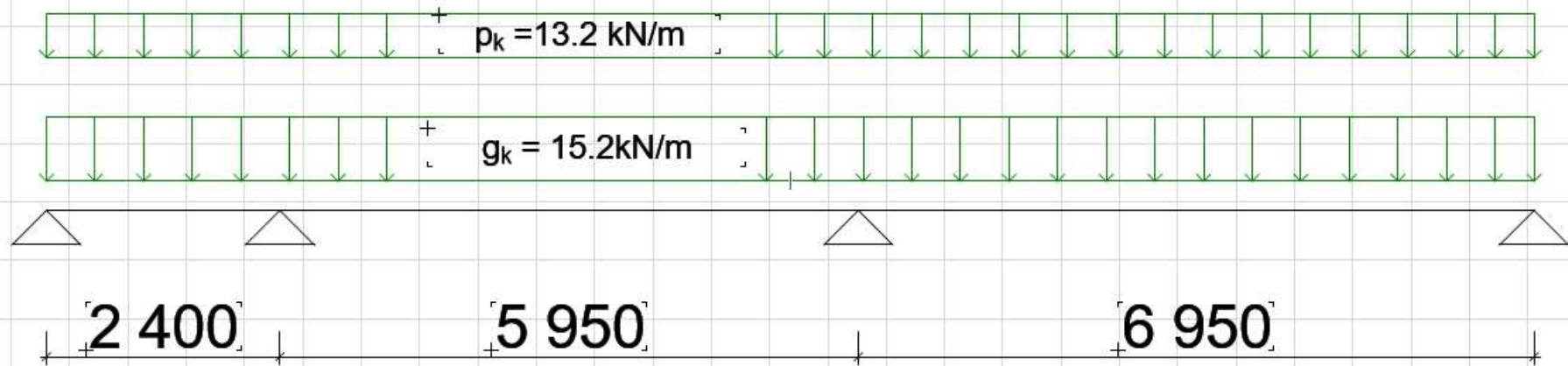
Dato
25.03.2023

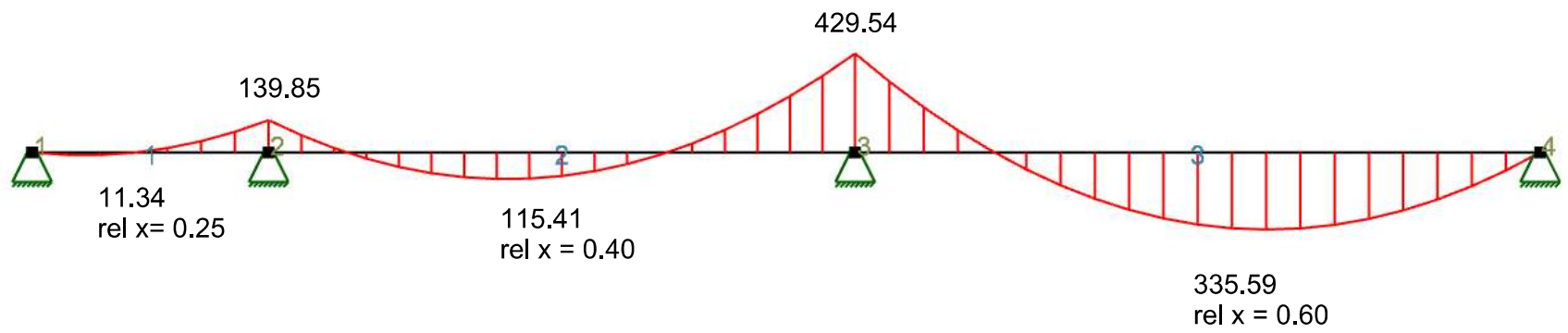
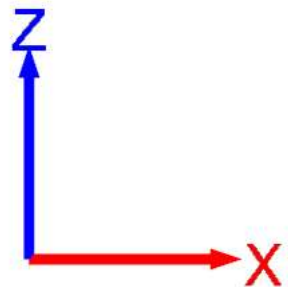
Type tegning: **Stripeinndeling RS2 X-retning**

Målestokk
1:50

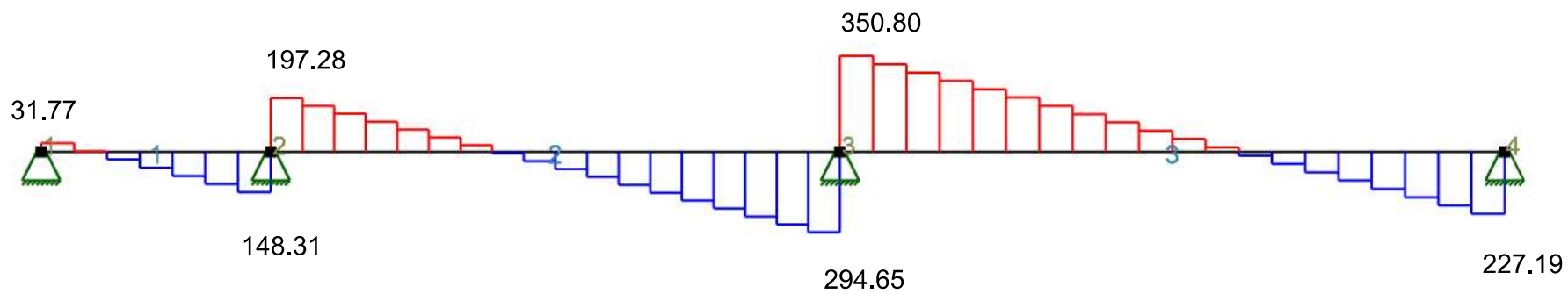
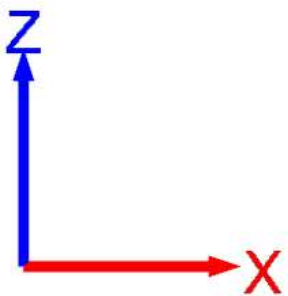
Dimensjonerende dekkestripe i RS2 i X-retning. $b_{\max} = 6.6 \text{ m}$

Kombinasjon 1

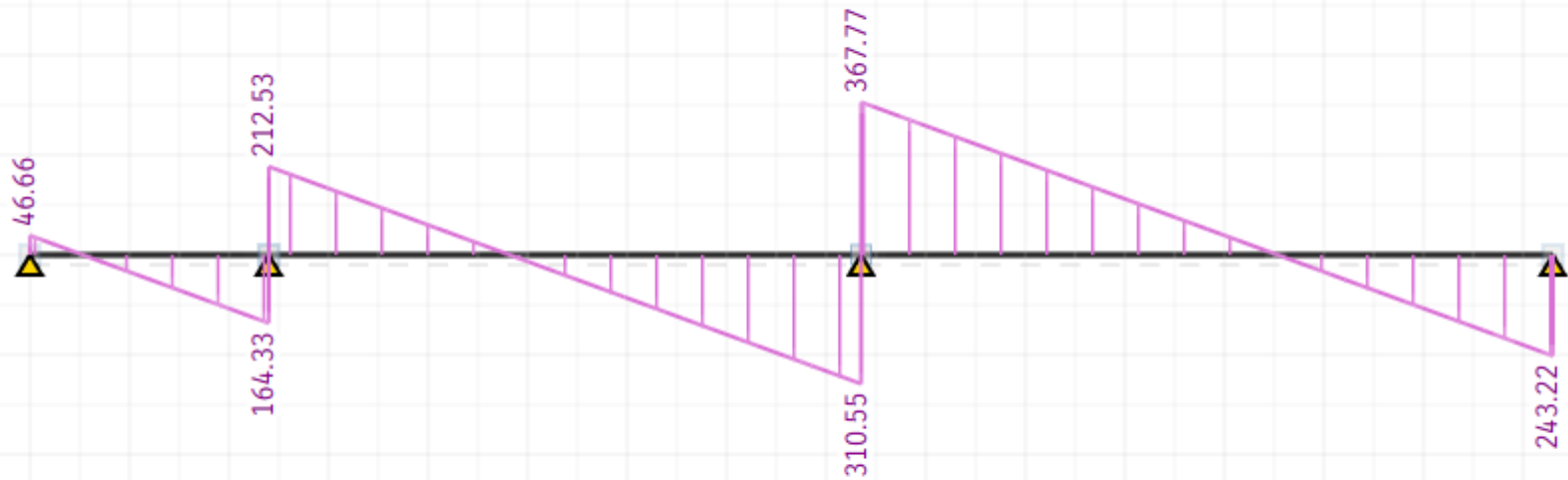




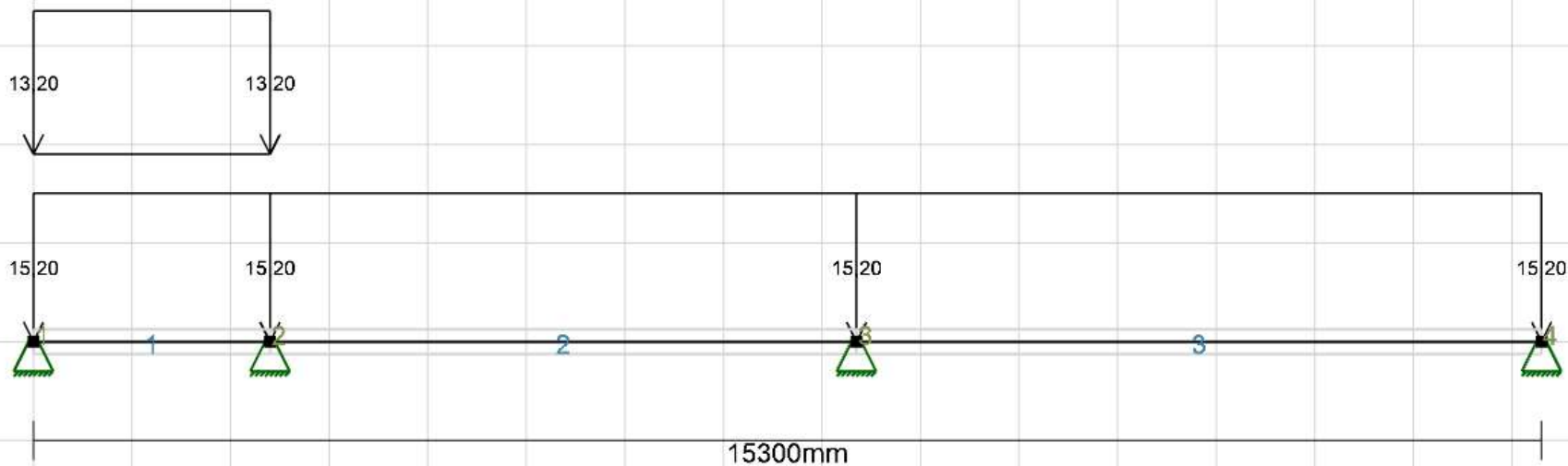
M RS2 X1 [kNm] (Focus)



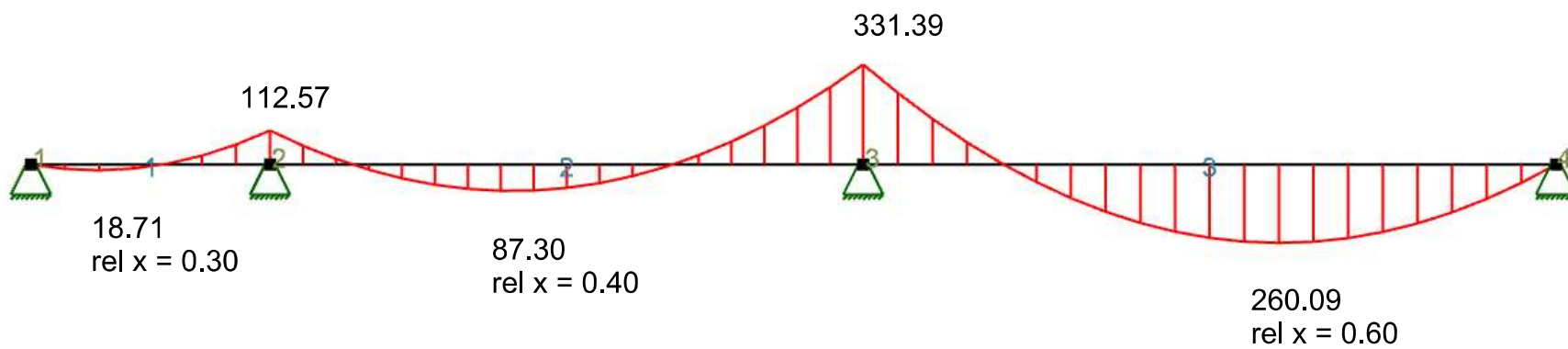
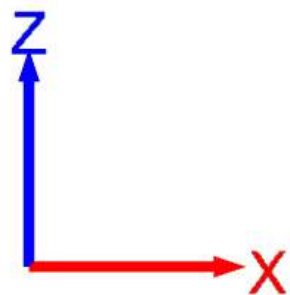
V RS2 X1 [kN] (Focus)



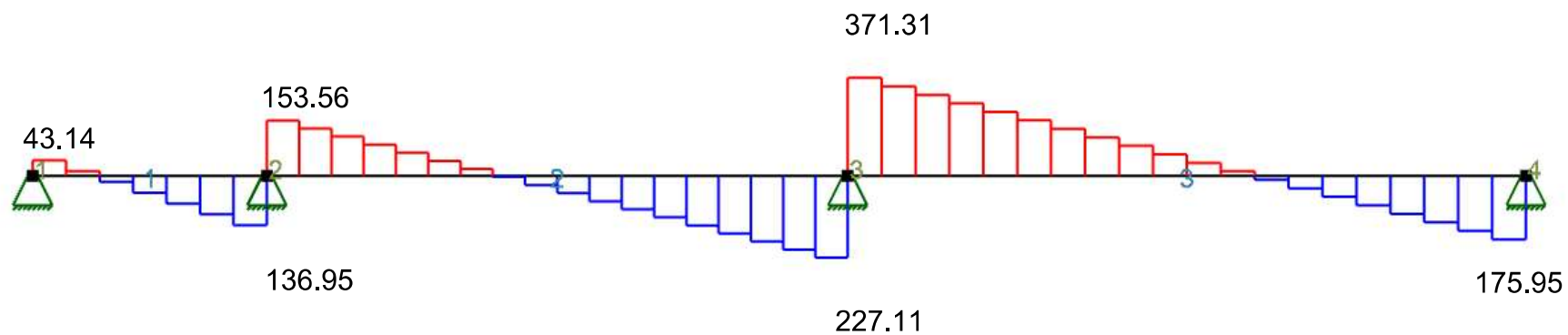
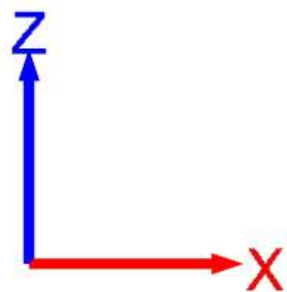
V RS2 X1 [kN] (STRIAN)



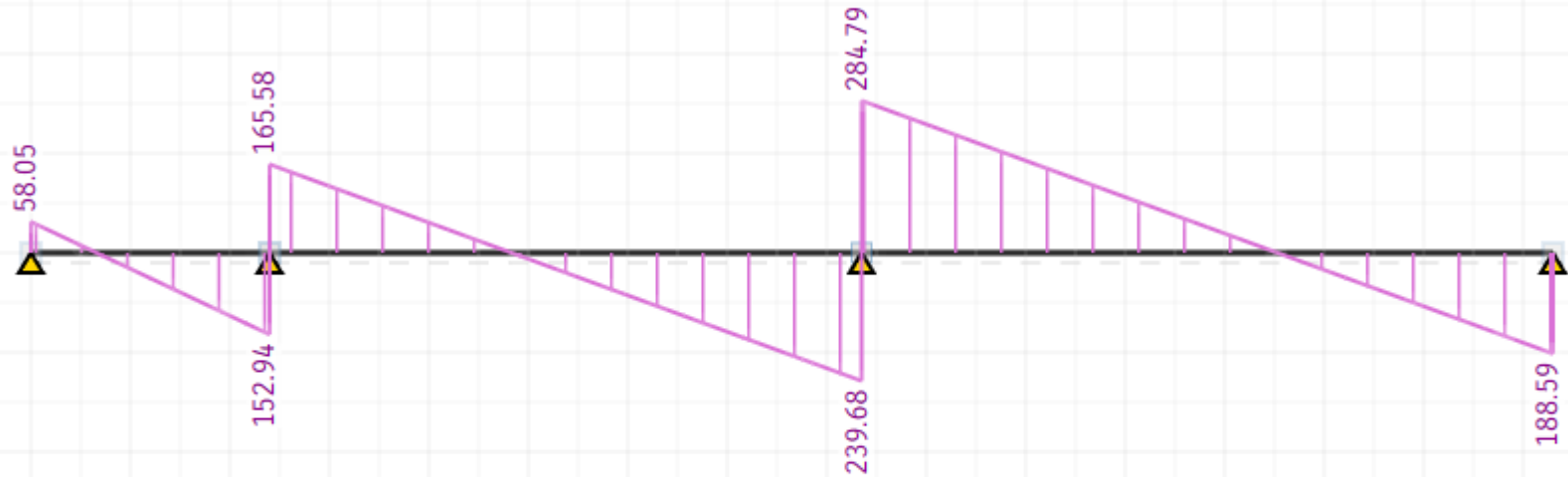
RS2 x-retning, kombinasjon 2



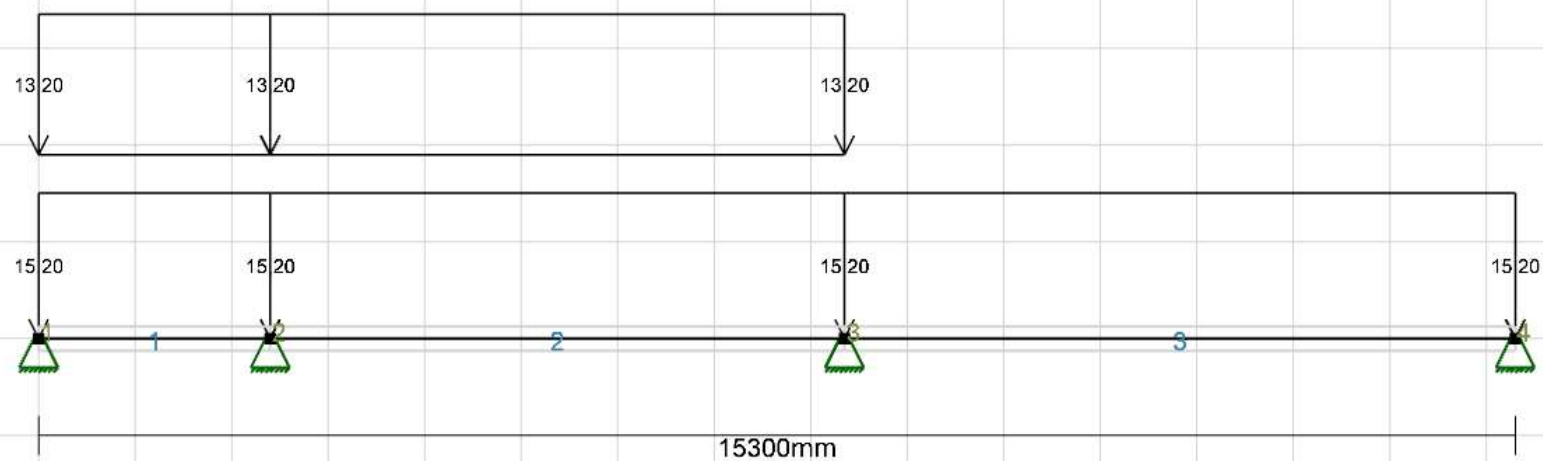
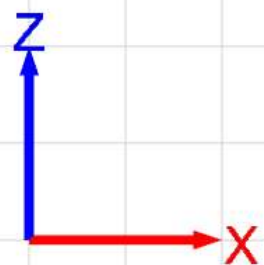
M RS2 X2 [kNm] (Focus)



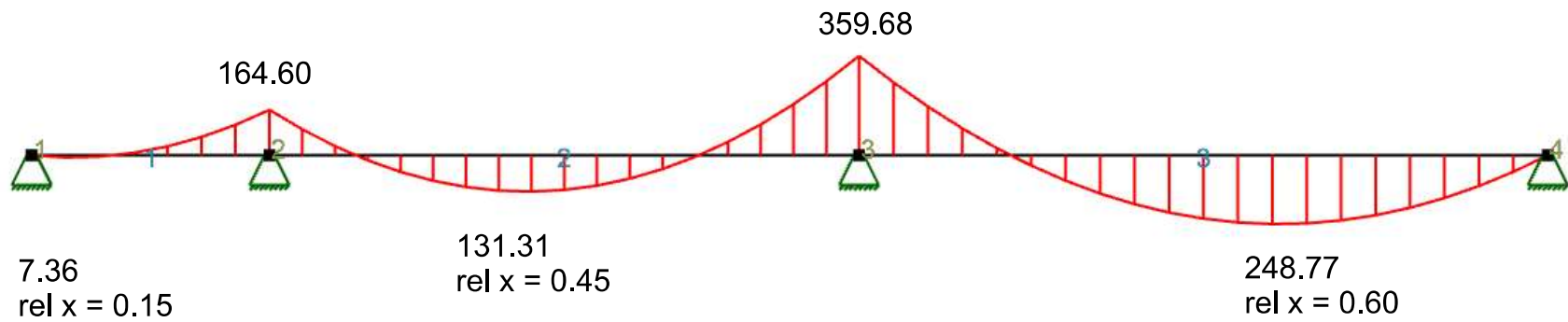
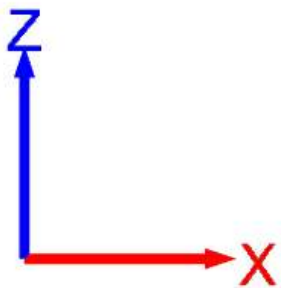
V RS2 X2 [kN] (Focus)



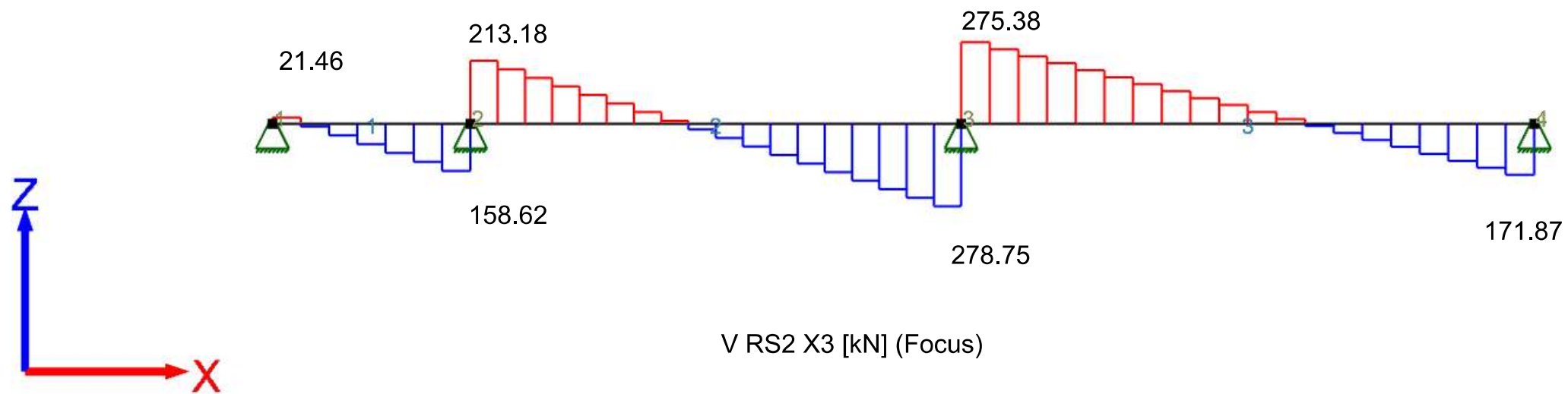
V RS2 X3 [kN] (STRIAN)

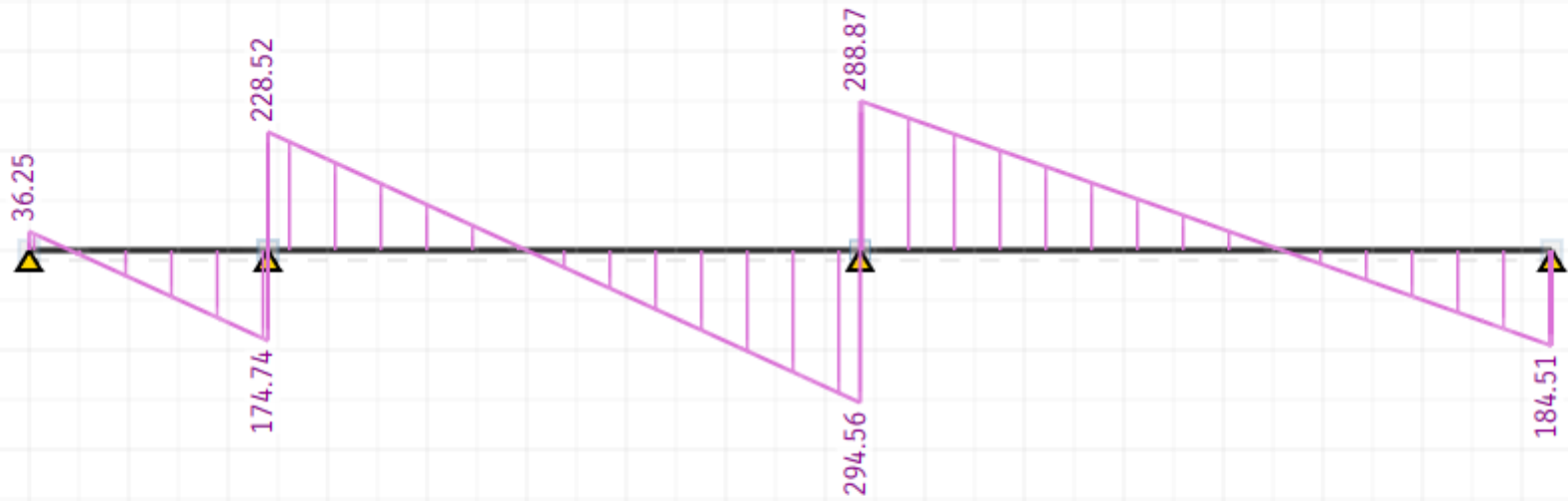


RS2 x-retning, kombinasjon 3

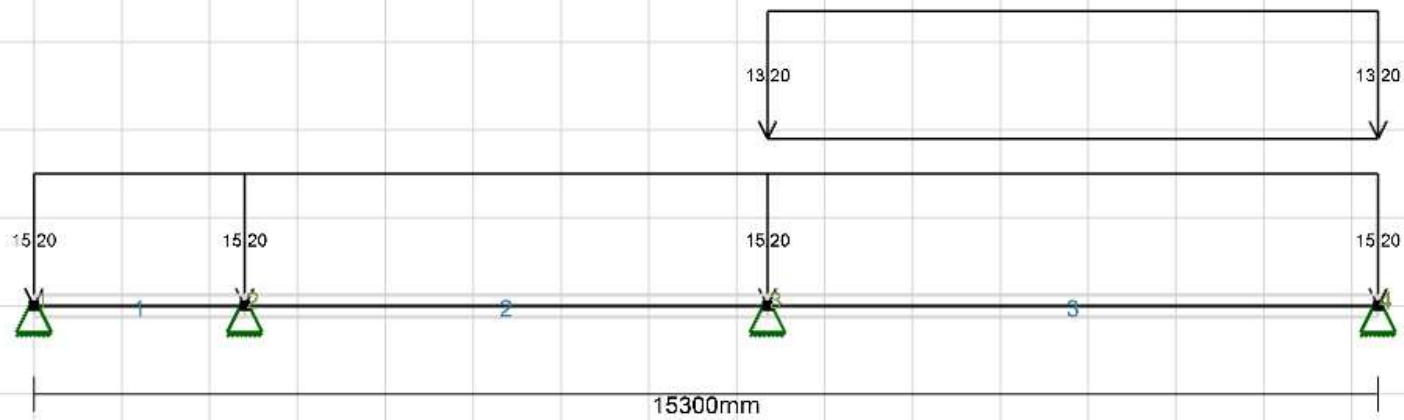
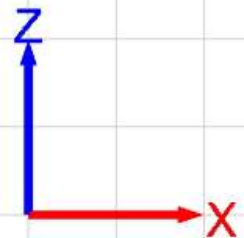


M RS2 X3 [kNm] (Focus)

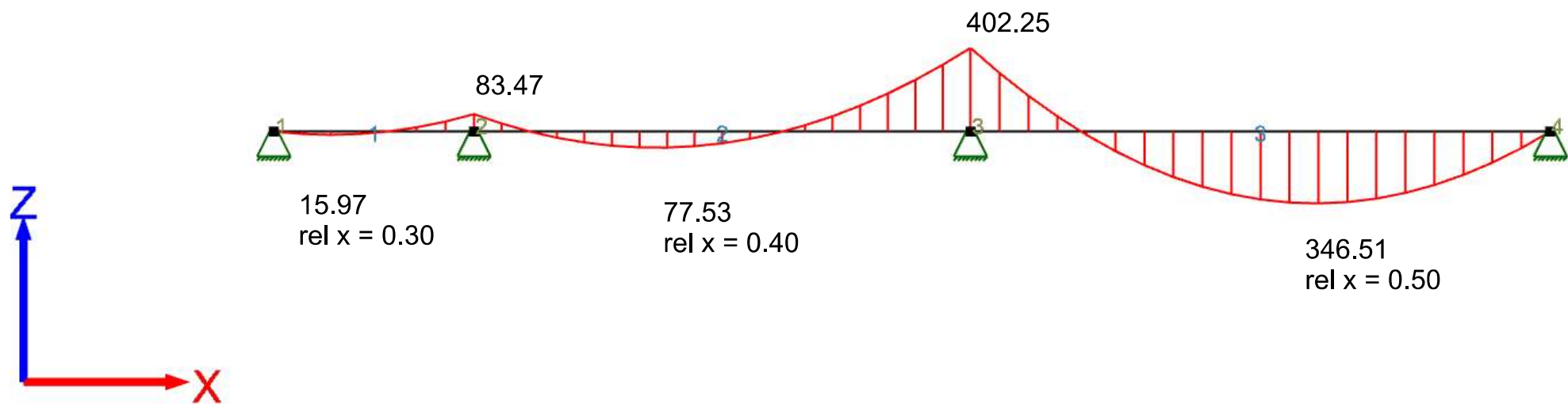




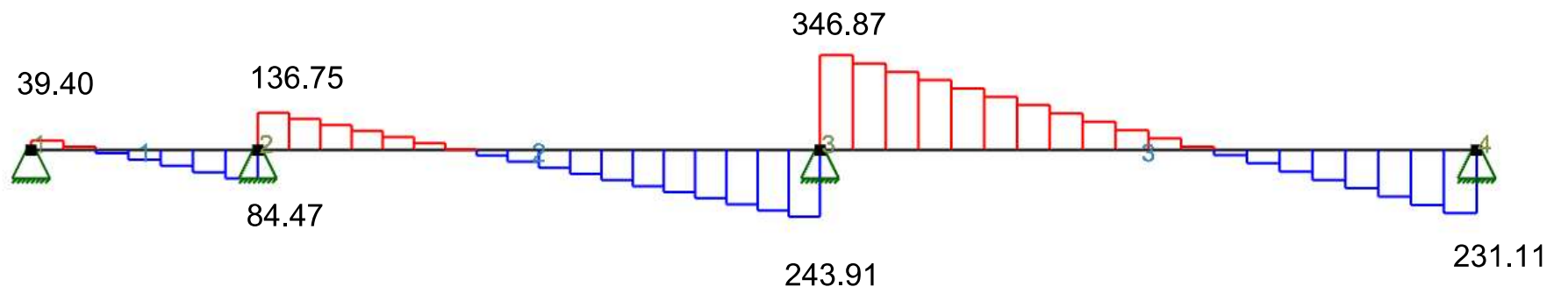
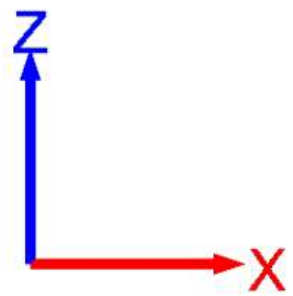
V RS2 X3 [kN] (STRIAN)



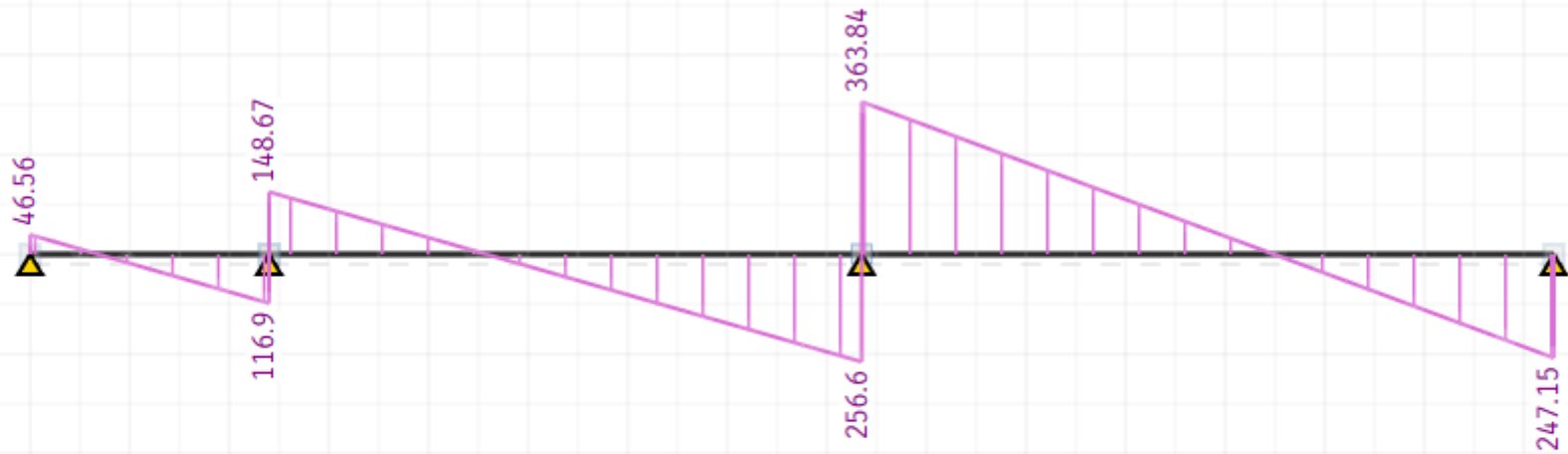
RS2 x-retning, kombinasjon 4



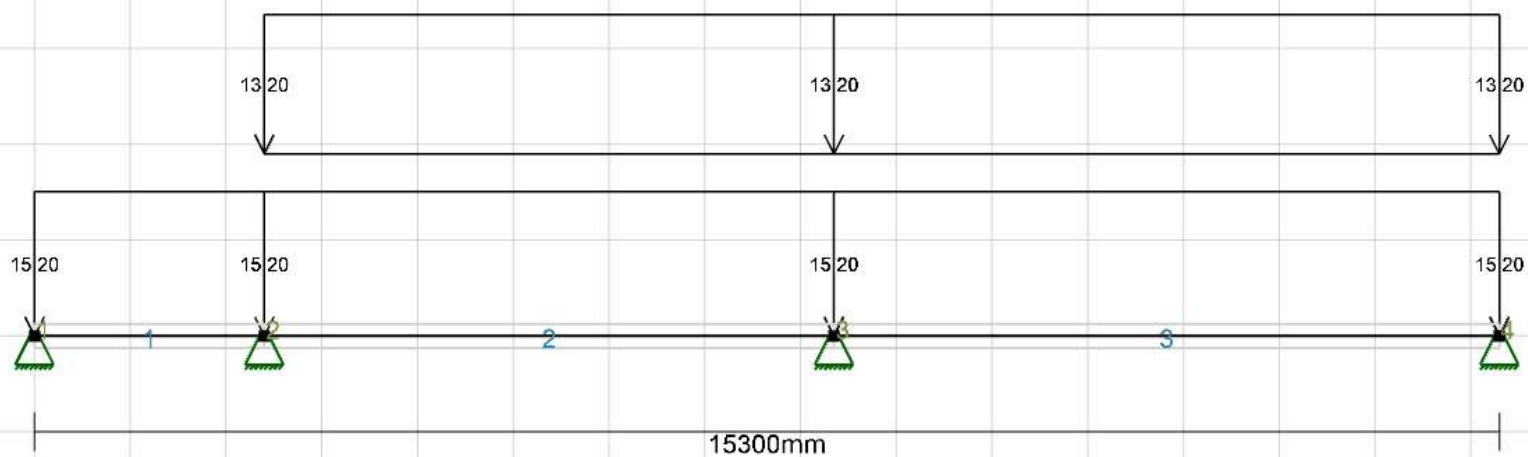
M RS2 X4 [kNm] (Focus)



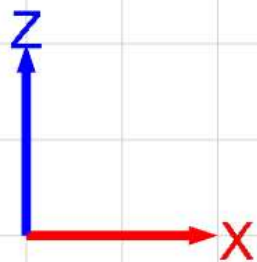
V RS2 X4 [kN] (Focus)

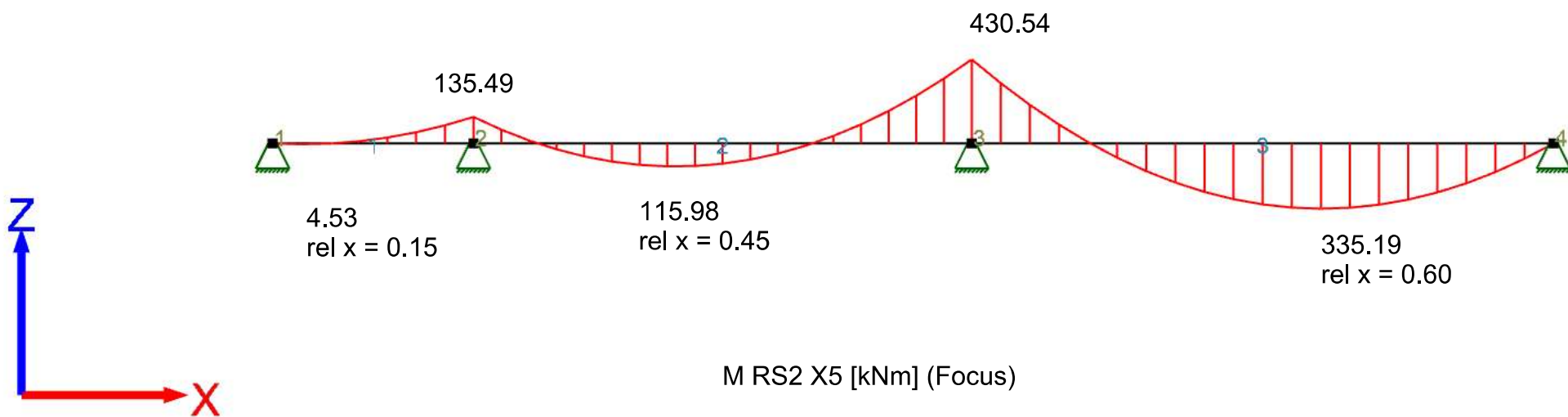


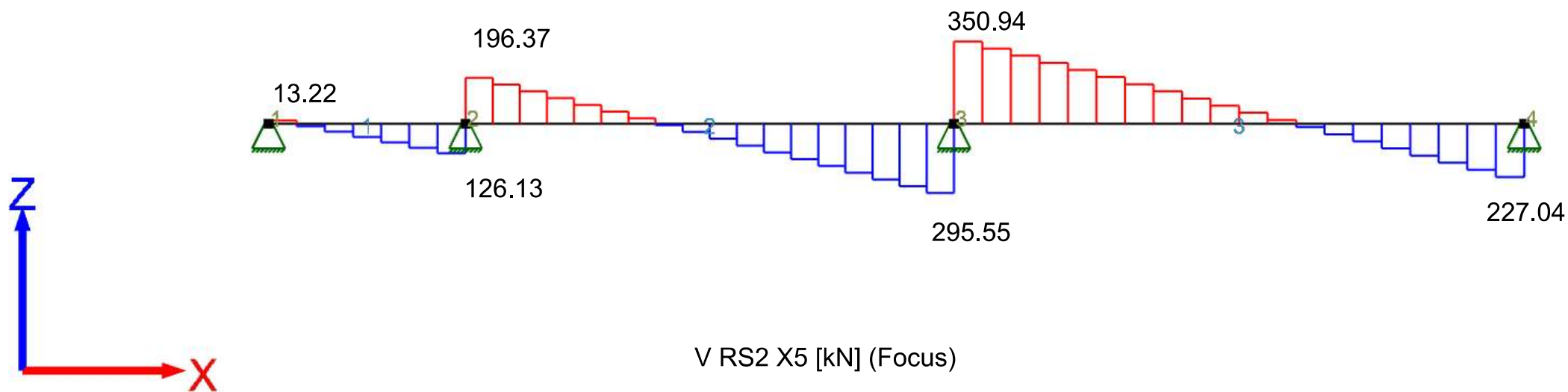
V RS2 X4 [kN] (STRAN)

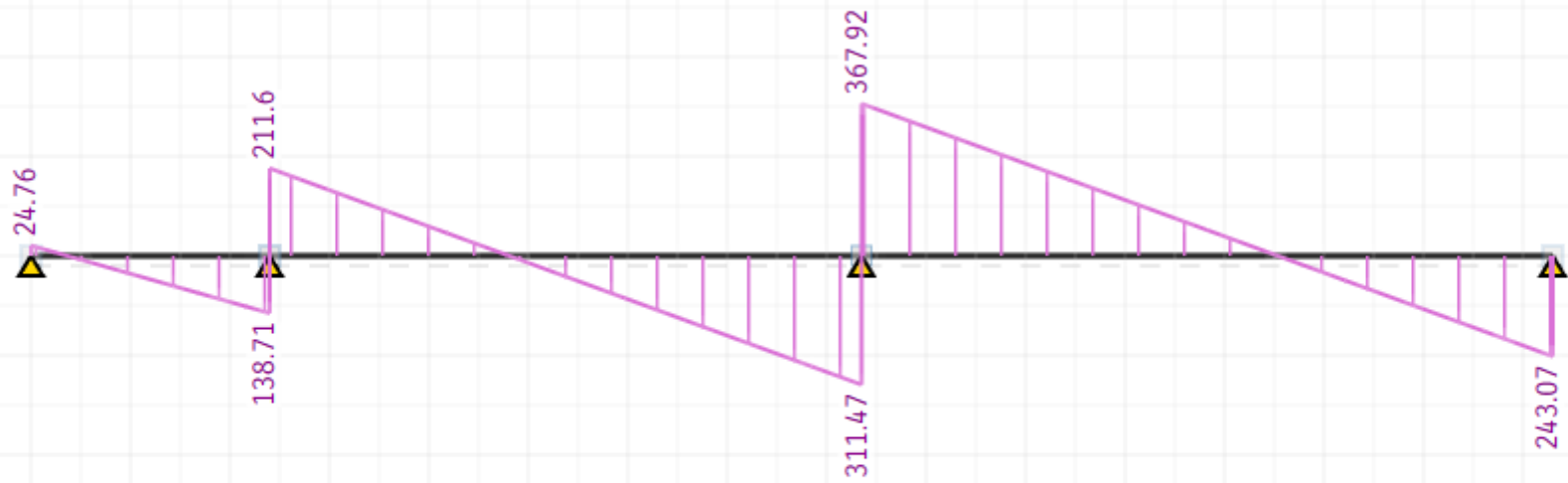


RS2 x-retning, kombinasjon 5

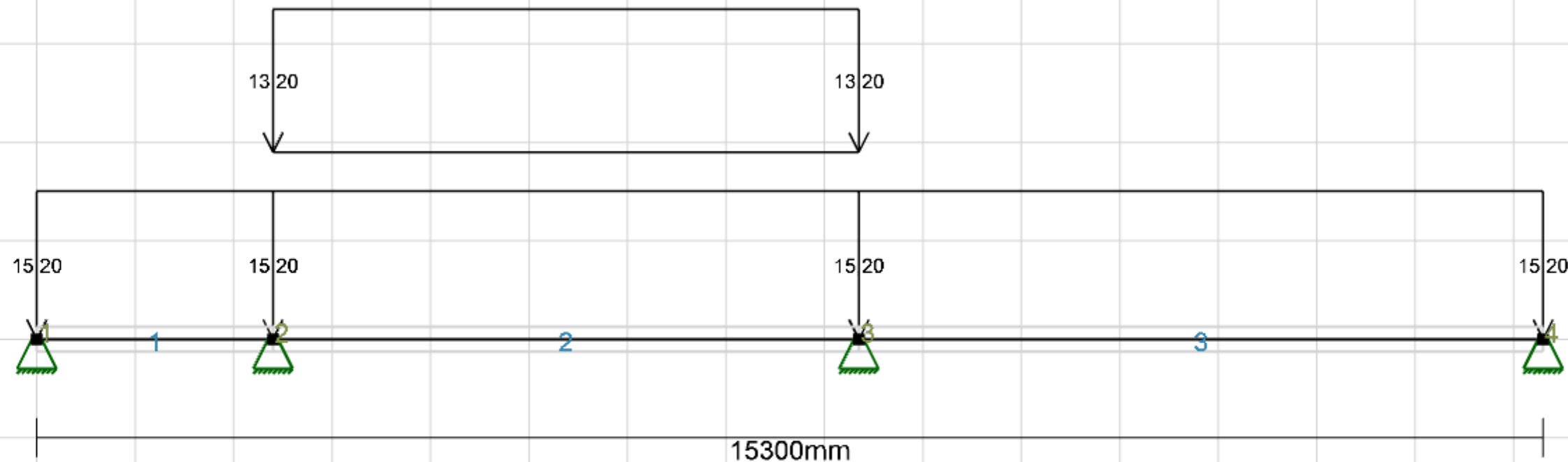




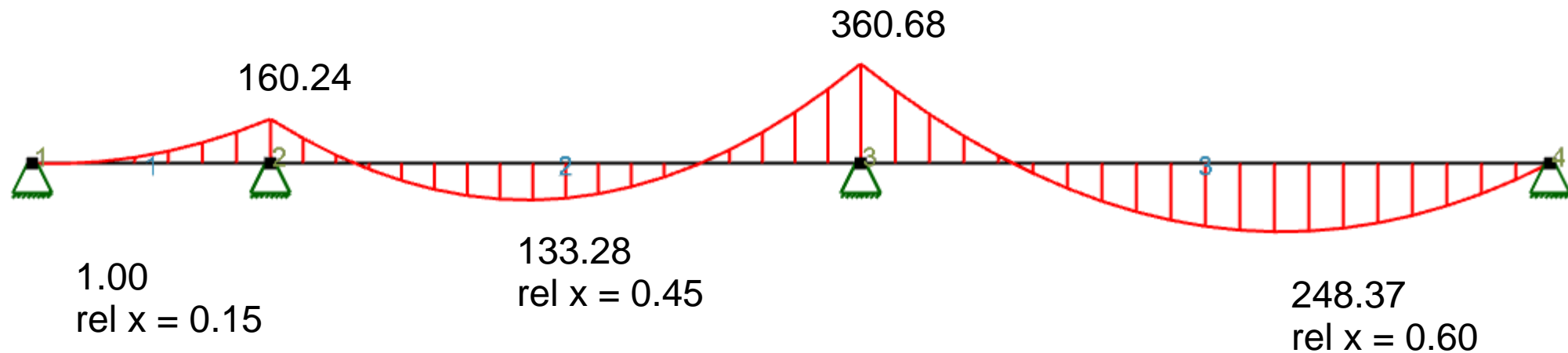
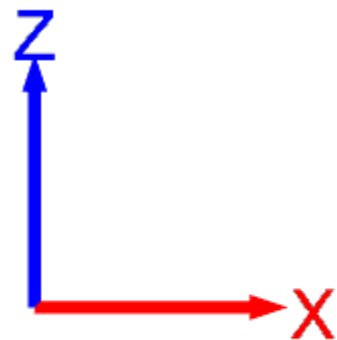




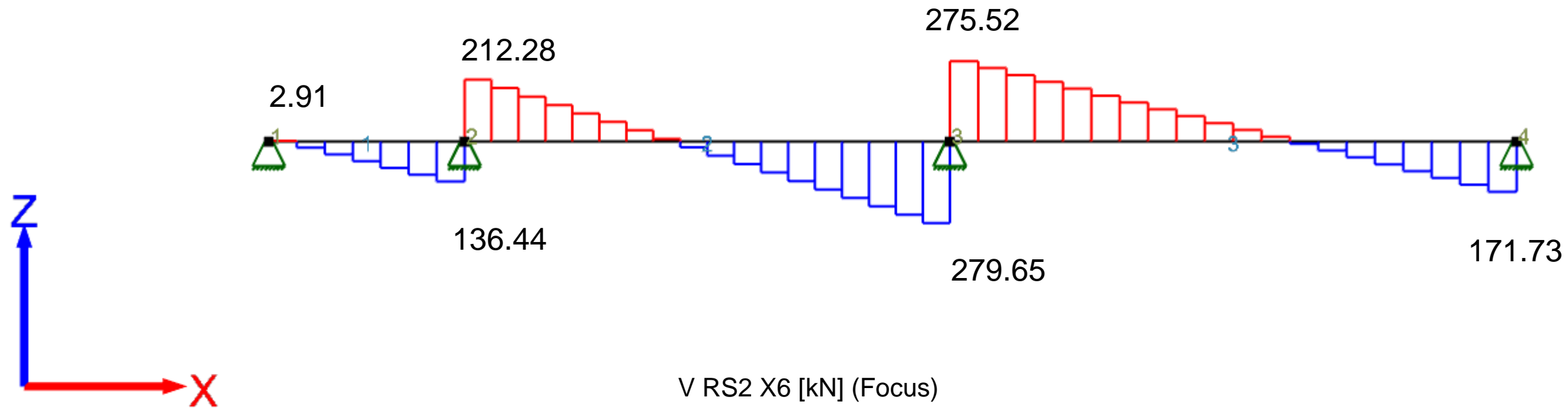
V RS2 X5 [kN] (STRIAN)

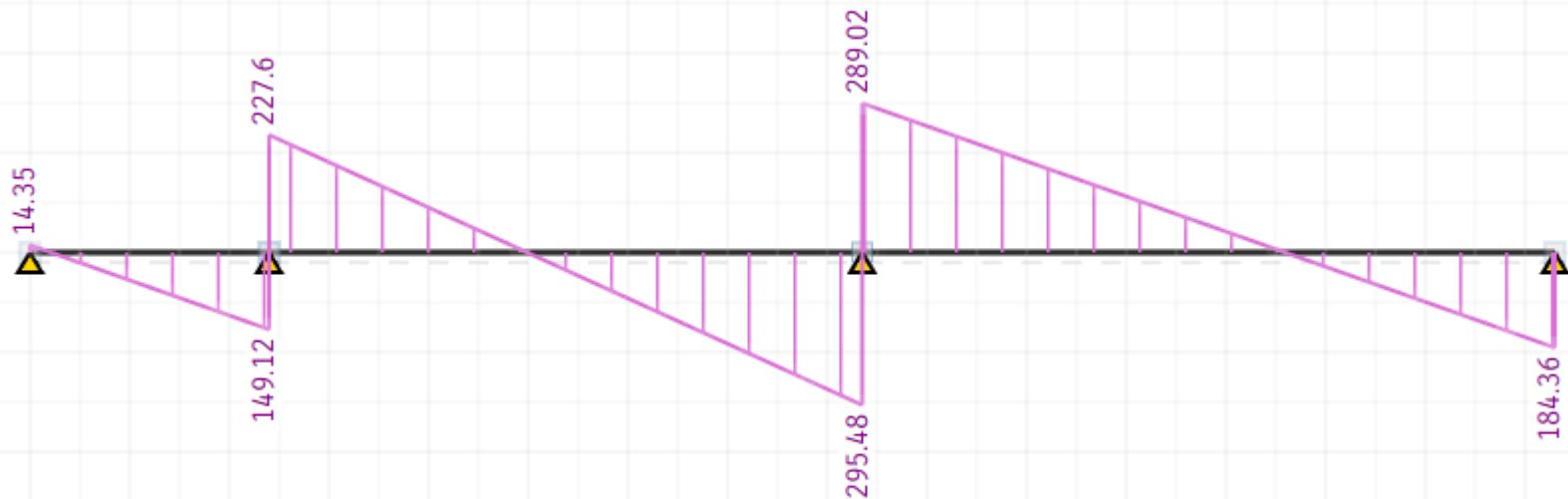


RS2 x-retning, kombinasjon 6



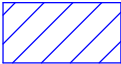
M RS2 X6 [kNm] (Focus)





V RS2 X6 [kN] (STRIAN)

Merknader:

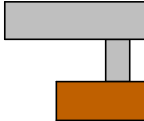
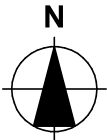


S.S = Søyle stripe



F.S = Felt stripe

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- ARK : Skibnes Arkitekter

Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekt@skibnes.no
- RIB : K.K, A.R, & M.A

NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Veileder Jan Arve Øverli

NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprisjektering

Tilbakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

25.03.2023

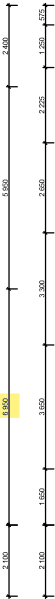
Type tegning:

Stripeinndeling RS2 Y-retning

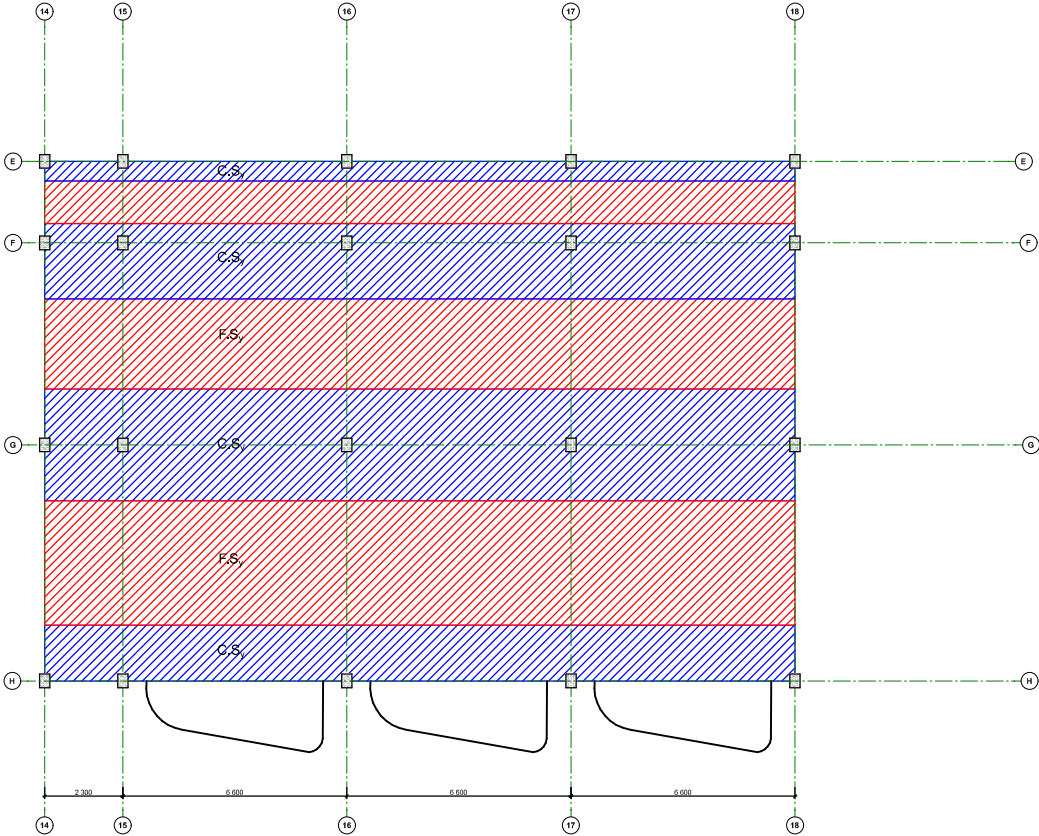
Målestokk

1:50

X
↑



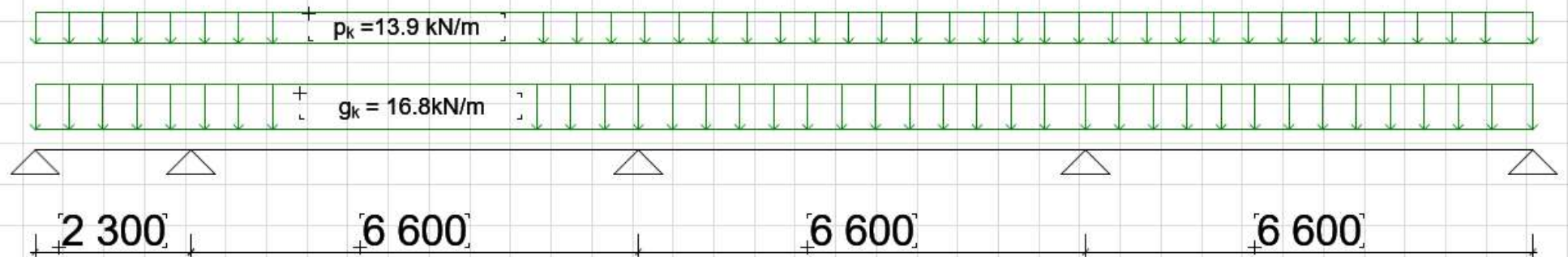
Dimensjonerende stripe i y-retning pga. størst bredde

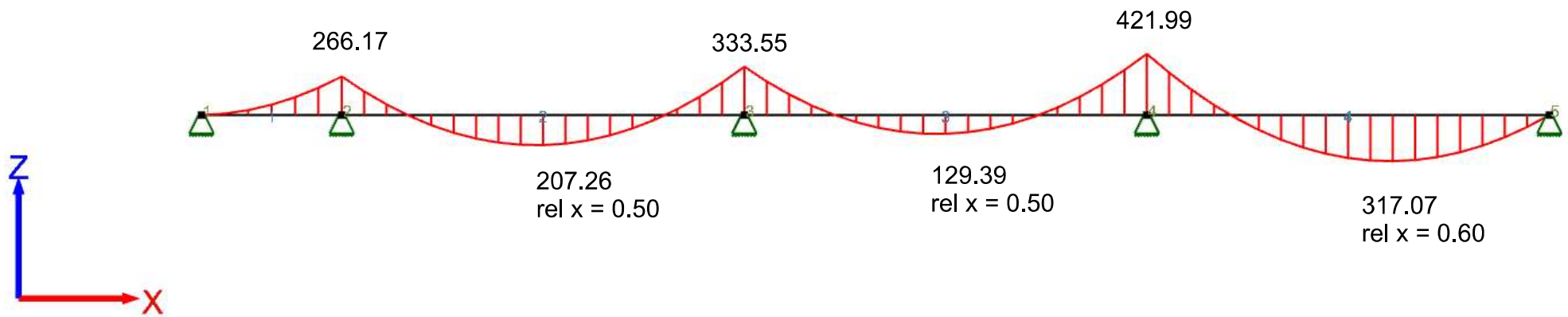


→ Y

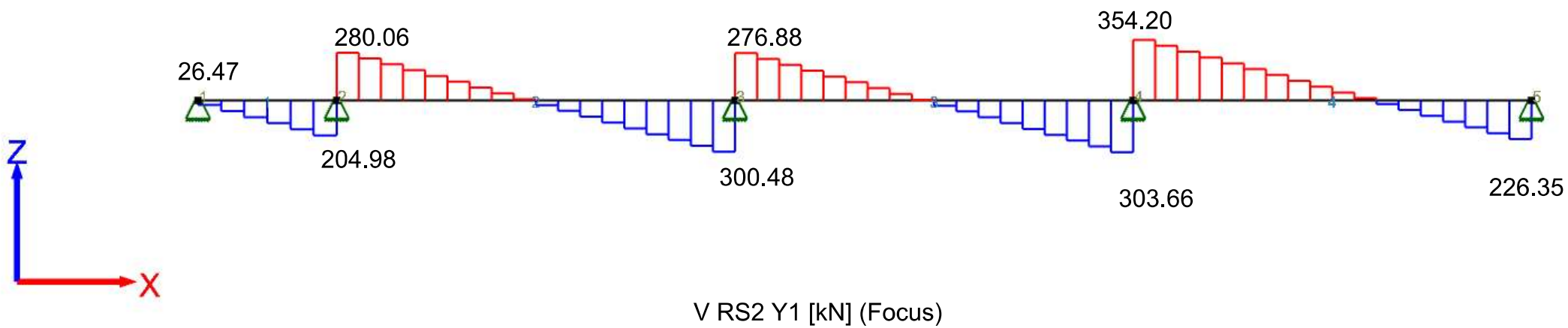
+ Dimensjonerende dekketripe i RS2 i Y-retning. $b_{\max} = 6.95 \text{ m}$]

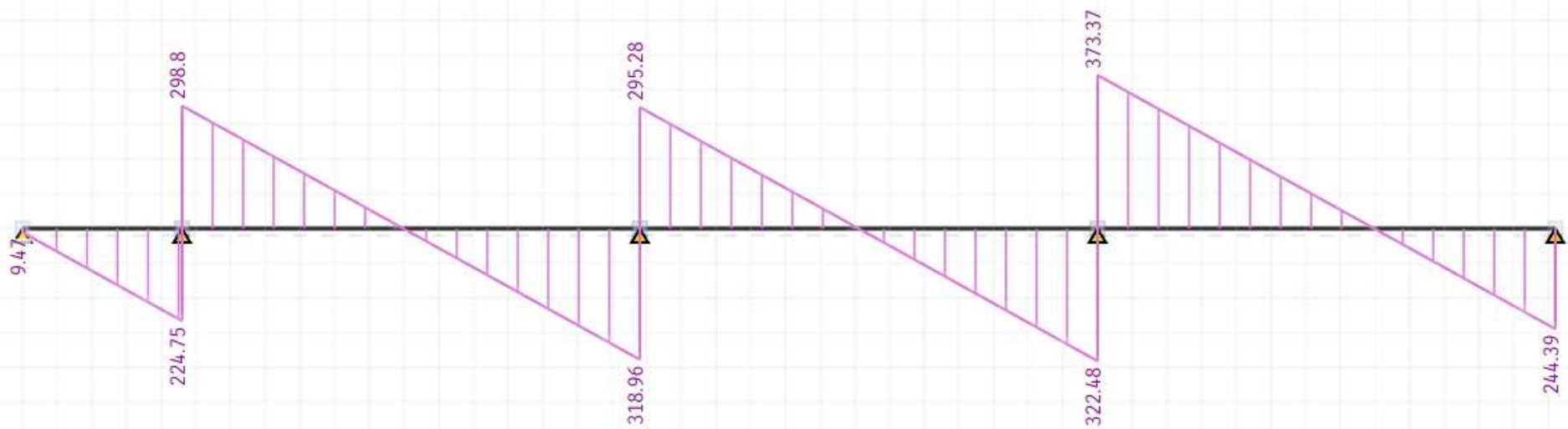
+ Kombinasjon 1]



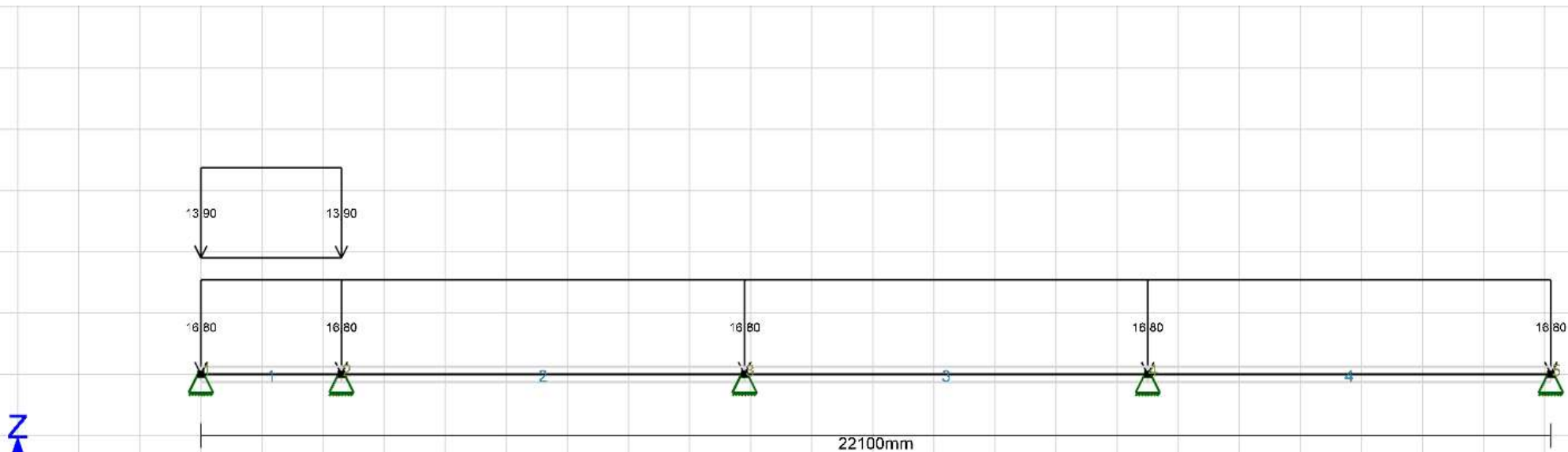


M RS2 Y1 [kNm] (Focus)

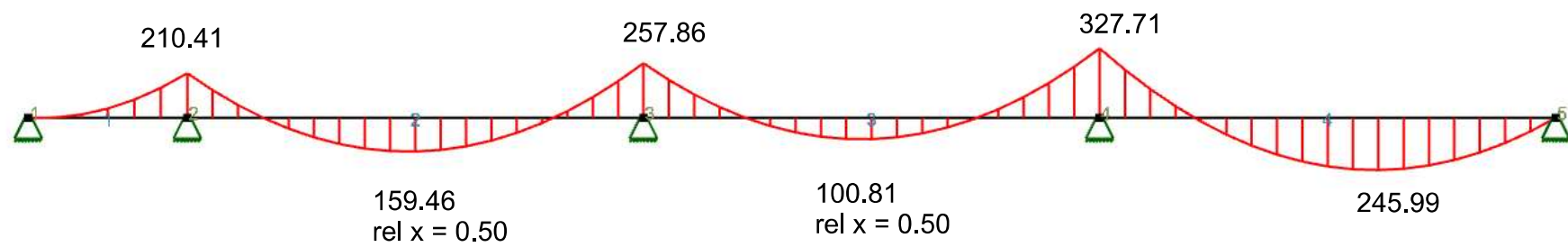




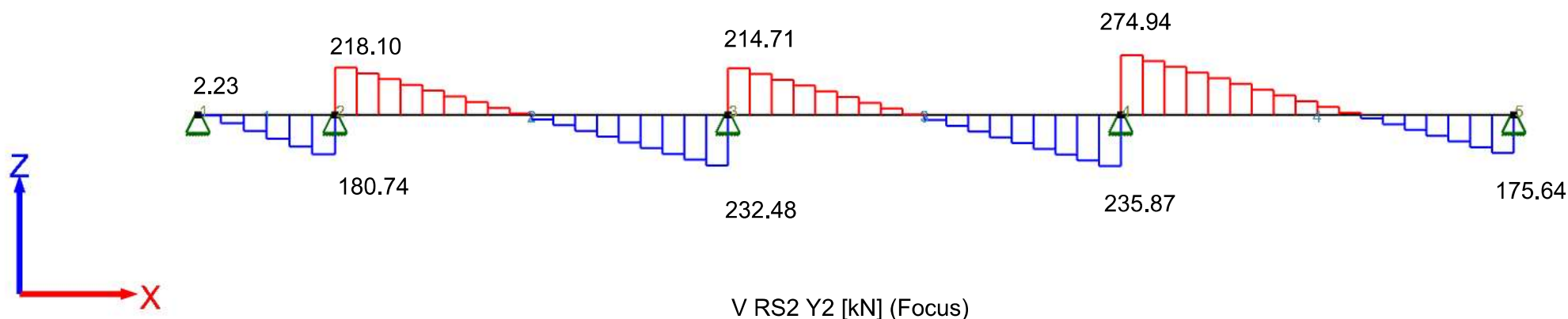
V RS2 Y1 [kN] (STRIAN)

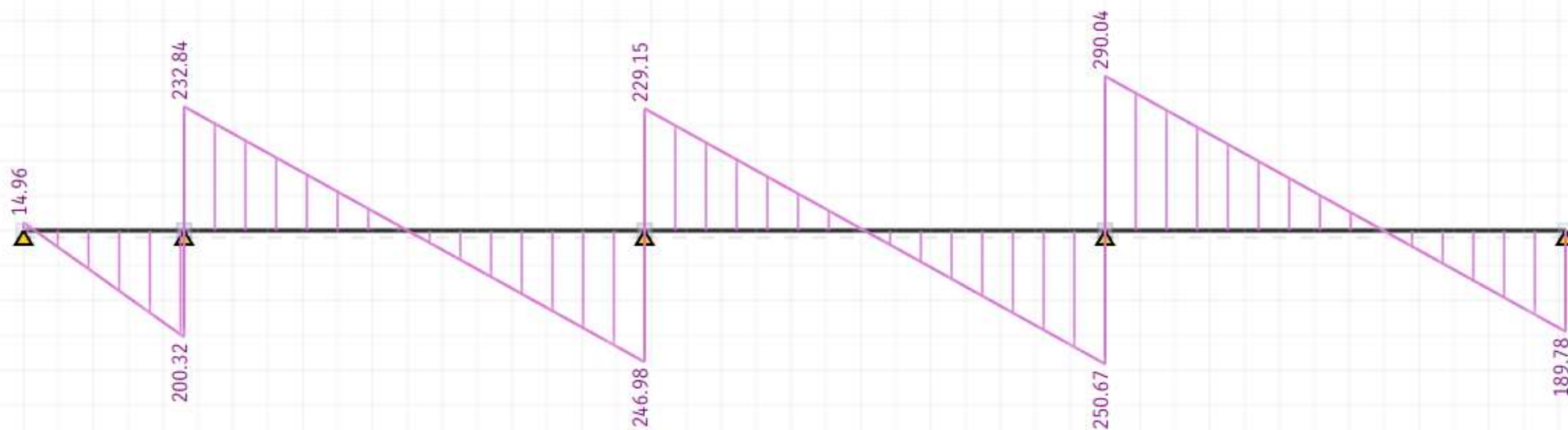


RS2 Y-retning, kombinasjon 2

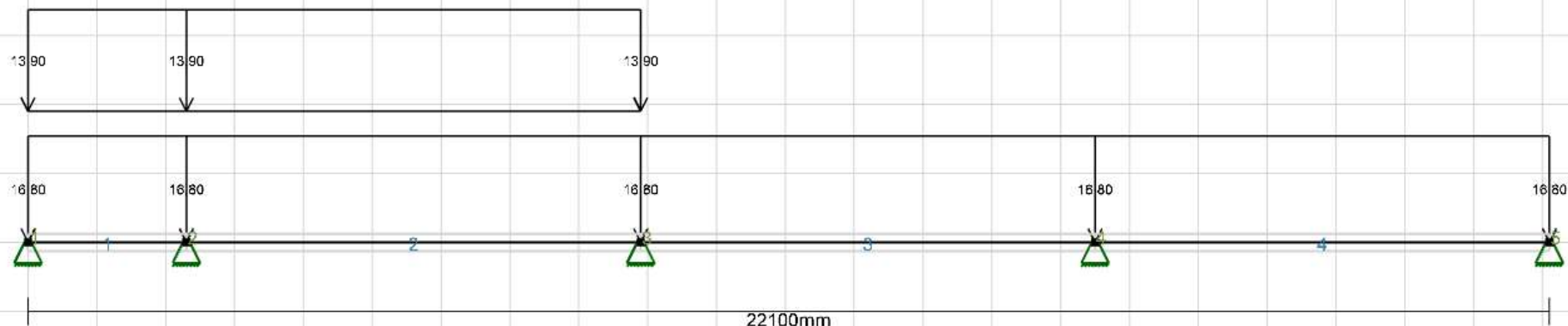
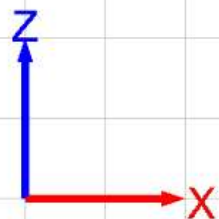


M RS2 Y2 [kNm] (Focus)

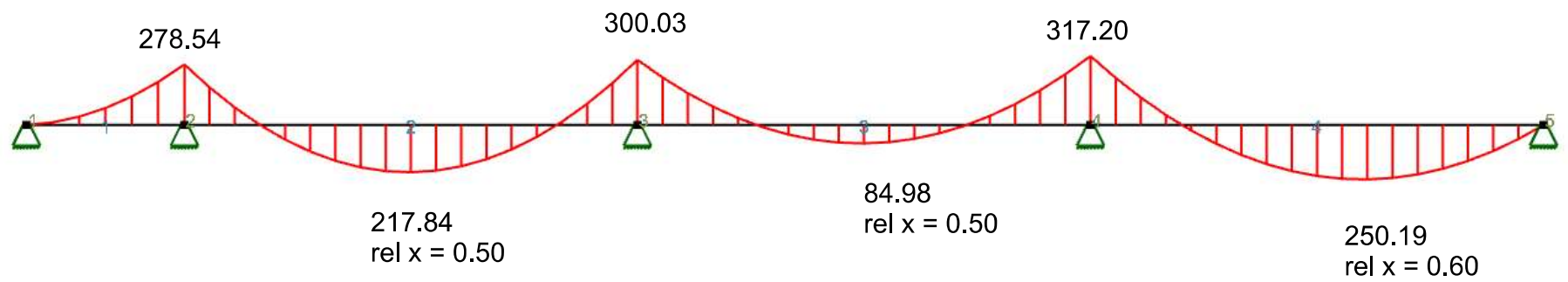
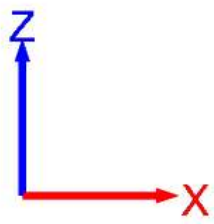




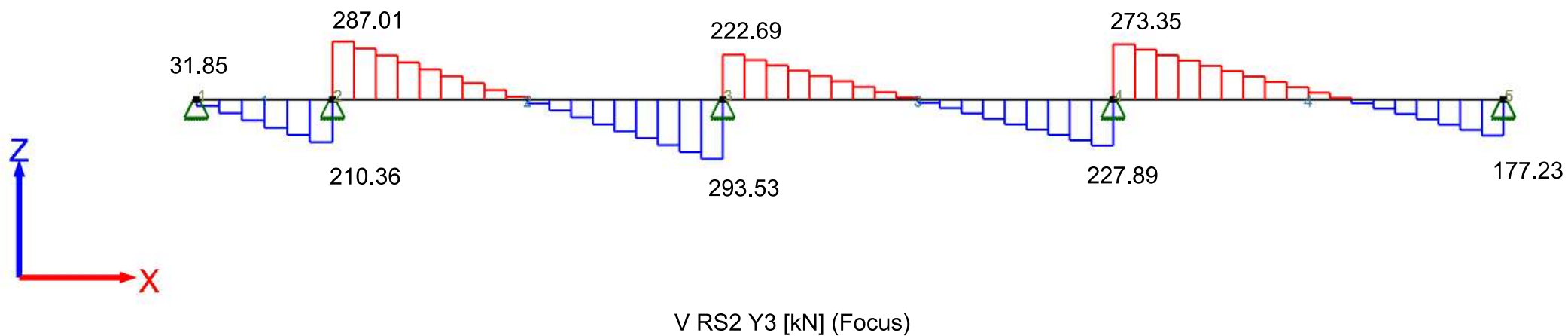
V RS2 Y2 [kN] (STRIAN)

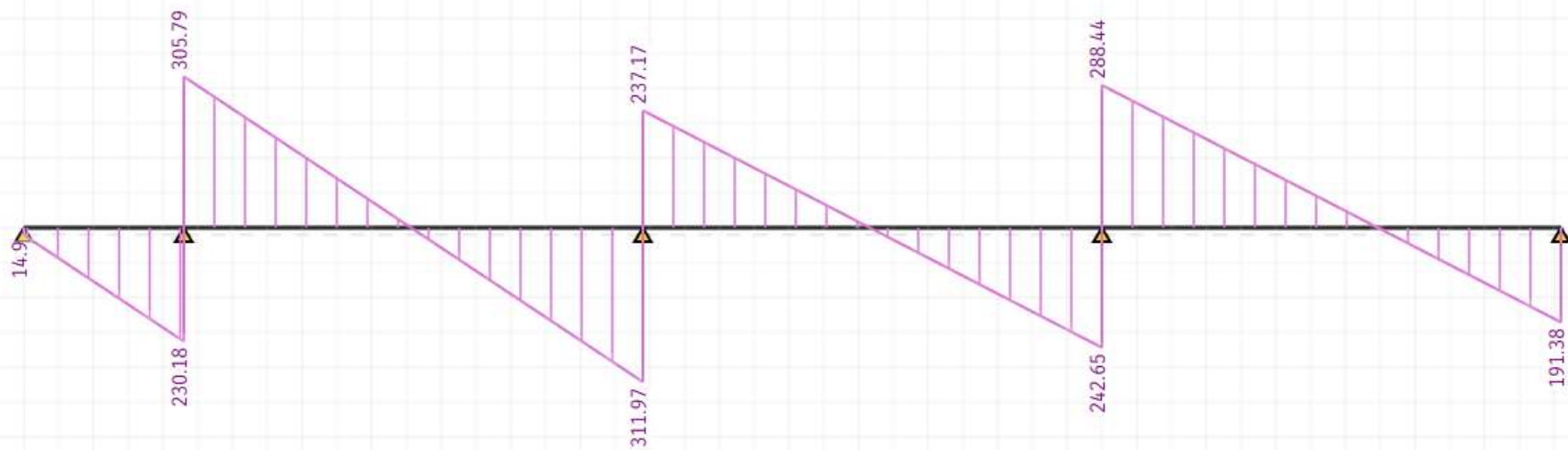


RS2 Y-retning, kombinasjon 3

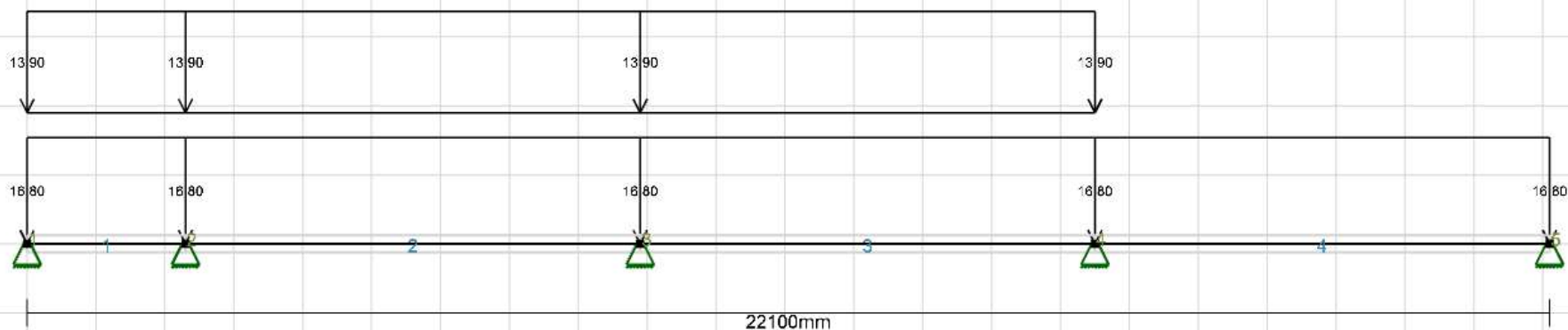
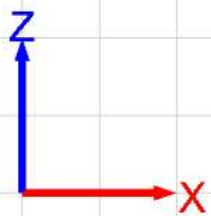


M RS2 Y3 [kNm] (Focus)

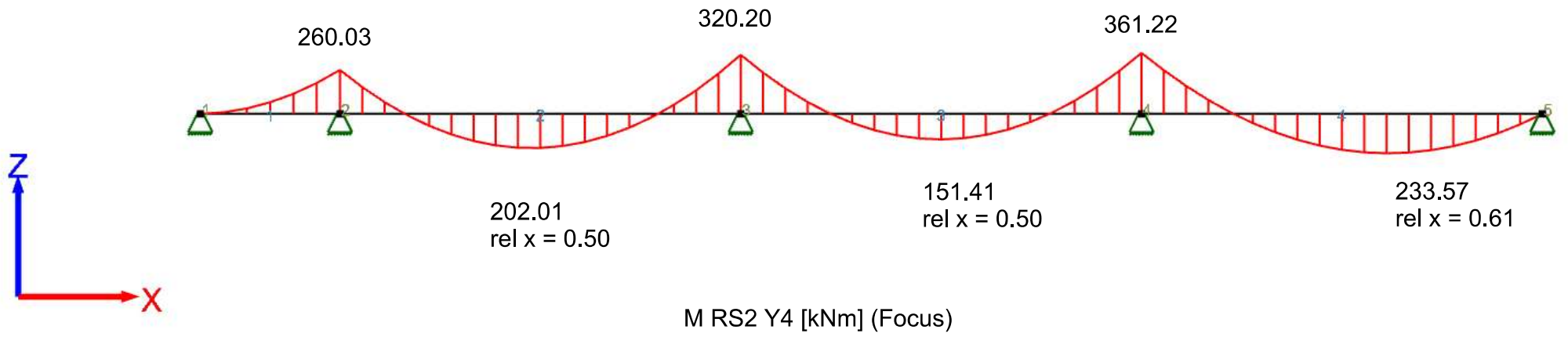


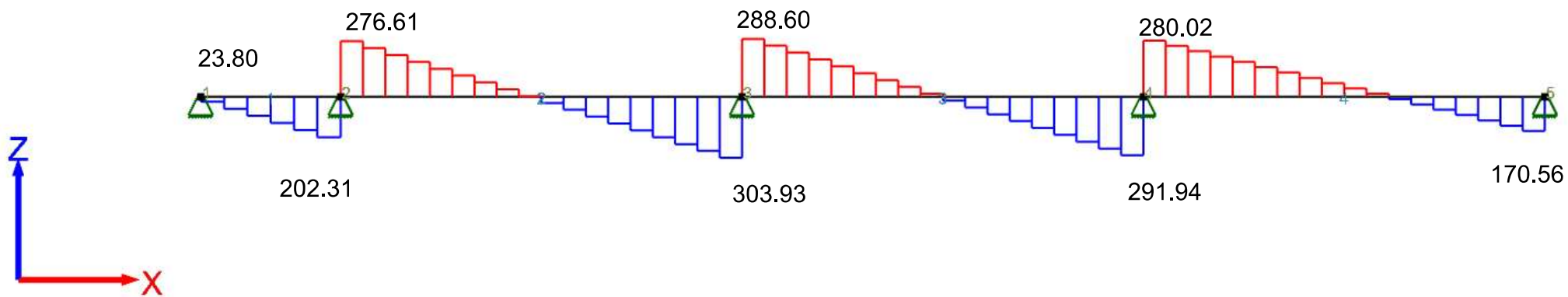


V RS2 Y3 [kN] (STRIAN)

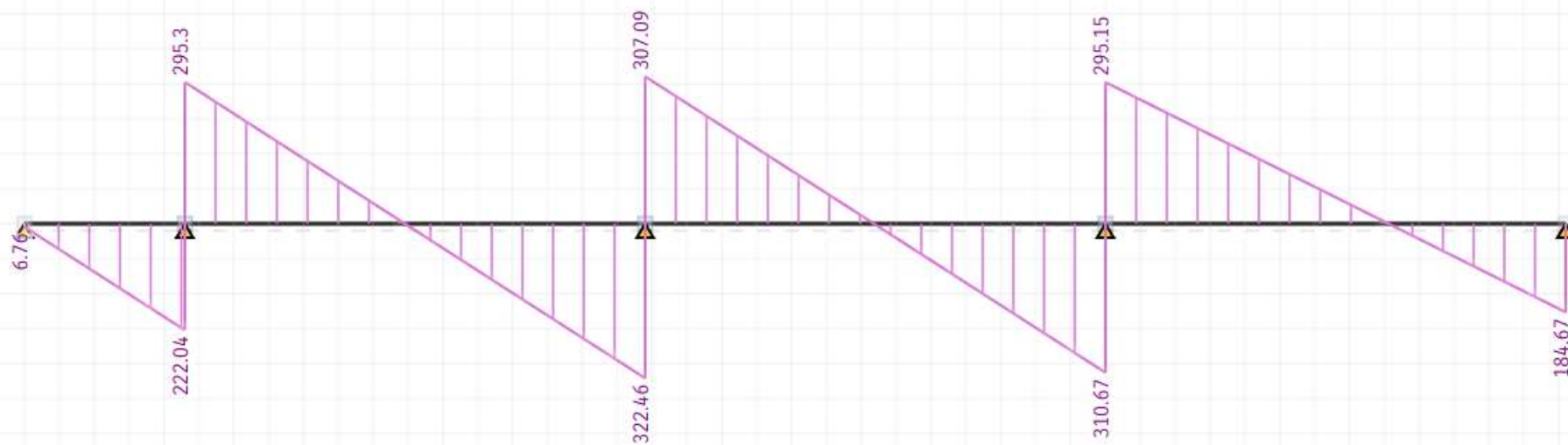


RS2 Y-retning, kombinasjon 4

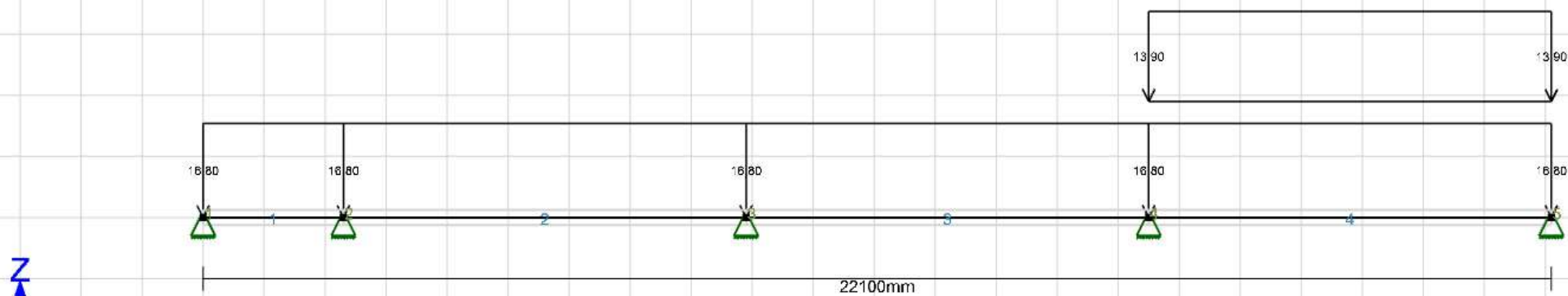




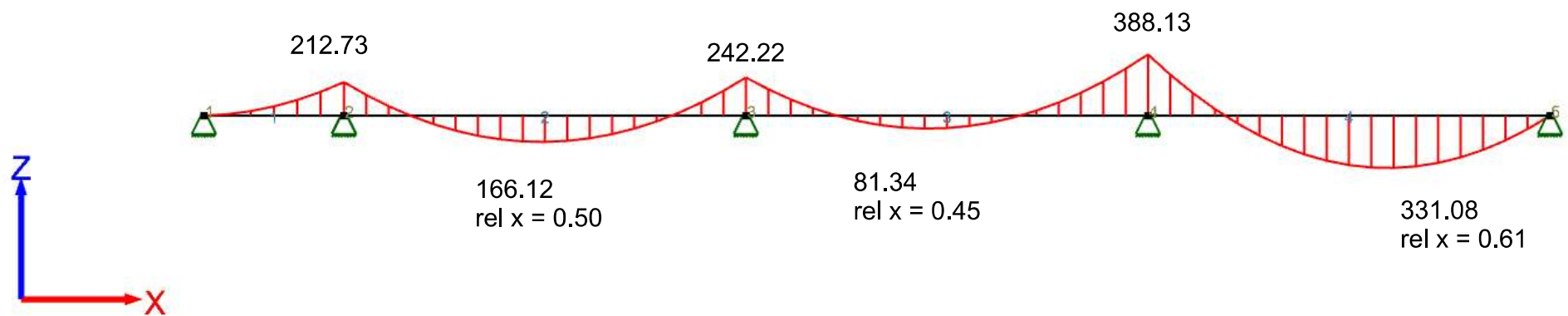
V RS2 Y4 [kN] (Focus)



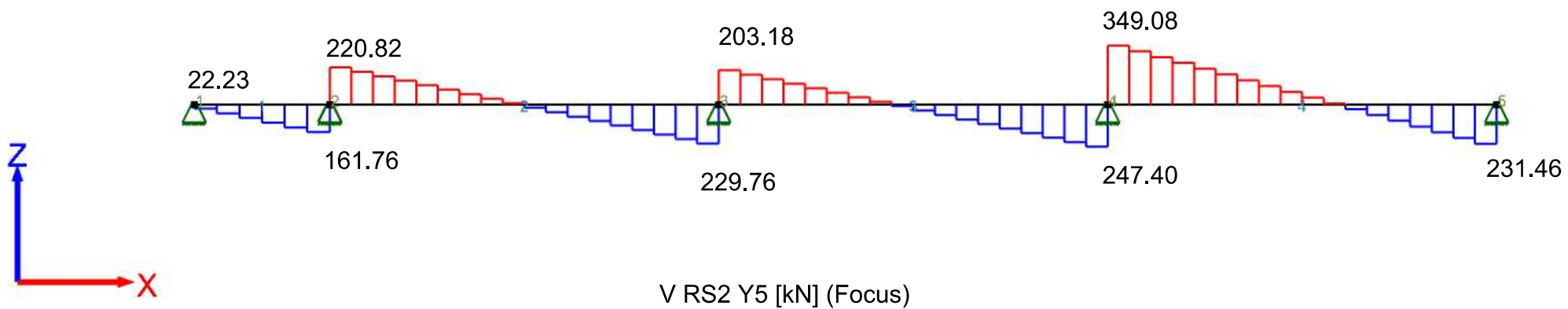
V RS2 Y4 [kN] (STRIAN)

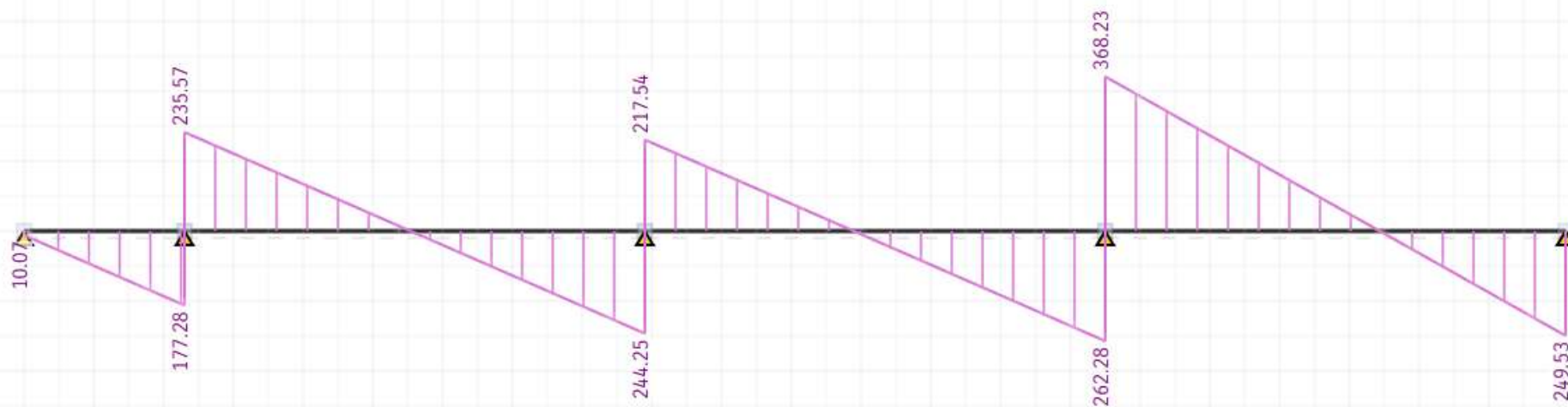


RS2 Y-retning, kombinasjon 5



M RS2 Y5 [kNm] (Focus)





V RS2 Y5 [kN] (STRIAN)

Y-retning

$$b_{max} = 6.95 \text{ m}$$

Største bredde blant alle ekvivalente rammer i y-retning, bruker kun denne for å spare tid

$$g_{yttervegg} = 0.8 \frac{kN}{m^2}$$

Ytterveggenes egenlaster tas med

--> **I focus skrives inn:**

$$g_k = \left(2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.95 \text{ m} \right) + 0.8 \frac{kN}{m} = 16.8 \frac{kN}{m}$$

$$p_k = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.95 \text{ m} = 13.9 \frac{kN}{m}$$

--> **I STRIAN skrives inn:**

$$g_{ED} = \left(((2.3 + 6.3) \cdot 6.95) + 0.8 \right) \cdot 1.2 = 72.7 \frac{kN}{m}$$

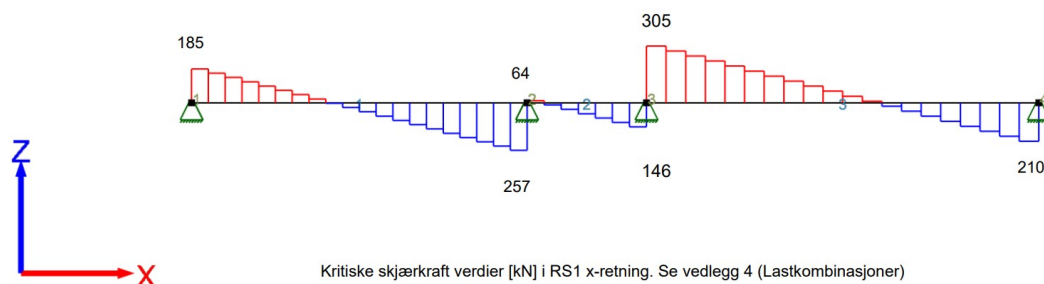
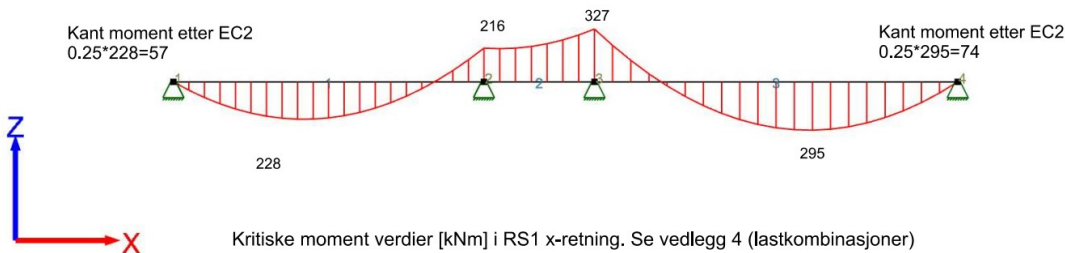
$$q_{ED} = \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.95 \text{ m} \right) \cdot 1.5 = 20.9 \frac{kN}{m}$$

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg 5: Kapasitetsberegninger og armering av flattdekkene 2- 4 ETG, sone RS1 i ULS

X-retning

Maksimale M- og V-verdier: (se vedlegg 4 for alle studerte kombinasjoner, de vesrste er tatt i diagrammene nedenfor)



Forutsetninger:

Materialer B35 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$ $f_{ctk.0.05} = 2.2 \text{ MPa}$

$\epsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$

$\epsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$

Sement type N

B500NC $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434 \text{ MPa}$

Overdekning Inne $C_{nom} = 25$ Se rapporten kapittel x

Balkong $C_{nom} = 35$ Se rapporten kapittel x

Armering

Benytter Ø16 som strekkarmering

Benytter Ø10 som svinnarmering og fordelsarmering der det trengs

Effektive høyder (d)

Dekke i balkong

$$d = 200 - 35 - 8 = 157 \text{ mm}$$

Dekke inne

$$d_x = 250 - 25 - 8 = 217 \text{ mm}$$

Armering av balkongplatene

Det er 3 balkong typer (se tegninger) i RS1, de har ujevn geometri, og 2 ulike maksimal utstikkslengder. Disse er $l = 2 \text{ m}$ og 2.4 m . Velger å armere for balkongene med $l = 2.4 \text{ m}$ og gir samme armeringsmengder for de med $l = 2 \text{ m}$ for å unngå lang regnetid

Laster på balkongen i bruksgrensetilstand (per 1m bred stripe)

$$p_{k.balkong} = 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{k.balkong} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.2 \text{ m} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NS-EN 1991-1-1

Laster på balkongene i bruddgrensetilstand (per 1m bred stripe)

$$p_{ED.balkong} = 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.5 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{ED.balkong} = 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.2 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ED.balkong} = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

* Dimensjonerende moment og skjærkraft i balkongene blir:

$$M_{ED.balkong} = \frac{q_{ED.balkong} \cdot l_{balkong}^2}{2} = \frac{12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2.4 \text{ m})^2}{2} = 35 \text{ kNm}$$

$$V_{ED.balkong} = q_{ED.balkong} \cdot l_{balkong} = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2.4 \text{ m}) = \approx 29 \text{ kN}$$

$$M_{ED.balkong} = 35 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Regner for 1m bred balkongdekke

$$M_{RD} = 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 157^2 = 134 \text{ kNm} > M_{ED.balkong}$$

Delvis utnyttet trykksone! kan øke indremomentarmen z

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{35}{134}\right) \cdot 157 \approx 150 \text{ mm} > 0.95 d = 149.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{35 \cdot 10^6}{434 \cdot 149.5} = 539 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{smin} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \cdot 157 = 261 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$n = \frac{539}{\pi \cdot 8^2} \approx 3 \frac{\text{stenger}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{1000}{3} = 333.33 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \approx 330 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Etter EC2-1-1 9.3.1.1(2), fordelsarmering må plasseres vinkelrett til hovedarmering av balkongene (benytter Ø10):

$$A_{s;fordel} = 0.20 \cdot A_s = 0.20 \cdot 578 \text{ mm}^2 = 116 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{116}{\pi \cdot 5^2} \approx 2 \frac{\text{stenger}}{\text{m}}$$

Etter EC2-1-1 9.3.1.1(3), må armeringsplassering ikke overskirde:

$$s_{max;slab} = 3 h = 750 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} = 250 \text{ mm} \quad \text{For hoved armering}$$

$$s_{max;slab} = 3 h = 750 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} = 400 \text{ mm} \quad \text{For fordelsarmering}$$

---> Da velger hoved- og fordelsarmeringen **per 1 m bredde** slik:

$$A_s = \frac{5 \text{ } \varnothing 16}{\text{m}} ; s_{200\text{mm}}$$

$$A_{s;fordel} = 5 \text{ } \varnothing 10 ; s_{200\text{mm}}$$

Skjærkapasitet av balkongplatene

* Benytter kravene i EC2-1-1 6.2

* Regner balkong platene uten behov for skjærarmering EC2-1-1 6.2.2 per 1m bredde

$$V_{ED} = 29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_s = 4 \text{ } \varnothing 16 = 256 \pi$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 157 \text{ mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = 0.0064$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \rightarrow \quad k = 2.0$$

$$C_{Rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 106 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

$$V_{min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) \cdot b_w \cdot d = 91.9 \text{ kN} < V_{Rd;c} \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \left(0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) \cdot f_{cd} = 802 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{ED}$$

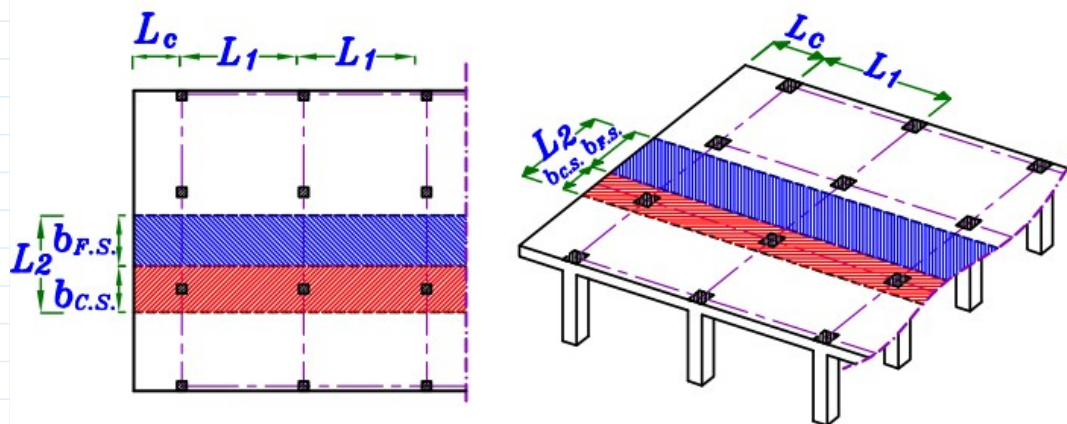
ok

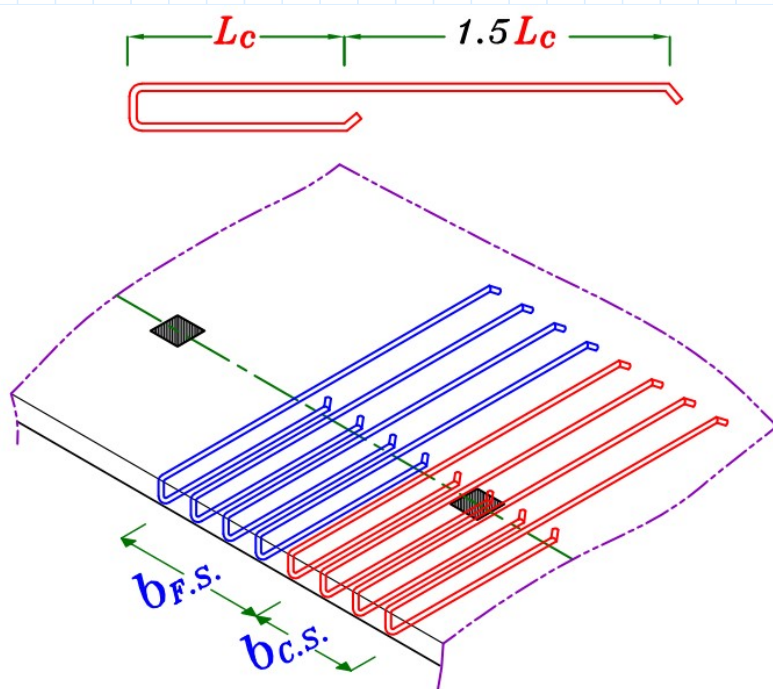
Ingen behov for skjærarmering av platene, og skjærapistet er tilstrekkelig i både skjærstrekk og skjærtrykk

Forankring av lengde armering i balkongene

Etter EC2-1-1 8.4.3 gir krav for beregning av kraftinnføringslengde av hoved armering, men en annen kilde benytter en kraftinnføringslengde på 1.5 ganger lengden på utkragere.

siden balkongene er fastholdt til platene fra 1 side, benyttes her en kraft innføringslengde på 1.5 ganger balkongenes maksimal utstikkslengde





Dette gir en forankringslengde lik:

$$l_{bd} = 1.5 \cdot l_{balkong} = 1.5 \cdot 2.4 \text{ m} = 3.6 \text{ m} \quad \text{Balkong type 1}$$

$$\text{og } l_{bd} = 1.5 \cdot 2 \text{ m} = 3 \text{ m} \quad \text{Balkong type 2 \& type 7}$$

Armering av platene i etasjeskillere

$$b_{F.S} = 2800 \text{ mm} = b_{S.S}$$

Breddene av felt- og søylestripene i den ekvivalente bjelken som ble analysert i vedlegg 4

Valgt Momentfordeling etter EC2-1-1 TABELL I.1

Momentene som gir strekk O.K.: Feltstripe: 80% Feltstripe: 20%

Momentene som gir strekk U.K.: Feltstripe: 50% Feltstripe: 50%

Topparmering av de frie kantene langs **akse A** Krav etter EC2-1-1 9.3.1.2(2) & 9.3.1.4(1)

Feltstriper -Søylestriper(lik total momentfordeling 80%-20%)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{kant;topp;F.S.} = 0.80 \cdot 57 \text{ kNm} = 46 \text{ kNm}$$

$$M_{kant;topp;S.S.} = 0.20 \cdot 74 \text{ kNm} = 14.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 2800 \cdot 201^2 = 616 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{46}{616}\right) \cdot 201 = 198.4 \text{ mm} > 0.95 d = 190.95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{46 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} = 555 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 2800 \cdot 201 = 936 \text{ mm}^2 \quad \text{Benytter } A_{s,min}!!$$

$$n = \frac{936}{\pi \cdot 8^2} \approx 5 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800 \text{ mm}}{5} = 560 \text{ mm}$$

* EC2-1-1 9.3.1.1(3)+N.A:

Avstanden mellom stenger må tilfredsstille kravet:

$$2 \cdot h \leq 250 \text{ mm} \rightarrow 3 \cdot 250 \text{ mm} = 750 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Avstanden mellom stengene må ikke overskirde denne verdien for å holde riss og nedbøyninger under kontroll

Armeringen i de frie kantene langsakse A i søyle- og fletstripene blir:

$$A_s = \frac{12 \cdot \text{Ø}16}{2800 \text{ mm}}$$

* Armeringen skal inn platen en avstand
0.2 x spennvidden etter EC2-1-1 9.3.1.2(2)

$$0.2 \cdot 5900 = 1180 \approx 1200 \text{ mm}$$

Topparmering av de frie kantene langs akse D Krav etter EC2-1-1 9.3.1.2(2) & 9.3.1.4(1)

Feltstriper -Søylestriper(lik total momentfordeling 80%-20%)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{kant;topp;F.S.} = 0.80 \cdot 74 \text{ kNm} = 59.2 \text{ kNm}$$

$$M_{kant;topp;S.S.} = 0.20 \cdot 74 \text{ kNm} = 14.8 \text{ kNm}$$

I dekkets kant langs akse D både felt og søylestripene vil Asmin dominere, armeringen blir

$$A_s = \frac{12 \cdot \text{Ø}16}{2800 \text{ mm}}$$

Armeringen skal inn platen en avstand 0.2 x spennvidden etter EC2-1-1 9.3.1.2(2)

$$0.2 \cdot 6900 \approx 1400 \text{ mm}$$

Armering av **midtfelt** mellom aksene A-B

Feltstriper & søylestriper (lik totalmomentfordeling 50%-50%)

$$d_x = 217 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 0.5 \cdot M_{felt.tot} = 0.5 \cdot 228 \text{ kNm} = 114 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 2800 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 718 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{114}{718}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 211 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{114 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 1275 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 2800 \cdot 217 = 1011 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1275}{\pi \cdot 8^2} \approx 17 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{7} = 400 \text{ mm}$$

Må akseptere etter EC2:

$$s_{max} = 250 \text{ mm}$$

$$n = \frac{2800}{250} \approx 12$$

Armering i søyle- og feltstripene:

$$A_s \frac{12 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Armering til **støttemomentet i akse B**

Feltet mellom aksene B & C har strekk O.K, dette medfører at topparmeringen over akse C skal løpe kontinuerlig over hele feltet siden momentet over akse C er større enn over akse B

Armering av midtfelt mellom aksene B-C

I bunnen av feltet mellom aksene B & C armeres det med minimumsarmering (for både felt- og søylestripene) siden det er ingen moment som gir strekk underkant!

$$d_x = 217 \text{ mm}$$

$$A_{s.min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 2800 \cdot 217 = 1011 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1011}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{6} = 466 \text{ mm}$$

Må akseptere etter EC2:

$$s_{max} = 250 \text{ mm}$$

$$n = \frac{2800}{250} \approx 12$$

Armering i h.h.v. søyle og feltstripene:

$$A_s = \frac{12 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Armering til støttemomentet i akse C

Søylestriper (80% av totale M)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.8 \cdot M_{støtte.tot} = 0.8 \cdot 327 \text{ kNm} = 262 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 616 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{262}{616} \right) \cdot 201 \text{ mm} \approx 186.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{262 \cdot 10^6}{434 \cdot 186.5} \approx 3237 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 726 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{3237}{\pi \cdot 8^2} \approx 16 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{16} = 175 \text{ mm}$$

$$A_s = 16 \text{ } \varnothing 16; s = 175 \text{ mm}$$

Utgår (se forankringslengder for søylestripene nedenfor)

Feltstriper (20% av totale M)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.2 \cdot M_{støtte.tot} = 0.2 \cdot 327 \text{ kNm} = 65.4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 616 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{65.4}{616}\right) \cdot 201 \text{ mm} \approx 197.4 \text{ mm} > 0.95 d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{65.4 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 789 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 936 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{936}{\pi \cdot 8^2} \approx 5 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{5} = 560 \text{ mm}$$

Bruker maksimal avstand etter EC2 $s = 250 \text{ mm}$

Velger

$$A_s = \frac{12 \cdot \text{Ø16}}{2800 \text{ mm}}$$

Armering av midtfelt mellom aksene C-D

$$d_x = 217 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 0.5 \cdot M_{felt.tot} = 0.5 \cdot 295 \text{ kNm} = 148 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 718 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{148}{718}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 209 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{148 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 1655 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 1011 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1655}{\pi \cdot 8^2} \approx 9 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{9} \approx 311 \text{ mm}$$

Maksimal avstand etter EC2:

$$s_{max} = 250 \text{ mm}$$

$$n = \frac{2800}{250} \approx 12$$

Total armering søyle og feltstripene:

$$A_s \frac{12 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Skjærkapasitet

Skjærkapasitetskontroll av platen er gjennomført for den største skjærkraften i hele platen, som er i sone RS2 (se vedlegg6) i akse G i x-retning. Det viser seg at kapasiteten er tilstrekkelig, og dermed skal ikke skjærkapasiteten kontrolleres her i RS1

Forankringslengder

Forankringslengder for armeringen over søylene regnes for det største momentet i x-retning (327kNm i akse C). Topparmeringen over alle søyer forankres etter moment nullpunktene til de maksimale momentene (216 i akse B) og (327kNm i akse C). Topparmeringen over alle andre søyle i x-retning får samme forankringslengder for å spare tid, siden momentnullpunktene er ikke så mye forskjellige over platen.

Opptredende total skjærkraft ved M=327 kNm

$$V_{ED} = 305 \text{ kN}$$

Momentnullpunktet til M=216kNm fra akse B mot akse A er funnet ved mauellbetraktning av kombinasjon X3

$$l_0 = 1.0 \text{ m}$$

Momentnullpunktet til M=327kNm fra akse C mot akse D er funnet ved mauellbetraktning av kombinasjon X4

$$l_0 = 1.3 \text{ m}$$

Forankringslengde i søylestripene

$$M_{ED} = 262 \text{ kNm}$$

$$V_{ED} = 0.8 \cdot 305 \text{ kN} = 244 \text{ kN}$$

$$A_s = 16 \text{ } \varnothing 16$$

EC2-1-1 8.4.3 gir:
$$L_{b.rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{262 \cdot 10^6}{186.5} + 244 \cdot 10^3}{16 \cdot \pi \cdot 8^2} = 512 \text{ MPa} > f_{yd}$$

Ikke akseptabelt, må øke armeringsarealet, prøver 20Ø16, s130mm

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{262 \cdot 10^6}{186.5} + 244 \cdot 10^3}{20 \cdot \pi \cdot 8^2} = 410 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{2.2 \text{ MPa}}{1.5} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow L_{b.rqd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{410 \text{ MPa}}{3.3 \text{ MPa}} = 497 \text{ mm}$$

Ny topparmering i søylestripene over akse C i x-retning:

$$A_s = \frac{20 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Ih.h.t. EC2-1-1 9.2.1.3 (2) & (3)(figur 9.2), skal denne armeringen forankres etter momentnullpunktet med avstand lik:

$$l_{b.rqd.tot} = l_0 + a_l + l_{bd}$$

For konstruksjoner uten behov for skjærarmering, blir: $a_l = d = 201$

Total forankringslengde av topparmering i **søylestripene** fra akse C mot D:

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1300 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 497 \text{ mm} \approx 2000 \text{ mm}$$

Topparmeringen løper kontinuerlig i feltet mellom aksene B & C

Total forankringslengde av topparmering i **søylestripene** Fra akse **B mot A**

$$l_{b.rqd.tot.2} = 1000 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 497 \text{ mm} \approx 1700 \text{ mm}$$

Forankringslengde i **feltstripene**

$$M_{ED} = 65.4 \text{ kNm}$$

$$V_{ED} = 0.2 \cdot 305 \text{ kN} = 61 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{12 \cdot \emptyset 16}{2800 \text{ mm}}$$

EC2-1-1 8.4.3 gir:

$$L_{b.rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{65.4 \cdot 10^6}{190.95} + 61 \cdot 10^3}{12 \cdot \pi \cdot 8^2} = 167 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$L_{b.rqd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{167 \text{ MPa}}{3.3 \text{ MPa}} \approx 200 \text{ mm}$$

Total forankringslengde av topparmering i **søylestripene** fra akse Fra akse **C mot D**:

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1300 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 200 \text{ mm} \approx 1700 \text{ mm}$$

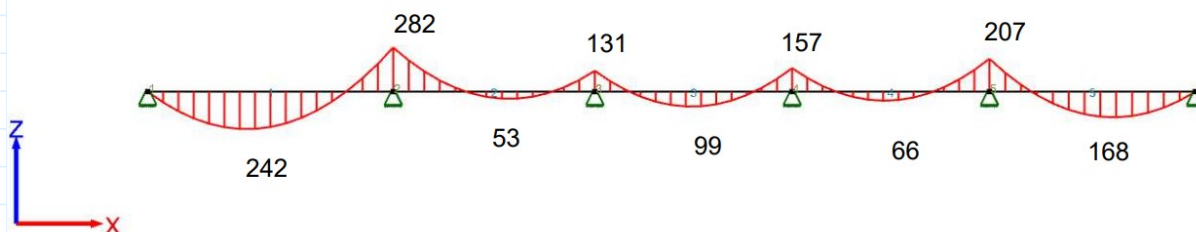
Topparmeringen løper kontinuerlig i feltet mellom aksene B & C

Total forankringslengde av topparmering i **feltstripene** Fra akse **B mot A**

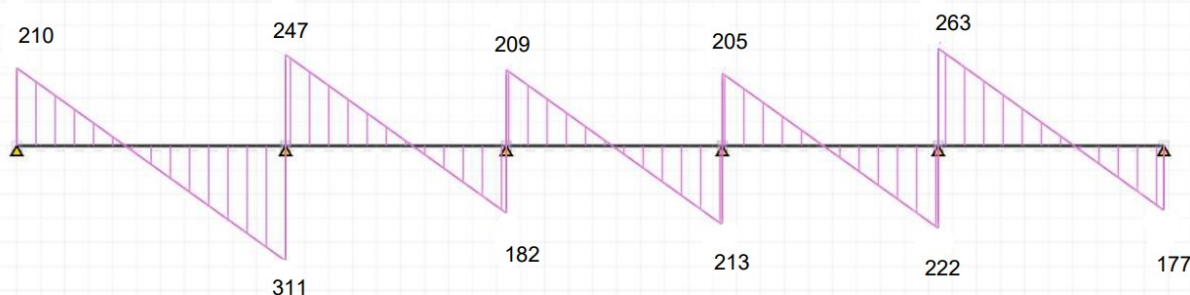
$$l_{b.rqd.tot.2} = 1000 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 200 \text{ mm} \approx 1400 \text{ mm}$$

Y-retning

Maksimale M- og V-verdier: (se vedlegg 4 for alle studerte kombinasjoner, de vesrste er tatt i diagrammene nedenfor)



Maksimale momentverdier [kNm] i RS1 Y-retning. Se vedlegg 4 (lastkombinasjoner)



Maksimale skjærkraftverdiene [kN] i RS1 Y-retning. Se vedlegg 4 (lastkombinasjoner)

Bredde på feltstipe:

$$b_{F.S.} = 4.1 \text{ m}$$

Bredde på søylestipe:

$$b_{S.S.} = 2.8 \text{ m}$$

Moment nullpunktene som brukes for å forankre topparmeringen over innersøyler:

Bruker nullpunktene makimalmomentet ($M=282 \text{ kNm}$ i akse 2) for å forankre alle topparmeringen i felt- og søylestriper etter.

Momentnullpunktene er funnet ved manuell betraktning av lastkombinasjon Y3 for feltene mellom akse 1 og 2 & akse 2 og 3

Moment nullpunktet fra akse 2 mot akse 1

$$l_0 = 1.1 \text{ m}$$

Moment nullpunktet fra akse 2 mot akse 3

$$l_0 = 1.6 \text{ m}$$

Effektive høyder i y-retning:

(antakelsen er at x-retnings aremringen i bunnmatte bærer y-retnings armeringen i bunnmatte. Samme gjelder toppmatten)

$$d_{y;topp} = 217 \text{ mm}$$

$$d_{y;bunn} = 201 \text{ mm}$$

Moment kapasiteter og minimumsarmering

Midt-felts feltstiper:

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 4100 \cdot 201^2 = 902 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 4100 \cdot 201 = 1371 \text{ mm}^2$$

Midt-felts søylestiper:

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 2800 \cdot 201^2 = 616 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 2800 \cdot 201 = 936 \text{ mm}^2$$

feltstiper over midt-støtter:

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 4100 \cdot 217^2 = 1051 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 4100 \cdot 217 = 1480 \text{ mm}^2$$

søylestiper over midt-støtter:

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 2800 \cdot 217^2 = 718 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 2800 \cdot 217 = 1011 \text{ mm}^2$$

more information.

Armering av midtfelt mellom aksene 1-2

Søylestriper (50% av total moment)

$$M_{ED} = 0.50 \cdot 242 \text{ kNm} = 121 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 616 \text{ kNm}$$

$$d = 201 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 936 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{121 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} = 1460 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1460}{\pi \cdot 8^2} \approx 8 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{8} = 350 \text{ mm}$$

Bruker maks avstand 250mm

$$A_s = \frac{12 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Feltstriper (50% av total moment)

$$M_{ED} = 0.50 \cdot 242 \text{ kNm} = 121 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 902 \text{ kNm}$$

$$d = 201 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 1371 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{121 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} = 1460 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1460}{\pi \cdot 8^2} \approx 8 \text{ jern}$$

$$s = \frac{4100}{8} = 512.5 \text{ mm}$$

Bruker maksimal avstand=250mm

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{4100 \text{ mm}}$$

NB! Alle midt-feltene i Y-retning får samme armering som feltet mellom aksene 1 og 2. Grunnen er at momentene er lave og minimums krav om senter til senter plassering av armeringen blir gjeldende ved regning. Beregningen er ikke presentert her for å få mindre skriving.

Armering til støttemomentet over akse 2

Søylestriper (80% av total moment)

$$M_{ED} = 0.80 \cdot 282 \text{ kNm} = 225.6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 718 \text{ kNm}$$

$$d = 217 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 1011 \text{ mm}^2$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{225.6}{718}\right) \cdot 217 = 205$$

$$A_s = \frac{225.6 \cdot 10^6}{434 \cdot 205} = 2536 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1011 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{2536}{\pi \cdot 8^2} \approx 13 \text{ jern}$$

$$s = \frac{2800}{13} = 215.38 \text{ mm}$$

Bruker avstand=200mm

$$A_s = \frac{14 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Utgår, se forankringslengder for søylestriperne nedenfor

Feltstriper (20% av total moment)

Pga. minimumsaremring er dominerende, velger:

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{4100 \text{ mm}}$$

Alle andre støttemomenter (**aksene 3, 4, & 5**) får minimumsarmering pga lave momenter og store stripebredder

Søylestriper:

$$A_s = \frac{14 \text{ } \varnothing 16}{2800 \text{ mm}}$$

Feltstriper:

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{4100 \text{ mm}}$$

Forankringslengder

Forankringslengder for armeringen over søylene regnes for det største momentet i y-retning (282 kNm i akse 2). Topparmeringen over alle andre søyler i x-retning får samme forankringslengder for å spare tid, siden momentnullpunktene er ikke så mye forskjellige over platen.

Opptredende total skjærkraft ved M=282 kNm

$$V_{ED} = 247 \text{ kN}$$

Forankringslengder i søylestripene

$$M_{ED} = 225.6 \text{ kNm}$$

$$V_{ED} = 0.8 \cdot 247 \text{ kN} = 197.6 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{14 \cdot \emptyset 16}{2800 \text{ mm}}$$

EC2-1-1 8.4.3 gir:

$$L_{b.rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{225.6 \cdot 10^6}{205} + 197.6 \cdot 10^3}{14 \cdot \pi \cdot 8^2} = 461 \text{ MPa} > f_{yd}$$

Ikke akseptabelt, må øke armeringsarealet, prøv 16Ø16:

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{225.6 \cdot 10^6}{205} + 197.6 \cdot 10^3}{16 \cdot \pi \cdot 8^2} = 404 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{2.2 \text{ MPa}}{1.5} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow L_{b.rqd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{404 \text{ MPa}}{3.3 \text{ MPa}} = 490 \text{ mm}$$

Ny topparmering i søylestripene over akse C i x-retning:

$$A_s = \frac{16 \cdot \emptyset 16}{2800 \text{ mm}}$$

Ih.h.t. EC2-1-1 9.2.1.3 (2) & (3)(figur 9.2), skal denne armeringen forankres etter momentnullpunktet med avstand lik:

$$l_{b.rqd.tot} = l_0 + a_l + l_{bd}$$

For konstruksjoner uten behov for skjærarmering, blir: $a_l = d = 201$

Total forankringslengde av topparmering i **søylestripene** fra akse 2 mot 1:

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1100 \text{ mm} + 217 \text{ mm} + 490 \text{ mm} \approx 1800 \text{ mm}$$

Total forankringslengde av topparmering i **søylestripene** Fra akse 2 mot 3:

$$l_{b.rqd.tot.2} = 1600 \text{ mm} + 217 \text{ mm} + 490 \text{ mm} \approx 2300 \text{ mm}$$

Forankringslengder i feltstripene

$$M_{ED} = 56.4 \text{ kNm}$$

$$V_{ED} = 0.2 \cdot 247 \text{ kN} = 49.4 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{17 \cdot \emptyset 16}{4100 \text{ mm}}$$

EC2-1-1 8.4.3 gir:
$$L_{b.rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{65.4 \cdot 10^6}{206} + 49.4 \cdot 10^3}{17 \cdot \pi \cdot 8^2} = 107 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$L_{b.rqd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{107 \text{ MPa}}{3.3 \text{ MPa}} \approx 130 \text{ mm}$$

Total forankringslengde av topparmering i **feltstripene** Fra akse 2 mot 1:

$$l_{b.rqd.tot.2} = 1100 \text{ mm} + 217 \text{ mm} + 130 \text{ mm} \approx 1500 \text{ mm}$$

Total forankringslengde av topparmering i **feltstripene** fra akse 2 mot 3:

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1600 \text{ mm} + 217 \text{ mm} + 130 \text{ mm} \approx 2000 \text{ mm}$$

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg6: Kapasitetsberegninger og armering av flattekkene 2- 4 ETG, sone RS2 i ULS

X-retning

Laster på balkongen i bruksgrensetilstand

$$p_{k.balkong} = 4.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 = 4.0 \frac{kN}{m} \quad \text{NS-EN 1991-1-1}$$

$$g_{k.balkong} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.2 \text{ m} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \text{ m} = 5 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerte verdiene blir:

$$p_{ED.balkong} = 4.0 \frac{kN}{m} \cdot 1.5 = 6 \frac{kN}{m} \quad q_{ED.balkong} = 12 \frac{kN}{m}$$

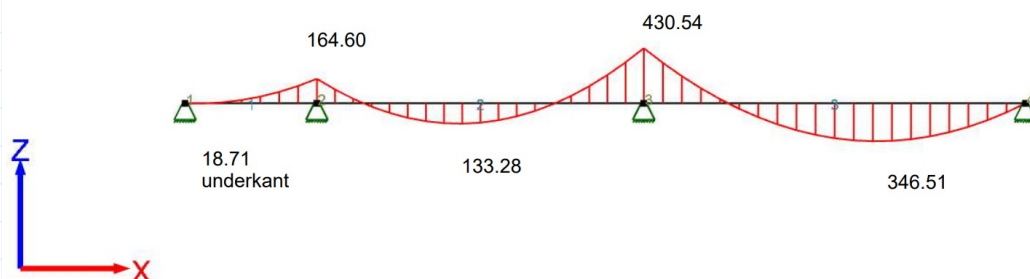
$$g_{ED.balkong} = 5.0 \frac{kN}{m} \cdot 1.2 = 6 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende moment og skjærkraft i balkongene blir:

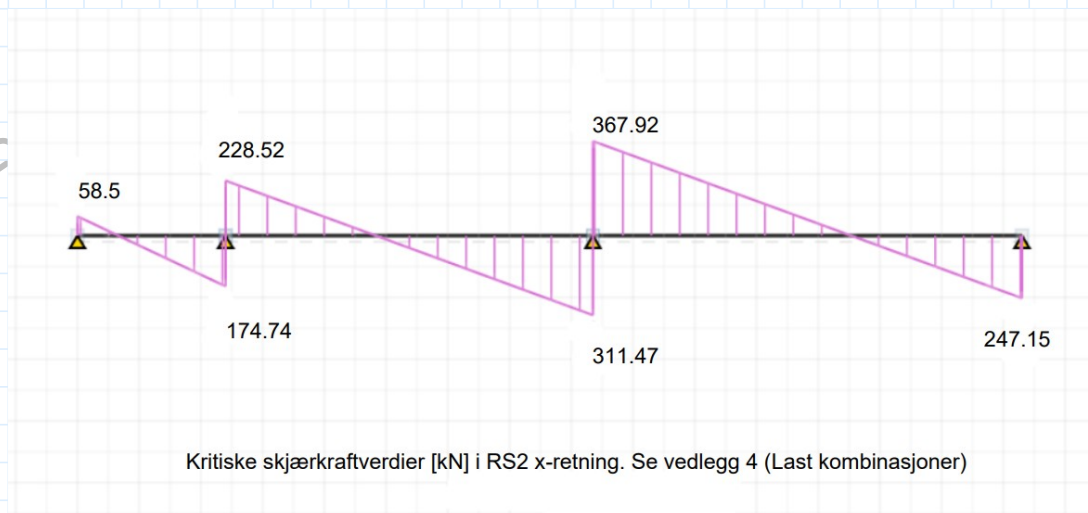
$$M_{ED.balkong} = \frac{q_{ED.balkong} \cdot l_{balkong}^2}{2} = \frac{12 \frac{kN}{m} \cdot (2.1 \text{ m})^2}{2} = 26.5 \text{ kNm}$$

$$V_{ED.balkong} = q_{ED.balkong} \cdot l_{balkong} = 12 \frac{kN}{m} \cdot (2.1 \text{ m}) = 25.2 \text{ kN}$$

Fra **vedlegg 4** (lastkombinasjoner) blir de maksimale skjærkraft- og momentverdiene:



Maksimale moment verdiene i alle kritiske punkt i RS2 x-retning
se vedlegg 4 (Last kombinasjoner)



Verdiene i diagrammene ovenfor er for en ekvivalent dekkestripe med bredde: **$b = 6.6 \text{ m}$**

Forutsetninger

Materialer $B35$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$ $f_{ctk.0.05} = 2.2 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$ $\varepsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$ Sement type N

$B500NC$ $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434 \text{ MPa}$

Overdekning Inne $C_{nom} = 25$ Se rapporten kapittel x

Balkong $C_{nom} = 45$ Se rapporten kapittel x

Armering Benytter **Ø16** som strekkarmering Benytter **Ø10** som svinnarmering og fordelsarmering der det trengs

Effektive høyder (d) Dekke i balkong $d = 200 - 35 - 8 = 157 \text{ mm}$

Dekke inne $d_x = 250 - 25 - 8 = 217 \text{ mm}$

Foutsetter normalt armert tversnitt i hele platen $\varepsilon_s = 2$ $\varepsilon_{yk} = 5.0 \text{ ‰}$ $\alpha = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = 0.412$

$$K = 0.8 \lambda \eta \alpha (1 - 0.5 \lambda \alpha) = 0.275$$

For betong $B \leq 50 \text{ MPa}$ --> $\lambda = 0.8$ og $\eta = 1.0$

Armering av balkongplatene

$$M_{ED, \text{balkong}} = 26.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad \text{Reger for 1m bred balkongdekke}$$

$$M_{RD} = 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 157^2 = 134 \text{ kNm} > M_{ED, \text{balkong}}$$

Delvis utnyttet trykksone! kan øke indremomentarmen z

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{26.5}{134}\right) \cdot 157 \approx 151.7 \text{ mm} > 0.95 d = 149.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{26.5 \cdot 10^6}{434 \cdot 149.5} = 408 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{smin} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 245 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$n = \frac{408}{\pi \cdot \left(\frac{16}{2}\right)^2} \approx 3 \text{ stenger}$$

$$s = \frac{1000}{3} = 333.33 \text{ mm} \approx 330 \text{ mm}$$

EC2-1-1 9.3.1.1(2): I tverrretningen, må det armeres minst 20% av hoved armeringen:

$$A_{s, \text{tverr}} = 0.20 \cdot A_s = 0.20 \cdot 432 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 86.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Benytter **Ø10** i tverrretningen av balkongene

$$n = \frac{86.4}{\pi \cdot 5^2} = 1.1 \approx 2 \frac{\text{stenger}}{\text{m}}$$

Etter EC2-1-1 9.3.1.1(3), må armeringsplassering i plater ikke overskirde:

$$s_{\text{max}; \text{slab}} = 3 h = 750 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} = 250 \text{ mm} \quad \text{For hoved armering}$$

$$s_{\text{max}; \text{slab}} = 3 h = 750 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} = 400 \text{ mm} \quad \text{For fordelsarmering}$$

Velger $s=200\text{mm}$

$$A_s = \frac{5 \cdot \emptyset 16}{m}$$

$$A_{s;\text{fordel}} = \frac{5 \cdot \emptyset 10}{m}$$

Armeringen legges etter geometrien til balkongene, se armeringstegningene

Skjærkapasitet av balkongplatene

Benytter kravene i EC2-1-1 6.2

Regner balkong platene uten behov for skjærarmering EC2-1-1 6.2.2 per 1m bredde

$$V_{ED} = 25.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_s = 4 \cdot \emptyset 16 = 256 \text{ mm}^2 \approx 804.24 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 147 \text{ mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = 0.0051$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \rightarrow \quad k = 2.0$$

$$C_{Rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 98.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

$$V_{min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) \cdot b_w \cdot d = 91.9 \text{ kN} < V_{Rdc} \quad \text{ok}$$

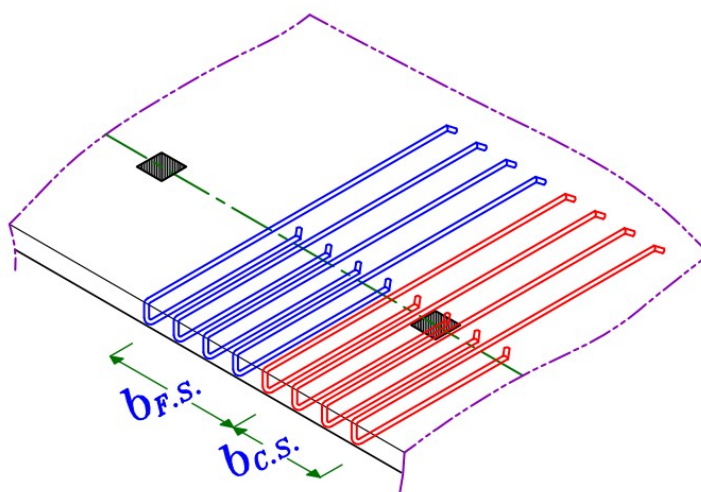
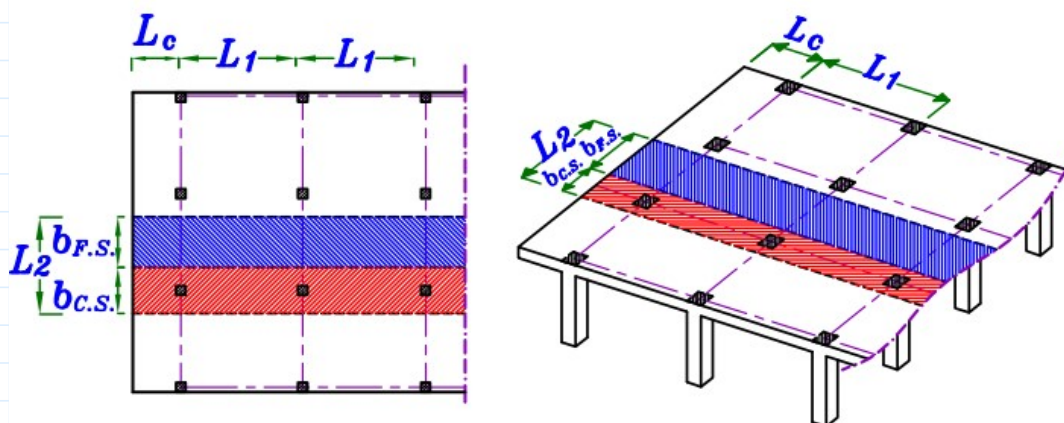
$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \left(0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) \cdot f_{cd} = 802 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

Ingen behov for skjærarmering av platene, og skjærkapasitet er tilstrekkelig i både skjærstrekk og skjærtrykk

Forankring av lengde armering i balkongene

Etter EC2-1-1 8.4.3 gir krav for beregning av kraftinnføringslengde av hoved armering, men en annen kilde benytter en kraftinnføringslengde på 1.5 ganger lengden på utkragere.

siden balkongene er fastholdt til platene fra 1 side, benyttes her en kraftinnføringslengde på 1.5 ganger balkongenes maksimal utstikkslengde



Dette gir en forankringslengde lik:

$$l_{bd} = 1.5 \cdot l_{balkong} = 1.5 \cdot 2.1 \text{ m} = 3.15 \text{ m}$$

Armering av platene i etasjeskillere

$$b_{F,S} = 3.3 \text{ m} = b_{S,S}$$

Valgt Momentfordeling etter EC2-1-1 TABELL I.1

Momentene som gir strekk O.K Feltstripe: 80% Feltstripe: 20%

Momentene som gir strekk U.K Feltstripe: 50% Feltstripe: 50%

Armering av de frie kantene langs **akse E** Krav etter EC2-1-1 9.3.1.2(2) & 9.3.1.4(1)

Feltstriper & Søylestriper (momentfordeling 80%-20%)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{s.edge.topp} = 0.25 \cdot M_{s.adj.span} = 0.25 \cdot 0.80 \cdot 18.71 \approx 4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3300 \cdot 201^2 = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{4}{726} \right) \cdot 201 = 201 > 0.95 \text{ } d = 190.95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{4 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} = 48 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 3300 \cdot 201 = 1104 \text{ mm}^2$$

Benytter $A_{s,min}$!

$$n = \frac{1104}{\pi \cdot 8^2} = 5.5 \approx 6 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300 \text{ mm}}{6} = 550 \text{ mm}$$

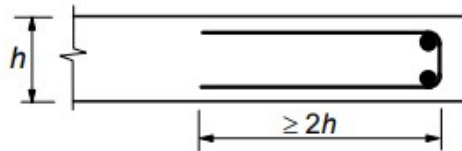
Velger $s=200\text{mm}$. Denne avstanden også er viktig å tilredestille kravet til risskontroll etter tabellene 7.2N & 7.3N, hvor rissviddene kan maksimalt bli 0.4 mm etter tabell 7.1N (XC1)

$$A_s = \frac{17 \cdot \text{Ø}16}{3300 \text{ mm}}$$

Armeringen skal inn platen en avstand $0.2 \times$ nærmeste spennvidden etter EC2-1-1 9.3.1.2(2)

$$l_{bd,rqd} = 0.2 \cdot 2400 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

* Benytter **2Ø10** i hjørnet som holdere til kantarmeringen



Armering av de frie kantene langs **akse H** Krav etter EC2-1-1 9.3.1.2(1) & (2)

Feltstriper & søylestriper (momentfordeling 80%-200%)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{s,edge,topp} = 0.25 \cdot M_{s,adj.span} = 0.25 \cdot 0.8 \cdot 346.51 \text{ kNm} = 69 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{69}{726} \right) \cdot 201 \text{ mm} \approx 198 \text{ mm} > 0.95 d = 190.95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{69 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 833 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1104 \text{ mm}^2$$

Benytter $A_{s,min}$!

$$n = \frac{1104}{\pi \cdot 8^2} = 5.49 \approx 6 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300 \text{ mm}}{6} = 550 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{16 \cdot \text{Ø}16}{3300 \text{ mm}}$$

Armeringen skal inn platen en avstand $0.2 \times$ spennvidden etter EC2-1-1 9.3.1.2(2)

$$0.2 \cdot 6950 \text{ mm} = 1390 \text{ mm}$$

NB! EC1-1-1 9.3.1.4(1) gir krav på å ta inn kant topparmeringen 2 x platetykkelsen. 9.3.1.2(2) krever minst 0.20 x spennviden. Den maksimale lengden er brukt i hver tilfelle.

Armering av **midtfelt** mellom **aksene G-H**

Feltstriper & søylestriper (lik totalmomentfordeling 50%-50%)

$$d_x = 217 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 0.5 \cdot M_{felt.tot} = 0.5 \cdot 346.51 \text{ kNm} = 173.3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3300 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 846 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{173.3}{846} \right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 209 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{173.3 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 1938 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 3300 \cdot 217 = 1192 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1938}{\pi \cdot 8^2} \approx 10 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{10} = 330 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

Armering til støttemomentet i akse G

Søylestriper (80% av totale M)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.8 \cdot M_{\text{støtte.tot}} = 0.8 \cdot 430.54 \text{ kNm} = 344.432 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{344.432}{726}\right) \cdot 201 \text{ mm} \approx 189.5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{344.432 \cdot 10^6}{434 \cdot 189.5} \approx 4192 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{4192}{\pi \cdot 8^2} \approx 22 \text{ Ø16}$$

$$s = \frac{3300 \text{ mm}}{22} = 150 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{22 \text{ Ø16}}{3300 \text{ mm}}$$

Utgår, se forankringslengde av søylestriperne nedenfor

Regner skjærkapasiteten for platen og forankringslengde for armering søylestriperne over støttene langs akse G

Opptredende moment over $b=3300\text{mm}$ $M_{ED} = 344.432 \text{ kNm}$

Opptredende skjær over $b = 3300 \text{ mm}$ for et snitt mellom akse G og H nær akse G

$$V_{ED} = 0.8 \cdot 367.9 \text{ kN} = 294.32 \text{ kN}$$

Siden momentet og skjærkraften er maksimale over søylene i akse G, blir forankringslengden for topparmeringen over akse F likt for å spare regnetid.

Skjærkapasitet

$$A_s = 22 \cdot \emptyset 16 = 1408 \text{ mm}^2 \approx 4423.4 \text{ mm}^2 \quad b_w = 3300 \text{ mm}$$

$$d = 201 \text{ mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} = 0.0067$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \rightarrow \quad k = 2.0$$

$$C_{Rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 456 \text{ kN} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

$$V_{Rdc.min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) \cdot b_w \cdot d = 388 \text{ kN} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd.max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \left(0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) \cdot f_{cd} = 3388 \text{ kN} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

NB! maksimal skjærkraft over søylestripene langs akse G er mindre enn skjærkapasiteten, alle andre tverrsnitt har tilstrekkelig kapasitet og dermed skjærkapasiteten kontrolleres ikke videre

Regner forankringslengde i søylestripene for topparmeringen over akse G

EC2-1-1 8.4.3 gir:

$$L_{b.rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Konstruksjoner uten skjærarmering: $\Delta F_{td} = V_{ED}$

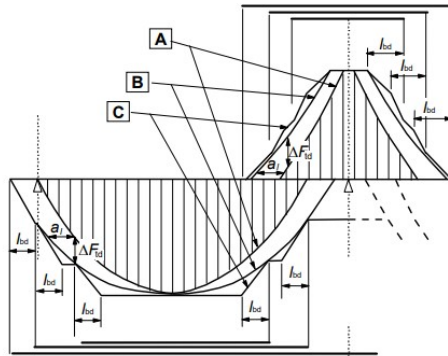
$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{344.432 \cdot 10^6}{189.5} + 294.32 \cdot 10^3}{22 \cdot \pi \cdot 8^2} = 477 \text{ MPa} > f_{yd}$$

Ikke akseptabelt, må øke armeringsarealet, prøver 25Ø16, s130mm

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{344.432 \cdot 10^6}{189.5} + 294.32 \cdot 10^3}{25 \cdot \pi \cdot 8^2} = 420 \text{ MPa} < f_{yd} \quad \text{ok}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot \frac{2.2 \text{ MPa}}{1.5} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow L_{b.rqd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{411.2 \text{ MPa}}{3.3 \text{ MPa}} = 498 \text{ mm}$$



Ih.h.t. EC2-1-1 9.2.1.3 (2) & (3) (figur 9.2), skal denne armeringen forankres etter momentnullpunktet med avstand lik:

$$l_{b.rqd.tot} = a_l + l_{bd;rqd} + l_0$$

Momentnullpunktene til $M = 430.54 \text{ kNm}$ er funnet ved manuell betraktning av feltene mellom akse F-G & G-H (kombinasjon X5):

$$l_{01} = 1.88 \text{ m}$$

Fra akse **G** mot **F**

$$l_0 = 1.41 \text{ m}$$

Fra akse **G** mot **H**

* For konstruksjoner uten behov for skjærarmering, blir: $a_l = d = 201$

* Total forankringslengde av topparmering i **søylestripene** fra akse **G**:

Fra akse **G** mot **F**

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1880 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 498 \text{ mm} \approx 2600 \text{ mm}$$

Fra akse **G** mot **H**

$$l_{b.rqd.tot.2} = 1410 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 498 \text{ mm} \approx 2100 \text{ mm}$$

Ny armering i søylestripene:

$$A_s = \frac{25 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

Feltstriper (20% av totale M)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.20 \cdot M_{støtte.tot} = 0.8 \cdot 430.54 \text{ kNm} = 86.108 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{86.108 \cdot 10^6}{434 \cdot 189.5} \approx 1047 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s.min} = 1104 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern} \quad s = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

Velger: $A_s = \frac{17 \cdot \text{Ø}16}{3300 \text{ mm}}$

Regner forankringslengde i feltstripene for topparmeringen over akse G

* Maskimal Skjærkraft: $V_{ED} = 0.20 \cdot 367.9 \text{ kN} = 73.58 \text{ kN}$

$$L_{bd.rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{86.108 \cdot 10^6}{190.95} + 73.58 \cdot 10^3}{14 \cdot \pi \cdot 8^2} = 186 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$f_{bd} = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow L_{bd.rqd} = \frac{16 \text{ mm}}{4} \cdot \frac{186 \text{ MPa}}{3.3 \text{ MPa}} = 225 \text{ mm}$$

* Total forankringslengde av topparmering i **Feltstripene** fra akse **G**:

Fra akse **G** mot **F**

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1880 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 225 \text{ mm} \approx 2300 \text{ mm}$$

Fra akse **G** mot **H**

$$l_{b.rqd.tot.1} = 1410 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 225 \text{ mm} \approx 1800 \text{ mm}$$

Armering av *midtfelt* mellom aksene F-G

Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

$$d_x = 217 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} = 0.5 \cdot M_{felt.tot} = 0.5 \cdot 133.28 \text{ kNm} = 66.64 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 846 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{66.64}{846} \right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 214 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{66.64 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 745 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 1192 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1192}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \cdot \emptyset 16}{3300 \text{ mm}}$$

Armering av støttemoment over akse F

Søylestriper (80% av totale M)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{støtte.tot} = 0.8 \cdot 164.6 \text{ kNm} = 131.68 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{128.48 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 1590 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1590 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 8 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{8} = 412.5 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \cdot \emptyset 16}{3300 \text{ mm}}$$

Feltstriper (20% av totale M)

$$d_x = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.20 \cdot M_{støtte.tot} = 0.20 \cdot 164.6 \text{ kNm} = 32.92 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{39.92 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 397 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1104 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

Armering av *Feltmomentene* mellom aksene E-F

Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

Minimums armering blir gjeldende

$$d_x = 217 \text{ mm}$$

$$A_{s.min} = 1192 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1192 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{6} = 550$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

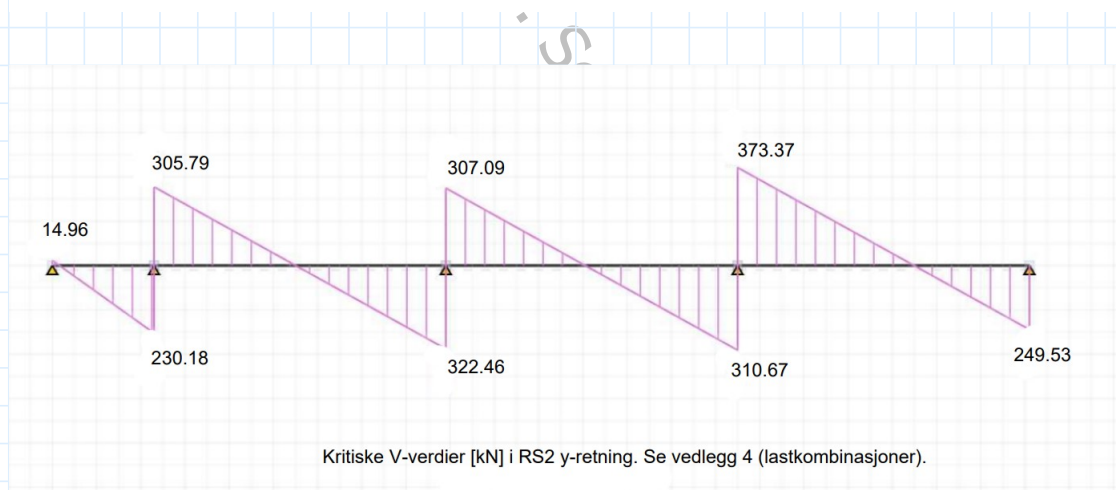
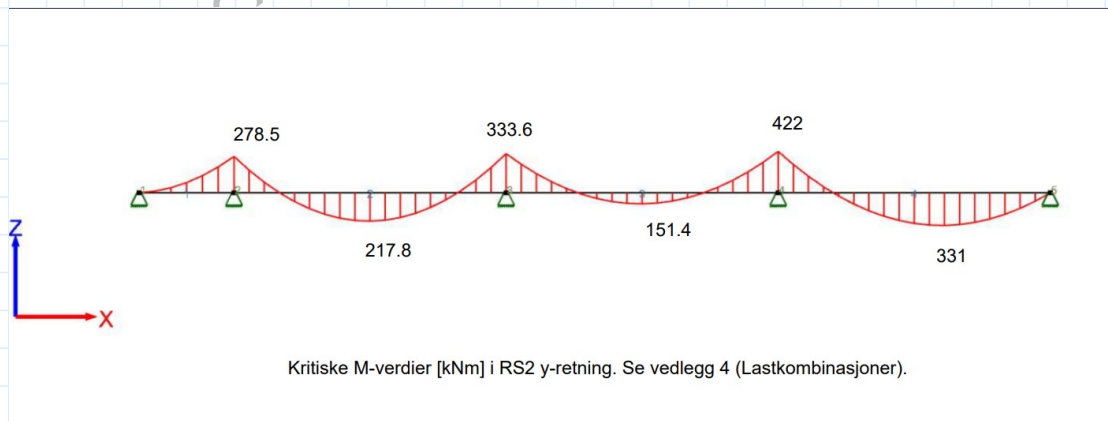
Y-retning

$$b_{max} = 6.95 \text{ m}$$

$$b_{S.S} = 3300 \text{ mm}$$

$$b_{F.S} = 3650 \text{ mm}$$

Kritiske M- og V-verdiene fra vedlegg 4:



com for more information.

Armering av **midtfelt** mellom aksene **15-16**

Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

$$d_y = d_x - \phi = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.50 \cdot M_{ED;felt,tot} = 0.20 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3300 \cdot 201^2 \cdot 10^{-6} \geq 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$M_{Rd;F.S} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3650 \cdot 201^2 \cdot 10^{-6} = 803 > M_{ED}$$

$$A_{s,min;S.S} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;F.S} = 1221 \text{ mm}^2$$

$$n_{S.S} = \frac{1104 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$n_{F.S} = \frac{1221 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s_{S.S} = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

$$s_{F.S} = \frac{3650}{7} = 521 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

i søylestripene

$$A_s = \frac{19 \text{ } \varnothing 16}{3650 \text{ mm}}$$

i feltstripene

Armering over støtte i akse 16

$$d_y = 217 \text{ mm}$$

søylestriper (momentfordeling 80%)

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;støtte;tot} = 0.80 \cdot 278.5 = 222.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3300 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 846 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{222.8}{846}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 207.3 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{222.8 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 2492 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1192 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{2492 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 13 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{13} \approx 250 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

Feltstriper (momentfordeling 20%)

$$d_y = 217 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.20 \cdot M_{ED;støtte;tot} = 0.20 \cdot 278.5 = 55.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;F.S} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3650 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 936 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{55.7}{936}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 214.8 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{55.7 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 623 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1318 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1318 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3650}{7} \approx 521.4 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{19 \text{ } \varnothing 16}{3650}$$

Armering av **midtfelt** mellom aksene 16-17

Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

$$d_y = d_x - \phi = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.50 \cdot M_{ED;felt,tot} = 0.50 \cdot 217.8 = 108.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$M_{Rd;F.S} = 802 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$A_{s,min;S.S} = 1104 \text{ mm}^2 \quad A_{s,min;F.S} = 1221 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{108.9 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 1314 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1314 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s_{S.S} = \frac{3300}{7} = 471.42 \text{ mm}$$

$$s_{F.S} = \frac{3650}{7} = 521 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \cdot \emptyset 16}{3300 \text{ mm}} \quad \text{i søylestriperne}$$

$$A_s = \frac{19 \cdot \emptyset 16}{3650 \text{ mm}} \quad \text{i feltstripene}$$

Armering over **støtte** i akse 17

$$d_y = 217 \text{ mm}$$

søylestriper (momentfordeling 80%)

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;støtte,tot} = 0.80 \cdot 333.6 = 266.88 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3300 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 846 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{266.88}{846}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 205.4 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{266.88 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 2985 \text{ mm}^2 \quad A_{s,min} = 1192 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{2985 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 15 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{15} \approx 220 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \cdot \emptyset 16}{3300 \text{ mm}}$$

Feltstriper (momentfordeling 20%)

$$d_y = 217 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;støtte,tot} = 0.20 \cdot 333.6 = 66.72 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;F.S} = 935 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{66.72}{935}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 214.4 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{66.72 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 746 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;F.S} = 1318 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1318 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3650}{7} \approx 521.4 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{19 \cdot \emptyset 16}{3650 \text{ mm}}$$

Armering av **midtfelt** mellom aksene 17-18

Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

$$d_y = d_x - \emptyset = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.50 \cdot M_{ED;felt,tot} = 0.50 \cdot 151.4 = 75.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$M_{Rd;F.S} = 802 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$A_{s,min;S.S} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;F.S} = 1221 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{75.7 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 913 \text{ mm}^2$$

$$n_{S.S} = \frac{1104 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$s_{S.S} = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

$$n_{F.S} = \frac{1221 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s_{F.S} = \frac{3650}{7} = 521 \text{ mm}$$

Kan godkjenne etter EC2:

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}} \quad \text{i søylestripene}$$

$$A_s = \frac{19 \text{ } \varnothing 16}{3650 \text{ mm}} \quad \text{i feltstripene}$$

Armering over støtte i akse 18

søylestriper (momentfordeling 80%)

$$d_y = 217$$

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;støtte;tot} = 0.80 \cdot 422 = 337 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 3300 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 846 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{337}{846} \right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 202.3 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{337 \cdot 10^6}{434 \cdot 202.3} \approx 3838 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1192 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{3838 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 20 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{20} \approx 165 \text{ mm}$$

Totalt gir dette:

20 Ø16; s160

Utgår, se forankringslengder for søylestriperne nedenfor

Forankringslengder til armering i søylestripene i akse 18:

Benytter maksimalmoment og skjærkraft (akse 18)

$$\text{I Søylestripe aske 18} \quad M_{ED} = 337 \text{ kNm}; \quad V_{ED} = 0.8 \cdot 373.37 = 298.7 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{337 \cdot 10^6}{202.3} + 298.7 \cdot 10^3}{21 \cdot \pi \cdot 8^2} = 465.3 > f_{yd}$$

* Prøver 23Ø16:

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{337 \cdot 10^6}{202.3} + 298.7 \cdot 10^3}{23 \cdot \pi \cdot 8^2} = 425 < f_{yd} \quad \text{ok}$$

$$l_{bd,rqd} = \frac{16}{4} \cdot \frac{425}{3.3} = 515 \text{ mm}$$

I søylestripene over akse 18, velger

$$A_s = \frac{23 \text{ Ø16}}{3300 \text{ mm}}$$

Momentnullpunktene til $M = 422 \text{ kNm}$ over akse 18 (hentet fra manuell betraktning av feltene mellom akse 17-18 og 18-19).

$$l_{01} = 1.37 \text{ m} \quad \text{Fra akse 18 mot 19}$$

$$l_{01} = 1.76 \text{ m} \quad \text{fra akse 18 mot 17}$$

Topparmeringen i feltstripene skal ha forankringslengder:

$$l_{bd,rqd,tot} = 1370 + 217 + 515 \approx 2100 \text{ mm} \quad \text{Fra akse 18 mot 19}$$

$$l_{bd,rqd,tot} = 1760 + 217 + 515 \approx 2500 \text{ mm} \quad \text{Fra akse 18 mot 17}$$

Gjelder topparmeringen i andre søylestriper også

Feltstriper (momentfordeling 20%)

$$d_y = 217 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;støtte,tot} = 0.20 \cdot 422 = 84.4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;F.S} = 935 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{84.4}{935}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 214.4 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{84.4 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 944 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;F.S} = 1318 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1318 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3650}{7} \approx 521 \text{ mm}$$

Godkjenner dette

$$A_s = \frac{19 \text{ } \varnothing 16}{3650 \text{ mm}}$$

Forankringslengder til armering i feltstripene over midtstøtter i akse 18:

$$\text{Feltstripe akse 18} \quad M_{ED} = 84.4 \text{ kNm} \quad ; \quad V_{ED} = 0.2 \cdot 373.37 = 74.7 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{84.4 \cdot 10^6}{206} + 74.7 \cdot 10^3}{15 \cdot \pi \cdot 8^2} = 161 < f_{yd}$$

ok

$$l_{bd;rqd} = \frac{16}{4} \cdot \frac{161}{3.3} = 195 \text{ mm}$$

Topparmeringen i **feltstripene** skal ha forankringslengder:

$$l_{bd;rqd;tot} = 1370 + 217 + 195 \approx 1700 \text{ mm}$$

Fra **akse 18 mot 19**

$$l_{bd;rqd;tot} = 1760 + 217 + 195 \approx 2100 \text{ mm}$$

Fra **akse 18 mot 17**

Gjelder topparmeringen i andre feltstriper også

Armering av **midtfelt** mellom aksene **18-19**

Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

$$d_y = d_x - \phi = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.50 \cdot M_{ED;felt;tot} = 0.50 \cdot 331 = 165.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd;S.S} = 726 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$M_{Rd;F.S} = 802 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$A_{s,min;S.S} = 1104 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;F.S} = 1221 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 \quad d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{165.5 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 1997 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1997 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 10 \text{ jern}$$

$$s_S = \frac{3300}{10} = 330 \text{ mm}$$

$$s_{F.S} = \frac{3650}{10} = 365 \text{ mm}$$

Velger

$$A_s = \frac{17 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

i søylestripene

$$A_s = \frac{19 \text{ } \varnothing 16}{3650 \text{ mm}}$$

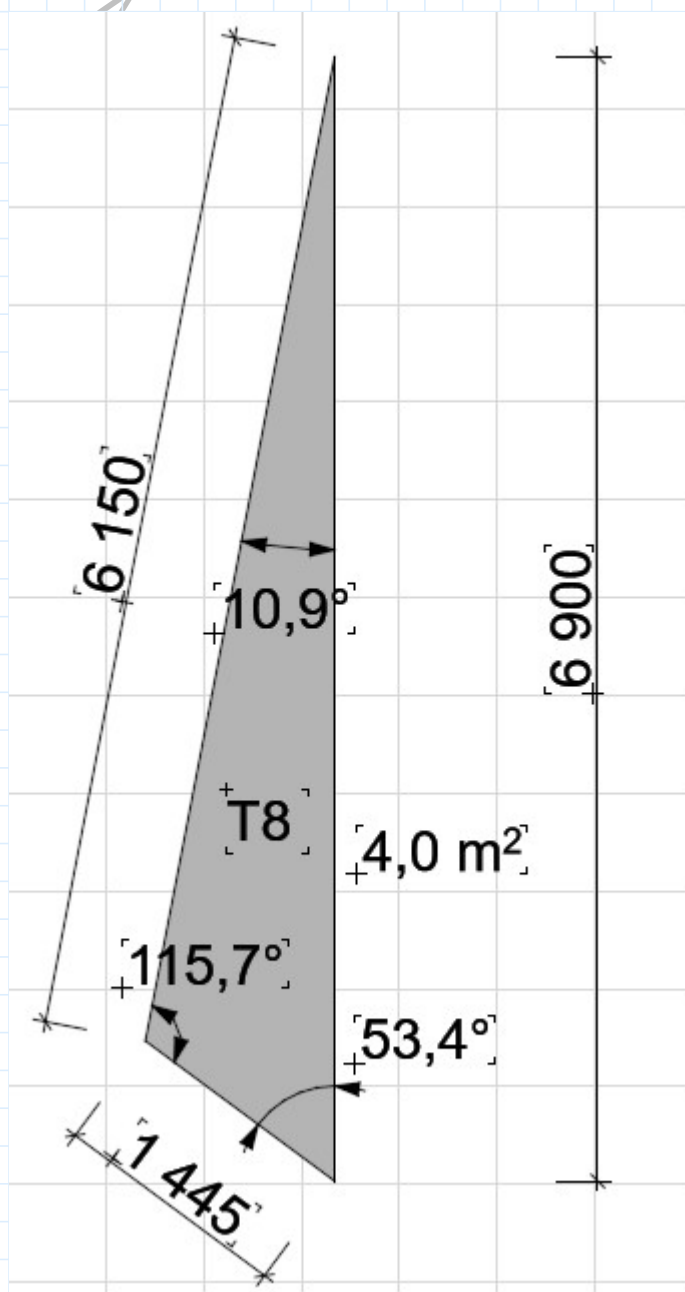
i feltstripene

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg 7: Flattdekke beregninger- soner med irregulær søyleplassering

IRS1

Steg 1: Velg trekanten med lengste sidekant:



Steg 2: Velg høyden på platen

$h = 250 \text{ mm}$

Allerede valgt siden geometri, armeringsdiameter, og overdekning var forhåndsbestemt i forprosjektet.

Steg 3: Dimensjonerende areal last og moment i ULS

$$Q_{Ed} = 13.32 \frac{kN}{m^2} \quad q_{Ed} = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 m = 13.32 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} = \frac{Q_{Ed} \cdot 1 m \cdot L^2}{8} = \frac{13.32 \cdot 6.9^2}{8} = 79 \frac{kNm}{m}$$

Velger $M_{Ed} = 100 \frac{kNm}{m}$ for å være mer sikker siden området er irregulært og beregningsmetoden er ikke 100% nøyaktig

Steg 4: Bestem nødvendig effektivhøyde (d)

I x-retning, er $d = 217 mm$ for bunnarmeringsmatte. Den er allerede valgt pga. forhåndsvalgt dekke tykkelse, armerrings diameter, og overdekning. Tregner ikke å beregne den

Steg 5: Beregn momentkapasiteten

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 256 \frac{kNm}{m} > M_{Ed} \quad \text{ok}$$

Trykksonen er delvis utnyttet

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{100}{256}\right) \cdot 217 = 202.6 mm$$

Steg 6: Beregn nødvendig armering

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{100 \cdot 10^6}{434 \cdot 202.6} = 1137 mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \cdot 217 = 361 mm^2$$

$$n = \frac{1137}{\pi \cdot 8^2} = 6$$

Bruker 6 Ø16 per meter platebredde

Steg 7: Kontroll av skjærkapasitet

Finner envies skjærkraft $V_{Ed1} = q_{Ed} \cdot \frac{L}{2} \Rightarrow V_{Ed1} = 13.32 \frac{kN}{m \cdot m} \cdot \frac{6.9}{2} m = 46 kN$

Finner skjærkapasiteten

$$\rho = \frac{6 \cdot \pi \cdot 8^2}{1000 \cdot 217} = 0.0056$$

$$C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{217}} = 1.96 < 2.0 \quad ok$$

$$V_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d = 138 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad ok$$

$$V_{Rd;c;min} = 0.0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 123 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad ok$$

Steg 8: Kontroll av gjennomlokking, se tegning 14 for arealene de ulike søylene i 2- og 3-ETG bærer

kantsøylene i IRS1 er belastet med arealet av trekant T2

$$A_{T2} = 4.8 \text{ m}^2$$

Arealet til søyle 02-1 er størst, bruker den for alle andre kantsøyer i IRS1 (konservativt)

$$\Rightarrow V_{Ed2} = q_{Ed} \cdot A = 13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4.8 \text{ m}^2 = 64 \text{ kN}$$

Innersøylene B1 & C1 er belastet med arealene

$$A_{B1} = 14.7 \text{ m}^2$$

$$A_{C1} = 16.6 \text{ m}^2 \quad \text{Bruker denne (konsevativt)}$$

$$\Rightarrow V_{Ed2} = q_{Ed} \cdot A = 13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 16.6 \text{ m}^2 = 221 \text{ kN}$$

Midlere effektivhøyde for topparmeringen i x- og y-retning

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{217 + 201}{2} = 209 \text{ mm}$$

Skjærstrekk kapasitet

$$\rho_x = \frac{384 \pi}{1000 \cdot 217} = 0.0056$$

$$\rho_y = \frac{384 \pi}{1000 \cdot 201} = 0.006$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.0058$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot \left(100 \cdot 0.0056 \cdot 35\right)^{\frac{1}{3}} = 0.65 \text{ MPa}$$

Innersøylene B1 & C1

$$u_1 = 2 c_1 + 2 c_2 + 4 \pi d = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) + (4 \cdot \pi \cdot 209) = 4026 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{221 \cdot 10^3}{4026 \cdot 209} = 0.26 \text{ MPa} < v_{Rd;c} \quad \text{ok}$$

Kantsøylene

$$u_1 = 2 c_2 + c_1 + 2 \pi d = (2 \cdot 300) + 400 + (2 \cdot \pi \cdot 209) = 2313 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{64 \cdot 10^3}{2313 \cdot 209} = 0.18 \text{ MPa} < v_{Rd;c} \quad \text{ok}$$

Trenger ikke gjennlukkingsarmering i ISR1!

Skjærtrykk kapasitet

$$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19.8 = 4.1 \text{ MPa} > v_{min}$$

Skjærtrykkkapasiteten kontrolleres ved søylekanten, må det kontrolleres:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max}$$

Hvor $u_0 = 2 c_1 + 2 c_2$ for en innersøyle

$u_0 = c_2 + 3 d \leq c_2 + 2 c_1$ for en kantsøyle

$u_0 = 3 d \leq c_2 + 2 c_1$ for en hjørnesøyle

Innersøyler $u_0 = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) = 1400 \text{ mm}$

$$v_{Ed} = 1.15 \cdot \frac{221 \cdot 10^3}{1400 \cdot 209} = 0.87 \text{ MPa} < v_{Rd,max} \quad \text{ok}$$

Kantsøyler $u_0 = 300 + (3 \cdot 209) = 927 \text{ mm}$

$$v_{Ed} = 1.40 \cdot \frac{64 \cdot 10^3}{927 \cdot 209} = 0.46 \text{ MPa} < v_{Rd,max} \quad \text{ok}$$

Skjærtrykkkapasitet er på sikker side

Steg 9: Tilnærmet nedbøyningskontroll

$$g_k = 2.3 + 6.3 = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_k = 0.3 \cdot 2.0 = 0.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k = g_k + p_k = 9.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 m = 9.2 \frac{kN}{m}$$

$$M = \frac{9.2 \cdot 6.9^2}{8} = 55 \text{ kNm}$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} = 13 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI = 34000 \cdot 13 \cdot 10^8 = 4.42 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{250} = \frac{6900}{250} = 27.6 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{M}{8 EI} \cdot \left[\left(\sqrt{2 L^2} \right) - \left(2 b_{søyle} \right) \right]^2 = \frac{55 \cdot 10^6}{8 \cdot 4.42 \cdot 10^{13}} \cdot \left[\left(\sqrt{2 \cdot 6900^2} \right) - \left(2 \cdot 300 \right) \right]^2 = 13 \text{ mm}$$

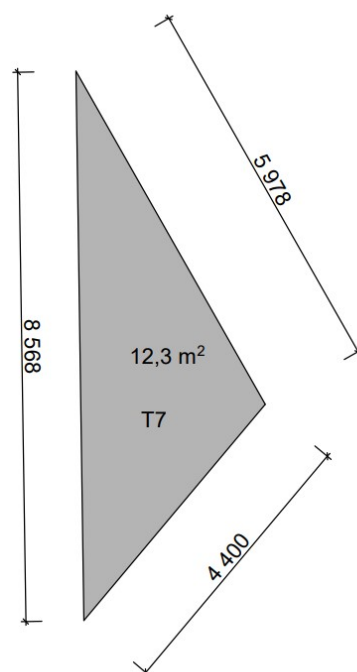
$$\delta < \delta_{tillatt} \quad \text{ok}$$

Steg 10: Detlajering og armeringstegning

Se vedlagte aremringtoner

IRS2

Steg 1: Velg trekanten med lengste sidekant:



more information.

Steg 2: Velg høyden på platen

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

Allerede valgt siden geometri, armeringsdiameter, og overdekning var forhåndsbestemt i forprosjektet

Steg 3: Dimensjonerende areal last og moment i ULS

$$Q_{Ed} = 13.32 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Ed} = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \text{ m} = 13.32 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} = \frac{Q_{Ed} \cdot 1 \text{ m} \cdot L^2}{8} = \frac{13.32 \cdot 8.6^2}{8} = 123 \frac{kNm}{m}$$

Velger $M_{ED} = 150 \frac{kNm}{m}$

for å være mer sikker siden området er irregulært og beregningsmetoden er ikke 100% nøyaktig

Steg 4: Bestem nødvendig effektivhøyde (d)

I x-retning, er $d = 217 \text{ mm}$ for bunnarmeringsmatte. Den er allerede valgt pga. forhåndsvalgt dekke tykkelse, armerrings diamter, og overdekning. Tregnger ikke å beregne den

Steg 5: Beregn momentkapasiteten

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 256 \frac{kNm}{m} > M_{Ed} \quad \text{ok}$$

Trykksonen er delvis utnyttet

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{150}{256}\right) \cdot 217 = 195 \text{ mm}$$

Steg 6: Beregn nødvendig armering

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{150 \cdot 10^6}{434 \cdot 195} = 1772 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \cdot 217 = 361 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1772}{\pi \cdot 8^2} = 9$$

Bruker 9 Ø16 per meter platebredde

Steg 7: Kontroll av skjærkapasitet

Finner envies skjærkraft $V_{Ed1} = q_{Ed} \cdot \frac{L}{2} \Rightarrow V_{Ed1} = 13.32 \frac{kN}{m \cdot m} \cdot \frac{8.6}{2} m = 57 \frac{kN}{m}$

Finner skjærkapasiteten

$$\rho = \frac{9 \cdot \pi \cdot 8^2}{1000 \cdot 217} = 0.0083$$

$$C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{217}} = 1.96 < 2.0 \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d = 156 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd;c;min} = 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 123 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad \text{ok}$$

Steg 8: Kontroll av gjennomløkking, se tegning nr. 14 for arealene som de ulike søylene bærer

Antar at alle kantsøylene i IRS2 er belastet med arealet av søyle 20-1-2 (konservativt)

$$A = 13.5 \text{ m}^2$$

Presenterer kapasitetskontroller på noen valgte søyler:

$$\Rightarrow V_{Ed2} = q_{Ed} \cdot A = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 13.5 \text{ m}^2 = 180 \text{ kN}$$

Innersøyle F19 er belastet med et areal $A = 27.8 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow V_{Ed2} = q_{Ed} \cdot A = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 27.8 \text{ m}^2 = 370.3 \text{ kN}$$

Innersøyle G19 er belastet et areal $A = 39.8 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow V_{Ed2} = q_{Ed} \cdot A = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 39.8 \text{ m}^2 = 530.14 \text{ kN}$$

Midlere effektivhøyde for topparmeringen i x- og y-retning

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{217 + 201}{2} = 209 \text{ mm}$$

Sjærstrekk kapasitet

$$C_{Rd;c} = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{209}} = 1.98 \quad \rho_x = \frac{576 \pi}{1000 \cdot 217} = 0.0083 \quad \rho_y = \frac{576 \pi}{1000 \cdot 201} = 0.0090$$
$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.0086$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot (100 \cdot 0.0086 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd;c} > v_{min}$$

ok

Innersøyle F19

$$u_1 = 2 c_1 + 2 c_2 + 4 \pi d = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) + (4 \cdot \pi \cdot 209) = 4026 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{370.3 \cdot 10^3}{4026 \cdot 209} = 0.50 \text{ MPa} < v_{Rd;c} \quad \text{ok}$$

Innersøyle G19

$$u_1 = 2 c_1 + 2 c_2 + 4 \pi d = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) + (4 \cdot \pi \cdot 209) = 4026 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{530.14 \cdot 10^3}{4026 \cdot 209} = 0.71 \text{ MPa} < v_{Rd;c} \quad \text{ok}$$

Kantsøylene

$$u_1 = 2 c_2 + c_1 + 2 \pi d = (2 \cdot 300) + 400 + (2 \cdot \pi \cdot 209) = 2313 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{180 \cdot 10^3}{2313 \cdot 209} = 0.52 \text{ MPa} < v_{Rd;c} \quad \text{ok}$$

Søylene H-20-1 (regnes som kant søyle) og E-20-2 (regnes som innersøyle) får en midlere effektiv høyde som er middelen av dekkets midlere effektiv høyde (209mm) og balkongens effektiv høyde (157mm), altså $d=183\text{mm}$. Søylene også er kontrollert for laster på balkongen i tillegg til areal andelene sine fra etasje dekket, og er på sikker side. Beregningene er ikke presentert her for å få med mindre skriving.

Trenger ikke gjennomlokkingsarmering over søylene i IRS2

Skjærtrykk kapasitet

$$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19.8 = 4.1 \text{ MPa}$$

Skjærtrykk kapasiteten kontrolleres ved søylekanten, og det må kontrolleres at:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max}$$

Hvor: $u_0 = 2 c_1 + 2 c_2$ for en innersøyle

$u_0 = c_2 + 3 d \leq c_2 + 2 c_1$ for en kantsøyle

$u_0 = 3 d \leq c_2 + 2 c_1$ for en hjørnesøyle

Innersøyle F19 $u_0 = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) = 1400 \text{ mm}$

$$v_{Ed} = 1.15 \cdot \frac{370.3 \cdot 10^3}{1400 \cdot 209} = 1.45 \text{ MPa} < v_{Rd,max} \quad \text{ok}$$

Innersøyle G19 $u_0 = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) = 1400 \text{ mm}$

$$v_{Ed} = 1.15 \cdot \frac{530.14 \cdot 10^3}{1400 \cdot 209} = 2.1 \text{ MPa} < v_{Rd,max} \quad \text{ok}$$

Kantsøylene $u_0 = 300 + (3 \cdot 209) = 927 \text{ mm}$

$$v_{Ed} = 1.40 \cdot \frac{180 \cdot 10^3}{927 \cdot 209} = 1.30 \text{ MPa} < v_{Rd,max} \quad \text{ok}$$

Skjærtrykkkapasitet er på sikker side

ok

Steg 9: Tilnærmet nedbøyningskontroll

$$g_k = 2.3 + 6.3 = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_k = 0.3 \cdot 2.0 = 0.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k = g_k + p_k = 9.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 m = 9.2 \frac{kN}{m}$$

$$M = \frac{9.2 \cdot 8.6^2}{8} = 85 \text{ kNm}$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} = 13 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI = 34000 \cdot 13 \cdot 10^8 = 4.42 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{250} = \frac{8600}{250} = 34.4 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{M}{8 EI} \cdot \left[\left(\sqrt{2 L^2} \right) - \left(2 b_{søyle} \right) \right]^2 = \frac{85 \cdot 10^6}{8 \cdot 4.42 \cdot 10^{13}} \cdot \left[\left(\sqrt{2 \cdot 8600^2} \right) - \left(2 \cdot 300 \right) \right]^2 = 32 \text{ mm}$$

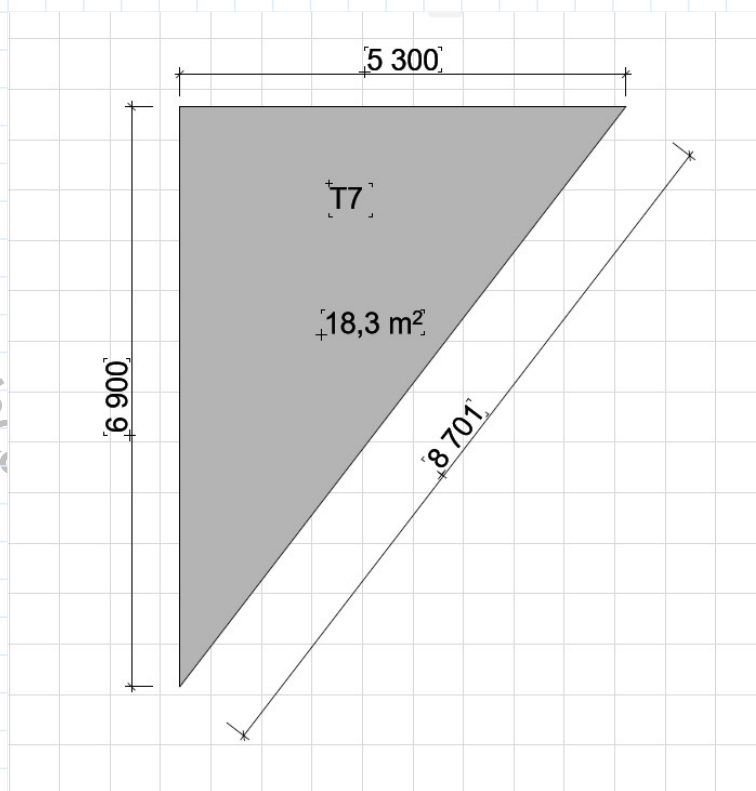
$$\delta < \delta_{tillatt} \quad \text{ok}$$

Steg 10: Detlajering og armeringstegning

Se vedlagte aremringtoner

IRS3

Velg trekanten med lengste sidekant:



Trenger ikke å gjenta beregninger siden armeringsmengde blir i x- og y-retnign den samme som IRS2

$$A_s = \frac{9 \cdot \text{Ø16}}{m}$$

$$\rho_x = \frac{576 \pi}{1000 \cdot 217} = 0.0083 \quad \rho_y = \frac{576 \pi}{1000 \cdot 201} = 0.0090$$

Skjærkapasiteten og nedbøyninger blir også tilnærmet lik IRS2

Kontroll av gjennomlokking

NB! Alle søyler i IRS3 er sikre mot gjennomlokking. Både skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten er på sikker side (beregningen er ikke presentert for å få mindre sider i rapporten).

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg8: Gjennomlokkingskontroll over søyler i RS1 & RS2

Innledning:

Søyler som krever gjennomlokkingsarmering i sonene RS1 og RS2 er:

Kantsøyle D2 i RS1

Kantsøylene H16, H17, og H18 i RS2

Innersøylene G17 og G18 i RS2

Totalt er det 6 søyler som er gjennomlokkingsarmert i bygget

Kravene for gjennomlokking er gitt i **EC2-1-1 6.4** og **9.4.3**

Karakteristiske areallaster over dekket (alle etasjer) (**se vedlegg 1 & 4**):

$$g_k = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k = 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerte areallast

$$q_{ED} = 1.2 g_k + 1.5 q_k = 13.32 \frac{kN}{m^2}$$

Midlere effektivehøyde:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{201 + 217}{2} = 209 \text{ mm}$$

Kontroll omkrets for innersøylene

$$u_1 = 2 c_1 + 2 c_2 + 4 \pi d = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) + (4 \cdot \pi \cdot 209) = 4026 \text{ mm}$$

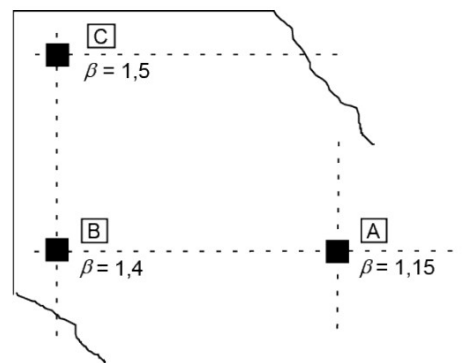
Kontroll omkrets for kantsøylene i RS1

$$u_1 = 2 c_1 + c_2 + 2 \pi d = (2 \cdot 300) + 400 + (2 \cdot \pi \cdot 209) = 2313 \text{ mm}$$

Kontroll omkrets for kantsøylene i RS2

$$u_1 = c_1 + 2 c_2 + 2 \pi d = 300 + (2 \cdot 400) + (2 \cdot \pi \cdot 209) = 2413 \text{ mm}$$

Ihht til EC2, vil skjærspenningene økes pga søyle-dekke momentene, men hvis horisontal stabilitet av bygget er ivarettatt av annet system enn rammeverket mellom søylene-platene, kan figur 6.21N benyttes for å finne økningsfaktoren (β) av skjærspenningene. I denne oppgaven, er vindavstivning tatt av vertikaleskiver, så β -verdiene kan benyttes direkte fra figuren uten ekstra beregninger.



- A internal column
- B edge column
- C corner column

Figure NA.6.21N — Simplified values for β

Kantsøyle D2

Armeringsforhold til topparmeringen som går over søylen i x- og y- retning i en bredde lik søylens bredde +3d på hver side :

X-retning

$$b = 400 + 2 \cdot (3 \cdot 209) = 1654 \text{ mm}$$

$$A_{sx;topp} = 12 \text{ } \varnothing 16 \text{ over en bredde lik søylestirpen} = 2800 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{1654}{2800} \cdot 12 \cdot \pi \cdot 8^2 = 1425 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} = \frac{1425}{1654 \cdot 201} = 0.0043$$

Y-retning

$$b = 300 + 2 \cdot (3 \cdot 209) = 1554 \text{ mm}$$

$$A_{sy;topp} = 16 \text{ } \varnothing 16 \text{ over en bredde lik søylestirpen} = 2800 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{1554}{2800} \cdot 16 \cdot \pi \cdot 8^2 = 1785 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{ly} = \frac{1785}{1554 \cdot 217} = 0.0053$$

$$\Rightarrow \rho = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0048$$

Sjærstrekk kapasitet

$$C_{Rd;c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{209}} = 1.98$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot (100 \cdot 0.0048 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd;c} > v_{min} \quad \text{ok}$$

Sjærtyrkk kapasitet

$$v_{Rd;max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19.8 = 4.1 \text{ MPa}$$

(se tegning 14 for areal fordeling over søylene)

Søyle D2 er belastet med areal fra dekket

$$A = 18.4 \text{ m}^2$$

Søyle D2 er belastet med areal fra en bakong

$$A = 2.8 \text{ m}^2$$

$$V_{Ed2} = \left(13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 18.4 \text{ m}^2\right) + \left(12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.8 \text{ m}^2\right) = 279 \text{ kN}$$

Skjærspenninger ved første kritisk kontroll omkrets:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{279 \cdot 10^3 \text{ N}}{2313 \text{ mm} \cdot 209 \text{ mm}} = 0.81 > v_{Rd;c}$$

ikkeok!

Skjærspenninger ved søylekant:

$$u_0 = c_2 + 3 d = 300 + (3 \cdot 209) = 927 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_0 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{279 \cdot 10^3}{927 \cdot 209} = 2.0 \text{ MPa} < v_{Rd;max}$$

ok

Nødvendig armering

$$v_{Rd;c;max} = 1.96 \cdot 0.81 = 1.59 \text{ MPa} > v_{Ed} = 0.81 \text{ MPa}$$

DVS. at Peikko systemet kan benyttes

ok

Første omkrets hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out;eff} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd;c} \cdot d}$$

$$\Rightarrow u_{out;eff} = 1.40 \cdot \frac{279 \cdot 10^3}{0.81 \cdot 209} = 2307.3 \text{ mm}$$

Regner avstanden fra kantsøylenes liv til den første omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out;eff} = c_1 + 2 c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{out}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{u_{out;eff} - (c_1 + 2 c_2)}{\pi} = \frac{2307.3 - (400 + 2 \cdot 300)}{\pi} = 416 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{416 \text{ mm}}{d = 209 \text{ mm}} = 1.99 d$$

Regner høyden på armeringsenhetene

$$h_A = h - 2 c_{nom} = 250 - (2 \cdot 25) = 200 \text{ mm}$$

Avstander mellom skjærarmeringsenhetene

Radielle avstander

$$s_l \leq 0.75 d = 0.75 \cdot 156.75 \text{ mm}$$

Første stang plasseres fra søylen

$$s_0 \geq 0.35 d < 0.5 d$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_l = 150 \text{ mm}$$

$$0.35 d = 73.15 \text{ mm} \quad 0.5 d = 104.5$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_0 = 75 \text{ mm}$$

Skjærarmeringen plasseres innenfor avstand lik den effektive høyden fra omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig, dette medfører at hele armeringen skal plasseres over en avstand fra søylens kanter lik:

$$l_{req} = 2 d_{out} - d = 416 - 209 = 207 \text{ mm}$$

Minste antallet PSB armeringstenger per 1 element

$$n_{req} = \frac{l_{req} - s_0}{s_l} + 1 = \frac{605 - 70}{150} + 1 = 1.88 \quad n_{prov} = 2$$

Aktuell lengde av et element

$$l_{s;prov} = s_0 + (n_{prov} - 1) \cdot s_l = 75 + (2 - 1) \cdot 150 = 225 \text{ mm}$$

Øker elementenes lengde med $s_0 = 75 \text{ mm}$ som tekniskhåndboken anbefaler; slik at:

$$l_{s;tot} = 370 + 75 = 300 \text{ mm}$$

Aktuell ytre kontroll omkrets

$$u_{out;prov} = c_1 + 2 c_2 + 2 \pi \cdot (l_{s;prov} + d) = 3727 \text{ mm}$$

Kontrollerer skjærspenningen ved den aktuelle ytre omkretsen

$$v_{Ed;out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{out;prov} \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{279 \cdot 10^3}{3727 \cdot 209} = 0.50 \text{ MPa} < v_{Rd;c;out} = 0.61 \text{ MPa}$$

ok

Antall armeringsenheter

1. Fasthetstilstand $m_{c;req} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd}}$ $\eta = 1.0$ for $d \leq 200 \text{ mm}$

$$\eta = 1.0 \text{ for } d \geq 800 \text{ mm}$$

A_{si} armeringsarealet per stang
(Velger Ø10)

Linærinterpolering for mellomverdier

n_c Antallet stenger mellom
elementene, er lik 2

$$\Rightarrow \eta = 1.015$$

$$\Rightarrow m_{c;req} \geq \frac{1.40 \cdot 279 \cdot 10^3 \cdot 1.015}{2 \cdot \pi \cdot 5^2 \cdot 434} \geq 5.81 \approx 6 \text{ elementer}$$

Tangentielle avstander i følge Peikko og ETA avviker fra EC2-1-1. Dette er fordi EC2-1-1 gir krav for tradisjonell skjærarmering med bøyler eller kroker, mens Peikko leverer produkter som er testet i laboratorie og bruker kravene fra ETA

Innenfor 1d fra søylen: $s_t \leq 1.7 d$

Utenfor 1d fra søylen og
ut mot ytre omkretsen
hvor armering er ikke
nødvendig:

$$s_t \leq 3.5 d$$

Sjekker maksimal gjennomlokkingsmotstand av PSB Ø10 T-hodet armering

$$V_{Rd;sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 500}{4 \cdot 1.15 \cdot 1.015} = 403 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} = 1.40 \cdot 279 \text{ kN} = 391 \text{ kN} < V_{Rd;sy}$$

ok

Konklusjon: Bruker **6 elementer** med **2Ø10** stenger per element, **total lengde** av elementene er **300 mm** fra søyleneskanter. Se tegning10 for detaljer.

RS2

Kantsøylene H16, H17, & H18

H17 & H18 likt belastet fra platene, men H16 er litt mindre belastet. Siden H17 & H18 er mest kritisk, vil H16 få samme armeringsmengde som H17 & H18 for å spare tid. Se tegning 14 for arealene de ulike søylene bærer.

$$A = 24.3 \text{ m}^2$$

Areal fra platen

$$A = (3.6 + 5) = 8.6 \text{ m}^2$$

Areal fra balkonger

Laster

$$\text{Fra blakongene} \quad Q_{Ed} = (25 \cdot 0.20) \cdot 1.2 + (4 \cdot 1.5) = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Fra platen} \quad Q_{Ed} = 13.32$$

2-veis skjærkraften fra søylene på platen

$$V_{Ed2} = (12 \cdot 8.6) + (13.32 \cdot 24.3) = 427 \text{ kN}$$

Armeringsforhold til topparmeringen som går over søylen i x- og y- retning i en bredde lik søylens bredde +3d på hver side :

X-retning

$$b = 300 + 2 \cdot (3 \cdot 209) = 1554 \text{ mm}$$

$$A_{sx;topp} = 16 \text{ } \varnothing 16 \text{ over en bredde lik søylestirpen} = 3300 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{1554}{3300} \cdot 16 \cdot \pi \cdot 8^2 = 1514 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} = \frac{1514}{1554 \cdot 201} = 0.0049$$

Y-retning

$$b = 400 + 2 \cdot (3 \cdot 209) = 1654 \text{ mm}$$

$$A_{sy;topp} = 17 \text{ } \varnothing 16 \text{ over en bredde lik søylestirpen} = 3300 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{1654}{3300} \cdot 17 \cdot \pi \cdot 8^2 = 1713 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{ly} = \frac{1713}{1654 \cdot 217} = 0.0048$$

$$\Rightarrow \rho = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0048$$

Sjærstrekk kapasitet

$$C_{Rd;c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{209}} = 1.98$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot (100 \cdot 0.0036 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd;c} > v_{min} \quad \text{ok}$$

Sjærtyrkk kapasitet

$$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19.8 = 4.1 \text{ MPa}$$

Skjærspenninger ved første kritisk kontroll omkrets:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3 \text{ N}}{2413 \text{ mm} \cdot 209 \text{ mm}} = 1.18 > v_{Rd;c}$$

ikkeok!

Skjærspenninger ved søylekant:

$$u_0 = c_2 + 3 \cdot d = 300 + (3 \cdot 209) = 927 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_0 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3}{927 \cdot 209} = 3.08 \text{ MPa} < v_{Rd,max}$$

ok

Nødvendig armering

$$v_{Rd;c,max} = 1.96 \cdot 0.61 = 1.2 \text{ MPa} > v_{Ed} = 1.18 \text{ MPa}$$

DVS. at Peikko systemet kan benyttes

ok

Første omkrets hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out;eff} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd;c} \cdot d}$$

$$\Rightarrow u_{out;eff} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3}{0.61 \cdot 209} = 4689 \text{ mm}$$

Regner avstanden fra kantsøylenes liv til den første omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out;eff} = c_1 + 2 c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{out}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{u_{out;eff} - (2 c_1 + c_2)}{\pi} = \frac{4689 - (2 \cdot 400 + 300)}{\pi} = 1047 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{1047}{d = 209} = 5 d$$

Regner høyden på armeringsenhetene

$$h_A = h - 2 c_{nom} = 250 - (2 \cdot 25) = 200 \text{ mm}$$

Avstander mellom skjærarmeringsenhetene

Radielle avstander

$$s_l \leq 0.75 d = 0.75 \cdot 209 = 156.75 \text{ mm}$$

Første stang plasseres fra søylen

$$s_0 \geq 0.35 d < 0.5 d$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_l = 150 \text{ mm}$$

$$0.35 d = 73.15 \text{ mm} \quad 0.5 d = 104.5$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_0 = 75 \text{ mm}$$

Skjærarmeringen plasseres innenfor avstand lik den effektive høyden fra omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig, dette medfører at hele armeringen skal plasseres over en avstand fra søylens kanter lik:

$$l_{req} = 2 d_{out} - d = 1047 - 209 = 838 \text{ mm}$$

Minste antallet PSB armeringstenger per 1 element

$$n_{req} = \frac{l_{req} - s_0}{s_l} + 1 = \frac{825 - 70}{150} + 1 = 6.08 \quad n_{prov} = 7$$

Aktuell lengde av et element

$$l_{s;prov} = s_0 + (n_{prov} - 1) \cdot s_l = 70 + (7 - 1) \cdot 150 = 975 \text{ mm}$$

Øker elementenes lengde med $s_0 = 75 \text{ mm}$ som tekniskhåndboken anbefaler; slik at:

$$l_{s;tot} = 970 + 75 = 1050 \text{ mm}$$

Aktuell ytre kontroll omkrets

$$u_{out;prov} = 2 c_1 + c_2 + 2 \pi \cdot (l_{s;prov} + d) = 8139 \text{ mm}$$

Kontrollerer skjærspenningen ved den aktuelle ytre omkretsen

$$v_{Ed;out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{out;prov} \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3}{8109 \cdot 209} = 0.35 \text{ MPa} < v_{Rd;c;out} = 0.61 \text{ MPa}$$

ok

Antall armeringsenheter

1. Fasthetstilstand $m_{c;req} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd}}$ $\eta = 1.0$ for $d \leq 200 \text{ mm}$

$$\eta = 1.0 \text{ for } d \geq 800 \text{ mm}$$

A_{si} armeringsarealet per stang
(Velger Ø10)

Linærinterpolering for mellomverdier

n_c Antallet stenger mellom
elementene, er lik 2

$$\Rightarrow \eta = 1.015$$

$$\Rightarrow m_{c;req} \geq \frac{1.40 \cdot 427 \cdot 10^3 \cdot 1.015}{2 \cdot \pi \cdot 5^2 \cdot 434} \geq 8.9 \approx 9 \text{ elementer}$$

Tangentielle avstander i følge Peikko og ETA avviker fra EC2-1-1. Dette er fordi EC2-1-1 gir krav for tradisjonell skjærarmering med bøyler eller kroker, mens Peikko leverer produkter som er testet i laboratorie og bruker kravene fra ETA

Innenfor 1d fra søylen: $s_t \leq 1.7 d$

Utenfor 1d fra søylen og
ut mot ytre omkretsen
hvor armering er ikke
nødvendig:

$$s_t \leq 3.5 d$$

Sjekker maksimal gjennomlokkingsmotstand av PSB Ø10 T-hodet armering

$$V_{Rd;sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 9 \cdot 2 \cdot \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 500}{4 \cdot 1.15 \cdot 1.015} = 606 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} = 1.40 \cdot 597.8 \text{ kN} = 598 \text{ kN} < V_{Rd;sy}$$

ok

Konklusjon: Bruker **9 elementer** med **7Ø10** stenger per element, **total lengde** av elementene er **1050 mm** fra søyleneskanter. Se tegning 11 for detaljer.

NB! Dette gjelder kantsøylene **H16, H17, & H18**

Innersøylene G17 & G18

Belastningsareal (tegning 14)

$$A = 6.45 \text{ m} \cdot 6.6 \text{ m} = 42.57 \text{ m}^2$$

2-veis skjærkraften fra søylene på platen

$$V_{Ed2} = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 42.57 \text{ m}^2 = 567 \text{ kN}$$

Armeringsforhold til topparmeringen som går over søylen i x- og y- retning i en bredde lik (søylensbredde + 3d) på hver side :

X-retning

$$b = 300 + 2 \cdot (3 \cdot 209) = 1554 \text{ mm}$$

$$A_{sx;topp} = 22 \text{ } \varnothing 16 \text{ over en bredde lik søylestirpen} = 3300 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{1554}{3300} \cdot 22 \cdot \pi \cdot 8^2 = 2083 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} = \frac{2083}{1554 \cdot 201} = 0.0067$$

Y-retning

$$b = 400 + 2 \cdot (3 \cdot 209) = 1654 \text{ mm}$$

$$A_{sy;topp} = 15 \text{ } \varnothing 16 \text{ over en bredde lik søylestirpen} = 3300 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{1654}{3300} \cdot 15 \cdot \pi \cdot 8^2 = 1512 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{ly} = \frac{1512}{1654 \cdot 217} = 0.0042$$

$$\Rightarrow \rho = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0.0053$$

Sjærstrekk kapasitet

$$C_{Rd;c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{209}} = 1.98$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot (100 \cdot 0.0053 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd;c} > v_{min}$$

ok

Sjærtyrkk kapasitet

$$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19.8 = 4.1 \text{ MPa}$$

Skjærspenninger ved første kritisk kontroll omkrets:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{567 \cdot 10^3 \text{ N}}{4026 \text{ mm} \cdot 209 \text{ mm}} = 0.77 > v_{Rd,c}$$

ikkeok!

Skjærspenninger ved søylekant:

$$u_0 = 2 c_1 + 2 c_2 = 1400 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_0 \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{357 \cdot 10^3}{1400 \cdot 209} = 1.4 \text{ MPa} < v_{Rd,max}$$

ok

Nødvendig armering

$$v_{Rd,c,max} = 1.96 \cdot 0.63 = 1.23 \text{ MPa} > v_{Ed} = 0.77 \text{ MPa}$$

DVS. at Peikko systemet kan benyttes

ok

Første omkrets hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out,eff} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}$$

$$\Rightarrow u_{out,eff} = 1.15 \cdot \frac{567 \cdot 10^3}{0.63 \cdot 209} = 4952 \text{ mm}$$

Regner avstanden fra kantsøylene liv til den første omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out,eff} = c_1 + 2 c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{out}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{u_{out,eff} - (2 c_1 + c_2)}{\pi} = \frac{4952 - (2 \cdot 400 + 2 \cdot 300)}{\pi} = 1131 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{1131}{d = 209} = 5.41 d$$

Regner høyden på armeringsenhetene

$$h_A = h - 2 c_{nom} = 250 - (2 \cdot 25) = 200 \text{ mm}$$

Avstander mellom skjærarmeringsenhetene

Radielle avstander

$$s_l \leq 0.75 d = 0.75 \cdot 156.75 \text{ mm}$$

Første stang plasseres fra søylen

$$s_0 > 0.35 d < 0.5 d$$

$$0.35 d = 73.15 \text{ mm}; \quad 0.5 d = 104.5$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_l = 150 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_0 = 75 \text{ mm}$$

Skjærarmeringen plasseres innenfor avstand lik den effektive høyden fra omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig, dette medfører at hele armeringen skal plasseres over en avstand fra søylens kanter lik:

$$l_{req} = 2 d_{out} - d = 1131 - 209 = 922 \text{ mm}$$

Minste antallet PSB armeringstenger per 1 element

$$n_{req} = \frac{l_{req} - s_0}{s_l} + 1 = \frac{1102 - 70}{150} + 1 = 6.88 \quad n_{prov} = 7$$

Aktuell lengde av et element

$$l_{s;prov} = s_0 + (n_{prov} - 1) \cdot s_l = 75 + (7 - 1) \cdot 150 = 975 \text{ mm}$$

Øker elementenes lengde med $s_0 = 75 \text{ mm}$ som tekniskhåndboken anbefaler; slik at:

$$l_{s;tot} = 970 + 75 = 1050 \text{ mm}$$

Aktuell ytre kontroll omkrets

$$u_{out;prov} = 2 c_1 + 2 c_2 + 2 \pi \cdot (l_{s;prov} + d) = 8839 \text{ mm}$$

Kontrollerer skjærspenningen ved den aktuelle ytre omkretsen

$$v_{Ed;out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{out;prov} \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{567 \cdot 10^3}{9750 \cdot 209} = 0.32 \text{ MPa} < v_{Rd;c;out} = 0.63 \text{ MPa}$$

ok

Antall armeringsenheter

1. Fasthetstilstand $m_{c;req} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd}}$ $\eta = 1.0$ for $d \leq 200 \text{ mm}$

$\eta = 1.0$ for $d \geq 800 \text{ mm}$

A_{si} armeringsarealet per stang
(**Velger Ø10**)

Linærinterpolering for mellomverdier

n_c Antallet stenger mellom
elementene, er lik 2

$\Rightarrow \eta = 1.015$

$\Rightarrow m_{c;req} \geq \frac{1.15 \cdot 567 \cdot 10^3 \cdot 1.015}{2 \cdot \pi \cdot 5^2 \cdot 434} \geq 9.7 \approx 10 \text{ elementer}$

Tangentielle avstander i følge Peikko og ETA avviker fra EC2-1-1. Dette er fordi EC2-1-1 gir krav for tradisjonell skjærarmering med bøyler eller kroker, mens Peikko leverer produkter som er testet i laboratorie og bruker kravene fra ETA

Innenfor 1d fra søylen: $s_t \leq 1.7 d$

Utenfor 1d fra søylen og
ut mot ytre omkretsen
hvor armering er ikke
nødvendig: $s_t \leq 3.5 d$

Sjekker maksimal gjennomlokkingsmotstand av PSB Ø10 T-hodet armering

$$V_{Rd;sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 10 \cdot 2 \cdot \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 500}{4 \cdot 1.15 \cdot 1.015} = 672.9 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} = 1.15 \cdot 567 \text{ kN} = 652 \text{ kN} < V_{Rd;sy} \quad \text{ok}$$

Konklusjon: Bruker **10 elementer** med **7Ø10** stenger per element, **total lengde** av elementene er **1050 mm** fra søyleneskanter. Se tegning 11 for detaljer.

NB! Dette gjelder innersøylene **G17 & G18**

NB!

Antallet armeringsenheter kan bli økt dersom kravet til tangentielle avstander er ikke tilfredsstilt ihht. teknisk håndbok fra Peikko. Se tegningene 10 & 11.

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg 9

TECHNICAL MANUAL



PSB®

Reinforcement against punching failure of slabs

Reinforcement against punching failure of slabs

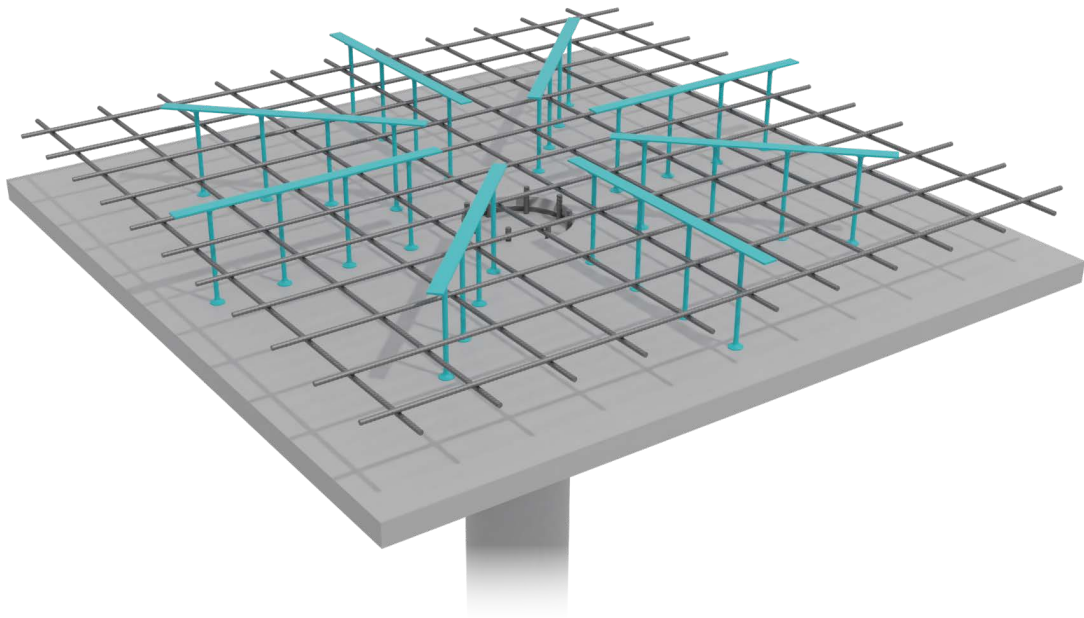
- Higher resistances than stirrups
- Simple and efficient installation
- Optimizing the construction height of the building
- Approved acc. to ETA-13/0151 for static and non-predominantly static loading
- Available in Peikko Designer®

PSB® is a building product mainly used as vertical reinforcement to increase the punching resistance of concrete flat slabs or ground slabs. The type, geometry and dimensions PSB® may be designed and the resistances of concrete members reinforced by PSB® elements may be verified using Peikko Designer®.

The properties of PSB® as well as the resistances of slabs reinforced by PSB® are approved within the European Technical Approval ETA-13/0151.

PSB® is manufactured and delivered in form of reinforcement elements that consist of double headed steel studs connected by an assembly profile. Since the product is designed and pre-fabricated by Peikko, the installation of the product is much simpler than it is for other traditional reinforcement elements (stirrups). This applies for the case when PSB® is used in cast-in situ or in pre-cast elements.

PSB® reinforcement is fully integrated in the concrete slab and is thus an ideal reinforcement system for monolithic slim-floor structures or flat concrete slabs in general. The double headed studs used in PSB® reinforcement elements enable the slab to develop a resistance that is up to 40% higher than the resistance of a slab reinforced by traditional reinforcement techniques such as stirrups.



CONTENTS

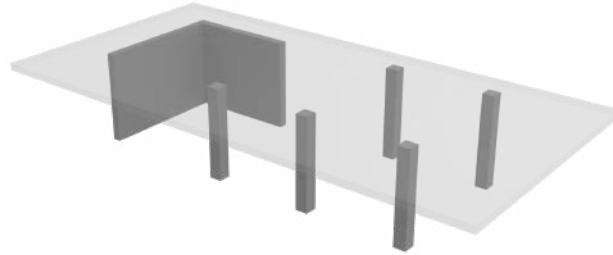
- About PSB® 4
- 1. Product properties 4
 - 1.1 Structural behavior 5
 - 1.2 Limitations for application 7
 - 1.3 Other properties 8
- 2. Resistances 8
- Selecting PSB® 9
- Installation of PSB® 15

About PSB®

1. Product properties

Reinforced concrete flat slabs are nowadays one of the most popular structural systems in residential, administrative, industrial and many other types of buildings. The system usually consists of slabs locally supported by columns or walls without down stand beams. Such configuration allows optimizing the space on the floor area and to perform saving with regards to the total height of the building.

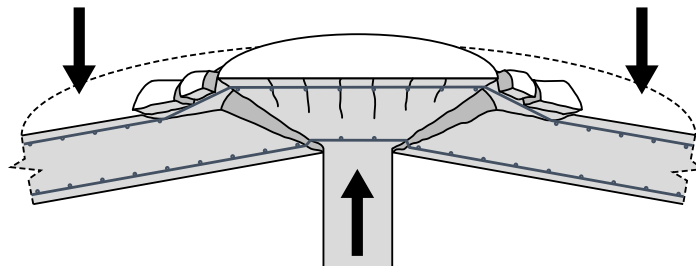
Figure 1. Flat slab supported on columns and walls.



Between supports, the slab is usually designed as a two-way slab to resist bending moments in two orthogonal directions. In support area, the bending moments are combined with transverse loads – reactions from supports. Such combined loading results in a state of stress may lead to failure of the slab by punching. The verification of the punching resistance of the slab is often decisive for the definition of the thickness of the concrete slab.

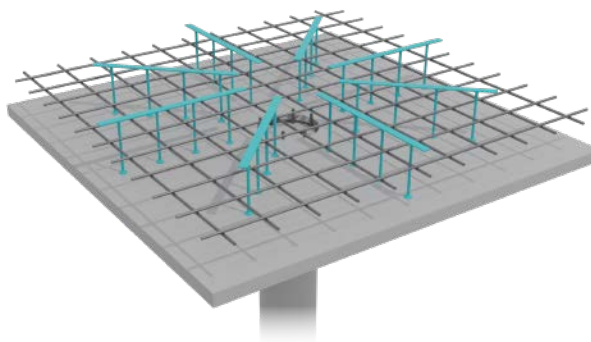
Punching usually occurs so that a concrete cone is separated from the slab, bending reinforcement is pulled away from concrete and the slab falls down due to gravity forces (Figure 2). Experience shows that failure by punching is particularly dangerous since it is a brittle phenomenon that happens suddenly without any previous signs of warning (extensive deformations, cracks...). Moreover, the failure of one column may impact on adjacent columns and lead to an in-chain failure of the whole reinforced concrete floor.

Figure 2. Failure of a slab by punching.



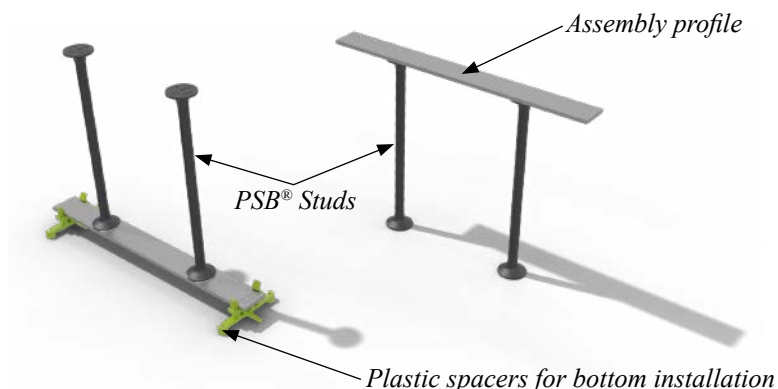
A slab without vertical reinforcement has only a very limited resistance against punching failure. This resistance may be increased by placing PSB® elements in the concrete slab in such a manner that they prevent the concrete cone to develop (Figure 3). Besides increasing the resistance of the slab, PSB® also increases its ductility. PSB® is also used in ground slabs in a similar manner as in flat slabs. Other applications (PSB® used as shear reinforcement in beams) are possible as well.

Figure 3. Flat slab reinforced with PSB®.



PSB® elements consist of steel double headed PSB® studs connected together by assembly profiles (Figure 4). The assembly bar has no load bearing function; it only guarantees the correct spacing and positioning of the studs during their installation to concrete.

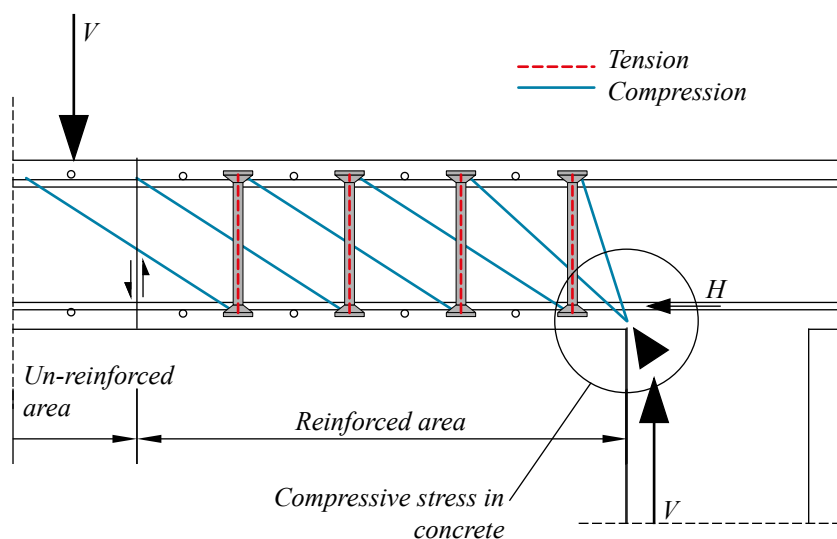
Figure 4. Available types of PSB® elements.



1.1 Structural behavior

PSB® studs are most typically used as vertical reinforcement in concrete slabs that is designed and detailed to prevent the development of inclined punching cracks. The structural behavior of a slab reinforced by PSB® studs may be interpreted by a system of struts and ties (Figure 5), where the PSB® studs act as vertical tensile components. The proper functioning of such mechanism is amongst other conditioned by the tensile resistance of the studs and their anchorage capacity in concrete.

Figure 5. Forces in a slab with PSB® punching reinforcement.



The excellent anchorage properties of PSB® studs enable the slabs reinforced with PSB® studs to develop resistances that are significantly higher than the resistances of slabs reinforced with traditional reinforcement (stirrups). The performance of concrete slabs reinforced by PSB® has been demonstrated by full scale laboratory tests performed at the Swiss Federal Institute of Technology (EPFL) in Lausanne during year 2012. The results of the tests have been used as the basis for the development of the European Technical Approval ETA-13/0151 that regulates the use and design of PSB® punching reinforcement. Comprehensive information about the test series and ETA-13/0151 may be found in reference [1].

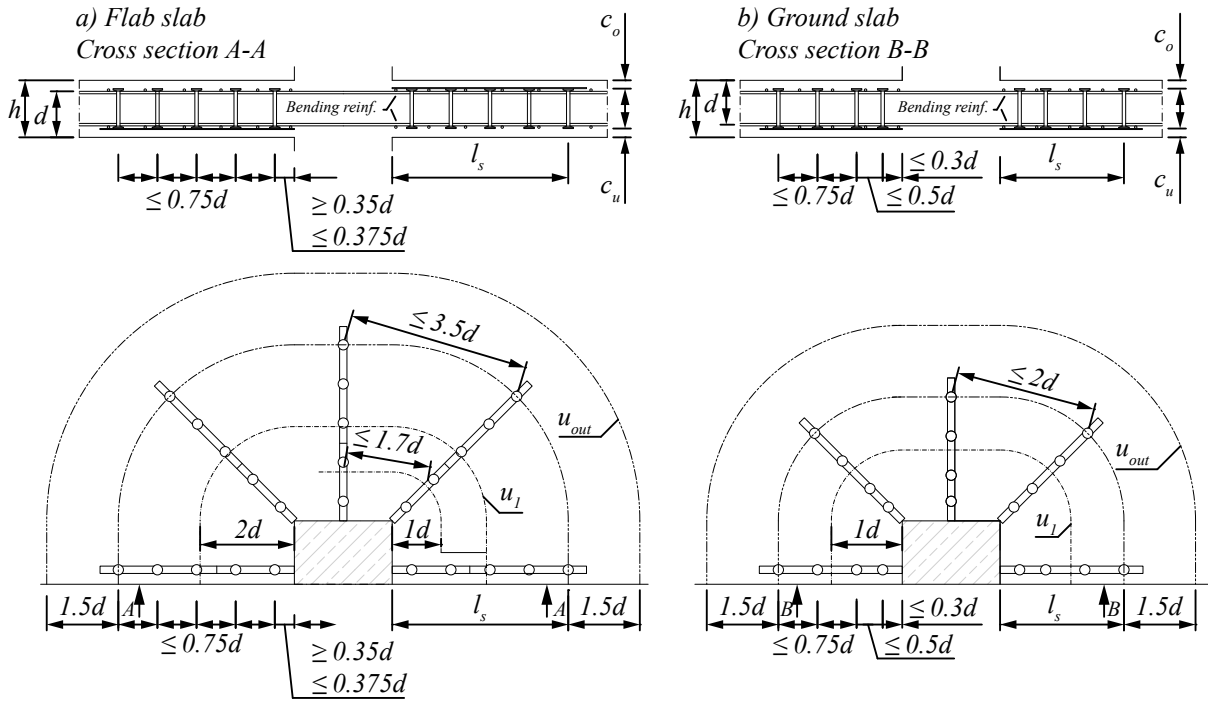
ETA-13/0151 defines a set of rules to determine:

- The resistance of the slab without PSB® reinforcement $V_{Rd,c}$
- The resistance of the slab reinforced with PSB® $V_{Rd,s}$
- The maximum resistance of the slab reinforced with PSB® $V_{Rd,max}$

[1] Muttoni, A. Bujnak, J. "Performance of slabs reinforced by Peikko PSB® studs demonstrated by full scale tests and validated by ETA approval starting April 2013" Concrete connection 01/2013, Customer magazine of Peikko Group.

The section and top view of a slab reinforced with PSB® in accordance with recommendations of ETA-13/0151 is shown on Figure 6. Typically, PSB® elements are organized radially around the column. Alternative arrangements of PSB® elements are possible provided that requirements for the maximum spacing of PSB® studs are fulfilled.

Figure 6. Section and top view of a) flat slab b) ground slab or footing reinforced by PSB® studs.



The resistance of the slab without punching reinforcement at the basic control perimeter is determined according to Eq. (2.10) of EOTA TR 060 as:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp})$$

The shear stress at the basic control perimeter is calculated according to Eq. (2.5) of EOTA TR 060:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_l \cdot d}$$

where β is the load increase factor defined depending on the position of the column acc. to NA to EN 1992-1-1, u_l is the length of the basic control perimeter and d is the effective depth of the slab (see Figure 6). The slab has to be reinforced by PSB® if:

$$v_{Rd,c} \leq v_{Ed}$$

The minimum number of perimeters of PSB® studs to be placed around the column is determined to enlarge the control perimeter to a value u_{out} determined in accordance with Eq. (2.21) of EOTA TR 060:

$$u_{out} = \frac{\beta_{red} \cdot v_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}$$

where $v_{Rd,c}$ is calculated according Eq.(2.10) of EOTA TR 060.

The resistance of PSB® elements is verified by the Eq. (2.18) and Eq. (2.20) of EOTA TR 060 for flat slabs and ground slabs respectively.

1.2 Limitations for application

The minimum depth of a slabs reinforced with PSB® is 180 mm.

The maximum resistance of a slab reinforced by PSB® is verified in accordance with Eq. (2.17) and (2.19) of EOTA TR 060 and 3.1 of ETA-13/0151 as follows:

$$\text{Flat slabs} \quad v_{Rd,max} = 1.96 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

$$\text{Ground slabs and footings} \quad v_{Rd,max} = 1.62 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

For comparison, the maximum resistance of slabs reinforced by traditional types of reinforcement (stirrups) should be verified in accordance with Eq. (6.53) of EN 1992-1-1:2004+A1:2014 as:

$$v_{Rd,max} = 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \geq \frac{\beta \cdot v_{Ed}}{u_0 \cdot d}$$

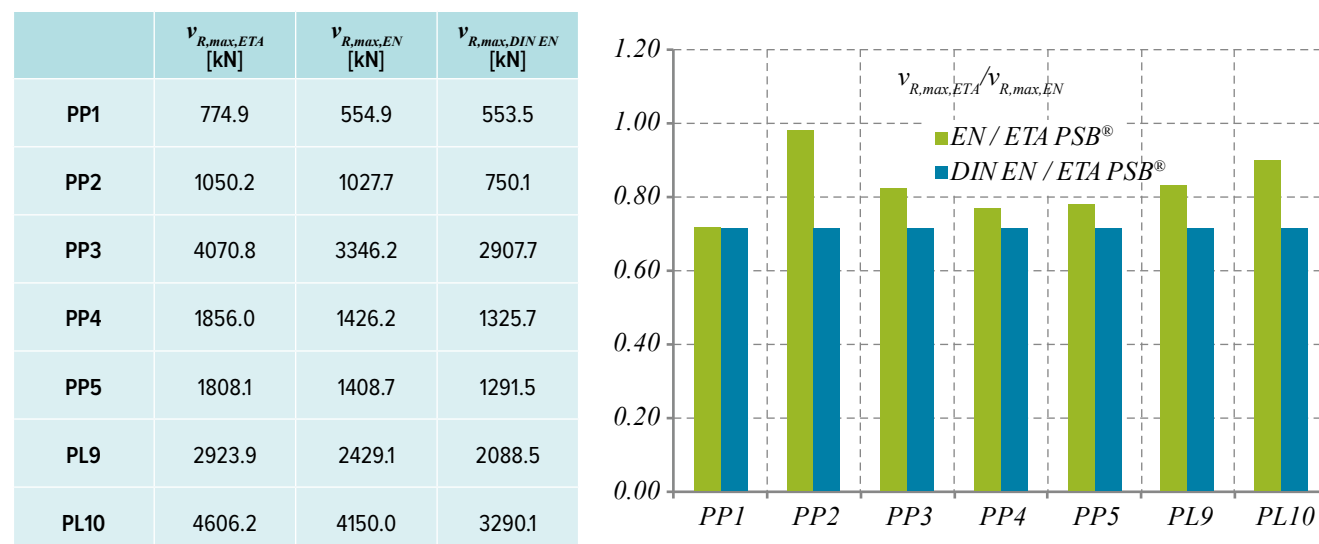
where u_0 is the length of column periphery. The verification in accordance with DIN EN 1992-1-1/NA:2012 for slabs reinforced by stirrups is:

$$v_{Rd,max} = 1.4 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

In case the above verifications of maximum resistance of slab can't be fulfilled, a sufficient level of resistance can't be achieved in slabs reinforced by reinforcing them with vertical steel reinforcement (traditional reinforcement elements or PSB®).

At the same time, the comparison shown in *Figure 7* for slabs tested within Peikko's testing program (see reference [1]) shows that the maximum resistance of slabs reinforced by PSB® studs may be up to 40% higher than the resistance of slabs reinforced by traditional reinforcement elements determined acc. to EN 1992-1-1:2004+A1:2014 or DIN EN 1992-1-1/NA:2012.

Figure 7. Maximum characteristic values of resistances in slabs reinforced with PSB® and with standard types of reinforcement.



1.3 Other properties

ETA-13/0151 approves the use of PSB® elements with diameters 10, 12, 14, 16, 20 and 25 mm. Elements using studs with larger diameters (28mm and 32mm) may be produced as well but are not within the scope of ETA-13/0151. The diameter of the heads in all studs corresponds to 3x the diameters of the shaft of the stud.

The PSB® studs and assembly bar have the following material properties:

Assembly bar	S235JR	EN 10025-2
PSB® studs	B500B	EN 10080, DIN 488

The spacers used for bottom installation of PSB® elements are made of plastic material. Standard spacers provide concrete cover 15, 20, 25, 30, 35, 40 and 45 mm. The air temperature during installation of PSB® using plastic spacers should be in the range of -30°C to +35°C.

Peikko Group's production units are controlled externally and audited periodically on the basis of the production certifications and product approvals provided by various independent organizations.

2. Resistances

The characteristic values of resistances of individual PSB® studs in accordance with ETA-13/0151 are summarized in *Table 1*.

Table 1. Characteristic values of tensile resistances of PSB® studs.

Diameter	mm	10	12	14	16	20	25
Resistance	kN	39.3	56.5	77.0	100.5	157.1	245.4

The resistance of a concrete member reinforced by PSB® has to be verified case-by-case for each project. Peikko Designer® may be used to design PSB® and verify the resistances of concrete members reinforced by PSB® according to the requirements of ETA-13/0151.

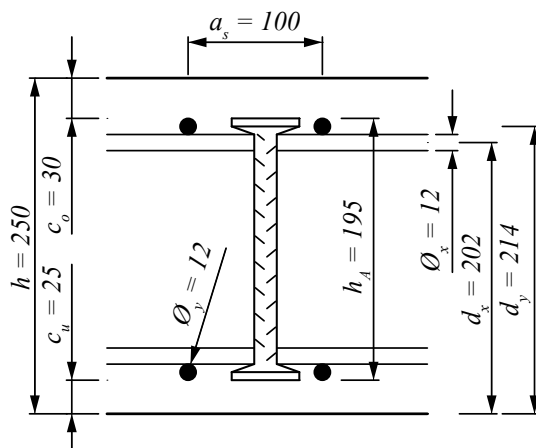
Selecting PSB®

It is recommended to select the appropriate reinforcement with PSB® using Peikko Designer® individually for each separate case. Peikko Designer® is a design software developed by Peikko, and it is freely available from www.peikko.com.

An example of the procedure used for the design and selection of PSB® in accordance with EOTA TR 060 and ETA-13/0151 used and implemented in Peikko Designer® is presented hereafter.

Input

Column dimension	$a = 300 \text{ mm}$ $b = 300 \text{ mm}$
Concrete grade	C30/37
Height of slab	$h = 250 \text{ mm}$
Concrete cover bottom	$c_u = 25 \text{ mm}$
Concrete cover top	$c_o = 30 \text{ mm}$
Diameter of bending	$\Phi_x = 12 \text{ mm}$
Reinforcement	$\Phi_y = 12 \text{ mm}$
Applied load	$V_{Ed}^y = 730 \text{ kN}$
Position of column	Internal column



Effective depth and bending reinforcement ratio

- Effective depth

$$d_y = h - c_o - \Phi_y / 2 = 214 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c_o - \Phi_y - \Phi_x / 2 = 202 \text{ mm}$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = 208 \text{ mm}$$

- Bending reinforcement ratio

$$\rho_x = \frac{A_{s,x}}{a_{s,x} \cdot d_x} \cdot 100 = 0.56\%$$

$$\rho_y = \frac{A_{s,y}}{a_{s,y} \cdot d_y} \cdot 100 = 0.528\%$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.544\%$$

Area of one reinforcement bar in x direction

$$A_{s,x} = \frac{\pi \cdot \Phi_x^2}{4}$$

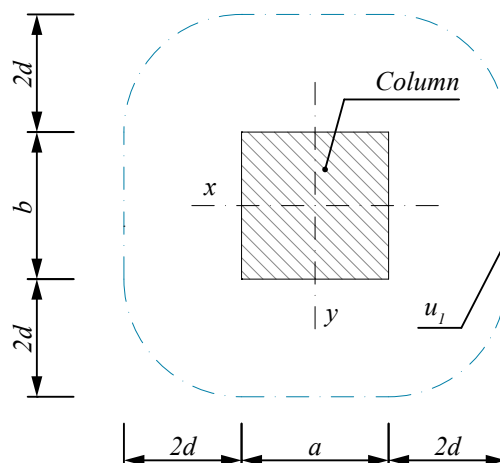
Area of one reinforcement bar in y direction

$$A_{s,y} = \frac{\pi \cdot \Phi_y^2}{4}$$

Basic control perimeter (u_l) and perimeter of column (u_o)
(EN 1992-1-1 6.4.2)

$$u_l = 2\pi \cdot 2 \cdot d + 2 \cdot a + 2 \cdot b = 3813.8 \text{ mm}$$

$$u_o = 2 \cdot (a + b) = 1200 \text{ mm}$$



Load increase factor β (EN 1992-1-1)

- Recommended value for internal column
 $\beta = 1.15$

Punching shear resistance of slab without punching reinforcement (EOTA TR 060)

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{C_{Rd,c} \cdot k_d \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{0.0525} \right], \frac{0.0525}{\gamma_c} \cdot k_d^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \right\} = 0.603 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{2.0}{1 + \sqrt{\frac{200}{d}}} \right\} = 1.98$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

Maximum resistance of slab with punching reinforcement (EOTA TR 060)

$$v_{Rd,max} = k_{pu,sl} \cdot v_{Rd,c} = 1.182 \text{ MPa}$$

Design value of the shear stress (EOTA TR 060)

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_l \cdot d} = 1.058 \text{ MPa}$$

Load bearing capacity of the slab

$$v_{Rd,c} < v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

$$0.603 < 1.058 < 1.182$$

PSB® reinforcement can be used.

Dimension of stud (ETA-13/0151)

- Height of studs
 $h_A = h_d - c_u - c_o = 195 \text{ mm}$
- Spacing between elements
 $s_l = 150 \text{ mm}$
 $s_o = 75 \text{ mm}$
- Check spacing
 $s_l = 150 \Rightarrow \frac{s_l}{d} = 0.72 < 0.75$
 $s_o = 75 \Rightarrow \frac{s_o}{d} = 0.37 \begin{cases} < 0.5 \\ > 0.35 \end{cases}$

Position	β Values (EN 1992-1-1)
Internal column	1.15
Edge column	1.40
Corner column	1.50
End of wall	1.35
Corner of wall	1.20

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

If: $u_0 / d < 4$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \left(0.1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0.6 \right) \geq \frac{0.15}{\gamma_c}$$

(EOTA TR 060)

$$\gamma_c = 1.5$$

(EN 1992-1-1 2.4.2.4)

Flat slab $k_{pu,sl} = 1.96$

Ground slab $k_{pu,fo} = 1.62$
(ETA-13/0151)

No PSB® reinforcement is needed if:

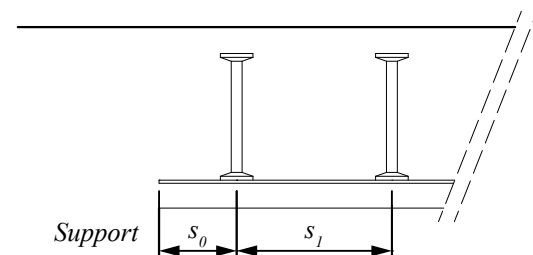
$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

PSB® reinforcement can be used if:

$$v_{Rd,c} < v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

Maximum resistance of slab exceeded if:

$$v_{Ed} > v_{Rd,max}$$



$$s_l \leq 0.75 \cdot d$$

$$0.35 \cdot d \leq s_o \leq 0.5d$$

(ETA-13/0151)

Number of studs and length of reinforcement elements
see **Figure 8** (EOTA TR 060)

- Required length of outer perimeter

$$u_{out,req} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c,out} \cdot d} = 6695 \text{ mm}$$

- Punching shear resistance of slab on outer perimeter

$$v_{Rd,c,out} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k_d \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \\ \frac{0.0525}{\gamma_c} \cdot k_d^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \end{array} \right\} = 0.603 \text{ MPa}$$

- Required length of reinforcement element

$$l_{s,req} = \frac{u_{out,req} - 2 \cdot (a + b)}{\pi \cdot 2} - 1.5 \cdot d = 563 \text{ mm}$$

- Min. number of PSB® in one element

$$n_{req} = \frac{l_{s,req} - s_0}{s_l} + 1 = 4.25 \Rightarrow n_{prov} = 5$$

- Provided length of one element

$$l_{s,prov} = s_0 + (n_{prov} - 1) \cdot s_l = 675 \text{ mm}$$

- Provided control perimeter

$$u_{out,prov} = 2\pi \cdot (l_{s,prov} + 1.5 \cdot d) + 2 \cdot a + 2 \cdot b = 7401.5 \text{ mm}$$

- Check outer control perimeter length

$$u_{out,req} \leq u_{out,prov} \quad l_{s,req} \leq l_{s,prov}$$

$$6695 < 7401.5 \quad 563 < 675$$

Resistance of the slab in outer perimeter
(EOTA TR 060)

$$v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{u_{out,prov} \cdot d} = 0.545 \text{ MPa} \quad v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{u_{out,prov} \cdot d}$$

$$v_{Rd,c,out} \geq v_{Ed,out}$$

$$0.603 > 0.545$$

For internal column $\beta_{red} = 1.15$

$$v_{Rd,c,out} \geq \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{u_{out,req} \cdot d}$$

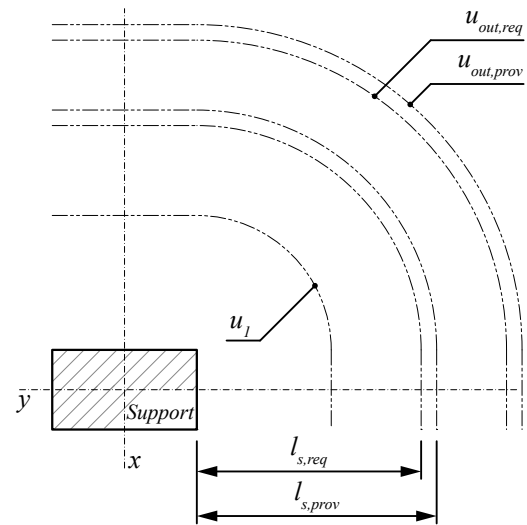
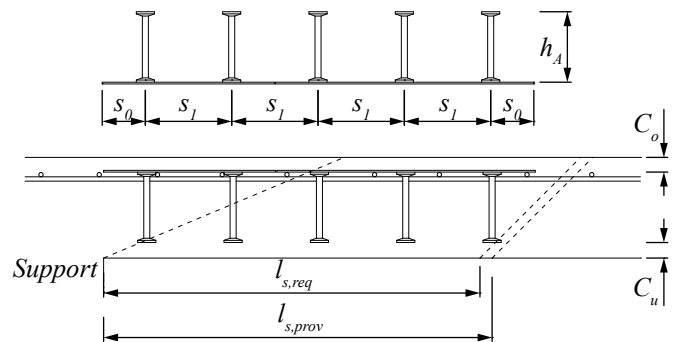


Figure 8. Layout of studs in slab reinforced with PSB®.



Number of reinforcement elements (EOTA TR 060)

1. Strength condition – $m_{c,reg}$

$$m_{c,reg} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd}}$$

2. Spacing condition – $m_{c,spac}$

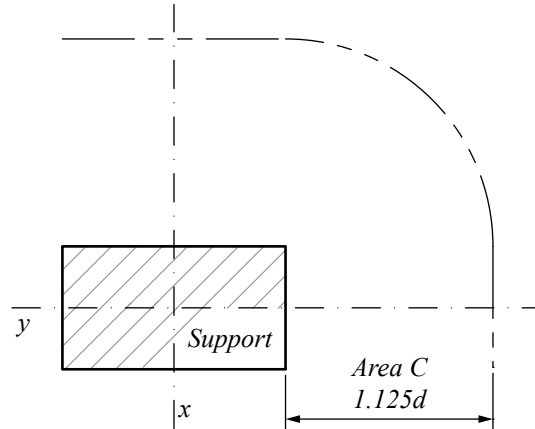
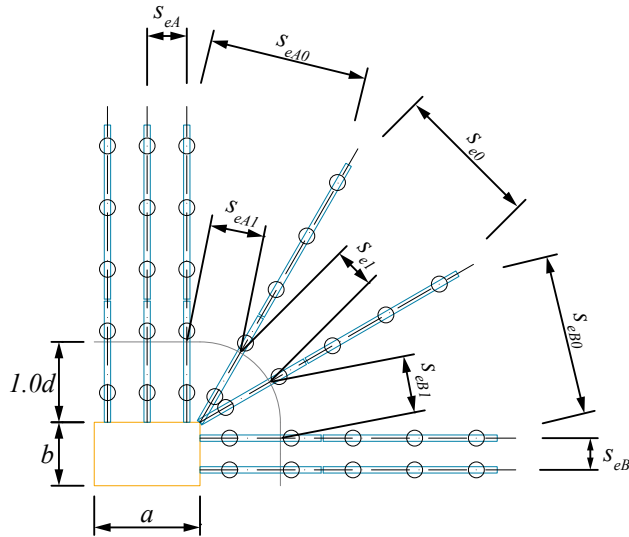
A_{si} – is the cross section area of one stud

$$\eta = \begin{cases} = 1.0 & \text{for } d \leq 200\text{mm} \\ = 1.6 & \text{for } d \geq 800\text{mm} \end{cases}$$

use linear interpolation for other values.

n_c = number of studs in area C

$$n_c = 2$$



(ETA-13/0151)

$$\max \begin{Bmatrix} s_{eA0} \\ s_{e0} \\ s_{eB0} \end{Bmatrix} \leq 3.5 \cdot d \quad \max \begin{Bmatrix} s_{eA1} \\ s_{e1} \\ s_{eB1} \\ s_{eB} \end{Bmatrix} \leq 1.7 \cdot d$$

Diameter of studs	10	12	14	16	20	25
$m_{c,reg}$	12	9	7	5	3	2
$m_{c,spac}$	8	8	8	8	8	8
$m_{c,prov} = \max \begin{Bmatrix} m_{c,reg} \\ m_{c,spac} \end{Bmatrix}$	12	9	8	8	8	8

Total resistance of PSB® (EOTA TR 060)

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 1060.3 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}$$

$$839.5 < 1060.3$$

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta}$$

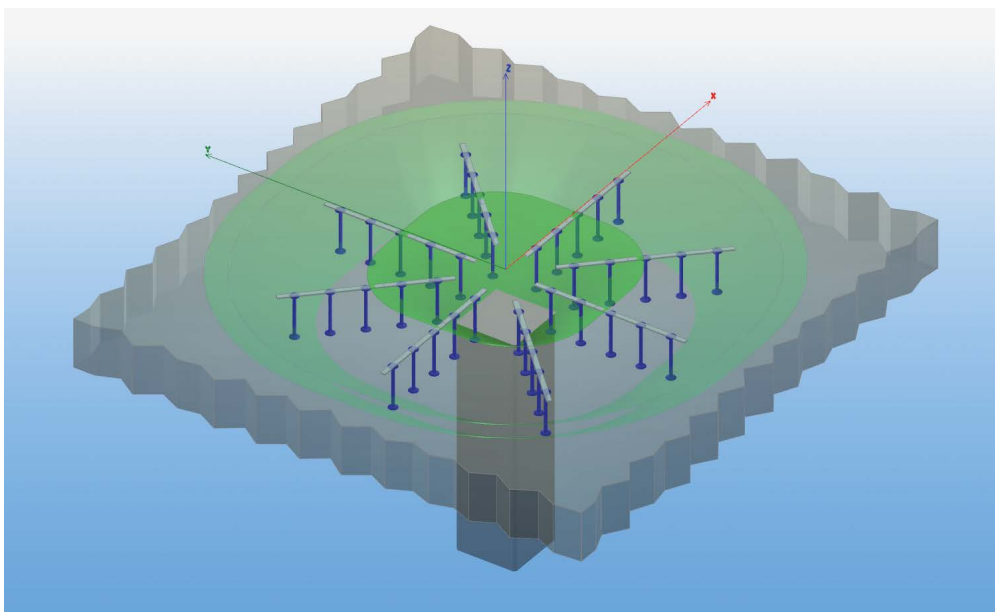
m_c = number of elements

d_A = shaft diameter of PSB®

8×PSB-14/195-2/300 (75/150/75) & 8×PSB-14/195-3/450 (75/150/150/75)

or

8×PSB-14/195-5/750 (75/4×150/75)

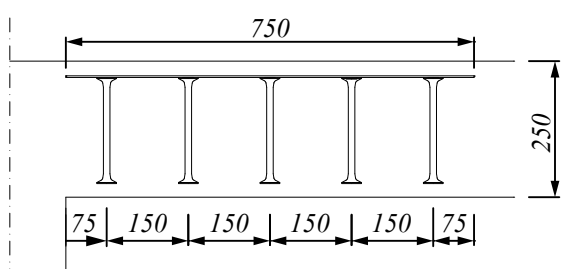


The resulting type and layout of the reinforcement proposed by Peikko Designer® is the most economical one. If needed, the diameter of studs and the number of PSB® elements may be modified manually by the user. The selected PSB® elements are described by a specific code. Plan and section drawings of the selected PSB® reinforcement are also available in the printed outputs of Peikko Designer® or may be exported to DXF files. The printed output of Peikko Designer® also includes a summary of input data and static verifications of resistances for each individual case within each single project. The list of recommended accessories for the installation of PSB® is also available in the printed output of Peikko Designer®.

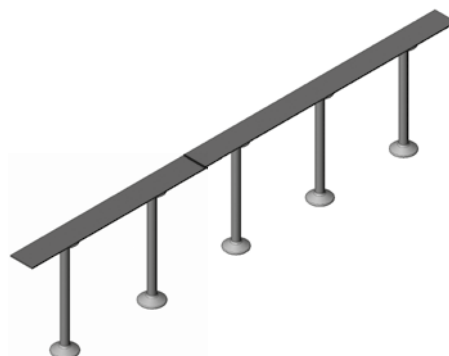
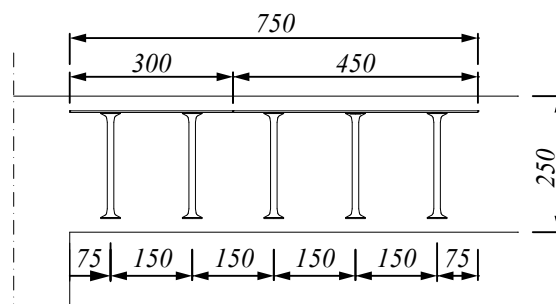
The reinforcement of flat slabs with PSB® may be provided as a combination of 2/3 stud elements or by complete elements where all studs are welded to one assembly profile. Equivalence between a solution with 2/3 stud elements and a complete element is shown on *Figure 9*.

Figure 9. Complete element and combination of 2/3 stud elements.

8×PSB-14/195-5/750 (75/4×150/75)

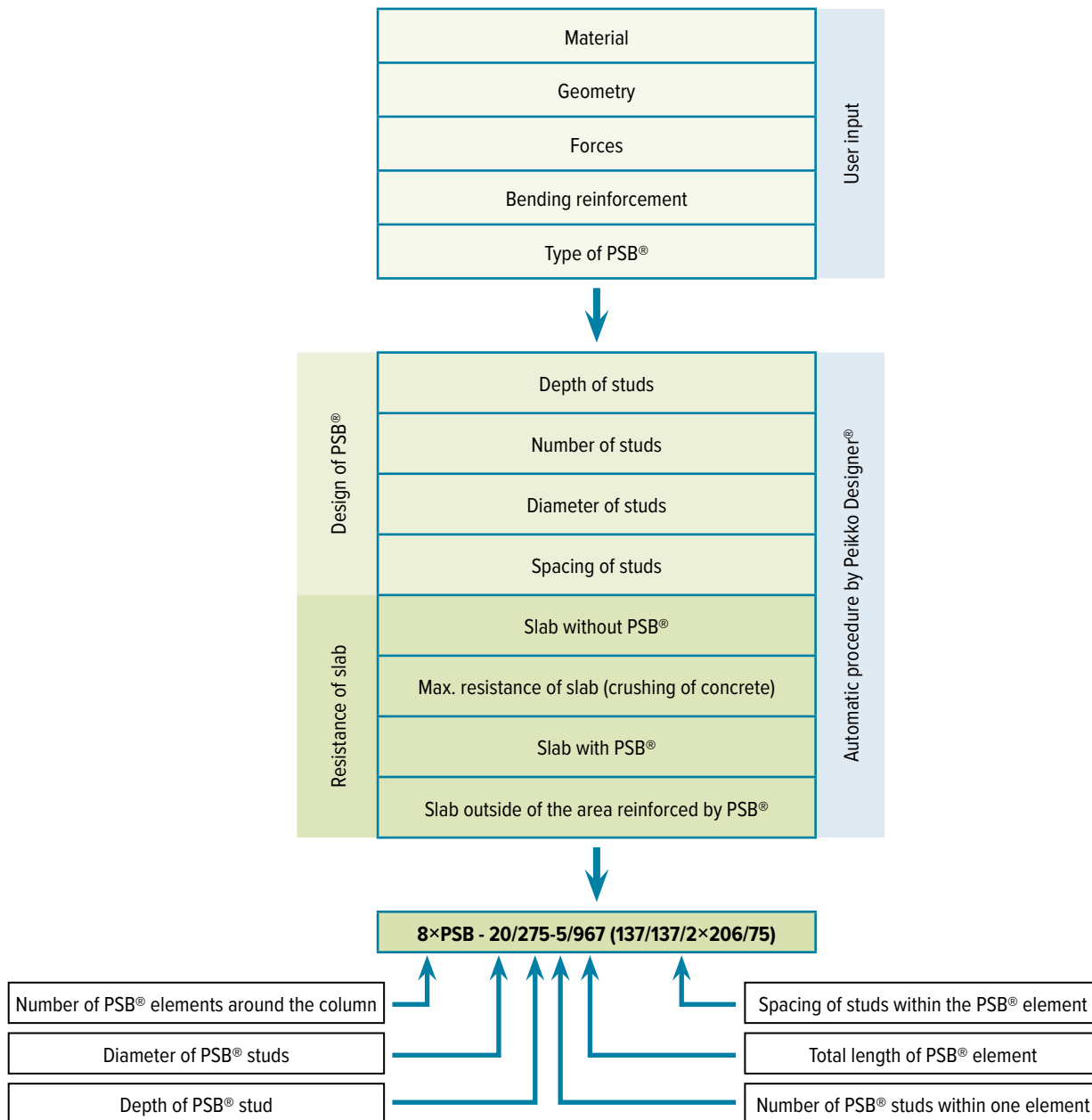


**8×PSB-14/195-2/300(75/150/75)
& 8×PSB-14/195-3/450(75/150/150/75)**



The typical procedure to select the appropriate type of PSB® using Peikko Designer® is summarized on the diagram in Figure 10.

Figure 10. Procedure to select PSB® reinforcement.



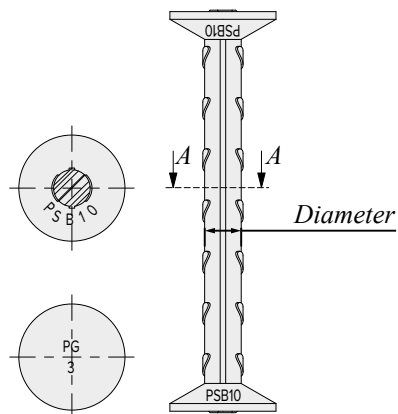
Installation of PSB®

Install the product

PSB® reinforcement is installed in the mould according to design plans. Each PSB® element is identified by a code that is printed on a sticker at the assembly profile.

Double headed PSB® studs are marked with symbol PG or PEIKKO; the symbol PSB® with corresponding diameter of the stud is marked on the opposite side of the head.

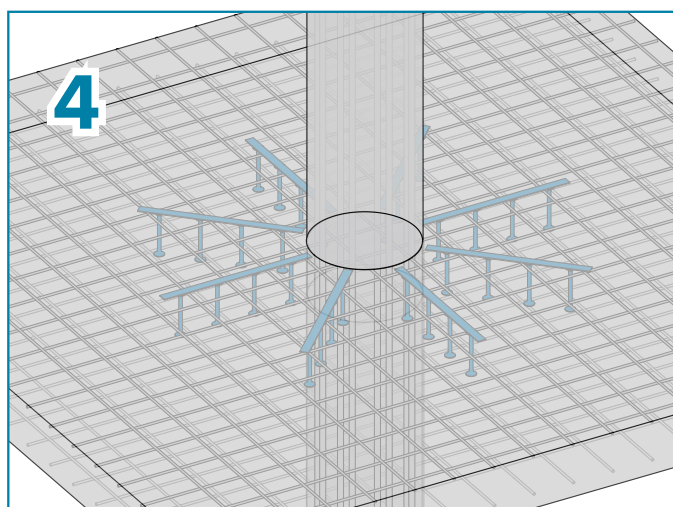
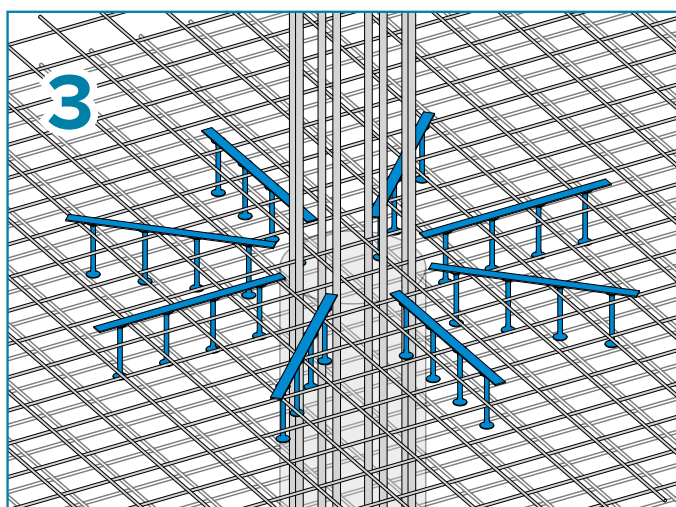
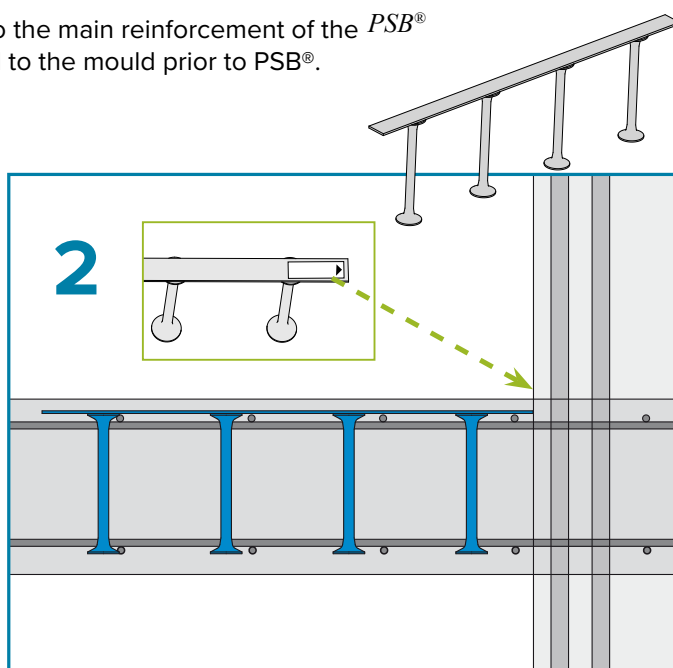
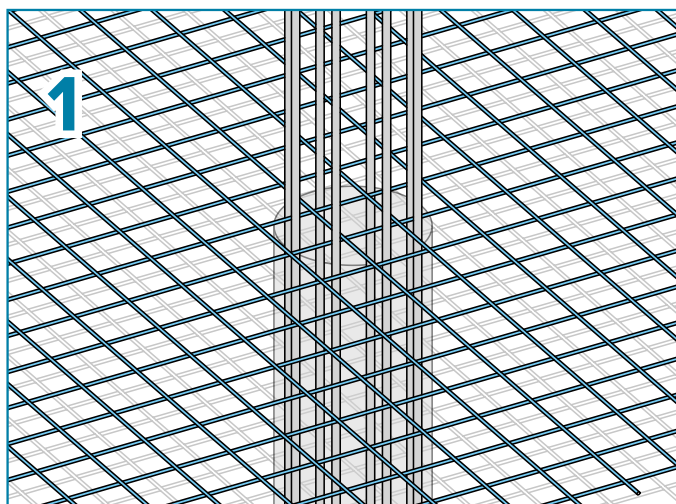
Typical shape of a PSB® stud.



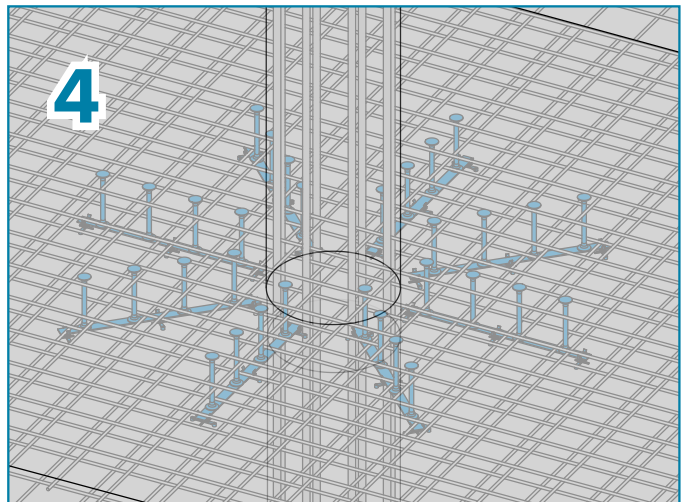
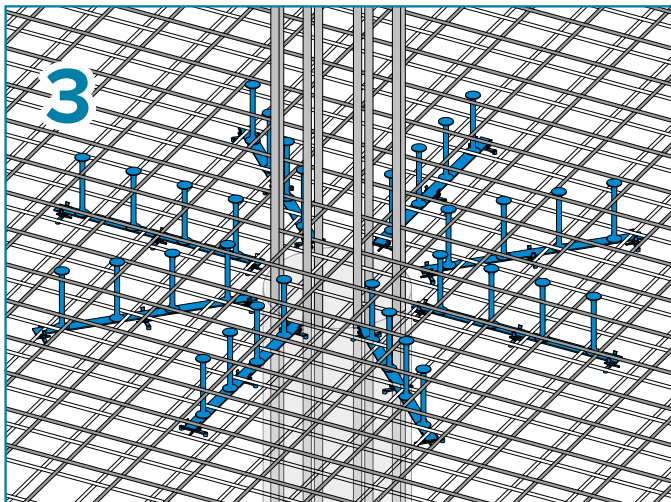
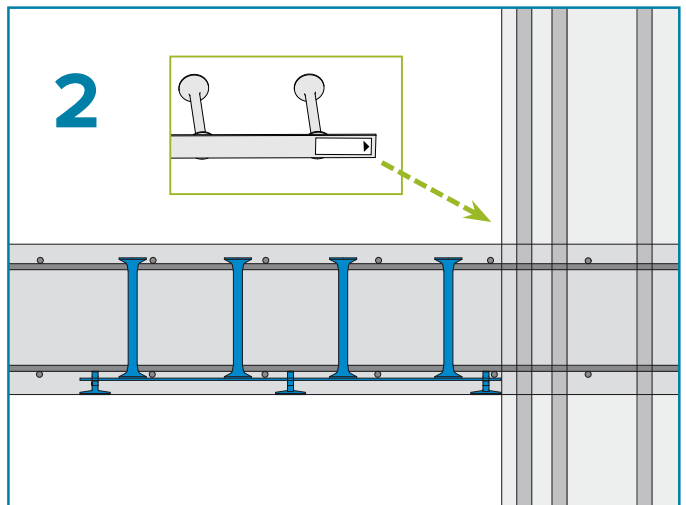
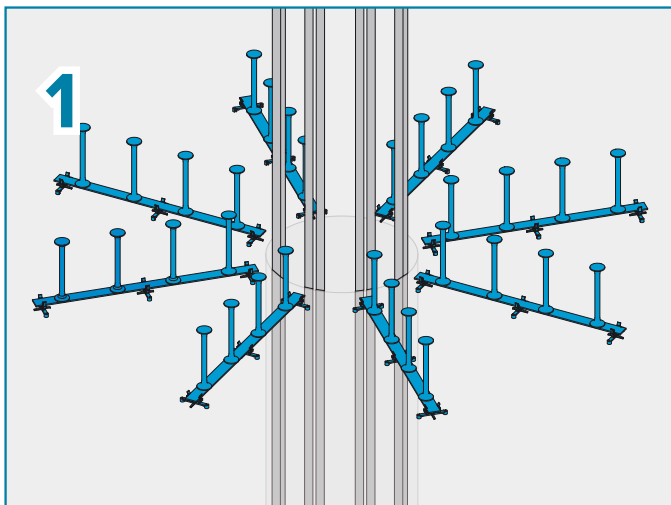
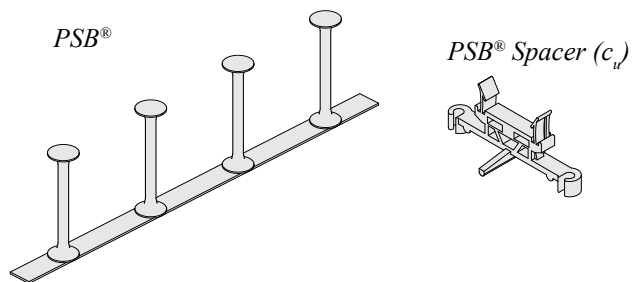
Cast in-situ monolithic slabs and footings

PSB® elements may be installed to cast in-situ monolithic slabs:

- **Top installation:** The PSB® elements are hanged to the main reinforcement of the PSB® slab. The whole bending reinforcement is installed to the mould prior to PSB®.



- **Bottom installation:** PSB® elements are placed to the mould of the slab from bottom prior to the installation of the bending reinforcement. In order to achieve sufficient concrete cover of the headed studs, PSB® plastic spacers are mounted to the assembly profile of the PSB® elements. The spacers have to be ordered separately from the PSB® elements.



The type and number or recommended accessories (spacers, cross connectors) for both types of installation are available in the printed outputs of Peikko Designer®.

Revisions

Version: PEIKKO GROUP 10/2020. Revision: 005

- Removed PSB-F.

Version: PEIKKO GROUP 06/2013. Revision: 004*

- New cover design for 2018 added.

Resources

DESIGN TOOLS

Use our powerful software every day to make your work faster, easier, and more reliable. Peikko design tools include design software, 3D components for modeling programs, installation instructions, technical manuals, and product approvals of Peikko's products.

peikko.com/design-tools

TECHNICAL SUPPORT

Our technical support teams around the world are available to assist you with all of your questions regarding design, installation etc.

peikko.com/technical-support

APPROVALS

Approvals, certificates, and documents related to CE-marking (DoP, DoC) can be found on our websites under each products' product page.

peikko.com/products

EPDS AND MANAGEMENT SYSTEM CERTIFICATES

Environmental Product Declarations and management system certificates can be found at the quality section of our websites.

peikko.com/qehs

COMPANY WITH
MANAGEMENT SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
[ISO 9001](#) • [ISO 14001](#)
[ISO 45001](#)

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg10:

Flattdekke beregninger i bruksgrensetilstand

Innledning:

- . Her vil nedbøyninger, og rissvidder kontrolleres bare for 1 felt i bare sone RS1
- . Det kontrolleres midtfelt sonen i mellom aksene C-D i x-retning og 1-2 i y-retning i RS1.
- . I tillegg kontrolleres 1 balkong (type 1) i RS1, $l=2.4\text{m}$

* Først, vi må skalere momentene med en faktor lik forholdet mellom dimensjonerende laster i ULS og karakteristiske laster i SLS [Sørensen]:

$$\psi_2 = 0.3$$

* Andelen av nyttebelastene i følge EC0 TABELL A1.1 & tillegg A1 A1.4.1 tas med i SLS beregninger ved å multiplisere de karakteristiske nyttebelastene med kombinasjonsfaktoren:

* Karakteristiske areal laster(**vedlegg1**):

$$q_k = g_k + p_k = \left((2.3 + 6.3) \frac{kN}{m^2} \right) + \left(0.3 \cdot 2.0 \frac{kN}{m^2} \right) = 9.2 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerte areal laster:

$$q_{ED} = g_{ED} + p_{ED} = \left((2.3 + 6.3) \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 1.2 + \left(2.0 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 1.5 = 13.32 \frac{kN}{m^2}$$

* Skaleringsfaktor for momentene fra ULS til SLS

$$faktor = \frac{9.2}{13.32} = 0.69$$

Kan nedbøyningskontroll bli utelatt?

* Ja, hvis visse faktorer er tilfredsstilt i følge EC2-1-1 7.4.2

* EC2-1-1 7.4.2(2) gir 2 formler som kan brukes for å sjekke om nedbøyningskontroll kan utelates:

$$(7.16 \ a) \quad \frac{L}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \rho \leq \rho_0$$

$$(7.16 \ a) \quad \frac{L}{d} = K \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \rho > \rho_0$$

* Faktoren K finnes fra tabell NA.7.4N og er avhengig av statisk system

$K = 1.2$ For flattedekker, basert på lengstespenn

$K = 0.4$ Utkrager (bjelker, plater)

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{35} = 0.00592$$

* For **RS2** i retning av **lengste spenn** i en søylestripe (mellom **akser G-H**):

$$b = 3300 \text{ mm} \quad l = 6950 \text{ mm} \quad A_s = 14 \text{ } \varnothing 16; s250$$

$$d = 217 \text{ mm} \quad \rho = \frac{A_s}{b_w d} = 0.00393 < \rho_0$$

$$\frac{L}{d} \text{ (tillatt)} = 1.2 \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{35} \cdot \frac{0.00592}{0.00393} + 3.2 \cdot \sqrt{35} \cdot \left(\frac{0.00592}{0.00393} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 37.4$$

$$\frac{L}{D} \text{ (aktuell)} = \frac{6950}{217} = 32$$

$$\frac{L}{D} \text{ (aktuell)} < \frac{L}{d} \text{ (tillatt)} \quad \text{ok}$$

Nedbøylingskontroll kan utelates, men skal gjennomføres i et felt i RS1 for vise at EC2 er korrekt når den tilatter at det sees bort fra nedbøyningsberegning

* For en **balkong** av **type 1** i **RS1**, $l = 2.4\text{m}$:

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$l = 2400 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 4 \text{ } \varnothing 16; s250$$

$$d = 147 \text{ mm}$$

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b_w d} = 0.00550 < \rho_0$$

$$\frac{L}{d} (\text{tillat}) = 0.4 \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{35} \cdot \frac{0.00592}{0.00550} + 3.2 \cdot \sqrt{35} \cdot \left(\frac{0.00592}{0.00550} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 8.4$$

$$\frac{L}{D} (\text{aktuell}) = \frac{2400}{147} = 16.3$$

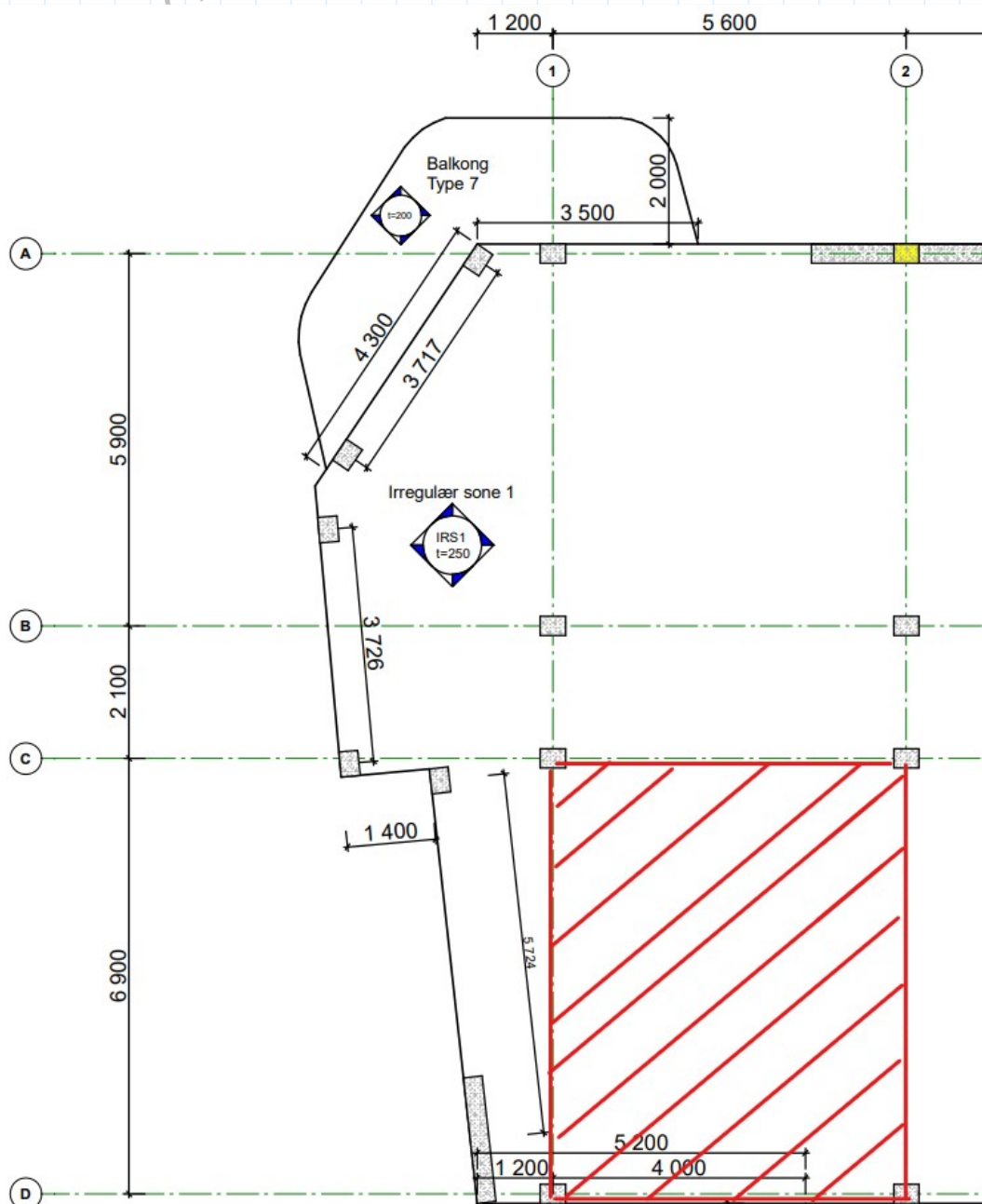
$$\frac{L}{D} (\text{aktuell}) > \frac{L}{d} (\text{tillat}) \quad \text{ikke ok}$$

Nedbøyingskontroll må gjennomføres!!

Nedbøyningsberegninger i RS1 i SLS

Nedbøyningsberegning av flattdekke i etasjeskillere

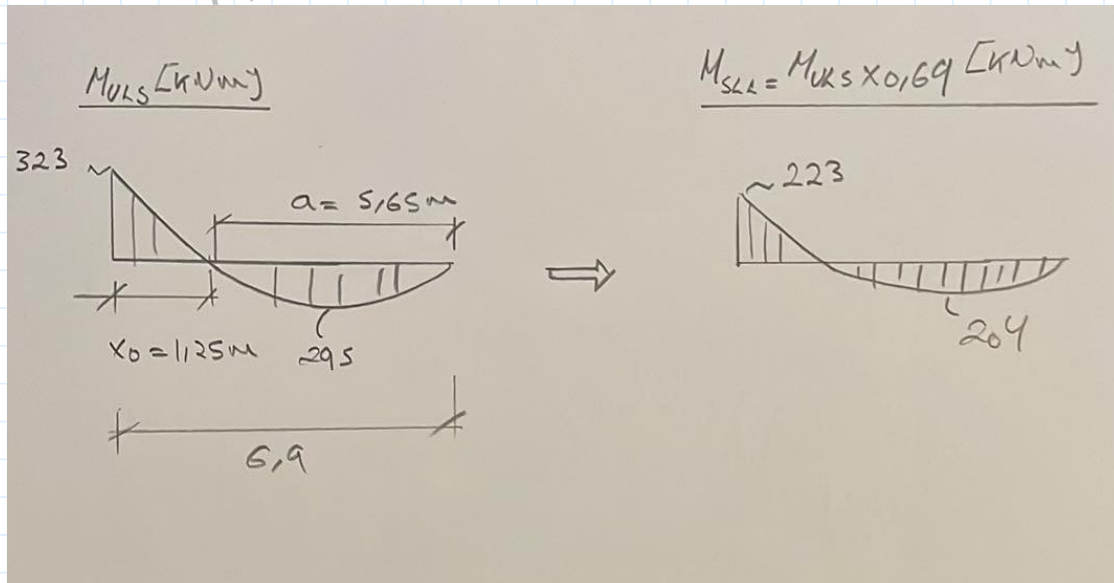
Kontrollerer et dekke panel mellom aksene C & D i x-retning, og aksene 1 & 2 i y-retning pga største sepnvidder og momenter



Regner nedbøyningen for hele platen i X- og Y-retning, Den totale nedbøyningen blir hvis nedbøyningene er forskjellige :

$$\delta_{tot} = \frac{\delta_x + \delta_y}{2}$$

* Momenter i **x-retning** skalert ned til SLS (for 5.6m bred stripe):



$$b_{SS} = b_{FS} = 2.8 \text{ m}$$

Topparmering ved akse C (søylen):

$A_s = 20 \text{ } \varnothing 16$ i søylestripen

$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16$ i feltstripen

$d = 201 \text{ mm}$

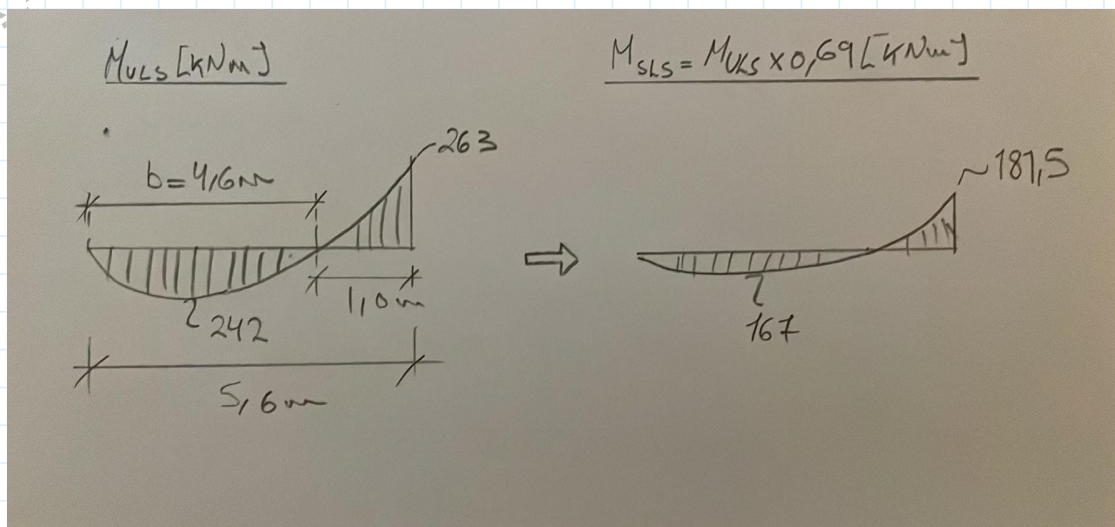
Bunnarmering i midt-felt mellom aksene C-D:

$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16$ i søylestripen

$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16$ i feltstripen

$d = 217 \text{ mm}$

* Momenter i **y-retning** skalert ned til SLS (for 6.9m bred stripe):



$$b_{SS} = 2.8 \text{ m}$$

$$b_{FS} = 4.1 \text{ m}$$

Topparmening ved akse 2 (søylen):

$$A_s = 16 \text{ } \varnothing 16$$

i søylestripen

$$A_s = 17 \text{ } \varnothing 16$$

i feltstripen

$$d = 217 \text{ mm}$$

Bunnarmening i midt-felt mellom aksene 1-2:

$$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16$$

i søylestripen

$$A_s = 17 \text{ } \varnothing 16$$

i feltstripen

$$d = 201 \text{ mm}$$

lastene per 1 meter bred platestripe

$$g_k = (2.3 + 6.3) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 8.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad t_0 = 30 \text{ d}$$

$$p_k = \psi_2 \cdot p_{k, \text{permanent}} \cdot 1 \text{ m} = 0.3 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad t_0 \geq 100 \text{ d}$$

* Sement type: **CEM N**

$$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$$

$$h_{0,x} = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 5600 \cdot 250}{(2 \cdot 5600) + (2 \cdot 250)} = 239 \text{ mm}$$

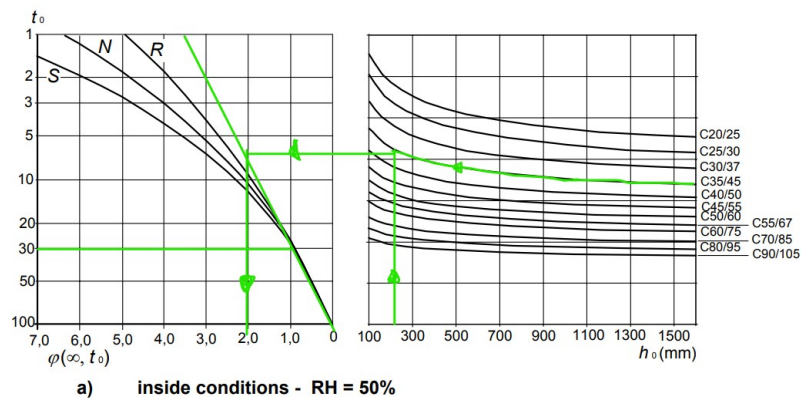
$$h_{0,y} = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 6900 \cdot 250}{(2 \cdot 6900) + (2 \cdot 250)} = 241 \text{ mm}$$

$$h_{\text{middel}} = \frac{239 + 241}{2} = 240 \text{ mm}$$

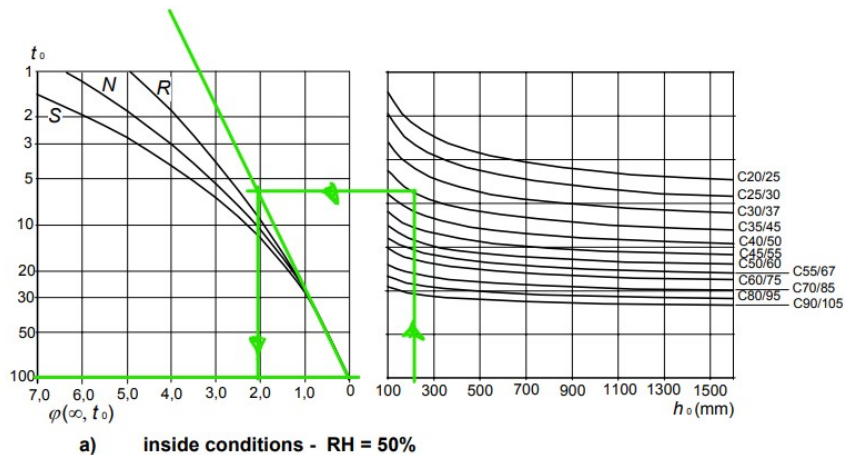
* Kryptall etter EC2 figur 3.1a) for innvedige relativfuktighetsforhold

$$\varphi_g(\infty, t_0 = 30 \text{ d}) \approx 2.0$$

EN 1992-1-1:2004 (E)



$$\varphi_p(\infty, t_0 \geq 100 \text{ d}) \approx 2.0$$



* Samme kryptall for egen- og nyttelaster, da blir midlere elastisitetsmodulen:

$$E_{c;\text{middel}} = E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_p(\infty, t_0)} = \frac{34000 \text{ MPa}}{1 + 2} = 11333.33 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cL}} = \frac{2 \cdot 10^5 \text{ MPa}}{11333.33 \text{ MPa}} = 17.65$$

* Etter sørensens, det beregnes en midlere bøyestivhet for områdene med strekk overkant og underkant for å regne nedbøyningen

$$EI_{x;\text{middel}} = \beta_u \cdot EI_{x;U.K.} + (1 - \beta_u) \cdot EI_{x;O.K.} \quad \beta_u = \frac{a}{L_x}$$

$$EI_{y;\text{middel}} = \gamma_u \cdot EI_{y;U.K.} + (1 - \gamma_u) \cdot EI_{y;O.K.} \quad \gamma_u = \frac{b}{L_y}$$

* a , og b er avstandene mellom momentnullpunktene u h.h.v. x- og y-retning

* I x-retning er avstanden mellom momentnulpunktene (a) funnet manuelt og ikke presentert her(se M-diagrammet):

$$\beta_u = \frac{5.65}{6.9} = 0.82$$

* I x-retning er avstanden mellom momentnulpunktene (b) funnet manuelt og ikke presentert her(se M-diagrammet):

$$\gamma_u = \frac{4.6}{5.6} = 0.82$$

* X-retning, overkant ved akse C

$$\rho = \frac{32 \cdot \pi \cdot 8^2}{5600 \cdot 201} = 0.00572 \quad \eta\rho = 0.10$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2(\eta\rho)} - (\eta\rho) = 0.36$$

$$I_{c;x;O.K.} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = 25.93 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI_{x;O.K.} = E_{c;\text{middel}} \cdot I_{c;x;O.K.} = 11333.33 \text{ MPa} \cdot 25.93 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 2.93 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

* X-retning, underkant i midtfelt mellom aksene C-D

$$\rho = \frac{24 \cdot \pi \cdot 8^2}{5600 \cdot 217} = 0.00397 \quad \eta\rho = 0.070$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2(\eta\rho)} - (\eta\rho) = 0.31$$

$$I_{c;x;U.K} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = 24.65 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI_{x;U.K.} = E_{c;middel} \cdot I_{c;x;O.K} = 11333.33 \text{ MPa} \cdot 24.65 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 2.79 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

* Midelere bøyestivhet x-retning

$$EI_{x;middel} = [0.82 \cdot 2.79 \cdot 10^{13}] + [(1 - 0.82) \cdot 2.93 \cdot 10^{13}] = 2.82 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

* Benytter virtueltarbeid og hurtigintegrasjonsmetoden (formelsamling til betongkonstruksjoner 2 faget):

$$\delta_x = \frac{1}{EI_{x;middel}} \cdot \left[\left(\frac{1}{2} \cdot M_{xs} \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) + \left(\frac{5}{12} \cdot M_{xf} \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \right] = 28 \text{ mm}$$

$$M_{xs} = -223 \text{ kNm} \quad M_{xf} = (223 + 204) = 427 \text{ kNm} \quad L_x = 6.9 \text{ m}$$

Nedbøyning pga. svinn i x-retning

$$h_{0;x} = 239 \text{ mm} \quad \text{CEM-III} \quad A_s = 24 \text{ } \varnothing 16 = 1536 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(t; t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd;0} \quad t \rightarrow \infty; \quad \beta_{ds}(t; t_s) \rightarrow 1.0$$

$$\text{Tabell 3.2 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes: } \varepsilon_{cd;0} = 0.46 \text{ } \text{‰}$$

$$\text{Tabell 3.3 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes: } k_h = 0.811$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 1.0 \cdot 0.811 \cdot 0.46 \text{ } \text{‰} = 0.37 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0.062 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 0.37 \text{ } \text{‰} + 0.062 \text{ } \text{‰} = 0.43 \text{ } \text{‰}$$

$$N_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 1536 \text{ mm}^2 = 415 \text{ kN}$$

* Forutsetter at svinnkrumningen fører ikke til opprissing og regner tverrsnittsparmetre for uopprisset tverrsnitt (sørensen kapittel 5.24), men bruker langtids E-modul siden svinn foregår over langtid:

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot \frac{1}{2} h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} = \frac{(5600 \cdot 250 \cdot 125) + (17.65 \cdot 1536 \pi \cdot 217)}{(5600 \cdot 250) + (17.65 \cdot 1536 \pi)} = 130.3 \text{ mm}$$

$$e = d - \alpha d = 86.7 \text{ mm}$$

$$I_{transformert} = \left(\frac{bh^3}{12} + bh \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \right) + \left(\eta \cdot A_s \cdot (d - \alpha d)^2 \right) = 79.7 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

* EC2 7.4.3(6) gir et uttrykk for beregning av svinnkrumningen:

$$\kappa_s = \frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{S}{I} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{A_s \cdot e}{I} = 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 17.65 \cdot \frac{1536 \pi \cdot \text{mm}^2 \cdot 86.7 \text{ mm}}{79.7 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}$$

$$\kappa_s = 3.98 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\delta_{x;svinn} = \frac{\kappa_s \cdot L_x^2}{8} = \frac{3.98 \cdot 10^{-7} \cdot 6900^2}{8} = 2.4 \text{ mm}$$

$$\delta_{x,tot} = \delta_x + \delta_{x;svinn} = 28 \text{ mm} + 2.4 \approx 30 \text{ mm}$$

* Y-retning, overkant ved akse 2

$$\rho = \frac{33 \cdot \pi \cdot 8^2}{6900 \cdot 217} = 0.0044 \quad \eta\rho = 0.078$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2(\eta\rho)} - (\eta\rho) = 0.32$$

$$I_{c;y;O.K.} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = 32.24 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI_{y;O.K.} = E_{c;middel} \cdot I_{c;y;O.K.} = 11333.33 \text{ MPa} \cdot 32.24 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 3.65 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

* Y-retning, underkant i midtfelt mellom aksene 1-2

$$\rho = \frac{29 \cdot \pi \cdot 8^2}{6900 \cdot 201} = 0.0042 \quad \eta\rho = 0.074$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2(\eta\rho)} - (\eta\rho) = 0.32$$

$$I_{c;y;U.K.} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = 25.63 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI_{y;U.K.} = E_{c;middel} \cdot I_{c;y;U.K.} = 11333.33 \text{ MPa} \cdot 25.63 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 2.90 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{y;middel} = [0.82 \cdot 2.9 \cdot 10^{13}] + [(1 - 0.82) \cdot 3.65 \cdot 10^{13}] = 3.04 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_y = \frac{1}{EI_{x;middel}} \cdot \left[\left(\frac{1}{2} \cdot M_{ys} \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) + \left(\frac{5}{12} \cdot M_{yf} \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \right] = 14 \text{ mm}$$

$$M_{xs} = -181. \text{ kNm} \quad M_{xf} = (181.5 + 167) = 348.5 \text{ kNm} \quad L_y = 5.6 \text{ m}$$

Nedbøyning pga. svinn i y-retning

$$h_{0,y} = 241 \text{ mm}$$

$$CEM-N \quad A_{s,U.K} = 29 \text{ } \varnothing 16 = 1856 \text{ } \pi$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(t; t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad t \rightarrow \infty ; \quad \beta_{ds}(t; t_s)$$

$$\text{Tabell 3.2 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes:} \quad \varepsilon_{cd,0} = 0.46 \text{ } \text{‰}$$

$$\text{Tabell 3.3 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes:} \quad k_h = 0.809$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 1.0 \cdot 0.809 \cdot 0.46 \text{ } \text{‰} = 0.37 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0.062 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 0.37 \text{ } \text{‰} + 0.062 \text{ } \text{‰} = 0.43 \text{ } \text{‰}$$

$$N_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A_s = 2.10^5 \text{ MPa} \cdot 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 1856 \text{ } \pi = 501 \text{ kN}$$

* Svinnkrumningen fører ikke til opprissing og regner tverrsnittsparmetre for uopprisset tverrsnitt (sørensen kapittel 5.24), men bruker langtids E-modul siden svinn foregår over langtid:

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot \frac{1}{2} h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} = \frac{(6900 \cdot 250 \cdot 125) + (17.65 \cdot 1856 \text{ } \pi \cdot 201)}{(6900 \cdot 250) + (17.65 \cdot 1856 \text{ } \pi)} = 129.3 \text{ mm}$$

$$e = d - \alpha d = 71.7 \text{ mm}$$

$$I_{transformert} = \left(\frac{bh^3}{12} + bh \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \right) + (\eta \cdot A_s \cdot (d - \alpha d)^2) = 95.5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

* EC2 7.4.3(6) gir et uttrykk for beregning av svinnkrumningen:

$$\kappa_s = \frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{S}{I} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{A_s \cdot e}{I} = 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 17.65 \cdot \frac{1856 \text{ } \pi \cdot \text{mm}^2 \cdot 71.7 \text{ mm}}{95.5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}$$

$$\kappa_s = 3.3 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\delta_{y;svinn} = \frac{\kappa_s \cdot L_x^2}{8} = \frac{3.3 \cdot 10^{-7} \cdot 5600^2}{8} = 1.3 \text{ mm}$$

$$\delta_{y,tot} = \delta_y + \delta_{y,svinn} = 14 \text{ mm} + 1.3 = 15.3$$

* Den totale nedbøyningen i x- og y-retningen blir:

$$\delta_{tot} = \frac{\delta_x + \delta_y}{2} = \frac{30 + 15.3}{2} = 22.7 \text{ mm}$$

* Den tillatte nedbøyningen i x- og y-retningen etter EC2 7.4.1(4) blir:

$$\delta_{tillatt} = \frac{L = L_{min}}{250} = \frac{5600}{250} = 22.4 \text{ mm}$$

ok

Konklusjon nedbøyninger i etasjeskillere:

Nedbøyningen akkurat tilfredsstiller kravet, men dette er etter lang tid (50 +år), og her er Tension Stiffening ignorert, hvor risset betong i strekksonen tar opp fortsatt en del av strekkspenningene og bidrar til bøyestivheten. I tillegg er det armering i trykksonen pga kryssende armering i x- og y-retninger som øker bøyestivheten og var ignorert her. Disse faktorene vil redusere den ekstra "0.3mm" som kom fram hvis beregningen er gjenntatt med å ta hensyn til dem.

Det er vist også at hvis kravene i EC2 7.4.2 er tilfredsstilt, trenger man ikke å regne nedbøyninger som i dette tilfellet.

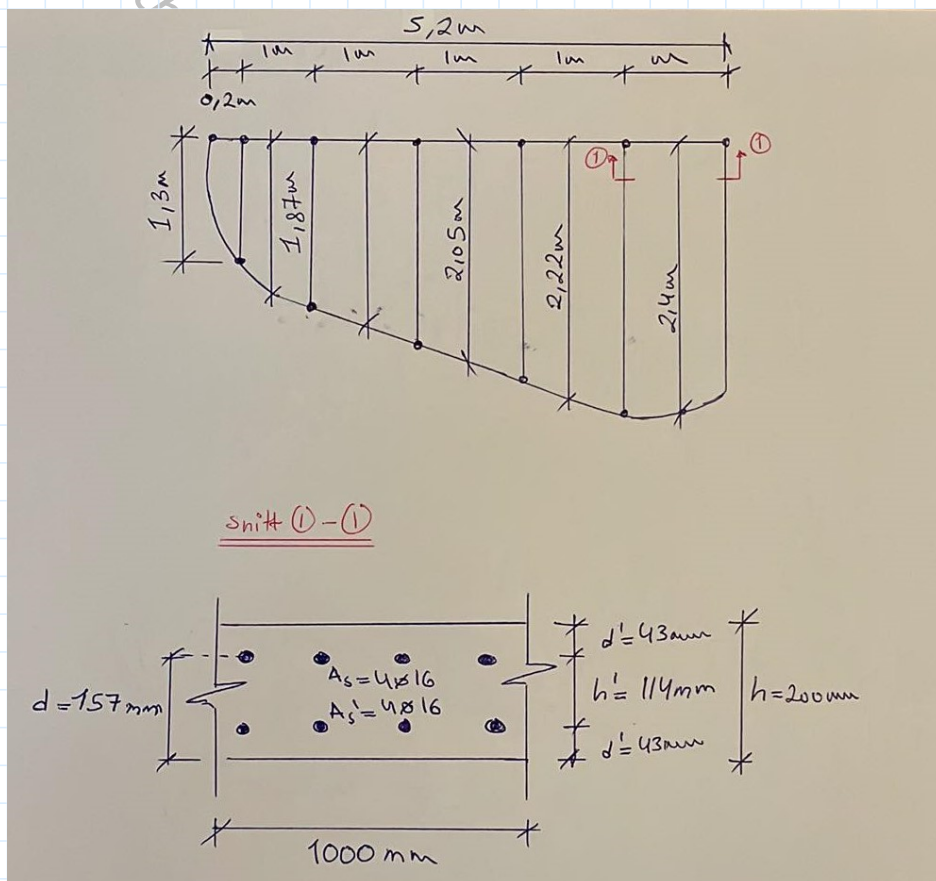
Det trenges ikke å kontrollere nedbøyningen i andre steder i dekket siden nedbøyningen er regnet for feltet med største momenter og spennvidder.

Nedbøyningsberegning av utkargerplater i balkonger

Siden kravet i EC2 7.4.2(2) er ikke tilfredsstilt, må det gjennomføres en nedbøyningskontroll i balkongene

Kontrollerer den lengste balkongen i sone RS1

$$L_{max} = 2.4 \text{ m}$$



Opptredende laster på balkongen per 1m bred stripe:

$$p_{k.balkong; permanent} = 0.3 \cdot 4.0 \frac{kN}{m} = 1.2 \quad t_0 \geq 100 \text{ d}$$

$$g_{k.balkong} = 5 \frac{kN}{m} \quad t_0 = 30 \text{ d}$$

Armeringsareal:

$$A_s = 5 \cdot \pi \cdot 8^2 = 320 \pi = A_s'$$

Ignorer trykkarmeringsareal (konservativt)

NB! Etter å sjekke nedbøyningskravet første gangen, var den ikke tilfredsstilt. Armeringen ble økt til 5Ø16/m. Bildet øvenfor er tegnet for endringen.

Lastvirkninger ved innspenningen i SLS

$$M = \frac{6.2 \cdot 2.4^2}{2} = 17.9 \text{ kNm} \quad M_g = 14.4 \text{ kNm} \quad M_p = 3.5 \text{ kNm}$$

$$V = 6.2 \cdot 2.4 = 15 \text{ kN}$$

Uriset tversnitt (stadium 1) (korttid)

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{34000} = 5.88$$

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot \frac{1}{2} h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} = \frac{(1000 \cdot 200 \cdot 100) + (5.88 \cdot 256 \pi \cdot 157)}{(1000 \cdot 200) + (5.88 \cdot 320 \pi)} = 102 \text{ mm}$$

$$I_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = 6.7 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{s1} = A_s \cdot (d - \alpha d)^2 = 0.03 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 22 \text{ kNm} > M = 17.9 \text{ kNm}$$

Tversnittet er ved å sette på lastene umiddelbart **Uopprisset** !!! Velger likevel at balkongens plate behandles videre via stadium 2 formler for å sikre mot eventuell opprissing som kan skje pga. ekstra brukslaster.

Risset tversnitt (stadium 2) (langtid)

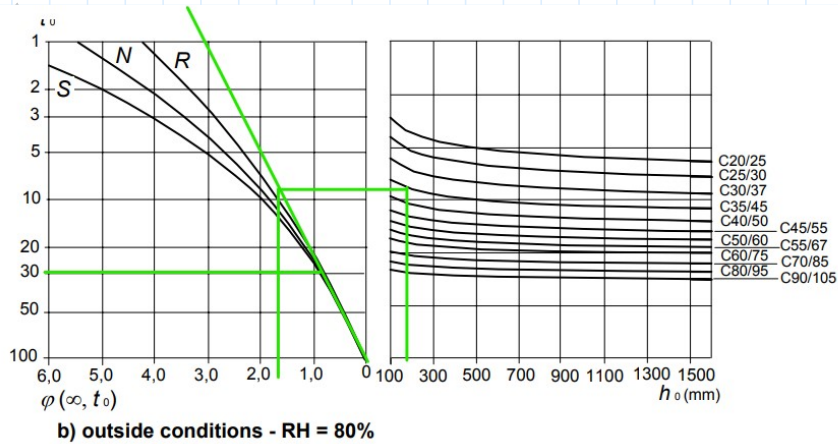
$$h_o = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 200}{(2 \cdot 1000) + (2 \cdot 200)} \approx 167 \text{ mm}$$

Sement type N

Kryppkoeffisienter fra nomogram i figur 3.1 i EC2 (Utvendig relativ fuktighetsforhold):

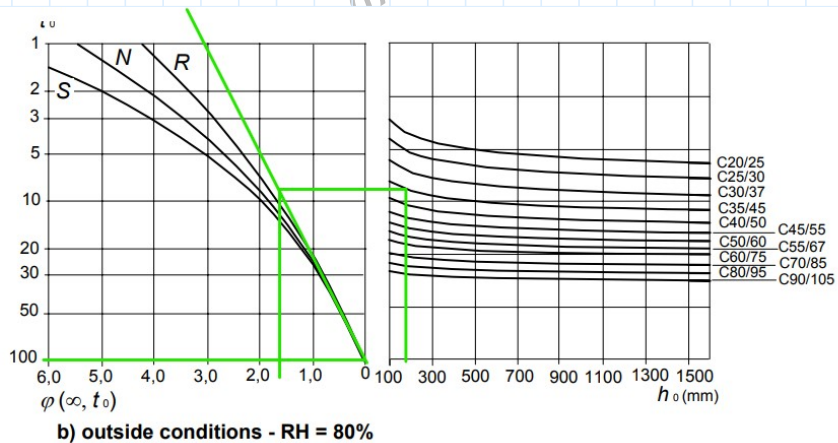
Egenlast

$$\varphi_g(\infty, t_0 = 30 \text{ d}) \approx 1.7$$



Nyttelast

$$\varphi_p(\infty, t_0 = 100 \text{ d}) \approx 1.7$$



$$E_{cL} = \frac{34000 \text{ MPa}}{1 + 1.7} = 12593 \text{ MPa}$$

$$E_{c,middel} = \frac{\sum M_i}{\sum \frac{M_i}{E_{cL,i}}} = 12593 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200000}{12593} = 15.9$$

$$\rho = \frac{320 \pi}{1000 \cdot 157} = 0.0064$$

$$\eta\rho = 0.10$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2(\eta\rho)} - (\eta\rho) = 0.36$$

$$I_{c2} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = 2.2 \cdot 10^8$$

$$EI_2 = E_{c,middel} \cdot I_{c2} = 2.8 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_{max} = \frac{pL^4}{8 \cdot EI_2} = \frac{6.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot (2400 \text{ mm})^4}{8 \cdot 2.8 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2} = 9.2 \text{ mm}$$

$$\delta_{tillat} = \frac{L}{250} = \frac{2400}{250} = 9.6 \text{ mm} < \delta_{max}$$

ok

* Nedbøyningen er mindre enn det som er tillatt i EC2 7.4.1(4), men er ikke tillatt

* Det er ikke tatt hensyn til nedbøyning pga. svinn siden betongen ligger i utvendige forhold med fukt pga. regn og snøvær (fører til mindre svinnnedbøyning enn i tørt miljø), men Tension Stiffening motvirker denne liten nedbøyningen pga. eventuell svinn (ikke presentert her for å begrense antall sider i rapporten)

Riss kontroll

Risskontrollen utføres etter reglene i EC2 7.3.3 (uten regning) basert på armeringsspenninger. Tabellene 7.2N og 7.3N er brukt.

Platen (Felt mellom aksene C-D & 1-2)

Eksponeringsklasse XC1. EC2 7.3.1(5) NA. i tabell NA.7.1N tillater en maksimalrissvidde på:

$$w_{cr,max} = 0.30 \cdot k_c \quad k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1.3$$

$$\rightarrow k_c = \frac{25 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 1.7 \rightarrow k_c = 1.3$$

$$\rightarrow w_{cr,max} = 0.30 \cdot 1.30 = 0.39 \approx 0.40 \text{ mm}$$

Øvest i dette vedlegget har vi funnet:

$$EI_{x,middel} = 2.82 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$M_{x;U.K} = 204 \text{ kNm} \quad A_{s;x;U.K} = 24 \text{ Ø16} = 1536 \pi \quad d_{x;U.K} = 217 \text{ mm}$$

$$M_{x;O.K} = 223 \text{ kNm} \quad A_{s;x;O.K} = 32 \text{ Ø16} = 2048 \pi \quad d_{x;O.K} = 201 \text{ mm}$$

Armeringsspenning x-retning underkant

$$\alpha = 0.32 \quad I_{s2} = A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d^2 = 13.8 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{s;x;U.K} = \frac{M_{x;U.K}}{I_{s2}} \cdot (1 - \alpha) \cdot d = \frac{204}{138} \cdot (1 - 0.32) \cdot 217 = 218 \text{ MPa}$$

Sjekker minste armeringsareal for å sikre heft og hindre opprissingen etter EC2 7.3.2(2)

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct;eff} \cdot A_{ct}$$

A_{ct} er arealet av strekksonen i uopprissett tversnitt

Fra svinn beregninger, fant vi at $\alpha d = 130.3 \text{ mm}$

$$A_{ct} = (h - \alpha d) \cdot b = (250 - 130.3) \cdot 5600 = 670320 \text{ mm}^2$$

$$k_c = 0.4$$

$$k = 1.0$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 3.2 \cdot 670320}{218} = 3936 \text{ mm}^2$$

$$A_{s;x;U.K} = 1536 \pi = 4825 \text{ mm}^2 > A_{s,min}$$

ok

* Tabellene 7.2 N OG 7.3N:

Table 7.2N Maximum bar diameters ϕ_s for crack control¹

Steel stress ² [MPa]	Maximum bar size [mm]		
	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Det kan benyttes maksimalt Ø25 for en spenning på 218MPa (funnet ved linær interpolasjon)

ok

Table 7.3N Maximum bar spacing for crack control¹

Steel stress ² [MPa]	Maximum bar spacing [mm]		
	$w_k = 0.4 \text{ mm}$	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	$w_k = 0.2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Det kan benyttes maksimalt s277 for en spenning på 218MPa (funnet ved linær interpolasjon). Armeringen er plassert maskimalt med s250mm.

ok

Armeringsspenning x-retning Overkant

$$\alpha = 0.32 \quad I_{s2} = A_s \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d^2 = 157.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{s;x;O.K} = \frac{M_{x;O.K}}{I_{s2}} \cdot (1 - \alpha) \cdot d = \frac{223}{157.9} \cdot (1 - 0.32) \cdot 201 = 193 \text{ MPa}$$

Ved å kontrollere $A_{s,min}$ og tabellene 7.2N og 7.3N, er spenningen og armeringsplassering akseptable

ok

* Forlater armeringsspenning i y-retning siden momente er mindre enn i x-retning og dermed vil armeringsspenningene være mindre

Konklusjon SLS beregninger

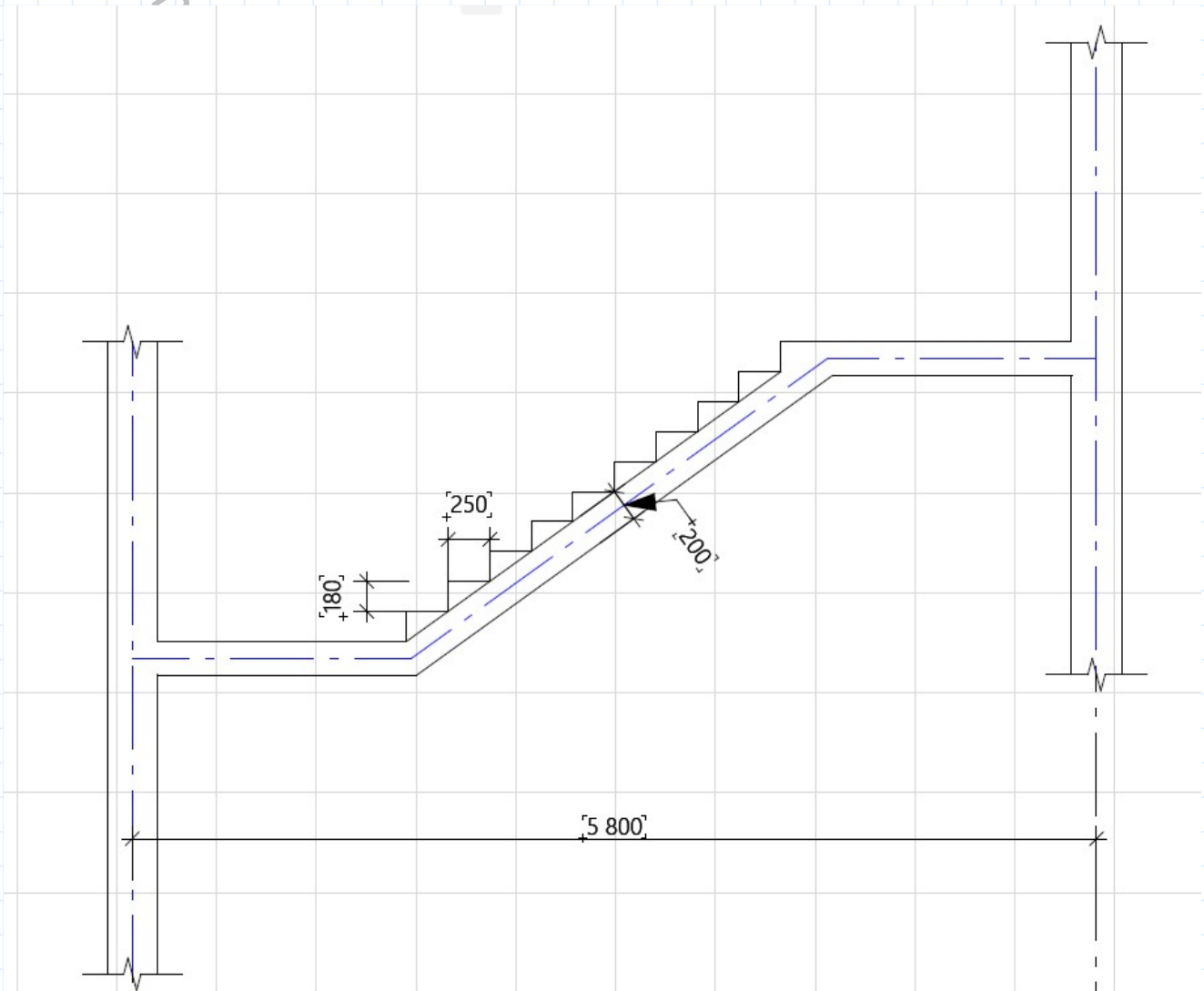
* Etasjeskillere tilfredsstiller kravene til vanlig bruk hvis ikke ekstra laster er innført

Denne siden er satt med vilje tom

Fra AchiCad mo

Kun ett løp er v

Kun ett løp er vist siden de andre løpene er lik og symmetrisk i alle etasjene

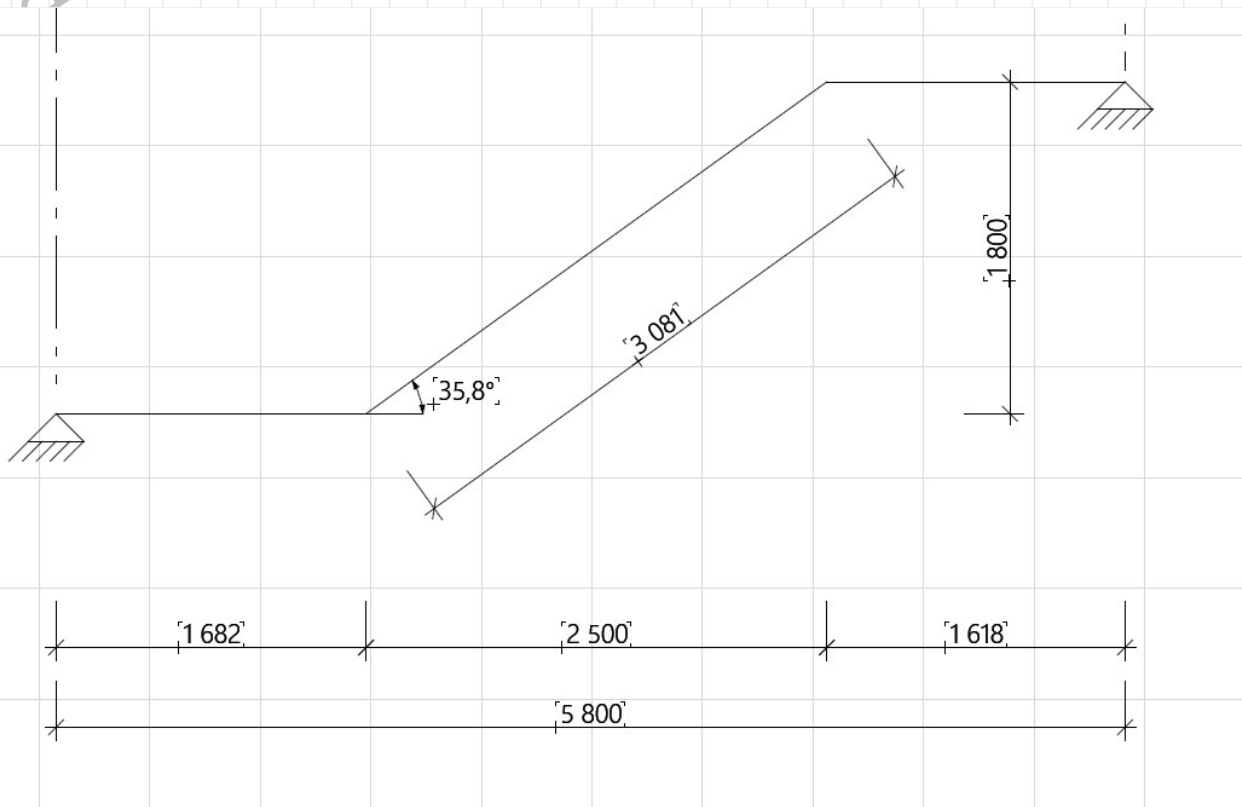


sene 11 & 14. I knutepunktene
ene om sine svake akser, men
for et lite moment som gir
støping av veggene og reposene
veggskivene om sine svak

$$M_{edge;topp} = 0.25 \cdot M_{max;adjacentspan}$$

Armeringen for dette momentet skal inn minst $0.20 \cdot L$ målt fra veggens kant

Statikken til trappa ser slik ut (linjene representerer senterlinjen til reposene og trappeplaten)



Laster

Karakteristisk nyttelast (Kategori A etter NS-EN 1991-1-1)

$$p_k = 4.0 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk Egenlast trappeplate

$$g_k = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.20 \text{ m} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

Trappetrinn:

Lengden av hypotenusen dannet av inn- og opptrinnene:

$$h = \sqrt{G^2 + R^2} = \sqrt{250^2 + 180^2} = 10 \cdot \sqrt{949} \text{ mm}$$

Antall trappetrinn per 1m lang stripe av trappens skrå del:

$$n = \frac{1000 \text{ mm}}{10 \cdot \sqrt{949} \text{ mm}} = 3.2 \text{ trinn}$$

Egenlasten av trinnene per 1 m er da:

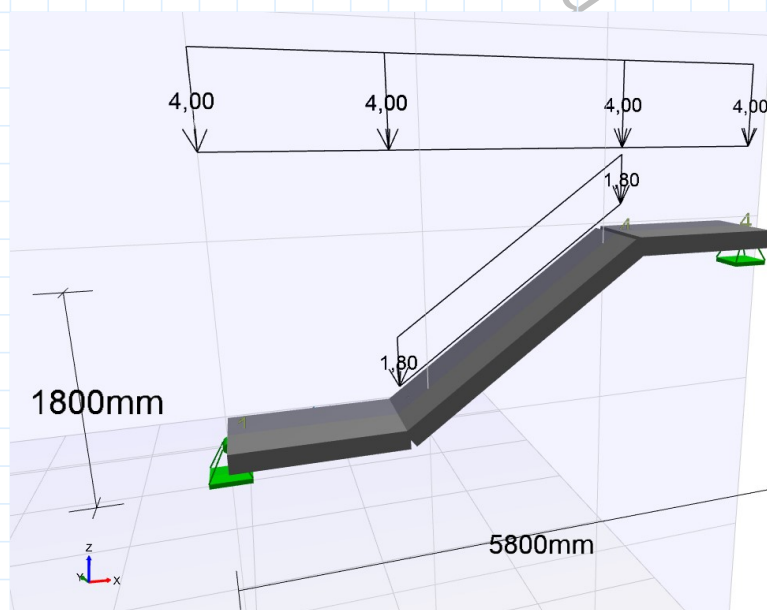
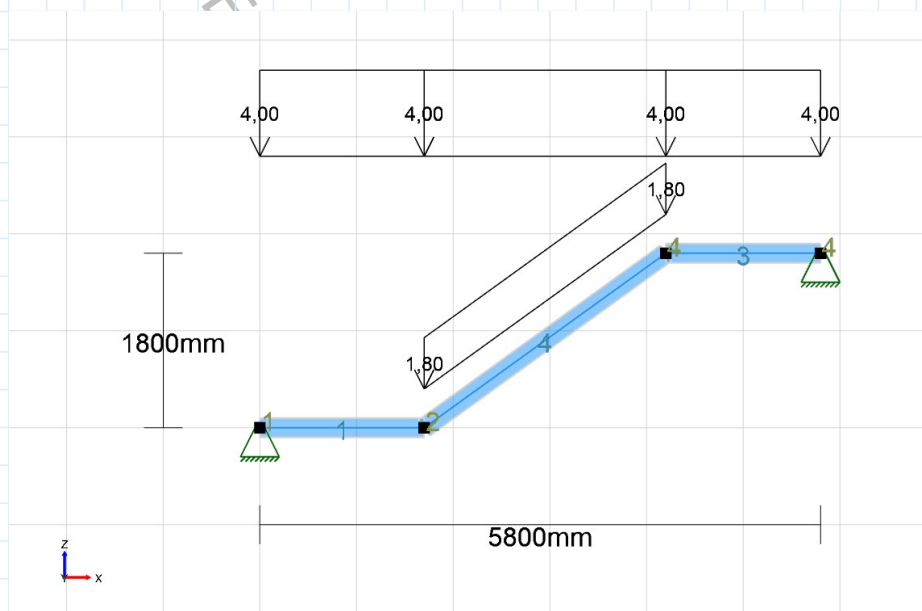
$$g_{k;trinn} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.180 \text{ m} \cdot 0.250 \text{ m} \cdot 3.2 = 1.8 \frac{kN}{m}$$

Lastkombinasjoner, modellering, og lastvirkninger

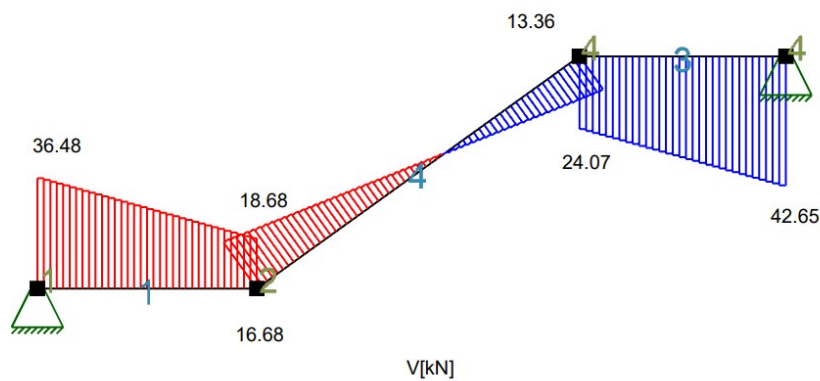
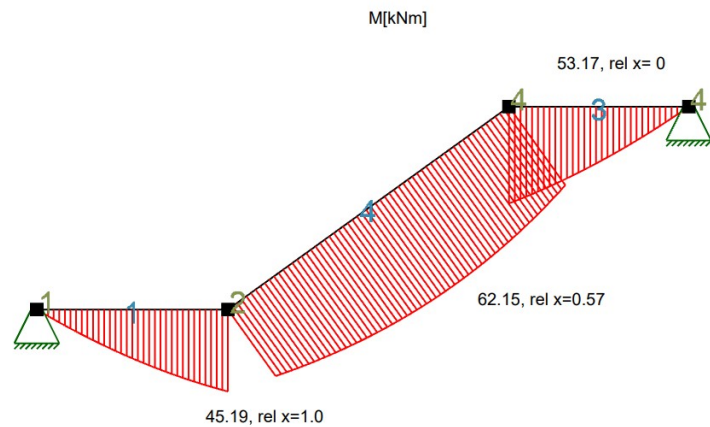
Modellering er gjennomført i Focus Konstruksjon, hvor:

- * Betongplate med bredde 1m og tykkelse 200 mm var benyttet og modellert som bjelkesegmenter
- * Antall elementer var satt til 200 elementer (fineste inndeling som gir størst V)
- * Kun 1 lastkombinasjon gir de ugunstigste lastvirkningene siden trappa er ett fritt opplagt system
- * Lastene var innført i Focus som karkateristiske veridier, og en kombinasjon i ULS med partial faktor 1.2 for egenlaster og 1.5 for nyttelaster ble definert i programmet for å få dimensjonerende lastvirkningsverdiene i konstruksjonen. Kun egen lasten på trinnene og nyttelasten er innført manuelt i programmet

Bilde av modell med dimensjonerende lastkombinasjon



M- & V- diagrammene



Kapasitets- og armeringsberegninger

Betong: B35

Armering: B500NC ;

Benytter følgende mål i armeringen:

Ø12 hovedarmering

Ø 10 fordelsarmering

Ø 6 i trinnene

Ø 8 i hjørne av hver trinn

Overdekning: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Antar normaltarmert tversnitt

$$\varepsilon_s = 2 \quad \varepsilon_{yk} = 5.0 \text{ ‰}$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + 2 \varepsilon_{yk}} = \frac{3.5}{3.5 + 5.0} = 0.412$$

$$B \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow \eta = 1.0 \text{ og } \lambda = 0.8$$

$$K = \lambda \eta \alpha (1 - 0.5 \cdot \lambda \alpha) = 0.275$$

Moment kapasiteten i ULS blir da

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

Effektiv høyde for bunnarmeringen $d = 200 - 25 - \frac{12}{2} = 169 \text{ mm}$

Armering i Øvre repos (segment 3)

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 169^2 \cdot 10^{-6} = 155.5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 53.17 \text{ kNm}$$

ok

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{53.17}{155.5}\right) \cdot 169 = 159.2 \text{ mm}$$

$$A_{s;\text{øvre;repos}} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{53.17 \cdot 10^6}{434 \cdot 159.2} = \approx 770 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{770}{\pi \cdot 6^2} = 6.8 \approx 7 \quad s = \frac{1000}{7} \approx 143 \text{ mm}$$

Bruker $\frac{7 \text{ } \varnothing 12}{m}$ som **hoved armering**

Fordelsarmering etter EC2 9.3.1.1(2) $A_{s;\text{fordel}} = 0.20 \cdot A_s = 0.20 \cdot 770 \text{ mm}^2 \approx 154 \text{ mm}^2$

Sammenligner med minimums armeringsareal og bruker den største (konservativt valg)

$$A_{s;\text{min}} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \cdot 169 = 281.2 \text{ mm}^2$$

Bruker $A_{s;\text{min}}$ som fordels armering!!!

$$n = \frac{281.2}{\pi \cdot 5^2} = 3.6 \approx 4 \quad s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Bruker $\frac{4 \text{ } \varnothing 10}{m}$ som **fordelsarmering**

Benytter samme armering i nedre repos siden momentene er større i øvre repos (konservativt valg)

Armering i trappens skrå plate (segment 4)

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 169^2 \cdot 10^{-6} = 155.5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62.15 \text{ kNm} \quad \text{ok}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{62.15}{155.5}\right) \cdot 169 = 157.5 \text{ mm}$$

$$A_{s, \text{skrå}} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{62.15 \cdot 10^6}{434 \cdot 157.5} = 909 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{909}{\pi \cdot 6^2} = 8.03 \approx 9 \qquad s = \frac{1000}{9} \approx 111$$

Bruker $\frac{9 \text{ } \varnothing 12}{m}$ som **hoved armering**

Fordelsarmering etter EC2 9.3.1.1(2) $A_{s, \text{fordel}} = 0.20 \cdot A_s = 0.20 \cdot 909 \text{ mm}^2 \approx 182 \text{ mm}^2$

Sammenligner med minimums armeringsareal og bruker den største (konservativt valg)

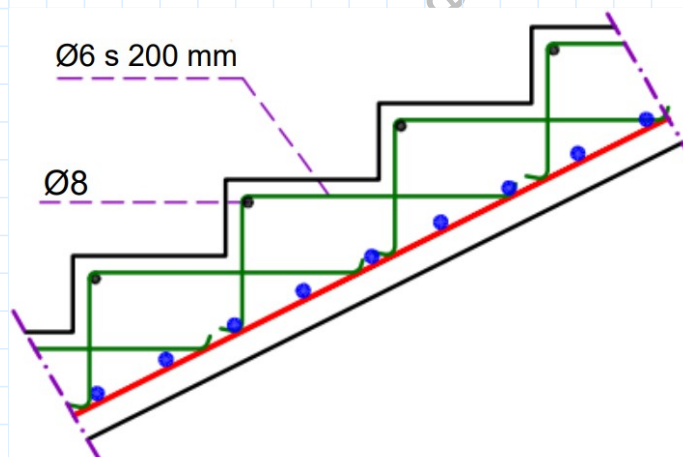
$$A_{s, \text{min}} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \cdot 169 = 281.2 \text{ mm}^2$$

Bruker $A_{s, \text{min}}$ som fordels armering!!!

$$n = \frac{281.2}{\pi \cdot 5^2} = 3.6 \approx 4 \qquad s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

Bruker $\frac{4 \text{ } \varnothing 10}{m}$ som **fordelsarmering**

Armering i trinnene



Armering for støtte momentene ved opplegg etter EC2 9.3.1.2(2)

$$M_{edge;topp} = 0.25 \cdot M_{max;adjacentspan} = 0.25 \cdot 62.15 \text{ kNm} = 15.5 \text{ kNm}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{15.5}{155.5}\right) \cdot 169 = 166 \text{ mm}$$

Bruker maksimalt $z = 0.95d = 160.55 \text{ mm}$

$$A_{s;kant;topp} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{15.5 \cdot 10^6}{434 \cdot 166} \approx 215 \text{ mm}^2 < A_{s;min}$$

Benytter $A_{s,min}$ som topparmering ved støttene (veggskivene)

$$\frac{4 \text{ } \varnothing 10}{m}$$

Dette skal inn i platen en avstand minst: $0.20 \cdot L = 0.20 \cdot (1.7 + 1.6 + 3) = 1.26 \text{ m}$

Skjærkapasitet

Er ikke prentert her, men er på sikker side

ok

Forankring av armering

Ved opplegg (veggskivene) for øvre repos:

$$M_{Ed} = 0 \quad V_{Ed} \approx 43 \text{ kN}$$

$$f_{ctk;0.05} = 2.2 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 3.1}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} = 2.81 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1 8.4.2(2)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Ed} + \Delta F_{td}}{A_s} \quad \text{For konstruksjoner uten skjærarmering} \quad \Delta F_{td} = V_{Ed}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{0 + 43 \cdot 10^3 \text{ N}}{7 \cdot \pi \cdot 6^2} = 54.3 \text{ MPa}$$

$$l_{b;rqd} = \frac{1}{4} \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \cdot 12 \cdot \frac{54.3}{2.81} = 58 \text{ mm}$$

EC2-1-1 8.4.4(1)

For foankringer i strekk, er minsteforankringslengde

$$L_{b,min} = \max [0.3 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100mm]$$

--> $l_{b,rqd} = L_{b,min} = 10 \varnothing = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm}$

Gjelder både topp og bunn armering ved veggskivene!

Ved overgang mellom reposene og skrå platen:

For å være konservativt, bruker en forankringslengde mellom stengene ved overgangen mellom reposene og skrå platen lik

$$l_{bd} = 50 \varnothing = 50 \cdot 12 = 600 \text{ mm}$$

Man får lavere verdi ved å regne kraftinnføringslengde etter EC2. Men lengden $50\varnothing$ er lengde som er ofte benyttet og er praktisk. Dette er for å bli sikker at det oppstår ikke noe heftsvikt, eller store riss i disse sonene siden de er svake punkter i trappen

Denne siden er satt med vilje tom

Vedlegg12: Søyleberegninger

Se kapittelet om søyler i rapporten for forutsetningene bak søyle beregningene

Forutsetninger og viktige detaljeringsregler av søyler iht. EC2

EC2-1-1 9.5.2(1) + NA. $\varnothing_{min} = 10 \text{ mm}$

EC2-1-1 9.5.2(2) + NA. $A_{s,min} = \left(0.20 \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \leq 0.5 \frac{N_{ED}}{f_{yd}} \right) \geq 0.01 A_c$

EC2-1-1 9.5.2(3) + NA. $A_{s,max} = 0.04 A_c$ Utenfor skjøtepunkter

$A_{s,max} = 0.08 A_c$ Innenfor skjøtepunkter

EC2-1-1 9.5.3(1) $\varnothing_{bøyle,min} = 6 \text{ mm}$

EC2-1-1 9.5.3(3) + NA. $s_{clt,max} = \min [15 \varnothing; \min(b, h); 400 \text{ mm}]$

EC2-1-1 9.5.3(6) Ingen jern kan være plassert i en avstand større en 150 mm fra en jern som er fastholdt med bøylor

Materialer og dimensjoner

Betong 35 MPA

Stål B500NC

Tverrsnitt = $b \times h = 300 \times 400 \text{ mm}$

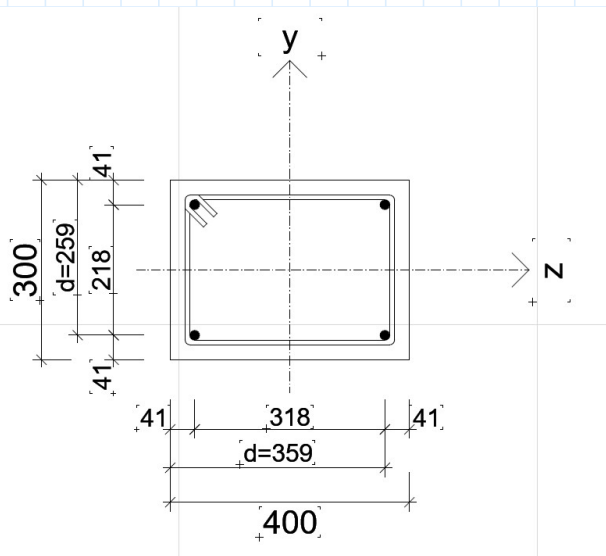
$\varnothing_{lengde} = 16 \text{ mm}$

$\varnothing_{bøylor} = 8 \text{ mm}$

$c_{com} = 25 \text{ mm}$

Armering skjøtes kun ved etasjeovergang, siden lengde på armeringsprodukter i markedet tilfredsstiller etasjenes høyder med forankringslengder

Søyleskisse med mål (før armeringsmengden er beregnet)



Kantsøyle H-18

Lastene som er påført i rammemodellen i Focus konstruksjon i x-retning (b=6.6m)

Egenlast over etasjedekke påføres som karakteristisk: $g = 2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 m = 15.2 \frac{kN}{m}$

Nyttelast dekke påføres som karakteristisk: $q = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 m = 13.2 \frac{kN}{m}$

Nyttelast balkong påføres som karakteristisk: $q = 4 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 m = 26.4 \frac{kN}{m}$

Lastene som er påført modellen i Focus konstruksjon i y-retning (b=3.475m)

Egenlast over etasjedekke påføres som karakteristisk: $g = 2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.475 m \approx 8 \frac{kN}{m}$

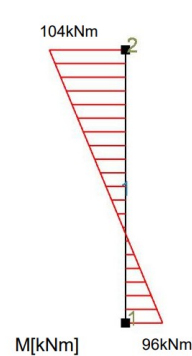
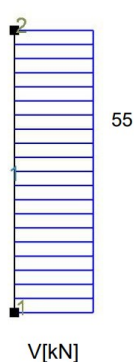
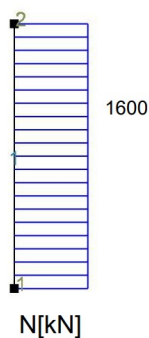
Nyttelast dekke påføres som karakteristisk: $q = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.475 m \approx 7 \frac{kN}{m}$

I focus er det innført lastfaktorer 1.2 for egenlast og 1.5 for nytte laster
Focus regner egenlaster for den modellerte rammen automatisk

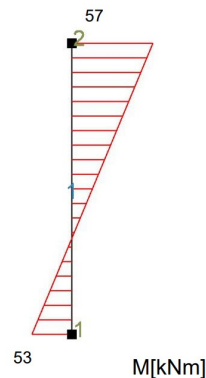
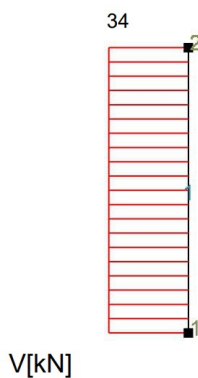
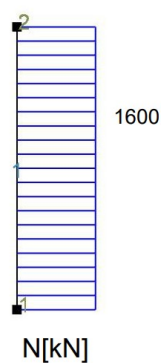
Dimensjonerende Lastvirkninger fra statisk analyse i Focus

Se kapittel X i rapporten for antakelser og hele ramme modellen med mål

X-retning (bøyning om lokal y-akse(sterk akse))



Y-retning (bøyning om lokal z-akse(svak akse))



Beregning i x-retning

Beregning som kort søyle

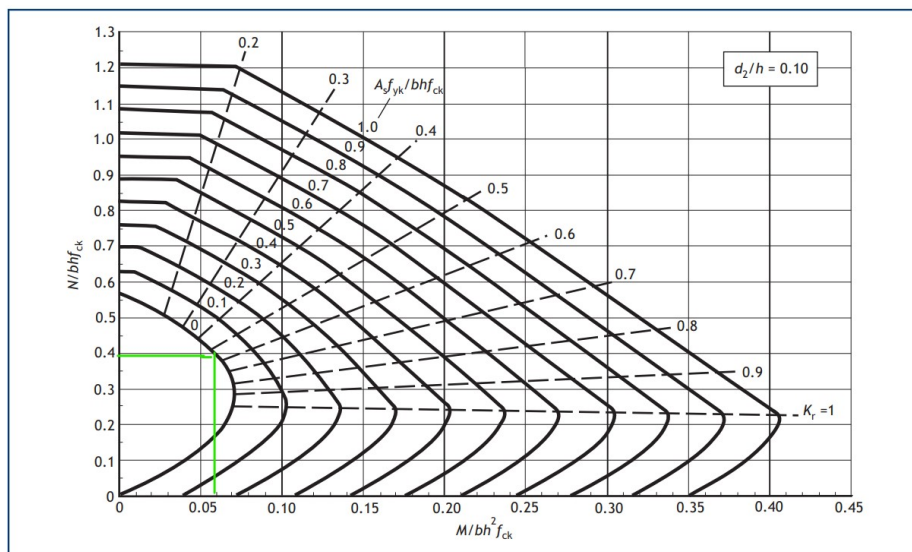
$$n = \frac{N_{ED}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = \frac{1600 \cdot 10^3}{35 \cdot 300 \cdot 400} = 0.38$$

$$m = \frac{M_{ED}}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = \frac{104 \cdot 10^6}{35 \cdot 300 \cdot 400^2} \approx 0.062$$

$$\frac{d_2}{h} = \frac{41}{400} \approx 0.10$$

Benytter M-N diagram:

m-n diagram



Avlest $w = 0$; Dvs. at søyla krever bare minimumsarmering

$$A_{s,min} = \left(0.20 \cdot \frac{400 \cdot 300 \cdot 19.8}{434} = 1200 \text{ mm}^2 \right) \leq \left(0.5 \cdot \frac{1600}{434} = 1843 \text{ mm}^2 \right) \geq (0.01 A_c = 1200 \text{ mm}^2)$$

$$A_{s,min} = 1200 \text{ mm}^2$$

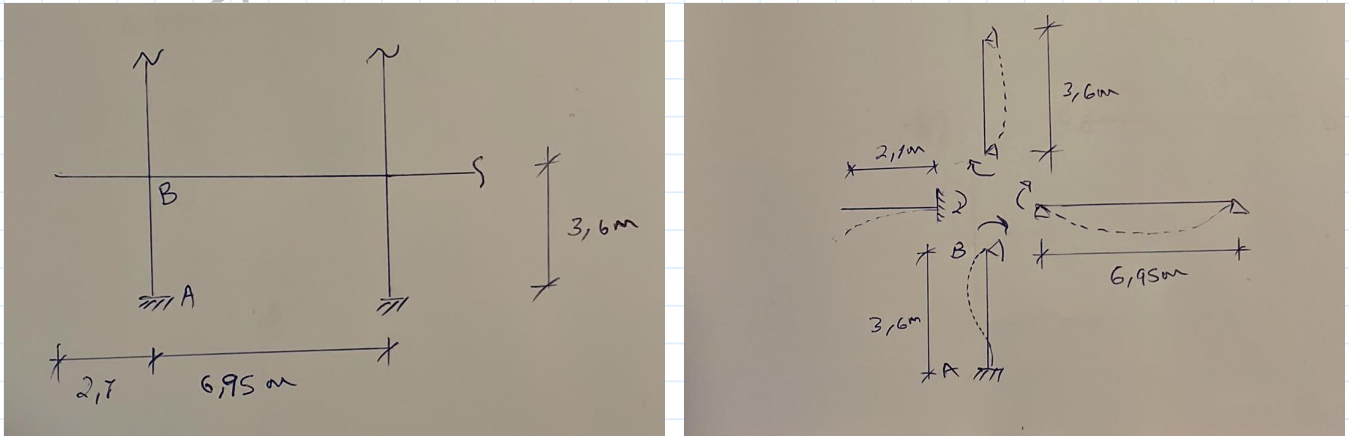
$$n_{jern} = \frac{1200}{\pi \cdot 8^2} = 5.97 \approx 6$$

$$A_s = 384 \pi = 1206 \text{ mm}^2$$

Kneklengde og slankhet

For å finne slankheten til søyla ved bøyning om y-aksen, må den effektive lengden finnes først. Benytter metoden gitt i EC2-1-1 5.8.3.2 (rotasjonsfleksibilitets metode)

For å kunne bestemme de fleksibilitetskoeffisientene, må søylen og alle tilknyttede komponenter betraktes. Dette er gjort i figuren under.



Figur: Delramme hvor kantsøylen H18 er involvert i x-retning, bredde av platen er 6.6m ut av papirplanet. Det benyttes kun halve platebredden, dvs. $b=3.3\text{m}$ i beregningen. (anbefalt av The Concrete Centre)

De fleksibilitetskoeffisientene finnes basert på stivetskoeffisientene. Regner komponentenes rotasjonsstivheter og 2. arealmomenter først:

2. areal momenter:

$$I_{\text{søyle}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \cdot 400^3}{12} = 1.6 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{balkong}} = \frac{3300 \cdot 200^3}{12} = 2.2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{dekke}} = \frac{3300 \cdot 250^3}{12} = 4.3 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Rotasjonsstivheter i knutepunkt B:

$$k_{\varphi; \text{søyle}; 1\text{ETG}} = \frac{EI_{\text{søyle}}}{L_{\text{søyle}}} \quad k_{\varphi; \text{søyle}; 2\text{ETG}} = 3 \frac{EI_{\text{søyle}}}{L_{\text{søyle}}} \quad k_{\varphi; \text{dekke}} = 3 \frac{EI_{\text{dekke}}}{L_{\text{dekke}}}$$

For en balkong som er fastinnspennet og utsatt for jevnfordelte laster, kan nedbøyningsuttrykket for en slik elementær bjelke tilfelle løses for lasten uttrykt av nedbøyningen:

$$w = \frac{pL^4}{8EI} \quad \rightarrow \quad p = 8 \frac{EI}{L^4} \cdot w \quad \rightarrow \quad k_{\text{balkong}} = 8 \frac{EI_{\text{balkong}}}{L_{\text{balkong}}^4}$$

$$E_{\text{søyle}} = E_{\text{dekke}} = E_{\text{balkong}} = E_{\text{cm}} = 34000 \text{ MPa}$$

Fleksibilitetskoeffisienter

EC2-1-1 5.8.3.2(3)

$$k_i = \left(\frac{\theta}{M} \right) \cdot \left(\frac{EI}{L} \right) = \frac{K_{søyle}}{\sum K_{tilknyttet}}$$

$$k_A = 0$$

(full innspenning i fundament søylebunnen, ingen fleksibilitet)

$$k_B = \frac{\left(\frac{EI_{søyle}}{L_{søyle}} \right)}{\left(3 \frac{EI_{søyle}}{L_{søyle}} \right) + \left(3 \frac{EI_{dekke}}{L_{dekke}} \right) + \left(8 \frac{EI_{balkong}}{L_{balkong}^4} \right)} = 0.139$$

EC2-1-1 5.8.3.2(3) (ufoskyvelig søyle)

$$\beta_0 = 0.5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_A}{0.45 + k_A} \right) \cdot \left(1 + \frac{k_B}{0.45 + k_B} \right)} = 0.56$$

$$l_0 = \beta_0 \cdot l = 0.56 \cdot 3600 \text{ mm} = 2016 \text{ mm}$$

Slankhet, benytter metoden for nominell krumning etter EC25.8.8.2

For bøyning om y-aksen, har søylen følgende armeringsareal $A_{sy} = 4 \text{ } \varnothing 16 = 256 \pi$

$$n = \frac{N_{ED}}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{1600 \cdot 10^3}{19.8 \cdot 300 \cdot 400} = 0.67$$

$$\omega = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{434 \cdot 256 \pi}{19.8 \cdot 300 \cdot 400} = 0.15$$

$$i_c = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{400}{\sqrt{12}} = 115.5$$

$$i_s = \frac{h'}{2} = \frac{318}{2} = 159$$

$$K_a = \left(\frac{i_s}{i_c} \right)^2 = 1.90$$

Geometrisk slankhet $\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{2016 \text{ mm}}{115.5 \text{ mm}} = 17.5$

Normalisert slankhet $\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 K_a \omega}} = 11.43$

EC2-1-1 5.8.3.1(1), uforskyvelig søyle: $\lambda_{n,lim} = 13 \cdot (2 - r_m) \cdot A_\varphi$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{96}{104} = \frac{12}{13}$$

Settes inn som negativt pga. dobbeltkrummet søyle

$$A_{\varphi} = \frac{1}{1 + 0.20 \varphi_{ef}} = \frac{1.25}{1 + 0.20 \cdot 1} = 1.04 \approx 1.0 \quad (\text{Antar effektive kryptkoeffisient lik 1.0})$$

$$\rightarrow \lambda_{n,lim} = 13 \cdot \left(2 - \left(-\frac{12}{13} \right) \right) = 38$$

$\rightarrow \lambda_{n,lim} > \lambda_n$ **Søylen er ikke slank, trenger ikke å regne 2.ordens momenter på søyla**

Beregning i y-retning

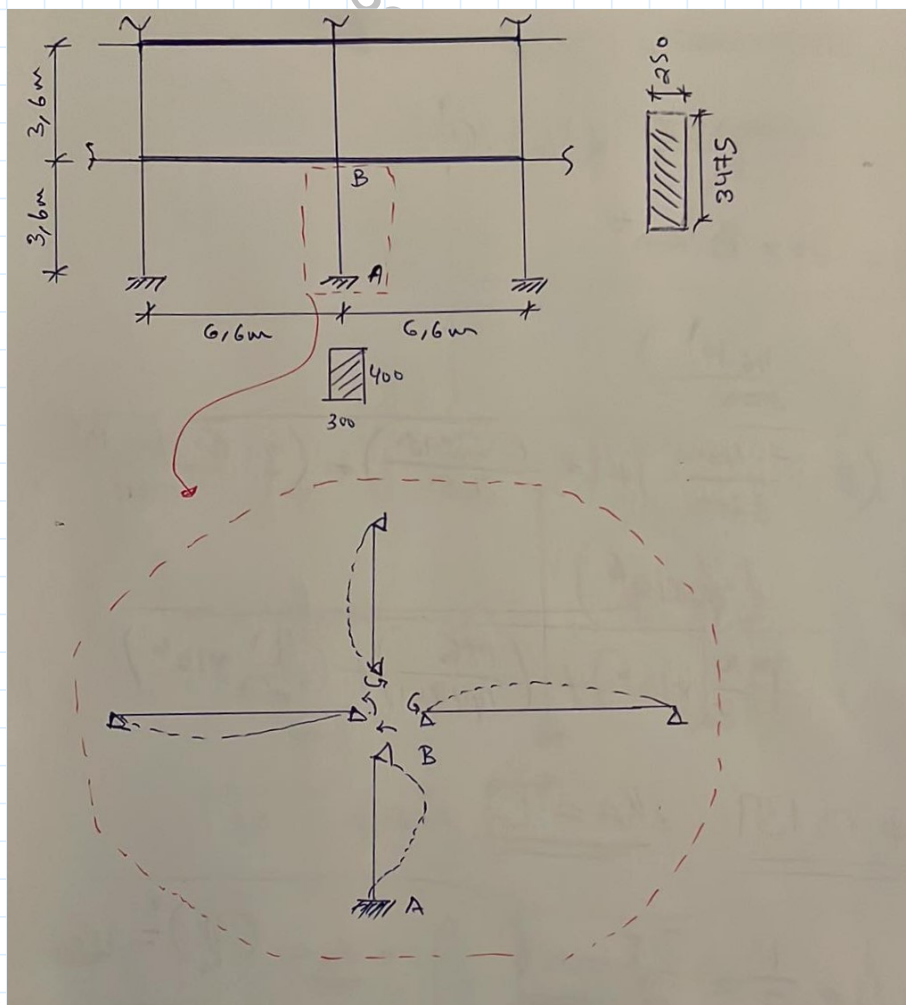
Beregning som kort søyle

Igjen, det er bare minimumsarmering som kreves basert på dimensjonsløs kraft og moment. Ved å benytte M-N diagram med $d_2/h = 41/300 = 0.14 \approx 0.15$, blir det mekaniske armeringsforholdet (w) lik null

$$A_s = 6 \text{ } \varnothing 16 = 384 \pi$$

Knekklegnde og slankhet

Ekvivalent delramme i y-retning hvor søyle H18 er involvert (se rapporten kappittel x for å se hele rammen)



Ved å benytte samme fremgangsmåten som i x-retning, finnes: $k_A = 0$ og $k_B = 0.60$

Knekkklengdefaktor (uforskyvelig søyle): $\beta_0 = 0.60$

Knekkklengde: $l_0 = 0.60 \cdot 3600 = 2160 \text{ mm}$

Kontroll av slankhet (ikke presentert her, samme prinsipp som i x-retning) viser at:

$$\lambda = 25 \qquad \lambda_n = 17.4 \qquad \lambda_{n;lim} = 38$$

$\lambda < \lambda_{n;lim}$ **Søylen er ikke slank, trenger ikke å beregne 2.ordens momenter**

Kontroll på biaksiell momentkapasitet etter EC2 5.8.9

Resultat fra dimensjonering av søylen om hver akse separat:

Om y-akse(sterk aske)

$$N_{Ed} = 1600 \text{ kN} \qquad n = 0.38 \qquad M_{Ed;y} = M_{02y} = 104 \text{ kNm} \qquad A_{sy} = 256 \pi$$

$$\omega = \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = \frac{500 \cdot 256 \pi}{35 \cdot 300 \cdot 400} = 0.096 \rightarrow d/h = 0.10 \text{ M-N diagram} \rightarrow m \approx 0.09$$

$$M_{RD} = m \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h^2 = 151 \text{ kNm}$$

Om z-akse(svak aske)

$$N_{Ed} = 1600 \text{ kN} \qquad n = 0.38 \qquad M_{Ed;y} = M_{02y} = 57 \text{ kNm} \qquad A_{sy} = 384 \pi$$

$$\omega = \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = \frac{500 \cdot 384 \pi}{35 \cdot 300 \cdot 400} = 0.14 \rightarrow d/h = 0.15 \text{ M-N diagram} \rightarrow m \approx 0.10$$

$$M_{RD} = m \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h^2 = 126 \text{ kNm}$$

$$N_{RD} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s = (19.8 \cdot 400 \cdot 300) + (434 \cdot 512 \pi) = 3074 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1600}{3074} = 0.52$$

Tabellen i EC2-1-1 5.8.9(4)

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

Linær interpolering mellom 0.1 og 0.7 gir

$$y(x) = \frac{5}{6} x + 0.92 \qquad \begin{matrix} x = N_{Ed}/N_{Rd} \\ y = a \end{matrix}$$

Vi har $N_{Ed}/N_{Rd} = 0.52$, altså $x = 0.52 \rightarrow y(0.52) = 1.35 = a$

Kapasitetskontroll med likning 5.39

$$\left(\frac{M_{Ed;z}}{M_{Rd;z}} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed;y}}{M_{Rd;y}} \right)^a \leq 1.0$$

$$\rightarrow \left(\frac{57}{126} \right)^{1.35} + \left(\frac{104}{151} \right)^{1.35} = 0.94 \leq 1.0 \quad \text{ok}$$

Skjærkapasitet

I z-retning

$$V_{Ed;z} = 55 \text{ kN} \quad A_s = 2 \text{ } \varnothing 16 = 128 \text{ } \pi \quad b = 300 \quad d = 359$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0037$$

I y-retning

$$V_{Ed;y} = 34 \text{ kN} \quad A_s = 3 \text{ } \varnothing 16 = 192 \text{ } \pi \quad b = 400 \quad d = 259$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0058$$

Etter NA. 6.2.2(1), skal dimensjonerende skjærkraften summeres via pytagoras setningen hvis forholdet mellom minste og største skjærkraften er større enn 0.5

$$\frac{V_{Ed;z}}{V_{Ed;y}} = 0.62 \rightarrow V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed;y}^2 + V_{Ed;z}^2} = \sqrt{55^2 + 34^2} \approx 65 \text{ kN}$$

Denne verdien brukes for å sjekke kapasiteten i begge retninger

$$\text{Kapasitet z-retning} \quad C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{359}} = 1.74 \quad k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{bh} = \frac{1600 \cdot 10^3}{300 \cdot 400} = 13.33 = 13.33 \text{ MPa} \leq 0.20 f_{cd} = 3.96 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd;c} = \left(C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + (k_1 \cdot \sigma_{cp}) \right) b_w \cdot d = 116.8 \text{ kN} < V_{Ed}$$

Sjekker skjærtrykk kapasitet

$$V_{Rd;y;max} = 0.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 550 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \text{ok}$$

$$\text{Kapasitet y-retning} \quad C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{259}} = 1.88 \quad k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = 3.96 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd;c} = \left(C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + (k_1 \cdot \sigma_{cp}) \right) b_w \cdot d = 116.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd;c;z;min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 55.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd;c;z} > V_{Rd;c;z;min} > V_{Ed}$$

Sjekker skjærtrykk kapasitet

$$V_{Rd;y,max} = 0.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 529 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \text{ok}$$

Trenger ikke skjærarmering, kun minimumsskjærarmering for skjær i retning av y- og z-aksene

EC2-1-1 9.2.2(5) + NA. krever minimumsskjærarmering

$$\rightarrow \rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad ; \quad \rho_{w,min} = 0.10 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.10 \cdot \frac{\sqrt{35}}{5000} = 0.0012$$

$$\rightarrow \frac{A_{sw,min}}{s_{min}} = 0.0012 \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0.32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\rightarrow s = \frac{A_{s,w}}{\left(\frac{A_{sw,min}}{s_{min}} \right)} = \frac{32 \pi}{0.32} = 314 \text{ mm}$$

--> Velger c/c bøyler 300mm

Men siden søylen egentlig fungerer som en bjelkesøyle, skal man sjekke minste krav for avstand mellom bøylerne ved å se søyle og bjelke kravene i EC2, hvor de strengeste brukes for sikkerhetsskyld

$$\text{EC2-1-1 9.2.(6) + NA.:} \quad s_{l,max} = 0.6 h' (1 + \cot \alpha) = 0.6 \cdot 318 \cdot \left(1 + \frac{\cos(90^\circ)}{\sin(90^\circ)} \right) = 190.8 \text{ mm}$$

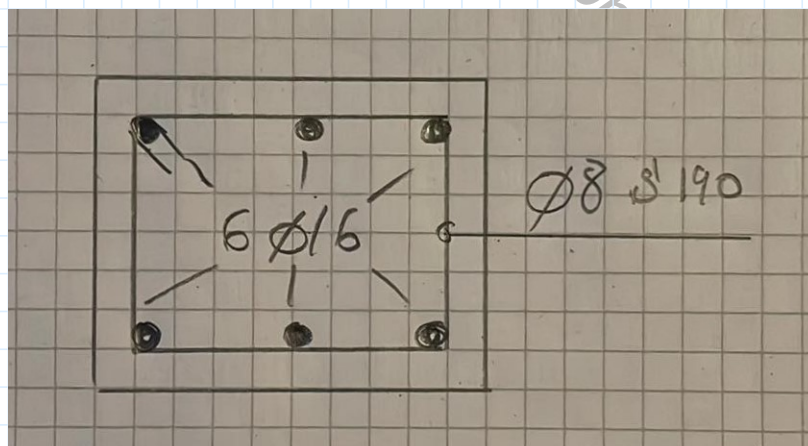
$$\text{EC2-1-1 9.2.(6) + NA.:} \quad s_{C_{l,t};max} = [15 \varnothing_{min}; \min(b, h); 400 \text{ mm}]$$

$$15 \varnothing = 15 \cdot 16 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

$$\min(b, h) = \min(300, 400) = 300 \text{ mm}$$

--> **Velger Ø8 bøyler s 190mm**

Konklusjon kantsøyler:

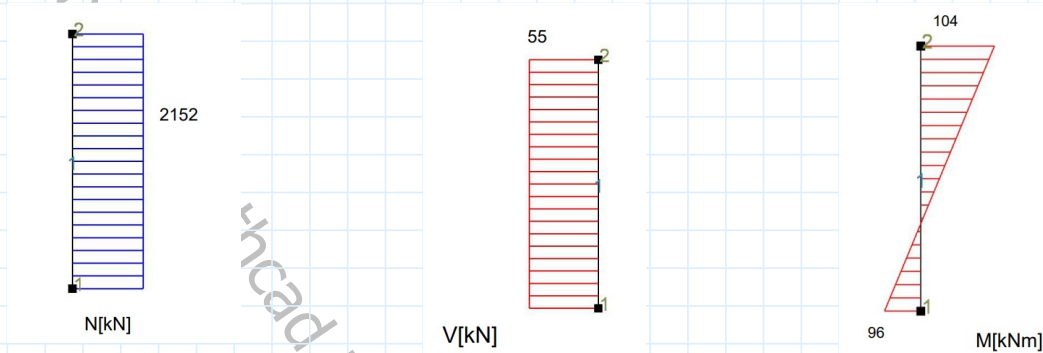


Innersøyle G-18

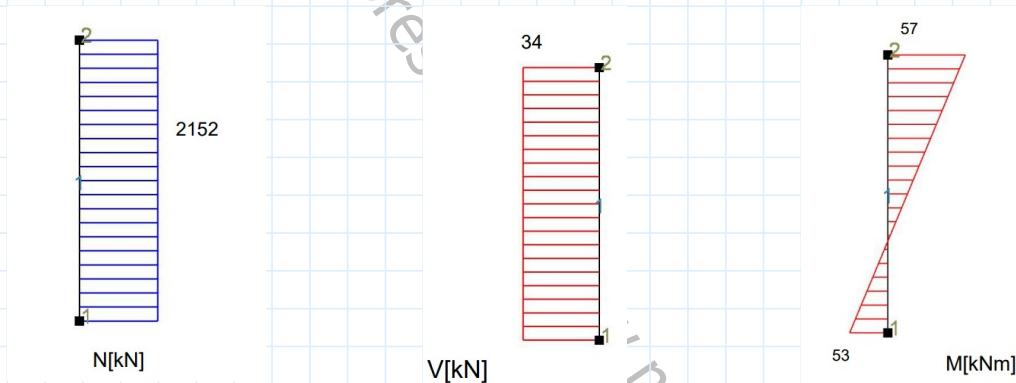
Dimensjonerende Lastvirkninger fra statisk analyse i Focus

Se kapittel X i rapporten for antakelser og hele ramme modellen med mål

X-retning (bøyning om lokal y-akse(sterk akse))



X-retning (bøyning om lokal y-akse(sterk akse))



Disse er de største virkningene som oppstår i alle etasjer, kombinert i en søyle i 1-ETG som ble dimensjonert siden samme armering og detaljer skal være benyttet i alle etasjer. For innersøyer ser vi at den eneste forskjellen er at aksial lastene i 1-ETG er større enn kantsøylene. Selv om dette er en veldig konservativ forenkling, men likevel ble innersøylene kontrollert av minimumsarmering, og er ikke slanke.

--> **Armeringsdetalj blir likt som kantsøylene: 6Ø16 lengdearmering, og Ø8 bøyer s190**
Se tegning 16 for armerings detaljer av søylene

Forankringslengder for søylearmering i etasjeskjøtene

Forankringslengder for armeringen i søylene fra flattdekkenes overkant blir:

$$l_{bd} = 50 \cdot \varnothing = 50 \cdot 16 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$$

Skjærfriksjonskapasitet for søylene i etasjeskjøtene

Krav for skjærkapasitet mellom kalde fuger står i EC2-1-1 6.2.5

$$v_{Rd,i} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v_{f_{cd}} > v_{Ed} ; \quad \rho = \frac{A_s}{A_i} ; \quad v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) ;$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_i} ; \quad f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{2.2}{1.50} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{b_i \cdot z} ; \quad \text{Full overførsel av skjærkraften, altså} \quad \beta = 1.0$$

Vetikale stenger i søylene $\alpha = 90^\circ$

Ru søyleflate er valgt, entreprenøren må ikke avrette overfaltene mellom søylene etter støping for å oppnå størst mulig kapasitet

$$\mu = 0.70 \quad \text{og} \quad c = 0.45$$

De største lastvirkningene (N & V) er i innersøylene (x-retning er kritisk)

$$N_{Ed} = 2152 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 55 \text{ kN}$$

$$\text{Armering som går gjennom fugen} \quad A_s = 6 \cdot \varnothing 16 = 384 \pi$$

Regner de nødvendige størrelsene:

$$\rightarrow v_{Ed} = \frac{55 \cdot 10^3}{400 \cdot 300} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{384 \pi}{400 \cdot 300} = 0.010$$

$$\rightarrow \sigma_n = \frac{2152 \cdot 10^3}{400 \cdot 300} = 17.9 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v = 0.6 \left(1 - \frac{35}{250} \right) = 0.516 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v_{Rd,i} = (0.45 \cdot 1.25) + (0.70 \cdot 7.9) + 0.01 \cdot 434 (0.70 \cdot \sin 90 + \cos 90) = 38.6 \text{ MPa}$$

$$0.5 v_{f_{cd}} = 0.5 \cdot 0.516 \cdot 19.8 \text{ MPa} = 5.1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v_{Ed} = 0.46 \text{ MPa} < 5.1 \text{ MPa}$$

ok

Nok skjærfriksjonskapasitet

Søyletopp til HEB280 primæretak bjelkene

Største aksialkraften fra HEB280 bjelkene i søyletoppen er i bjelke H18, over innersøyle G18 i RS2 (se tegningene)

$$M_p N_{ED} = 350 \text{ kN}$$

BEB B18.4 figur B18.10: stål mot stål uten noe mellomlegg

$$a_1 = 50 + 3 t_u \quad b_1 = (0.8 b' + 3 t_u) \leq b'$$

Tykkelsen på stål platen er valgt til 15 mm

b' er bredden av den minste stålplaten i bjelken eller på søylen. I dette tilfelle er det ingen stålplate enn den som ligger på søylen, og da brukes b' lik HEB-280 tversnittets flensbredde, altså $b' = 280 \text{ mm}$

$$a_{1u} = 50 + 3 \cdot 15 = 95 \text{ mm}$$

$$b_{1u} = 0.8 \cdot 280 + 3 \cdot 15 = 269 \text{ mm}$$

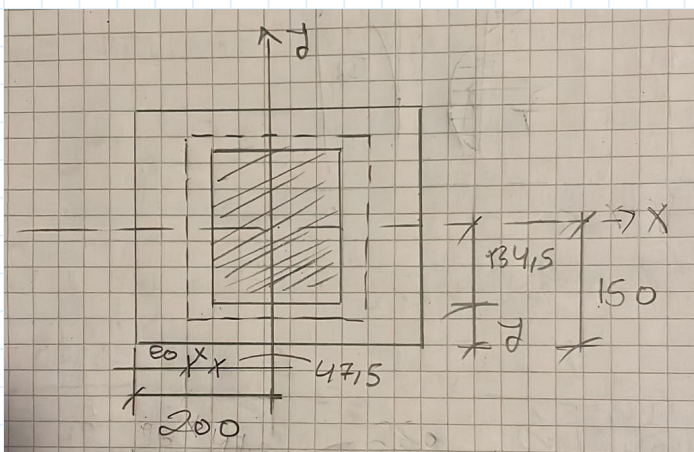
$$A_{c0} = a_1 \cdot b_1 = 95 \cdot 269 = 25555 \text{ mm}^2$$

For å finne fordelingsarealet for trykkspenninger (A_{c1}) må vi påføre eksentrisitet i både x- og y-retning. Deretter finnes dimensjonene for A_{c1} , og den laveste verdien benyttes for å være konservativ. Bruker minsteeksentrisitet etter EC2-1-1 6.1(4)

$$e_0 = \max \left[\frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13.33 ; 20 \text{ mm} \right] = 20 \text{ mm}$$

Det antas også at A_{c1} er en teoretisk mellomlegg av stål med dimensjoner $95 \times 269 \text{ mm}$ siden stål bjelken ligger over hele søylensbrdde i x-retning ($h = 400 \text{ mm}$) og er 10 mm fra søylens kantene i y-retning ($b = 300 \text{ mm}$)

Påfører eksentrisiteten i x-retning



$$x = 200 - 47.5 - e_0 = 132.5 \text{ mm}$$

$$y = 150 - 134.5 = 15.5 \text{ mm}$$

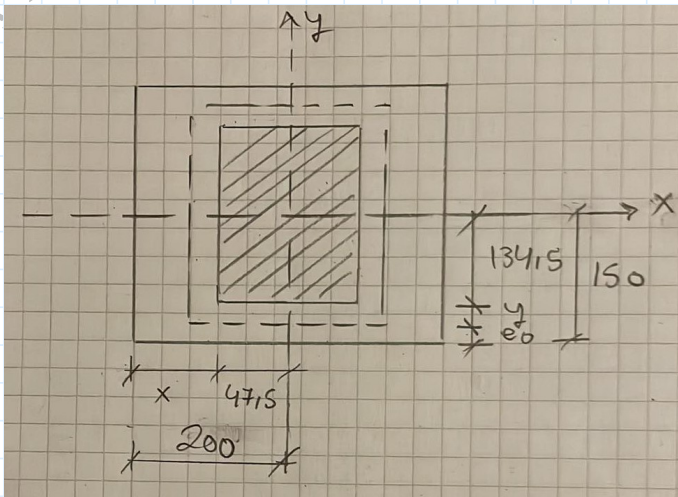
Benytter y-verdien for å regne A_{c1} (konservativt)

$$(a_1 + 2 y) = 95 + (15.5 \cdot 2) = 126 \text{ mm}$$

$$(b_1 + 2 y) = 269 + (15.5 \cdot 2) = 300 \text{ mm}$$

$$A_{c1} = (a_1 + 2 y) \cdot (b_1 + 2 y) = 37800 \text{ mm}^2$$

Påfører eksentrisiteten i y-retning



$$x = 200 - 47.5 = 152.2 \text{ mm}$$

$$y = 150 - 134.5 - 20 = -4.5 \text{ mm}$$

y-verdien benyttes ikke,
negativ verdi!

$$(a_1 + 2x) = 95 + (152.2 \cdot 2) = 126 \text{ mm}$$

$$(b_1 + 2x) = 269 + (152.2 \cdot 2) = 573 \text{ mm}$$

Kan ikke benytte disse dimensjonene
siden 573 mm ligger utenfor
tversnittet!

$$A_{c1} = 37800 \text{ mm}^2$$

$$\text{EC2-1-1 6.7(2)} \quad F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

$$\rightarrow F_{Rdu} = 25555 \cdot 19.8 \cdot \sqrt{\frac{37800}{25555}} \cdot 10^{-3} = 615 \text{ kN} < 3.0 \cdot 19.8 \cdot 25555 \cdot 10^{-3} = 1518 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_{Rdu} = 615 \text{ kN} \quad F_{Rdu} > N_{Ed} \quad \text{ok}$$

Etter BEB figur C 7.30, Høyden som bøyene skal fodeles over blir lik den minste dimensjonen av fordelingsarealet A_{c1}

$$h = 126 \text{ mm}$$

Velger å regne spaltestrekkkraften i x-retning, siden horisontalekrefter pga. temperatur eller vind virker i denne retningen sammen med aksialkraften:

$$\text{EC2-1-1 6.5.3(3): for delvis diskontinuerlige regioner, blir } T = \frac{1}{4} \cdot \frac{b-a}{b} \cdot F \quad ; \quad \text{hvor:}$$

$$b = a_2 = 126 \text{ mm} \quad ; \quad a = a_1 = 95 \text{ mm} \quad ; \quad F = N_{Ed} = 350 \text{ kN}$$

$$\rightarrow T \approx 22 \text{ kN}$$

BEB C 6.2.5 krever minimums horisontal kraft som tas med lik:

$$H_{min} = 0.15 \cdot N_{Ed} = 0.15 \cdot 350 \approx 53 \text{ kN}$$

BEB B 17.3 krever å armere for en kraft fra utilsiktet eksentrisitet
$$Z_{s2} = \frac{0.015 \cdot N_{Ed}}{1 - \sqrt{\frac{2e}{a}}} \geq 0.02 N_{Ed}$$

$e = \frac{95}{2} \approx 48 \text{ mm}$ Effektiv oppleggs dimenssjonen i x-retning ligger i midten av tverrsnittet

$a = 400 \text{ mm}$ Søylen bredde i retning hvor armeringen beregnes

$$Z_{s2} = \frac{0.015 \cdot 350}{1 - \sqrt{\frac{2 \cdot 0.048}{0.4}}} \approx 10 \text{ kN}$$

Den totale spaltestrekk-kraften blir: $T_{tot} = T + H_{min} + Z_{s2} = 22 + 53 + 10 = 85 \text{ kN}$

Armeringsmengden blir $A_{sh} = \frac{T_{tot}}{f_{yd}} = \frac{85 \cdot 10^3}{434} \approx 196 \text{ mm}^2$

Benytter Ø8 dobbeltsnittede bøyler $n = \frac{196}{2 \cdot \pi \cdot 4^2} = 1.94 \approx 2 \text{ bøyler}$

$$s = \frac{126}{2} = 63 \text{ mm}$$

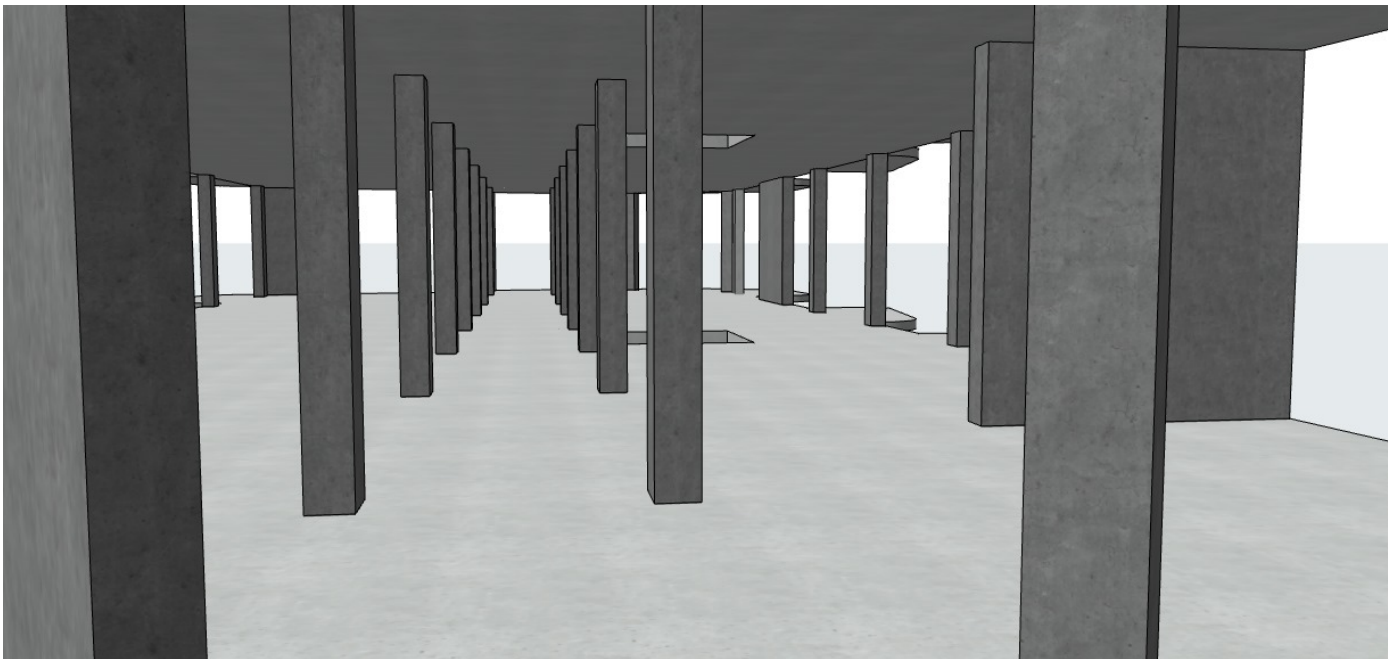
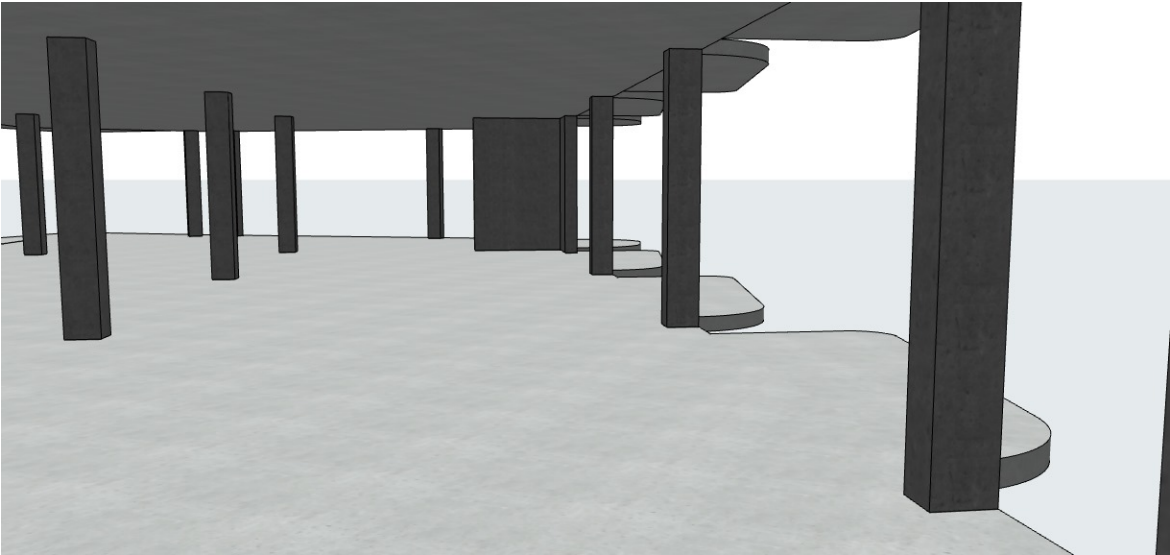
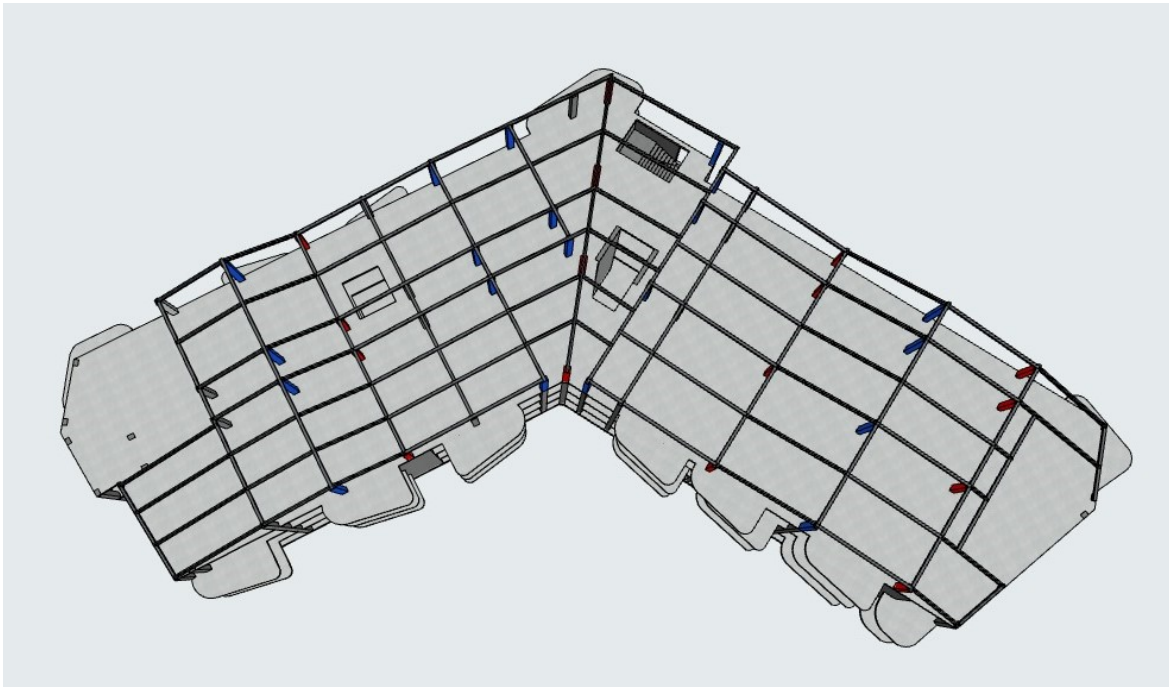
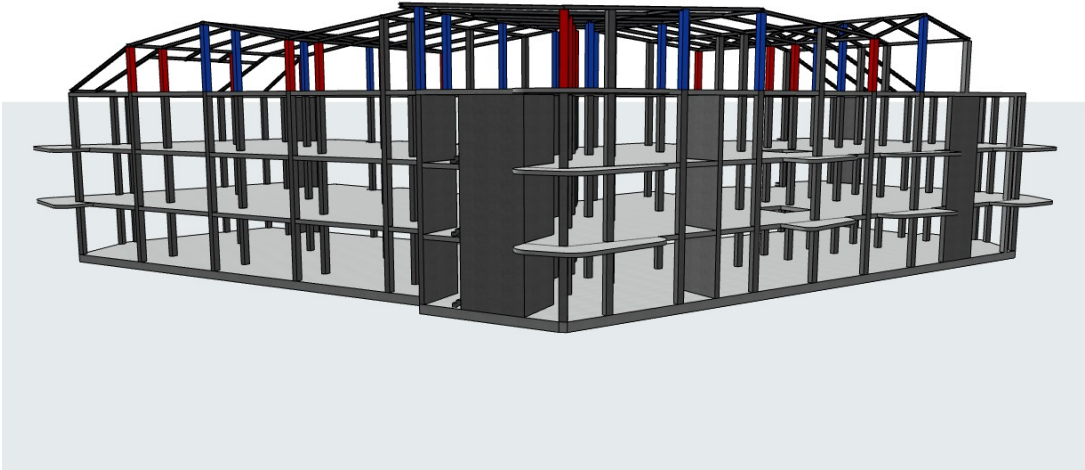
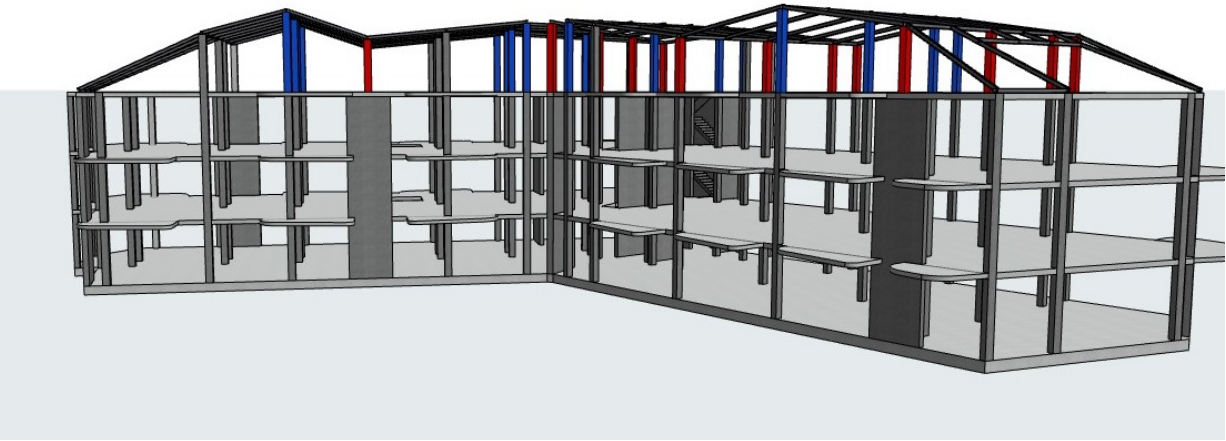
--> **Benytter 2Ø8 s63 i alle søyletopp i bygget.** Siden Z_{s2} var inkludert i beregningen må disse plasseres nærmest toppen, men dette ivaretas av lengdearmeringen som blir bøyd som kryssende kroker i søyletoppen
Se tegning 16 for resultatene

Denne siden er satt med vilje tom

Tegninger

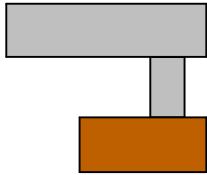
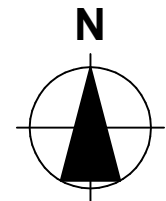
Denne siden er satt med vilje tom

TEGNING 1



Merknader:

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- **ARK :** Skibnes Arkitekter Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekti@skibnes.no
- **RIB :** K.K, A.R, & M.A NTNU, Institutt for
konstruksjonsteknikk
- **Veileder** Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for
konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprosjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

**Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim**

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

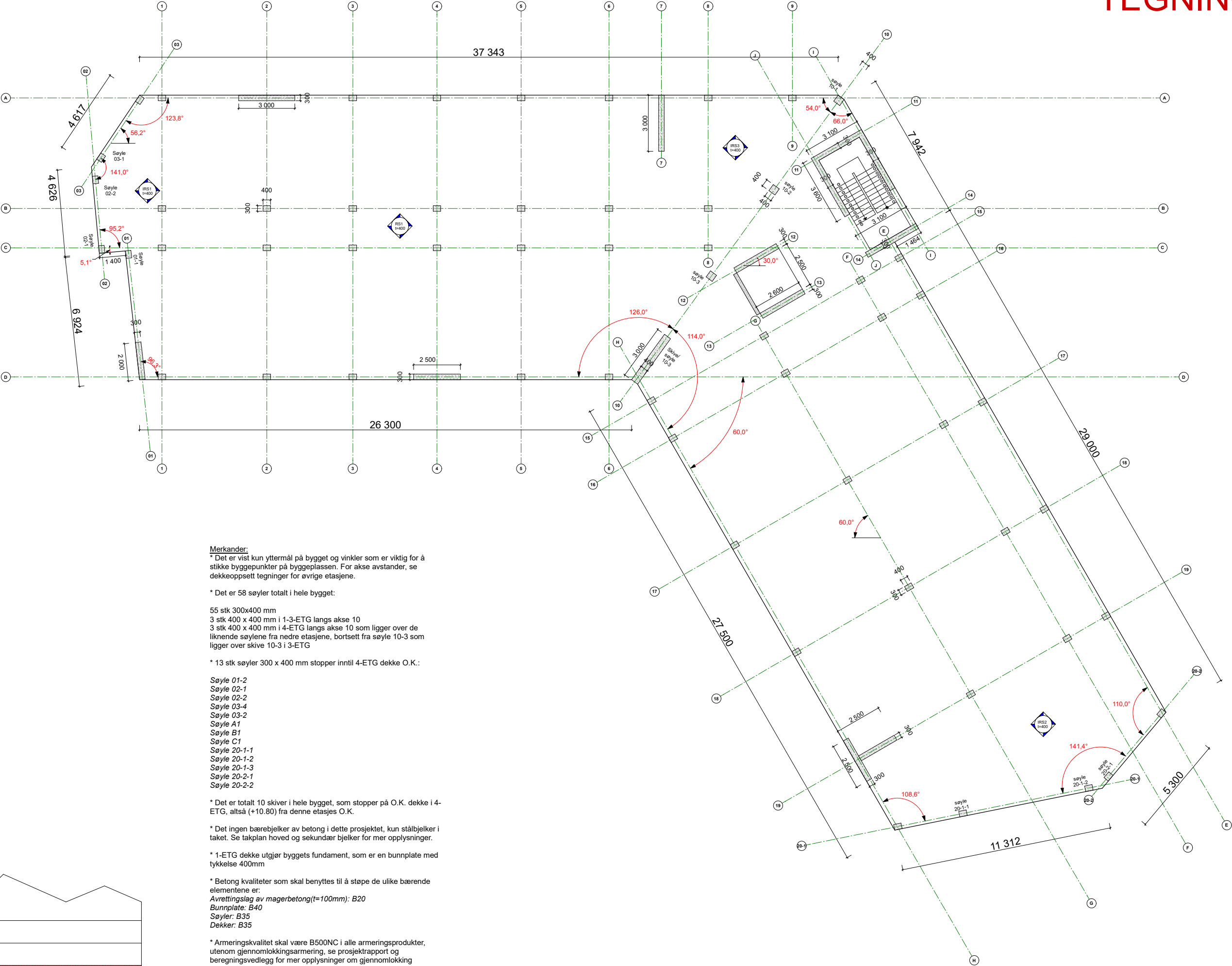
26.04.2023

Type tegning:

**3D visninger fra
konstruksjonsmodellen**

Målestokk

TEGNING 2



Merkander:
*Det er vist kun yttermål på bygget og vinkler som er viktig for å stikke byggepunkter på byggeplassen. For akse avstander, se dekkeoppsett tegninger for øvrige etasjene.

* Det er 58 søyler totalt i hele bygget:

55 stk 300x400 mm
3 stk 400 x 400 mm i 1-3-ETG langs akse 10
3 stk 400 x 400 mm i 4-ETG langs akse 10 som ligger over de liknende søylene fra nedre etasjene, bortsett fra søyle 10-3 som ligger over skive 10-3 i 3-ETG

* 13 stk søyler 300 x 400 mm stopper inntil 4-ETG dekke O.K.:

Søyle 01-2
Søyle 02-1
Søyle 02-2
Søyle 03-4
Søyle 03-2
Søyle A1
Søyle B1
Søyle C1
Søyle 20-1-1
Søyle 20-1-2
Søyle 20-1-3
Søyle 20-2-1
Søyle 20-2-2

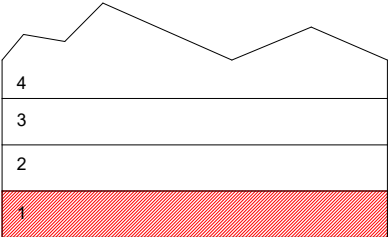
* Det er totalt 10 skiver i hele bygget, som stopper på O.K. dekke i 4-ETG, altså (+10.80) fra denne etasjes O.K.

* Det ingen bærebjelker av betong i dette prosjektet, kun stålbejelker i taket. Se takplan hoved og sekundær bjelker for mer opplysninger.

* 1-ETG dekke utgjør byggets fundament, som er en bunnplate med tykkelse 400mm

* Betong kvalitet som skal benyttes til å støpe de ulike bærende elementene er:
Avrettingslag av magerbetong($t=100mm$): B20
Bunnplate: B40
Søyler: B35
Dekker: B35

* Armeringskvalitet skal være B500NC i alle armeringsprodukter, utenom gjennomløkksarmering, se prosjektrapport og beregningsvedlegg for mer opplysninger om gjennomløkking



Lokalisering:

Prosjekteringsgruppen:

- ARK : Skibnes Arkitekter
- RIB : K.K, A.R, & M.A
- Veileder : Jan Arve Øverli

Prosjekt:

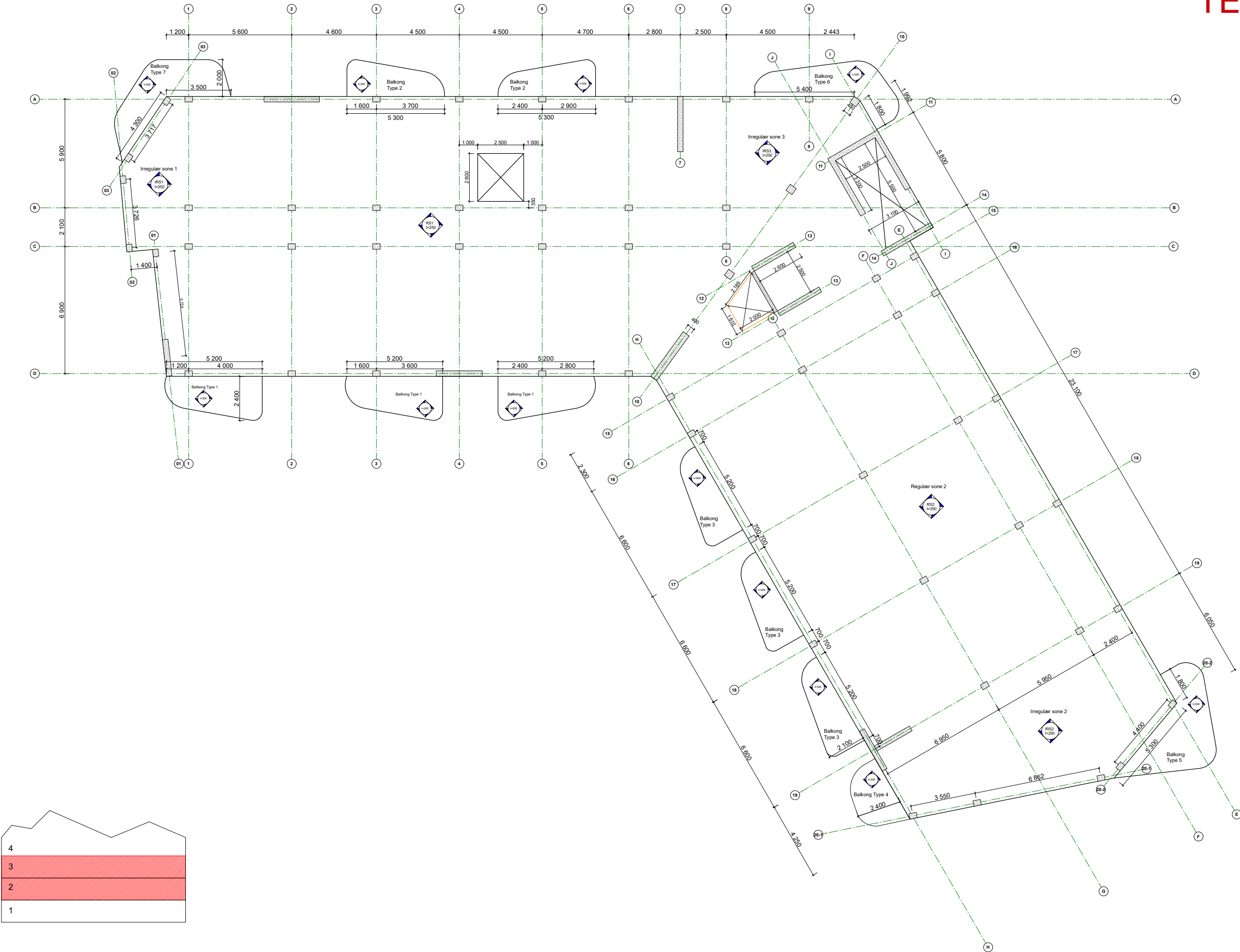
Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjekt:	Dato:
Gruppe9	29.04.2023

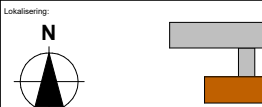
Type tegning:	Målestokk:
Etasje oppsett, mål, søyle og vegg typer 1-ETG	1:100

TEGNING 3



Merknader:

- * RS1 & RS2 er soner med jevn rektangulær søyleplassering. Området er analysert med bjelkemetoden
- * IRS1, IRS2, & IRS3 er soner med ujevn og tilfeldig søyleplassering. Områdene er analysert etter en modell som bygger på bruddlinjeteori
- * Uttrager platene i balkonger var analysert kun for lengste spenn pga. ujevn geometri. Målene for de lengste spennviddene framgår av tegningen
- * Separate detaljerte tegninger er laget for balkongenes geometri og mål, se tegningene xx-yy (Ikke tatt med i oppgaven for avgrensningskyld)



Prosjekteringsgruppen

- ARK : Skibnes Arkitekter
- RIB : K.K, A.R, & M.A
- Veileder : Jan Arve Øverli

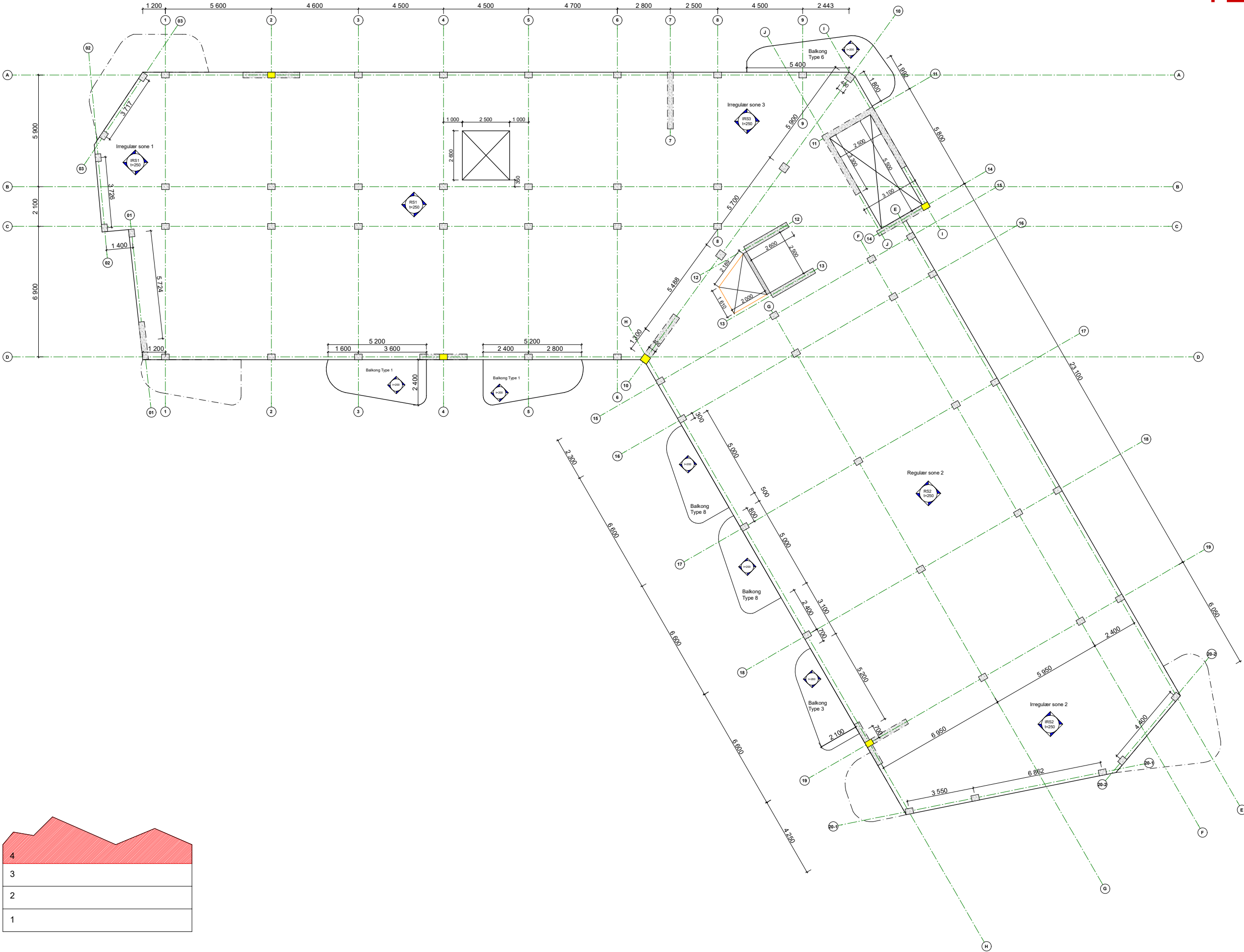
Detaljprosjektering

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjekt:	Dato:
Gruppe9	29.04.2023
Type tegning:	Målestokk:
Dekke oppsett og akser 2- & 3-ETG	1:100

TEGNING 4



Merknader:

* RS1 & RS2 er soner med jevn rektangulær søyleplassering. Området er analysert med bjelkemetoden

* IRS1, IRS2, & IRS3 er soner med ujevn og tilfeldig søyleplassering. Områdene er analysert etter en modell som bygger på bruddlinjeteori

* Utkrager platene i balkonger var analysert kun for lengste spenn pga. ujevn geometri. Målene for de lengste spennviddene framgår av tegningen

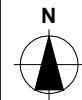
* 6 balkonger fra 2- & 3-ETG forsvinner i denne etasje. Disse er:
Type 1: 1stk
Type 2: 2 stk
Type 4: 1 stk
Type 5: 1 stk
Type 7: 1stk

* Separate detaljerte tegninger er laget for balkongenes geometri og mål, se tegningene xx-yy

* Alle vertikale betongskiver fra 3-ETG skal stoppes ved dekke O.K (+10.80m) i denne etasje

* Søylen markert med gul er søyler plantet over veggskiver i 3-ETG

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen:

- ARK : Skibnes Arkitekter
- RIB : K.K, A.R, & M.A
- Veileder : Jan Arve Øverli

Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkib@skibnes.no

NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase:
Detaljprosjektering

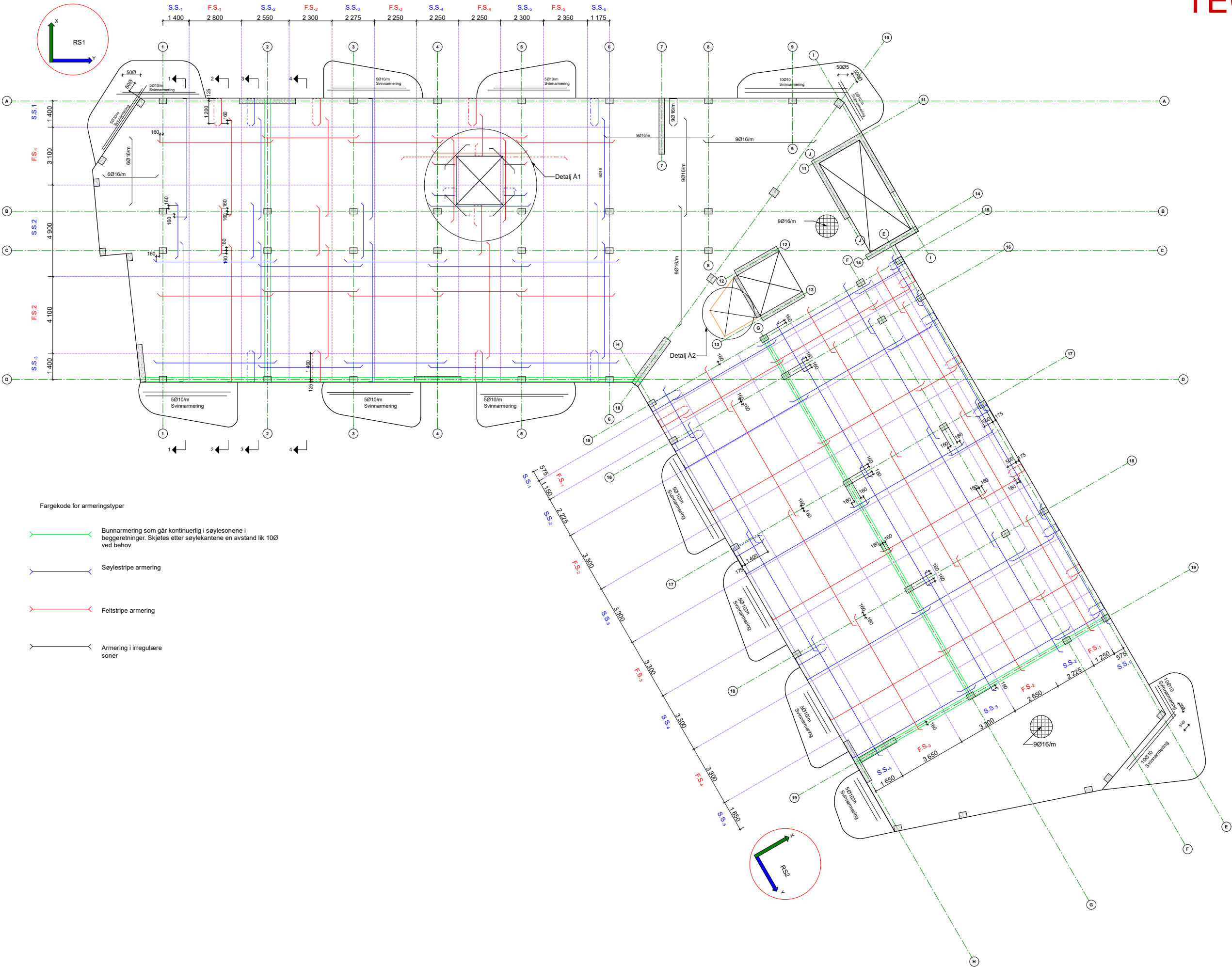
Tiltaleshavere:
Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt:
Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjekt nr.: Gruppe9
Dato: 29.04.2023

Type tegning:
Dekke oppsett og aksennett 4-ETG
Målestokk:
1:100

TEGNING 5



Merknader:

Platen var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:
Egenlast: 10.32 kN/m²
Nyttelast: 3.0 kN/m²

Balkene var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:
Egenlast: 5.0 kN/m²
Nyttelast: 4.0 kN/m²

Overdekninger:
Etasjeskiller: C_{nom}=25mm (XC1)
Balkonger: C_{nom}=35mm (XC4)

Materialer:
Betong: B35
Stål: B500NC

. Armering i x-retning legges under armeringen i y-retning

. Bunnarmeringen forankres over en lengde lik 10Ø=160mm fra akselinjene i feltstriper, og over en lengde lik 10Ø=160mm fra søyleneskanter. Målene er vist bare for noen områder for klarhet

. 2Ø16 skal gå kontinuerlig gjennom alle søylene og veggene i ortogonal retning

. For åpnningene i platen, se detaljene A1 & A2(Detalj A2 er ikke laget for å avgrense oppgaven, men likner på detalj A1)

. Se vedlagte armeringstabeller for armeringsmengder

Lokalisering:

Prosjekteringsgruppen:

- ARK: Skibnes Arkitekter
- RIB: K.K, A.R, & M.A
- Veileder: Jan Arve Øverli

Prosjekt:

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

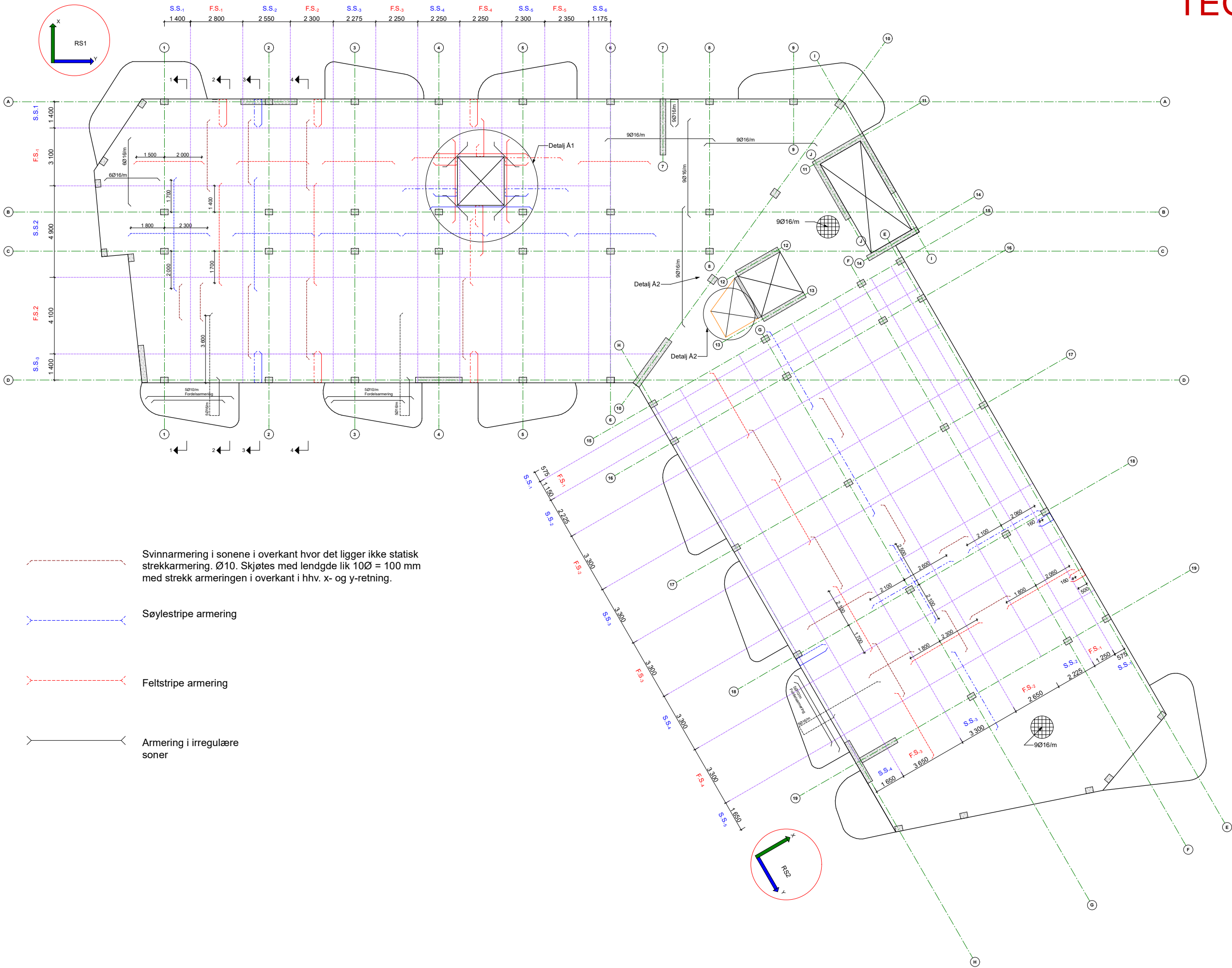
Bachelor oppgave Lade Alle

Lade Alle 84

7041 Trondheim

Prosjekt:		Dato:	
Gruppe9		29.04.2023	
Type tegning:		Målestokk:	
Bunnmatte armering i 2 & 3-ETG		1:100	

TEGNING 6



Svinnarmering i sonene i overkant hvor det ligger ikke statisk strekkarmering. Ø10. Skjøtes med lenglde lik 10Ø = 100 mm med strekk armeringen i overkant i hhv. x- og y-retning.

Søylestripe armering

Feltstripe armering

Armering i irregulære soner

Merknader:

. Platen var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:

Egenlast: 10.32 kN/m²
Nyttelast: 3.0 kN/m²

. Balkonegene var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:

Egenlast: 5.0 kN/m²
Nyttelast: 4.0 kN/m²

. overdekninger:

Etasjeskiller: c_{nom}=25mm (XC1)
Balkonger: c_{nom}= 35mm (XC4)

. Materialer:

Betong: B35
Stål: B500NC

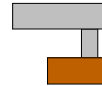
. For åpningene i platen, se detaljene A1 & A2 (Detalj A2 er ikke laget for å avgrense oppgaven, men likner på detalj A1)

. Armering i x-retning legges under armeringen i y-retning

. Se vedlagte armeringstabeller for armeringsmengder

. For armering av 4-ETG, er armeringsmengde og form lik som i 2- & 3-ETG, bortsett fra at det bygges ikke 6 balkonger (se dekkeoppsett tegningen for 4-ETG for å se hvilken balkonger som bygges ikke i denne etasjen)

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen:

- ARK : Skibnes Arkitekter
- RIB : K.K, A.R, & M.A
- Veileder : Jan Arve Øverli

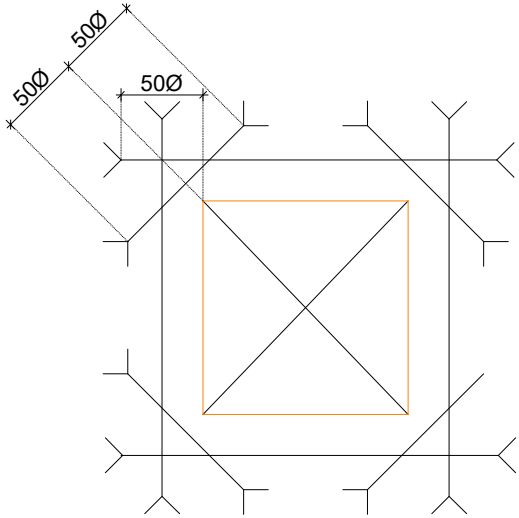
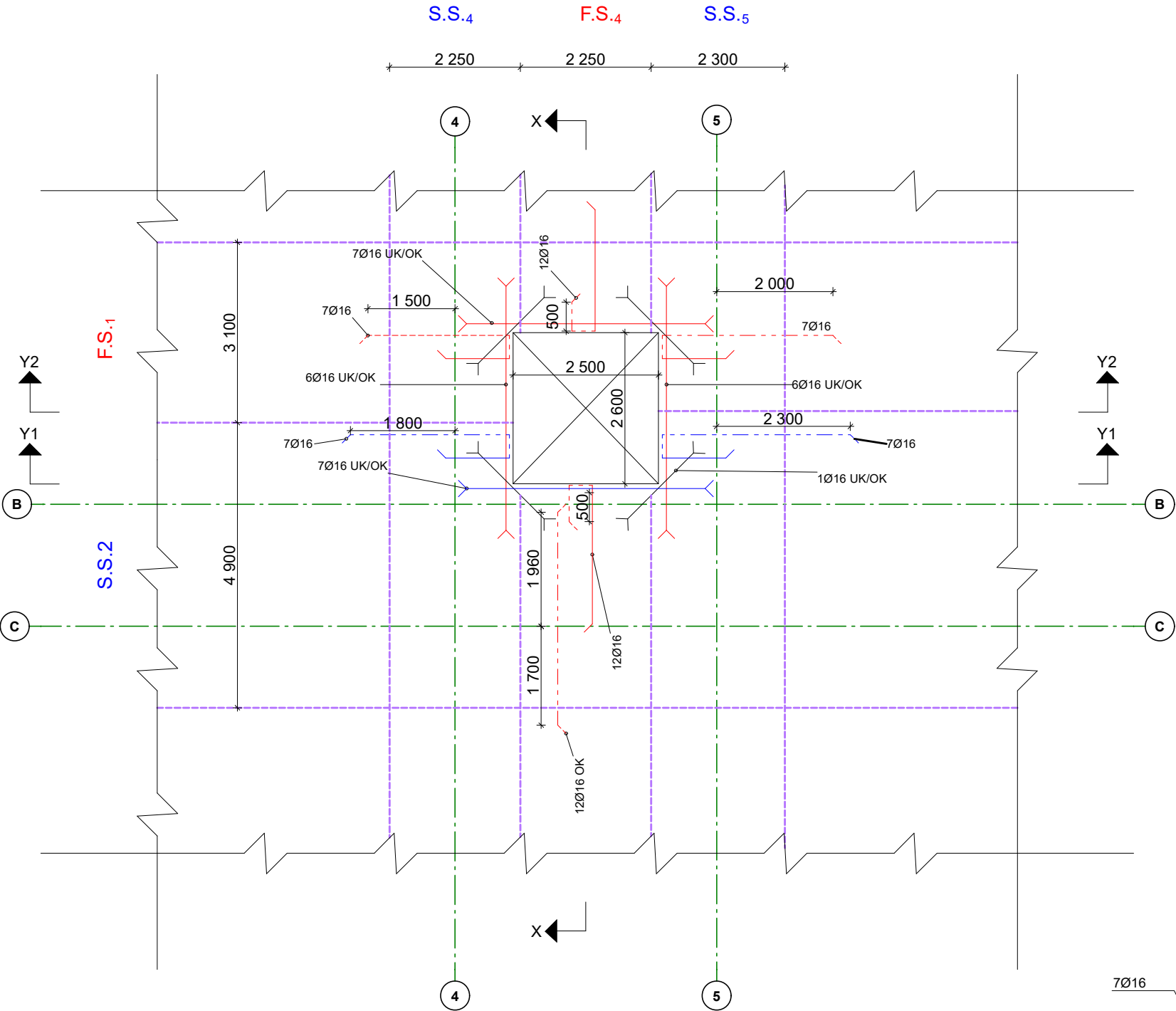
Prosjekt
Detaljprosjektering

Tilskaffer:
Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad
Prosjekt:
Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

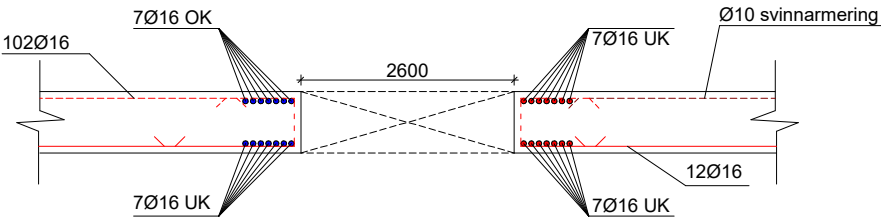
Prosjekt: Gruppe9	Dato: 29.04.2023
Type tegning: Toppmatte armering 1 2 & 3-ETG	Målestokk: 1:100

Merknader:

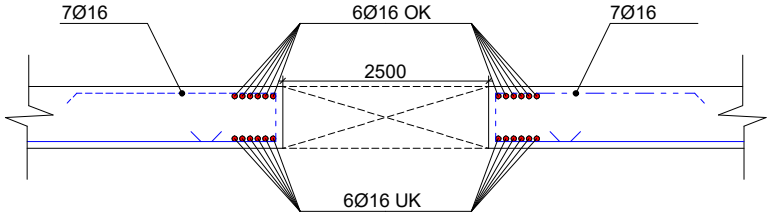
TEGNING 7



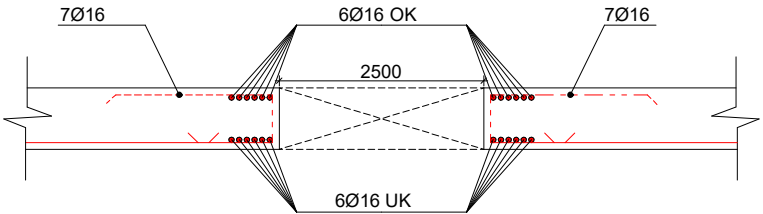
Forankring av lengdearmring rundt utsparingen er satt til 50Ø fra kantene og ut i dekke i alle retninger og for både bunn- og topparmeringen



Snitt X

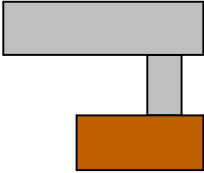
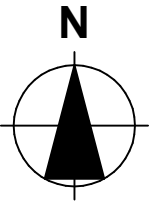


Snitt Y1



Snitt Y2

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- ARK : Skibnes Arkitekter Dronningens gate 66 7012 Trondheim Tlf.: 735 15 830 arkitekti@skibnes.no
- RIB : K.K, A.R, & M.A NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Veileder Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprosjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

26.04.2023

Type tegning:
Detalj A1 i flattdekke

Målestokk
1:100

Armeringsmengder i bunnmatte

RS1											
Akser (x-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle striperne				S.S. ₆	Form og lengder			
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. ₁	F.S. ₁	S.S. ₂	S.S. ₃ - S.S. ₅ & F.S. ₂ - F.S. ₅		Søylestriper u/balkong i enden	Feltstriper u/balkong i enden	Søylestriper m/balkong i enden	Feltstriper m/balkong i enden
A - B	12Ø16/2.8m	12Ø16/2.8m	7Ø16	14Ø16	13Ø16	12Ø16	6Ø16				
B - C	12Ø16/2.8m	12Ø16/2.8m	7Ø16	14Ø16	13Ø16	12Ø16	6Ø16				
C - D	12Ø16/2.8m	12Ø16/2.8m	7Ø16	14Ø16	13Ø16	12Ø16	6Ø16				
Akser (y-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle striperne				Form og lengder				
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. ₁	F.S. ₁	S.S. ₂	F.S. ₂	S.S. ₃	Søylestriper	Feltstriper		
1 - 2	12Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	7Ø16	16Ø16	25Ø16	21Ø16	7Ø16				
2 - 3	12Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	7Ø16	16Ø16	25Ø16	21Ø16	7Ø16				
3 - 4	12Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	7Ø16	16Ø16	25Ø16	21Ø16	7Ø16				
4 - 5	12Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	7Ø16	16Ø16	25Ø16	21Ø16	7Ø16				
5 - 6	12Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	7Ø16	16Ø16	25Ø16	21Ø16	7Ø16				

TEGNING 8

RS2											
Akser (x-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle striperne				S.S. ₅	Form og lengder			
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. ₁	F.S. ₁	S.S. ₂	S.S. ₃ - S.S. ₄ & F.S. ₂ - F.S. ₄		Søylestriper u/balkong i enden	Feltstriper u/balkong i enden	Søylestriper m/balkong i enden	Feltstriper m/balkong i enden
E - F	17Ø16/3.3m	17Ø16/3.3m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	20Ø16	10Ø16				
F - G	17Ø16/3.3m	17Ø16/3.3m	4Ø16	14Ø16	13Ø16	12Ø16	10Ø16				
G - H	17Ø16/3.3m	17Ø16/3.3m	4Ø16	14Ø16	13Ø16	20Ø16	10Ø16				
Akser (y-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle striperne						Form og lengder		
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. ₁	F.S. ₁	S.S. ₂	F.S. ₂	S.S. ₃	F.S. ₃	S.S. ₄	Søylestriper	Feltstriper
15 - 16	17Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	16Ø16	20Ø16	22Ø16	10Ø16		
16 - 17	17Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	16Ø16	20Ø16	22Ø16	10Ø16		
17-18	17Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	16Ø16	20Ø16	22Ø16	10Ø16		
18-19	17Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	16Ø16	20Ø16	22Ø16	10Ø16		

Tegning
Armeringsmengder for bunnmatte 2 & 3-ETG
Bacheloroppgave
Lade Alle 7041 Trondheim

Prosjektnr..
Gruppe 9

Dato opprettet
24.04.2023

Armeringsmengder i toppmatte

RS1

Akser (x-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene							
	Søylestriper	Feltstriper	S.S._1	S.S._2	S.S._3	S.S._4	S.S._5	S.S._6	F.S._1	F.S._2 - F.S._5
B	20Ø16/2.8m	12Ø16/2.8m	12Ø16	21Ø16	19Ø16	18Ø16	19Ø16	10Ø16	14Ø16	12Ø16
C	12Ø16/2.8m	12Ø16/2.8m	7Ø16	13Ø16	12Ø16	12Ø16	12Ø16	6Ø16	14Ø16	12Ø16

Akser (y-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene				
	Søylestriper	Feltstriper	S.S._1	F.S._1	S.S._2	F.S._2	S.S._3
2	16Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	9Ø16	16Ø16	30Ø16	21Ø16	9Ø16
3,4,& 5	14Ø16/2.8m	17Ø16/4.1m	7Ø16	16Ø16	25Ø16	21Ø16	7Ø16

TEGNING 9

RS2

Akser (x-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene								
	Søylestriper	Feltstriper	S.S._1	F.S._1	S.S._2	F.S._2	S.S._3	F.S._3	S.S._4	F.S._4	S.S._5
F	17Ø16/3.3m	17Ø16/3.3m	4Ø16	7Ø16	14Ø16	20Ø16	20Ø16	20Ø16	20Ø16	20Ø16	9Ø16
G	25Ø16/3.3m	17Ø16/3.3m	5Ø16	7Ø16	18Ø16	20Ø16	27Ø16	20Ø16	27Ø16	20Ø16	14Ø16

Akser (y-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene						
	Søylestriper	Feltstriper	S.S._1	F.S._1	S.S._2	F.S._2	S.S._3	F.S._3	S.S._4
16	17Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	16Ø16	20Ø16	22Ø16	10Ø16
17	17Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	14Ø16	16Ø16	20Ø16	22Ø16	10Ø16
18	23Ø16/3.3m	19Ø16/3.65m	4Ø16	8Ø16	16Ø16	16Ø16	24Ø16	22Ø16	12Ø16

Tegning

Armeringsmengder for toppmatte 2 & 3-ETG

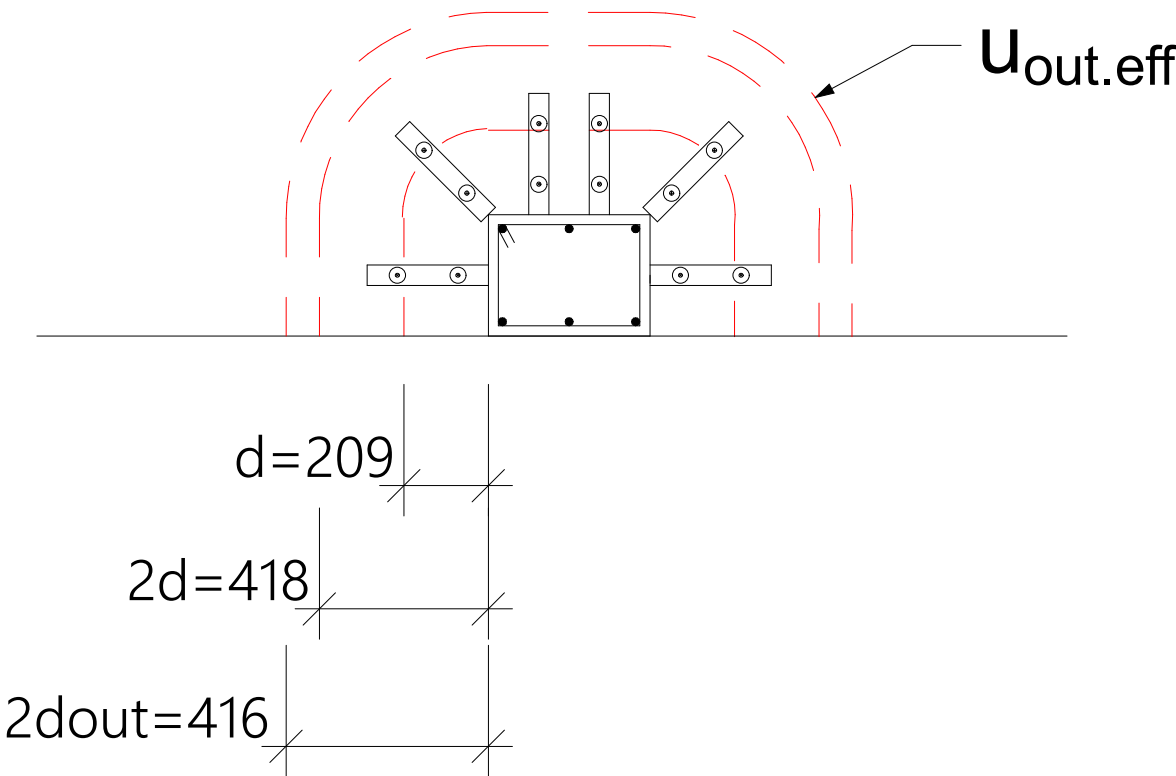
Bacheloroppgave
Lade Alle 7041 Trondheim

Prosjektnr..
Gruppe 9

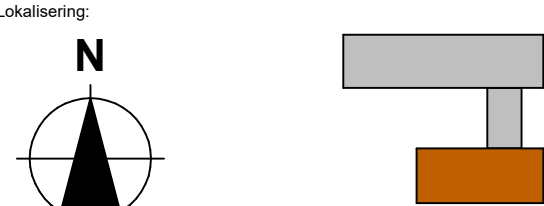
Dato opprettet
24.04.2023

TEGNING 10

RS1
Kantsøyle D2
6 elementer 2Ø10, lengde av hver element = 300mm



- Merknader:**
- . Totalt er det 6 søyler som krever skjærarmering(gjøres i alle etasjer):
 - Kantsøyle D2 i sone RS1
 - Kantsøylene H16, H17, & H18 i sone RS2
 - Innersøylene G17 & G18 i sone RS2
 - . Valgt plassering av armering:
 - $s_0=75\text{mm}$ (fra søylens kant til senteret av første stang)
 - $s_1=150\text{ mm}$ (c/c mellom stengene)
 - $s_{t,max}=1.7d=353.6\text{mm}$ (innenfor omkrets med $r=1d$ fra søylen)
 - $s_{t,max}=3.5d=731.5$ (utenfor omrktes med $r=1d$ fra søylen)
 - . Armeringsprodukt er godkjent etter ETA-13/0151



Prosjekteringsgruppen		
●	ARK : Skibnes Arkitekter	Dronningens gate 66 7012 Trondheim Tlf.: 735 15 830 arkitekt@skibnes.no
●	RIB : K.K, A.R, & M.A	NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
●	Veileder Jan Arve Øverli	NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase
Detaljprosjektering

Tiltakshavere
Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

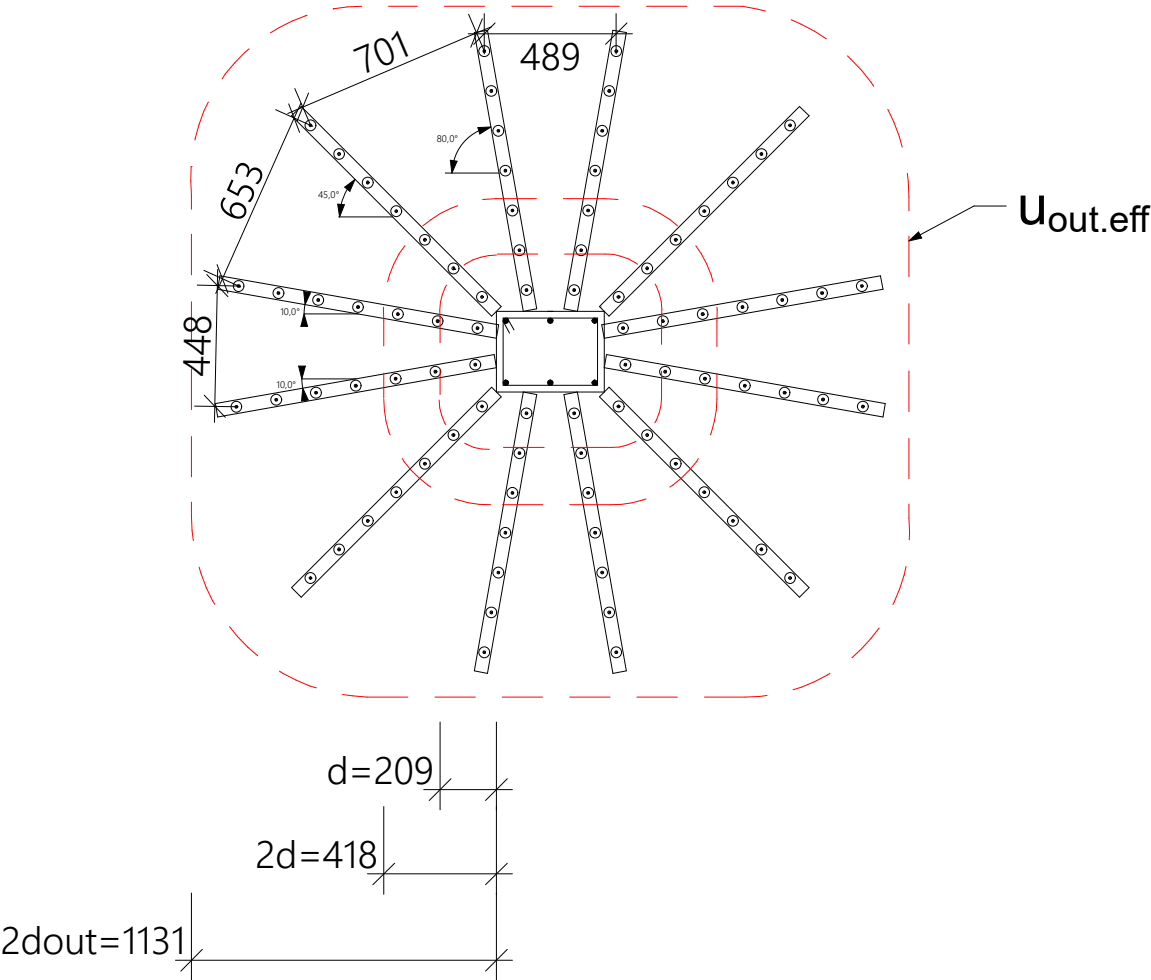
Prosjekt
Bachelor oppgaeve Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.: Gruppe9	Dato 26.04.2023
Type tegning: Gjennomlokkingsarmering 1	Målestokk

TEGNING 11

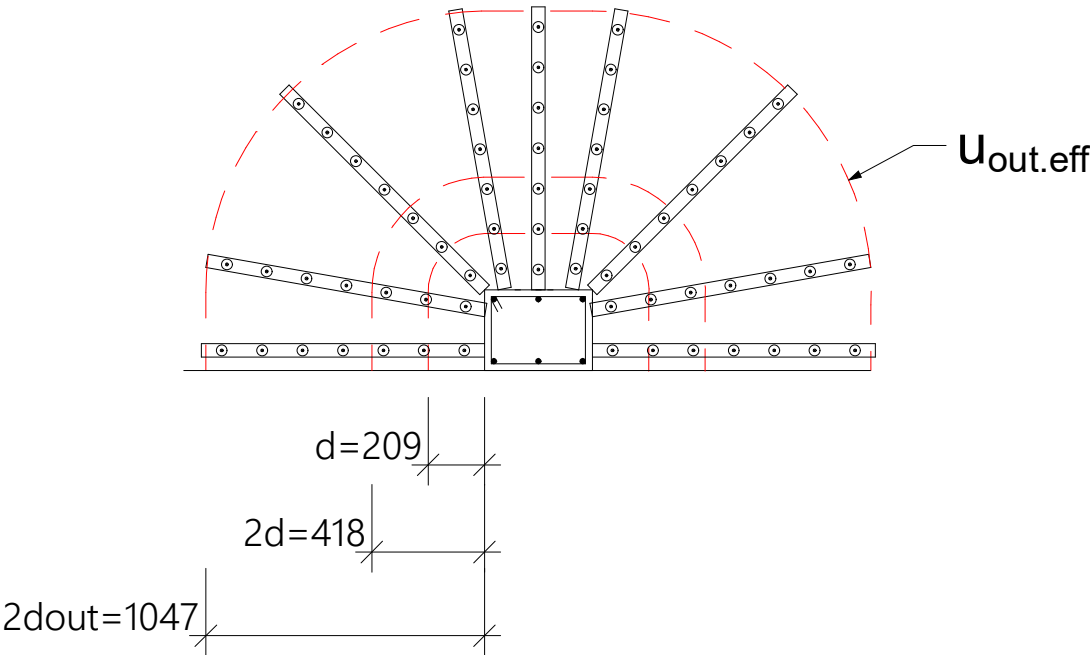
Sone: RS2
Innersøylene G17 og G18

12 elementer 7Ø10, lengde av hver element = 1050mm



Sone: RS2
Kantsøylene H16,H17 og H18

9 elementer 7Ø10, lengde av hver element = 1050mm



Merknader:

. Totalt er det 6 søyler som krever skjærarmering(gjøres i alle etasjer):

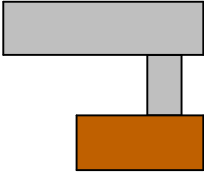
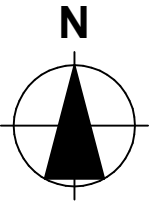
- Kantsøyle D2 i sone RS1
- Kantsøylene H16, H17, & H18 i sone RS2
- Innersøylene G17 & G18 i sone RS2

. Valgt plassering av armering:

- $s_0=75\text{mm}$ (fra søylens kant til senteret av første stang)
- $s_1= 150\text{ mm}$ (c/c mellom stengene)
- $s_{t,max}=1.7d=353.6\text{mm}$ (innenfor omkrets med $r = 1d$ fra søylen)
- $s_{t,max}= 3.5d= 731.5$ (utenfor omrktes med $r=1d$ fra søylen)

. Armeringsprodukt er godkjent etter ETA-13/0151

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- | | | | |
|---|----------|--------------------|---|
| ● | ARK : | Skibnes Arkitekter | Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekti@skibnes.no |
| ● | RIB : | K.K, A.R, & M.A | NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk |
| ● | Veileder | Jan Arve Øverli | NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk |

Fase

Detaljprosjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgaeve Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

26.04.2023

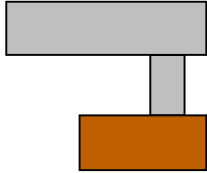
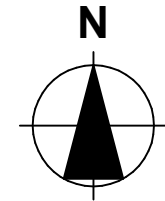
Type tegning:
Gjennomlokkingsarmering 2

Målestokk

TEGNING 12

Merknader:

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- **ARK :** Skibnes Arkitekter
Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekti@skibnes.no
- **RIB :** K.K, A.R, & M.A
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- **Veileder** Jan Arve Øverli
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprosjektering

Tiltakshavere
Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

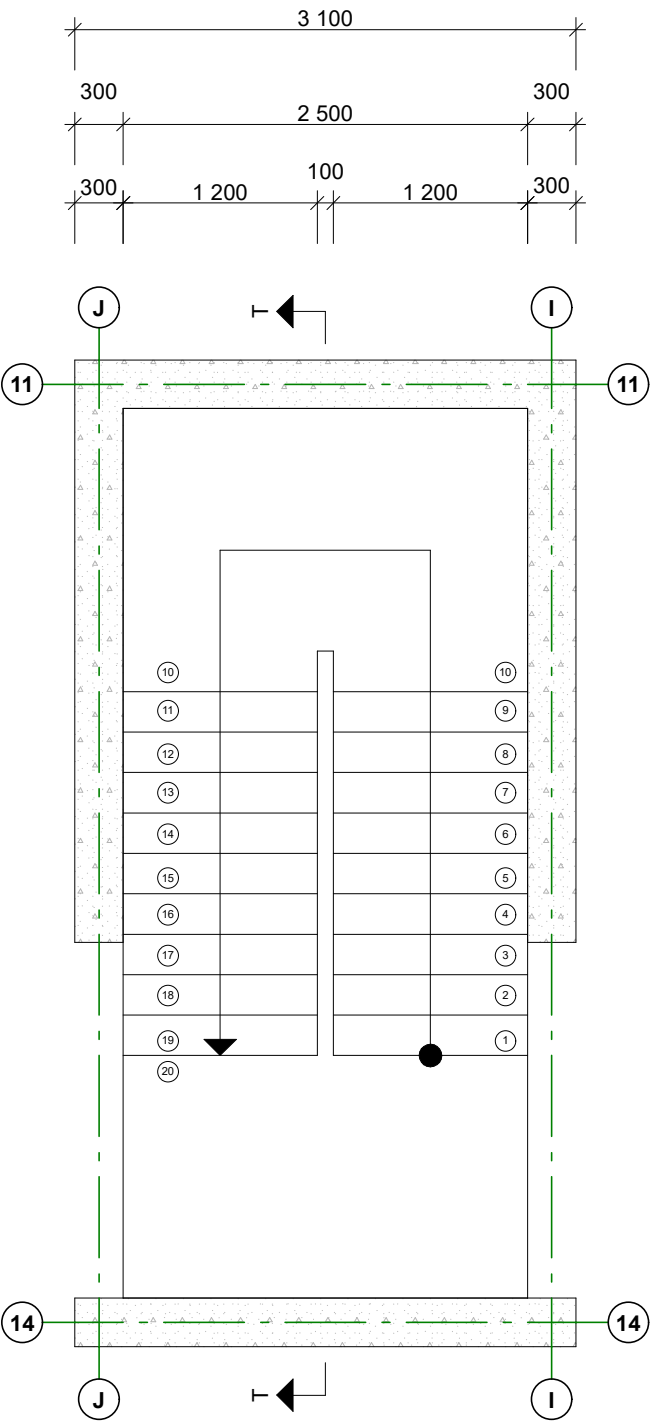
Prosjekt
Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:
Gruppe9

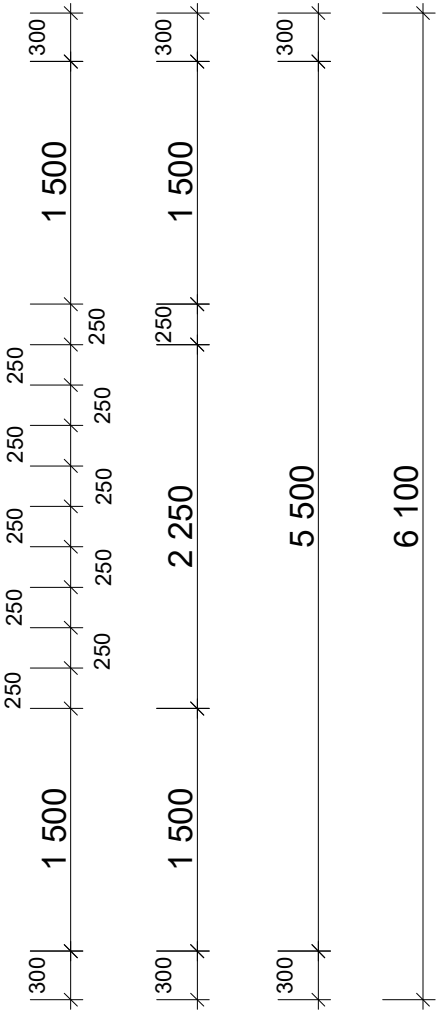
Dato
26.04.2023

Type tegning:
Trapp: plan & snitt

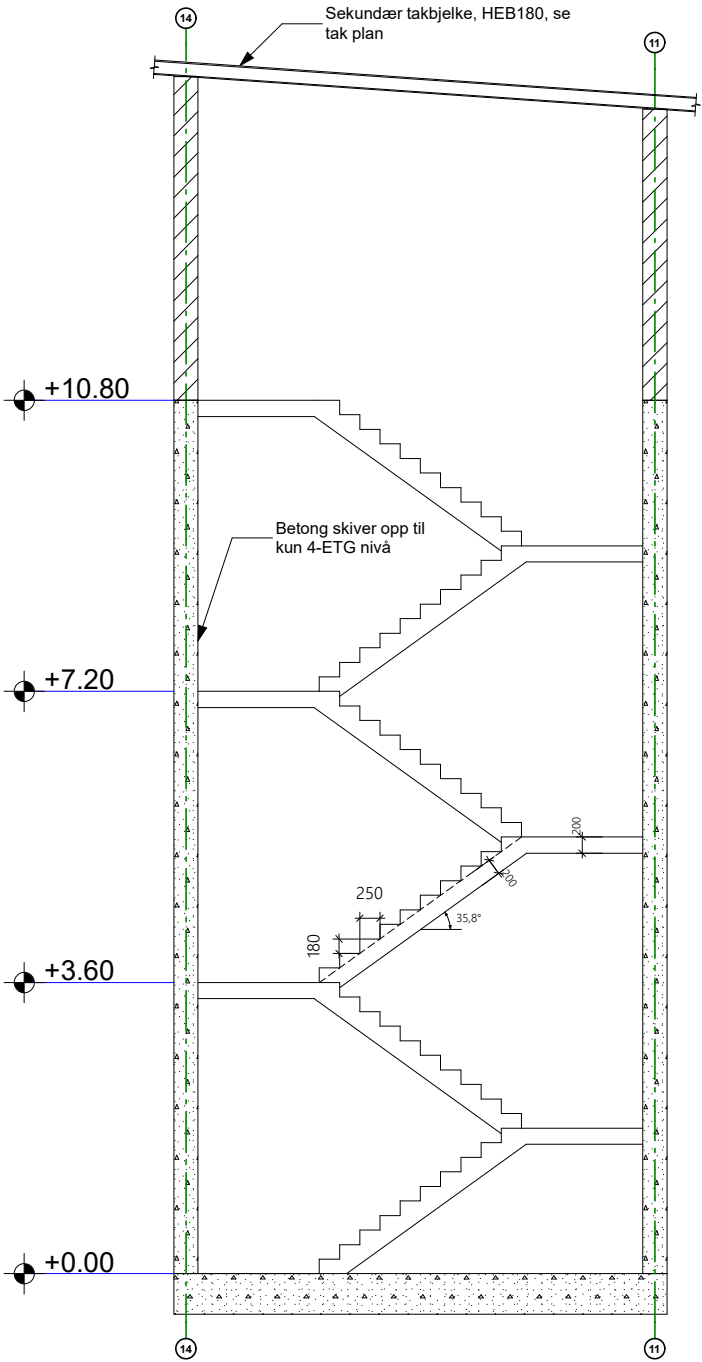
Målestokk

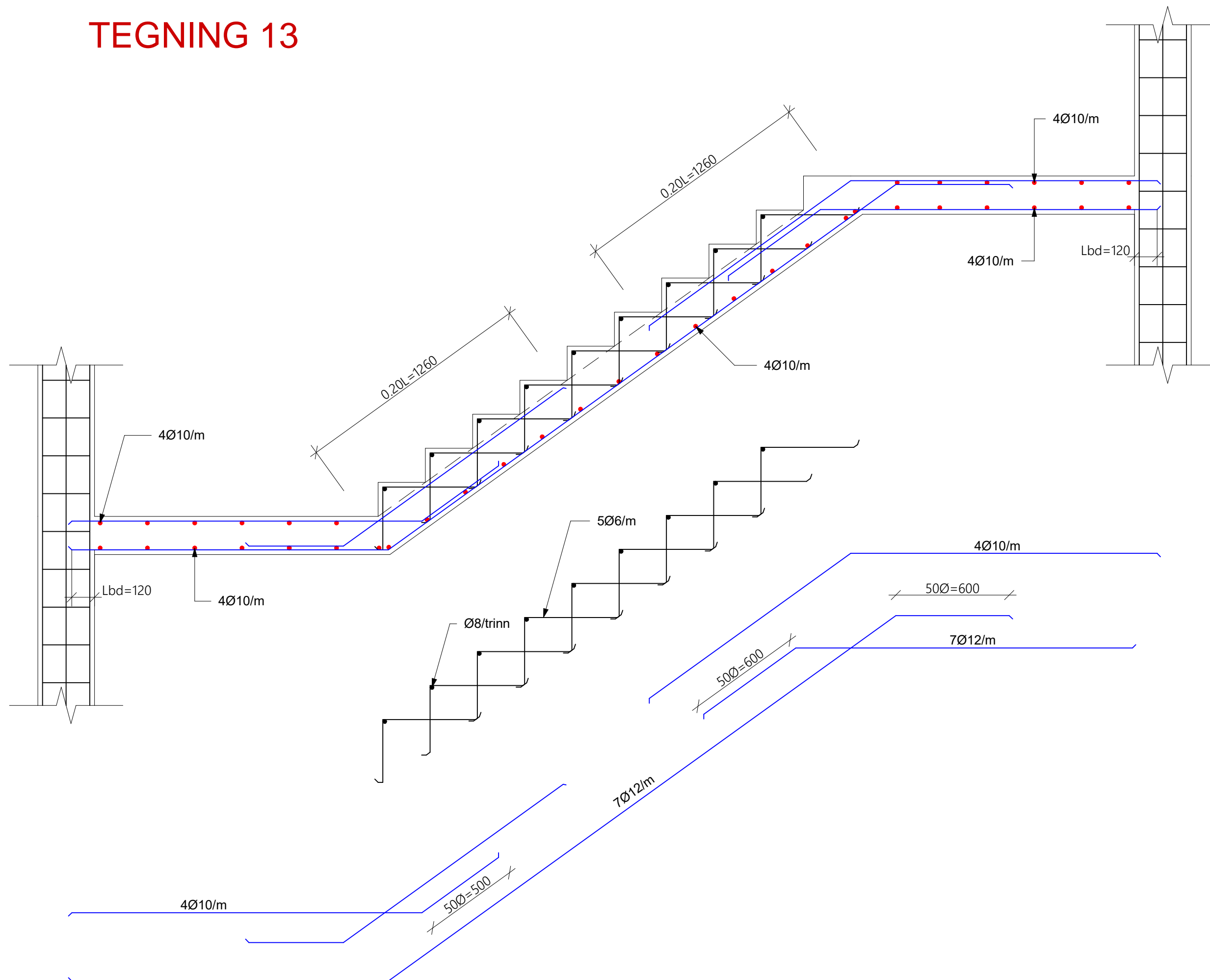


Trappens plan (1:50)

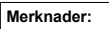


Snitt T-T (1:100)

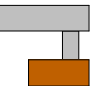




Type legning:
Detailj trappearmering



Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen	
-----------------------	--

● ARK: Skibnes Arkitekter

ark

RIB: K.K, A.R, & M.A NTR
kon● Veileder Jan Arve Øverli NTH
konf

Fase
Detaljprosjektering

Tiltakshavere	
---------------	--

Arius Ruzqvs. Konstantin

Koval & Musah Ahmad

Project

Bachelor oppgave Lade Alle

Lade Alle 84

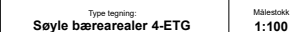
7041 Trondheim

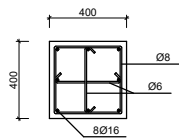
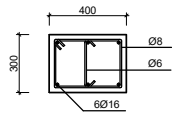
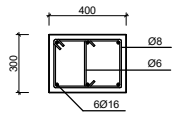
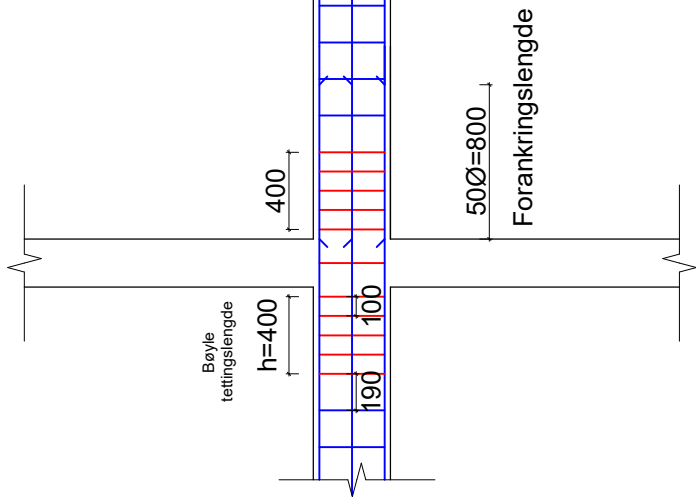
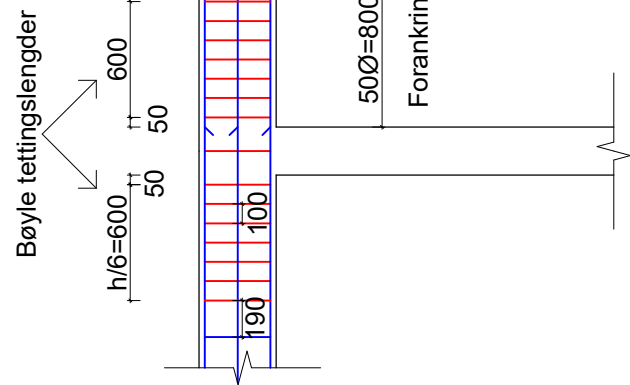
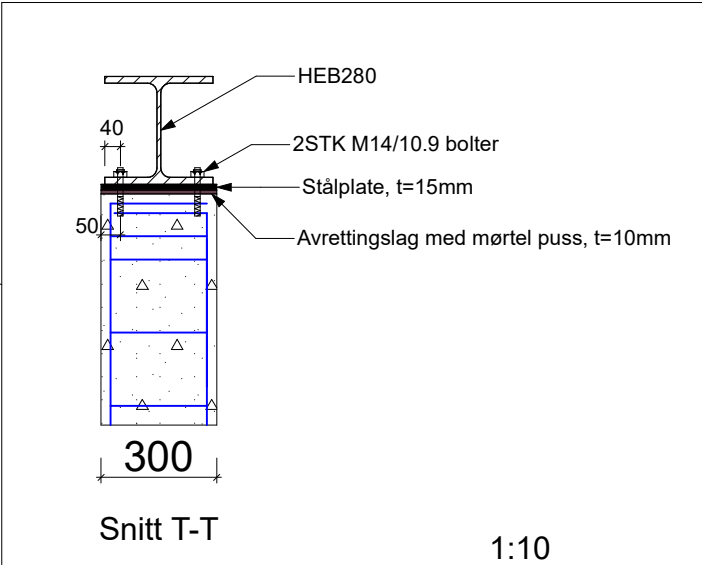
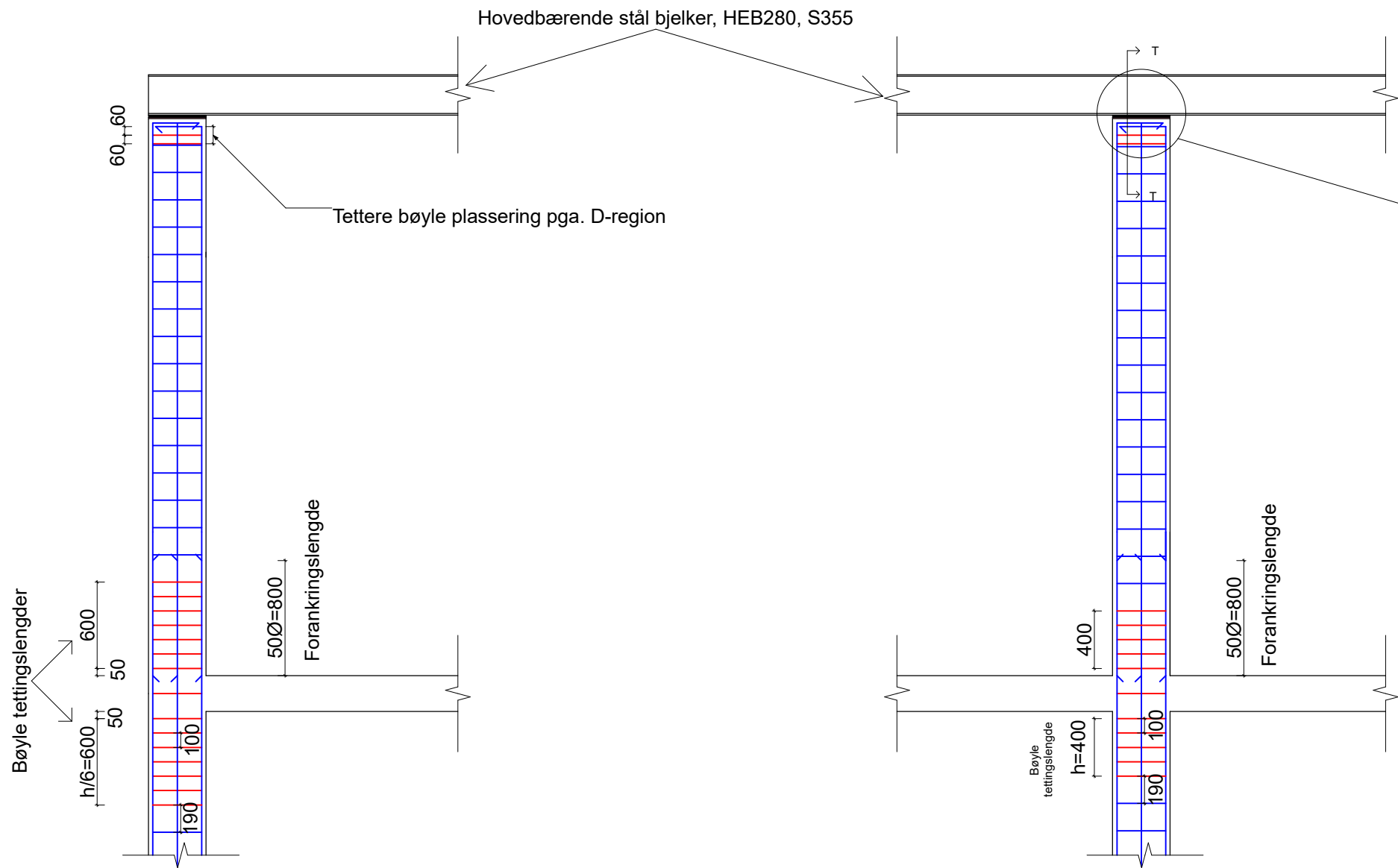
Projektnr.: 000000	Dato/..../..
-----------------------	----------------------

Gruppe9	29.04.2023
---------	------------

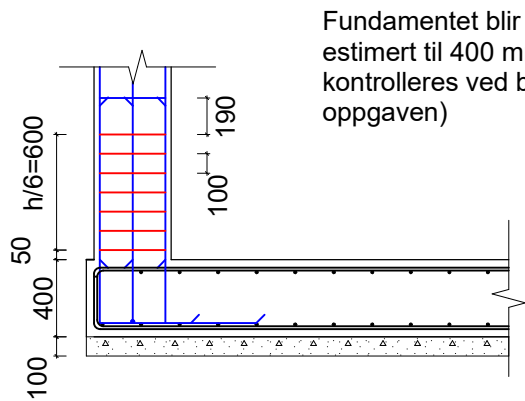
Type tegning:	Målestokk
---------------	-----------

Søyle bærearealer 2- & 3-ETG	1:100	
------------------------------	-------	--

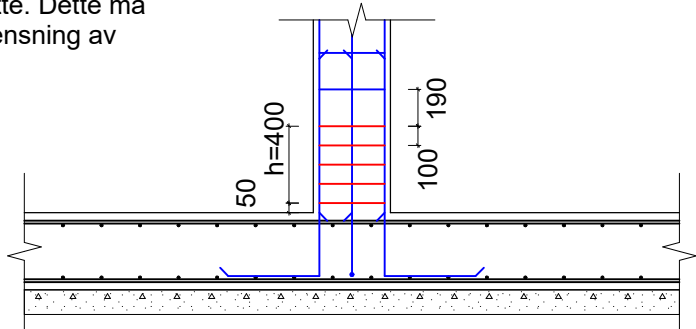




Kant og innersøyler langs akse 10, armeringsdetaljer er lik som 400x300 mm søylene



Fundamentet blir en bunnplate over et lag 100mm magerbeong. Tykkelsen er estimert til 400 mm, armering Ø16 i to matter med to lag per matte. Dette må kontrolleres ved beregning av fundamentet (ikke gjort pga. avgrensning av oppgaven)

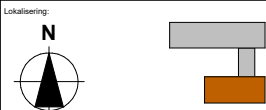


1:20

TEGNING 16

Merknader:

- . Dette er en tegning som viser søyledetaljer for kant og innersøyler i RS2
- . For søyler langs akse 10 og søyler i RS1, er armeringsdetaljer liknende
- . Tettingsavstander for bøyler i endene av kantsøylene er større enn i innersøylene pga. mulig vindbelastning på slike søyler, i tillegg at fra analyse, det viser seg at slike søyler er mest utsatt for bøyning
- . Bøyte senteravstander utenfor tettingssoner er 190mm i alle søyler
- . Den nominelle overdekningen er satt til 25mm (XC1)
- . De første bøyene plasseres 50 mm fra dekkets OK/UK



- Prosjektteringsgruppen
- ARK : Skibnes Arkitekter
 - RIB : K.K, A.R, & M.A
 - Volleder : Jan Arve Øverli

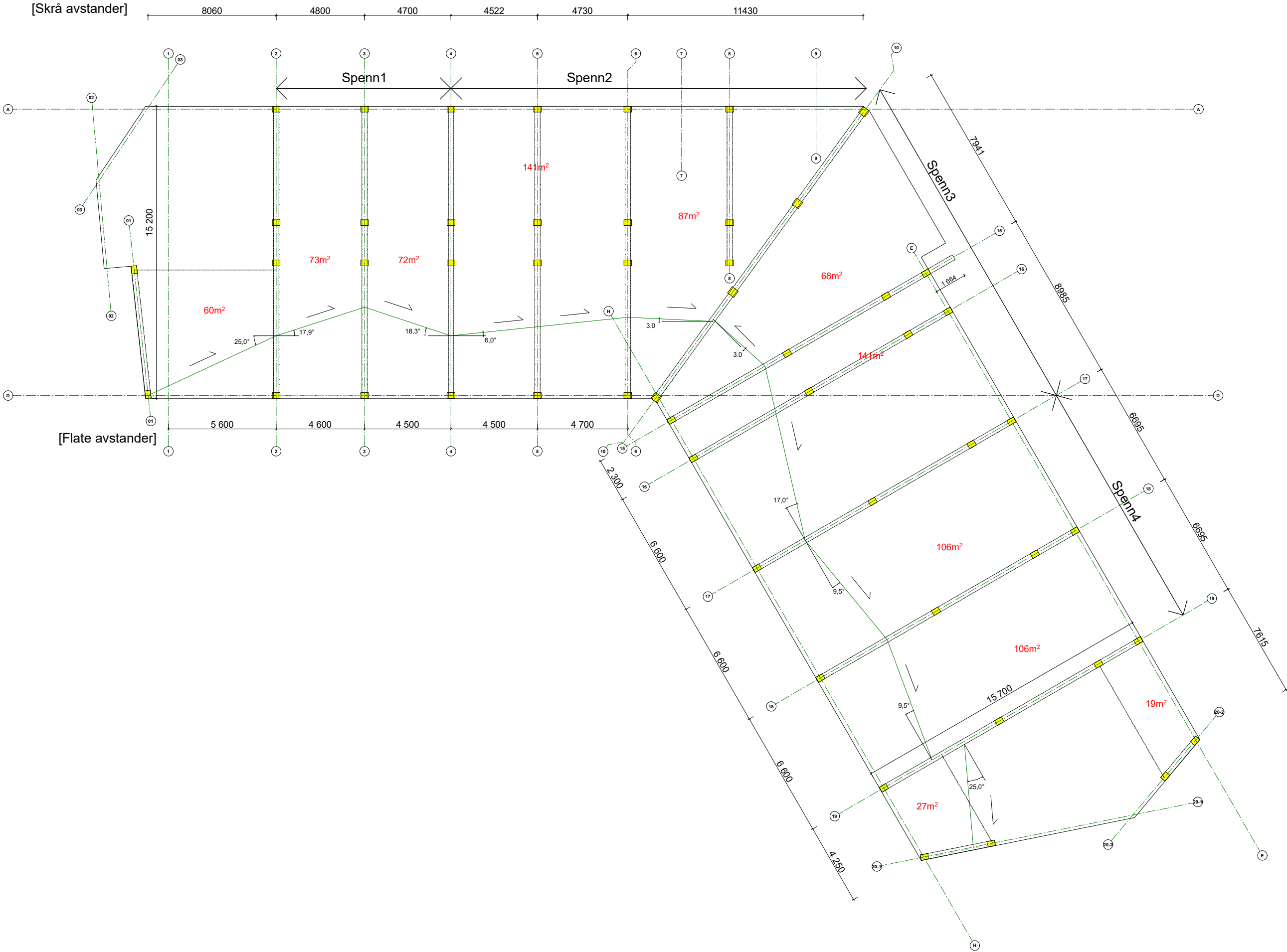
Prosjekt

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektgruppe9	Dato 29.04.2023
Type tegning Søyle detalj for kant og innersøyler i sone RS2	Målestokk

TEGNING 17



Merknader:

Taket ble dimensjonert for følgende laster:

Egenlast: 1.39 kN/m²
Snølast: 5.4 kN/m²
Vindlast: 0.12 kN/m²
Total last: 6.91 kN/m²

Hovedbjelkene er av stål kvalitet S355 (materiale etter EN 10025-2), og tvernitstypen er HEB-280

Lokalisering:

Prosjekteringsgruppen:

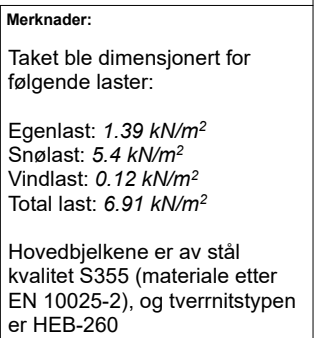
- ARK : Skibnes Arkitekter
- RIB : K.K, A.R, & M.A
- Veileder : Jan Arve Øverli

Prosjekt:

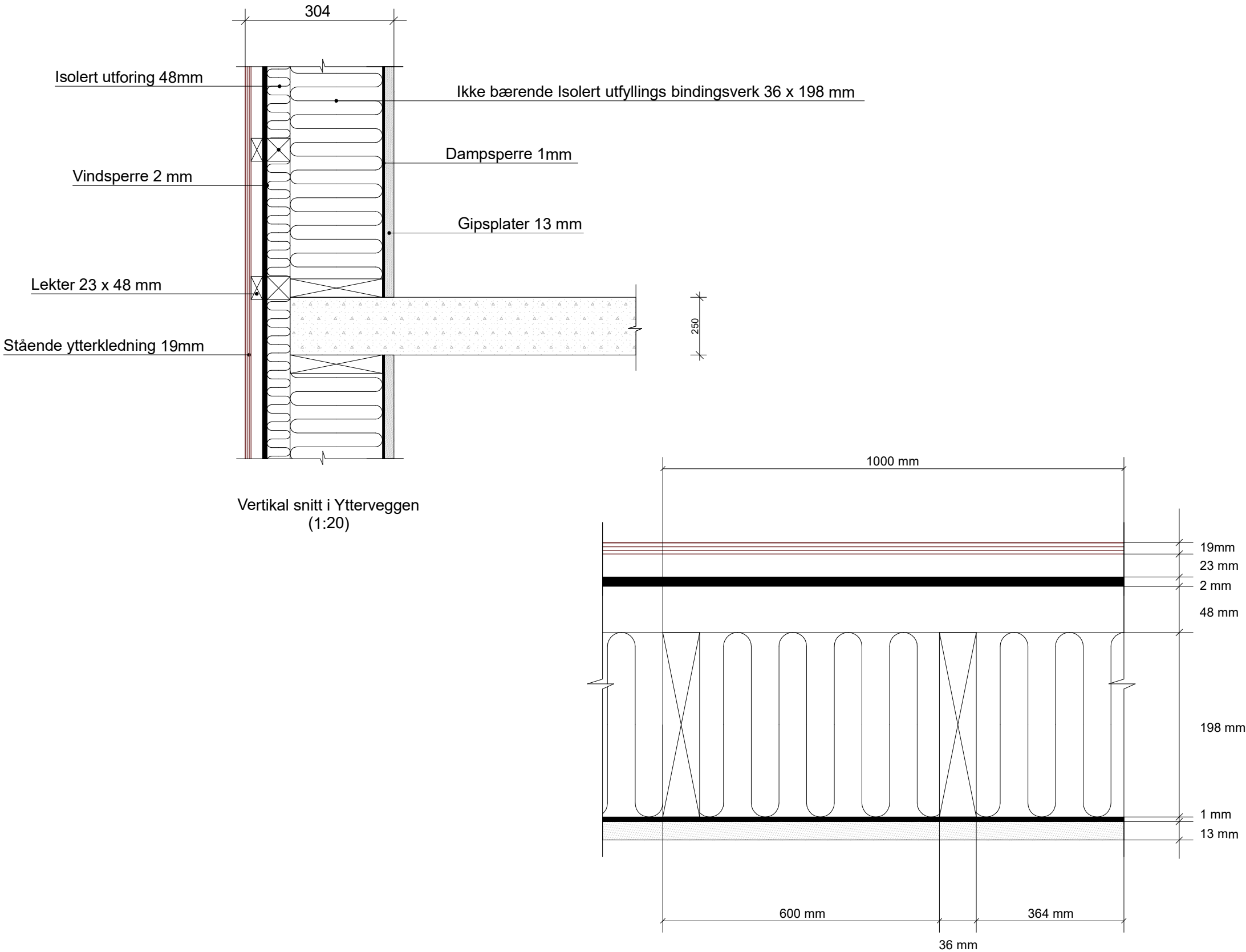
Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektgruppe9	Dato 29.04.2023
Type tegning: Plan hoved takbjelker	Målestokk 1:100

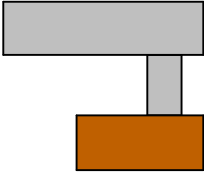
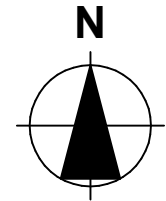


TEGNING 19



Merknader:

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- ARK :** Skibnes Arkitekter
Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekti@skibnes.no
- RIB :** K.K, A.R, & M.A
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Veileder** Jan Arve Øverli
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprosjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgaeve Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

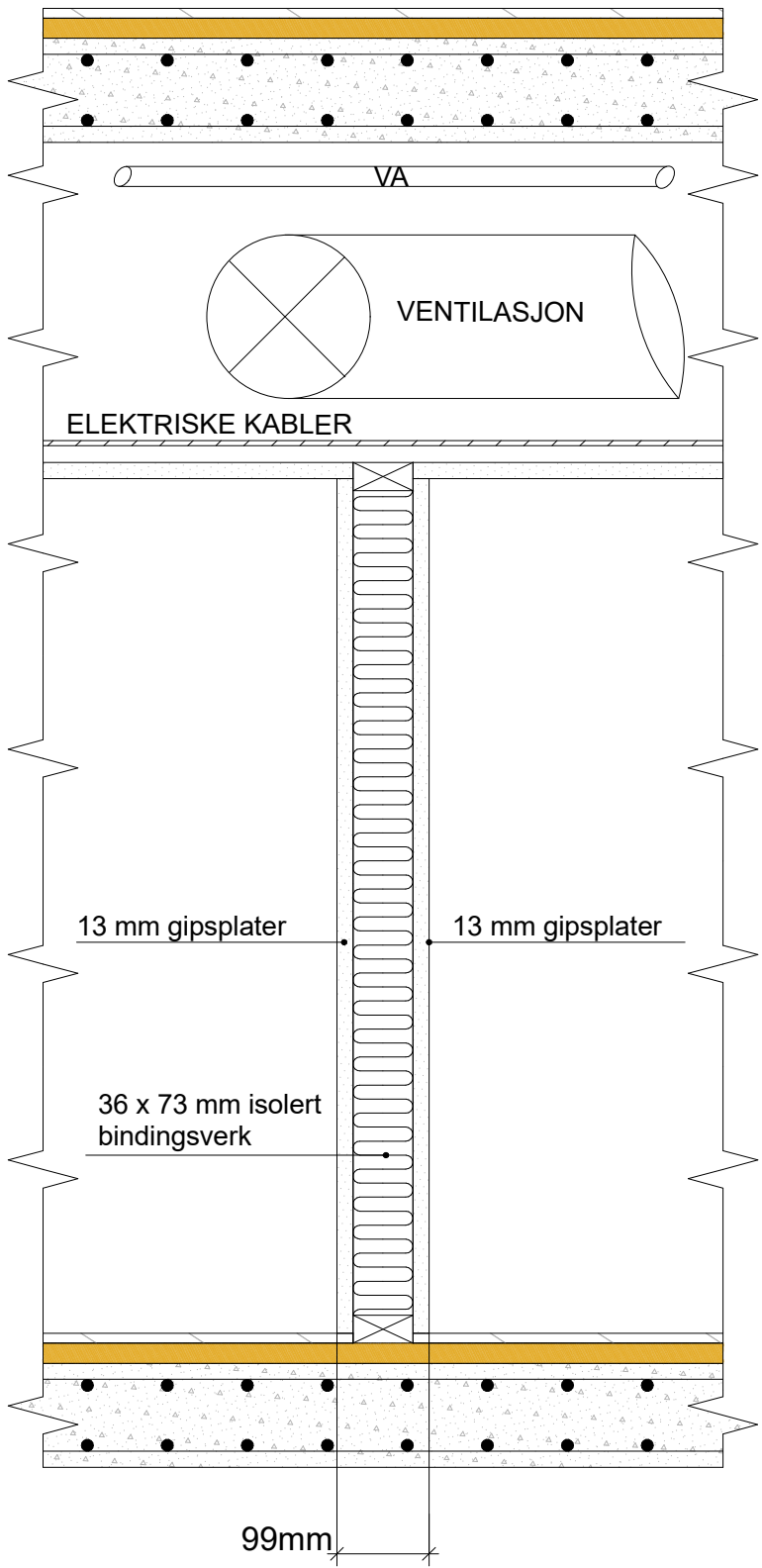
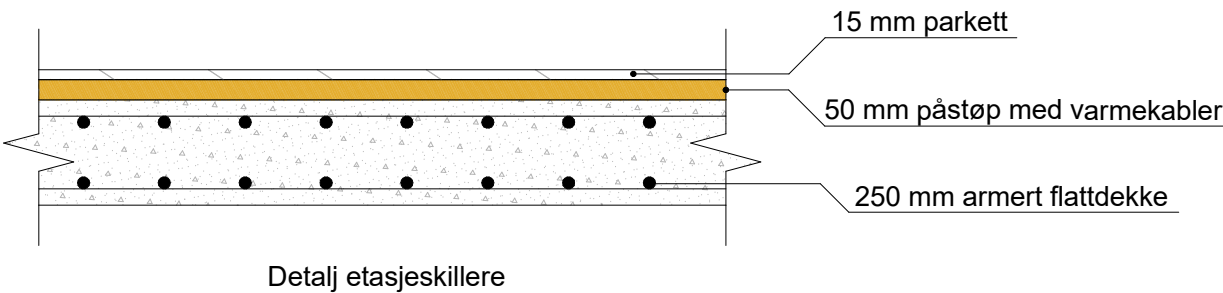
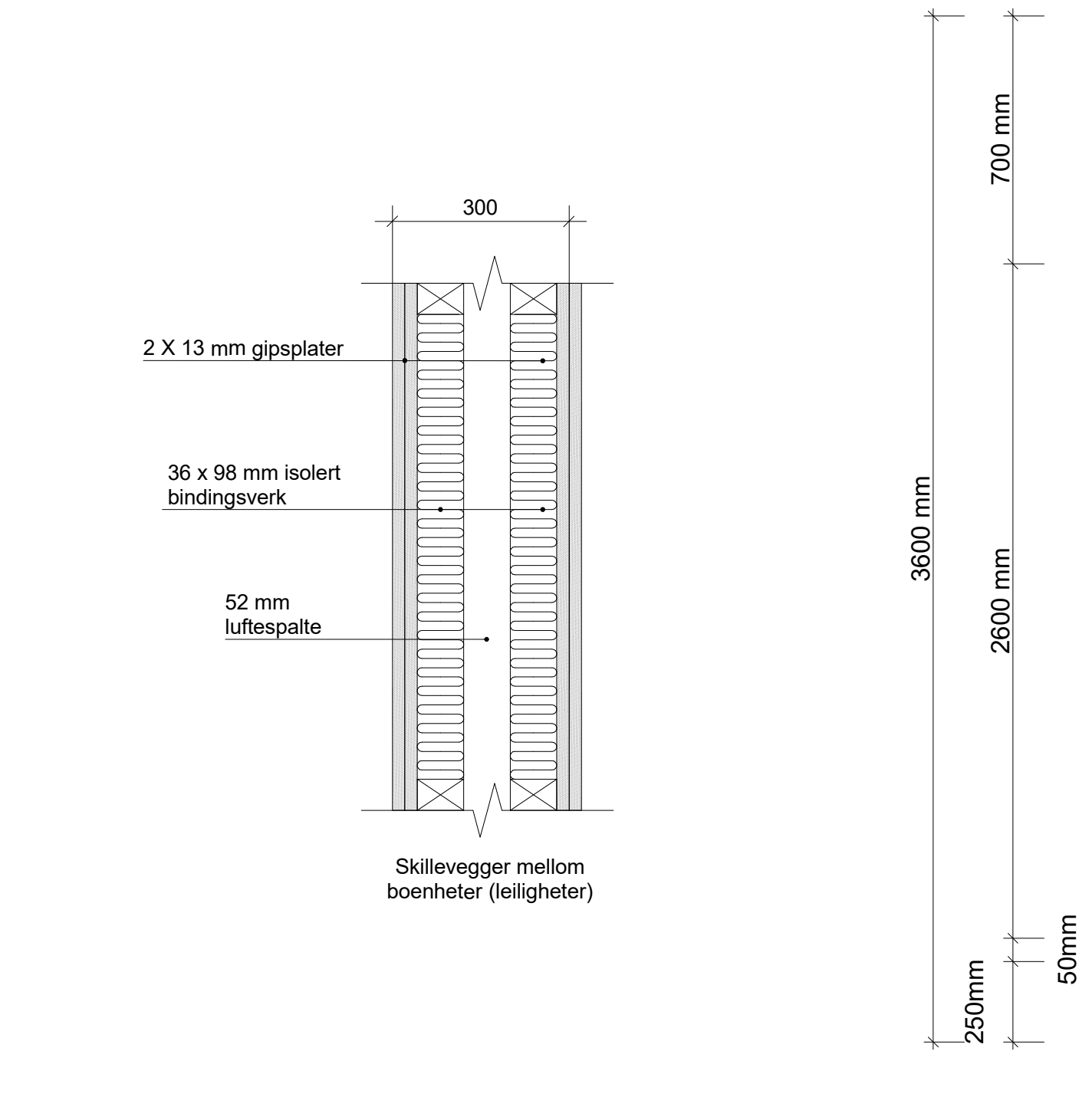
26.04.2023

Type tegning:

Detalj Yttervegger

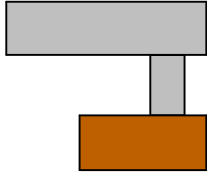
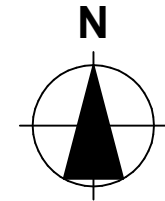
Målestokk

TEGNING 20



Merknader:

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

- ARK : Skibnes Arkitekter Dronningens gate 66
7012 Trondheim
Tlf.: 735 15 830
arkitekti@skibnes.no
- RIB : K.K, A.R, & M.A NTNU, Institutt for
konstruksjonsteknikk
- Veileder Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for
konstruksjonsteknikk

Fase

Detaljprosjektering

Tiltakshavere

Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad

Prosjekt

Bachelor oppgave Lade Alle
Lade Alle 84
7041 Trondheim

Prosjektnr.:

Gruppe9

Dato

26.04.2023

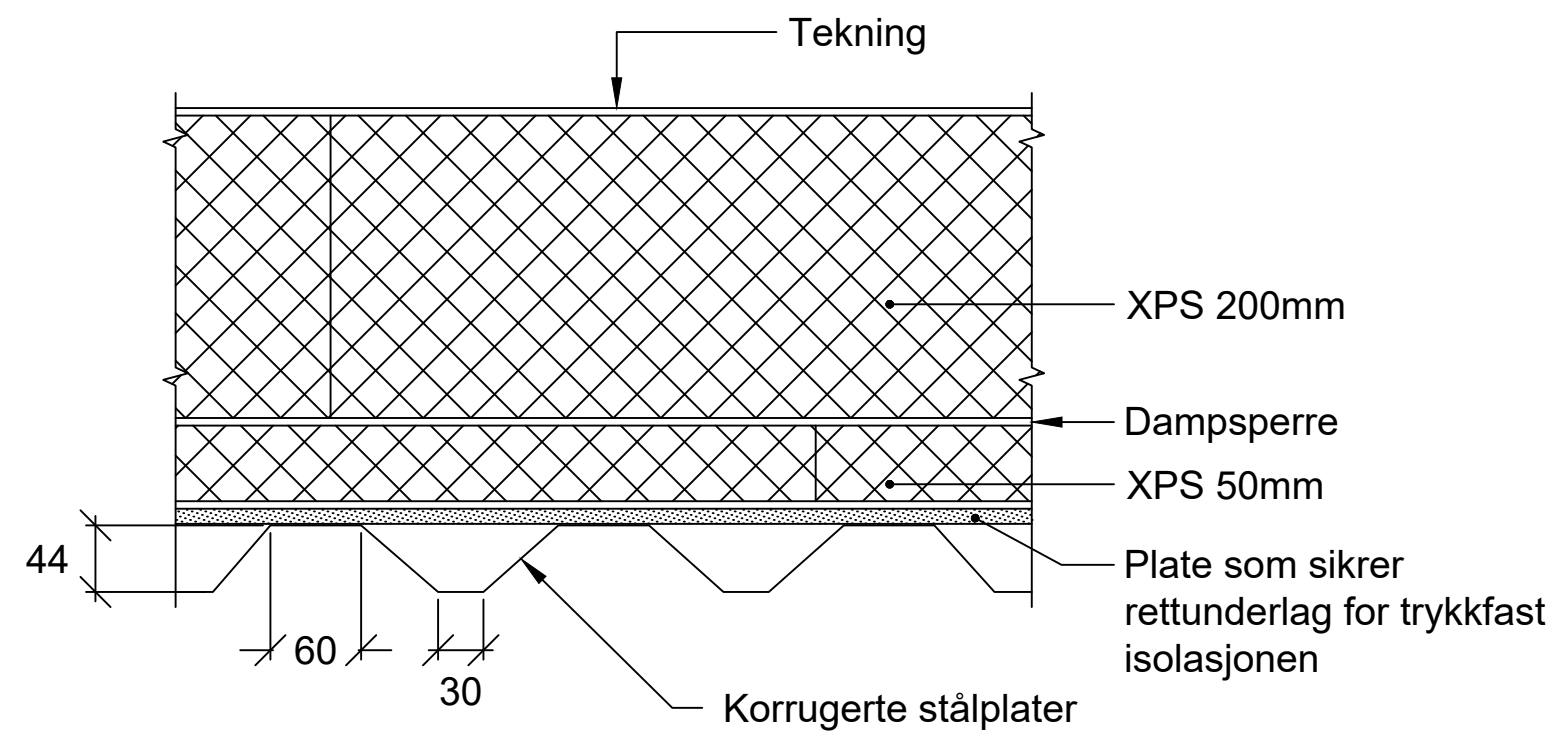
Type tegning:

Detalj skillevegg og
etasjeskillere

Målestokk

1:20

TEGNING 21



Bacheloroppgave, Gruppe 9 Lade Alle 84, 7041 Trondheim	Tegn.: M.A	Tegn.kontroll: K.K&A.R	Målstokk:	
	Godkjent: GODK	Dato: 22.04.2023	1:5	
	Tegningstype: Oppbygning og detalj av takkonstruksjonen Kompakte tak på bærende korrugerte stålplater			

Denne siden er satt med vilje tom