

# 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

## Trondheim Mai 2023

Navn studenter:

Musab Ahmad Abo Kaiass  
Arijus Ruzgys  
Konstantin Koval

Intern veileder:  
Jan Arve Øverli

Ekstern veileder:  
Skibnes Arkitekter AS

Prosjektnr:  
2023 - 09

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for konstruksjonsteknikk



## Prosjektbeskrivelse

Prosjekt inkluderer dimensjonering av fireetasjes konstruksjon i betong og stål. Vi vil tilby en løsning for et bæresystem hvor betong vil utgjøre den største delen av byggematerialer. Primære konstruksjonskomponenter som skal dimensjoneres i betong er vertikale veggskiver, dekker og søyler. anbefalinger for fundament og horisontale skiver skal følge med. Derimot for tak komposisjon har vi valgt å bruke stål (stålbjelker pluss korrugerte stålplater). Dette valget er gjort med hensyn til den arkitektoniske utformingen som kan gjøre det noe problematisk dersom taket hadde vært i f.eks. prefabrikkert betong. Prosjektarbeid er fordelt slik at to av tre studenter skal jobbe med betong og en med stål-elementer. Målet med prosjektet er å velge en praktisk løsning for bæresystemet, utføre korrekte detaljberegninger og sette dem sammen til en ferdig konstruksjon som blir vårt sluttprodukt. Det som skal leveres:

- Vedlegg fra Archicad og 3D/2D bilder av bæresystemet
- Begrunnelse av valg vi har gjort
- Dimensjonering og beregninger av det valgte systemet
- Presentasjon av det endelige produktet som entreprenører trenger for å bygge
- Dokumentasjon av gjennomført arbeid (Vedlegg, Focus Konstruksjon, AutoCAD, Archicad-filer + Eurokoder 2/3)

# Forord

I begynnelsen etablerte vi ei gruppe av tre kloke studenter som er engasjert i temaer om konstruksjonsteknikk og dimensjonering. Alle hadde et felles mål, og det er å ferdigstille noe som vi kunne kalt for «vårt første bygg» som ble dimensjonert i nøye detalj. Akkurat det å jobbe med sin egen drøm er både engasjerende og motiverende noe som hjalp godt på veien gjennom hele prosessen.

Gjennom arbeidet har alle lært noe nytt både angående laster, dimensjonering, standarder og ulike beregningsmetoder og løsninger av ulike deler av konstruksjonen.

I begynnelsen stod valget mellom et forslag fra Øksnes kommune og Skibnes Arkitekt. Forslaget fra Øksnes var egentlig bare en utegarasje som skulle dimensjoneres og beregnes økonomi på. Dermed, ble det enstemmig bestemt om å gå videre med forslag fra Skibnes. Her var det også flere valg, siden det er mange ansatte arkitekter i bedriften og alle tegner for ulike prosjekter. Det stod mellom en sportshall og en boligblokk til slutt, hvor vi da valgte å gå videre med en boligblokk i Lade Alle 84. Et bygg som passer fint våre forventninger og mål.

Stor takk til Svein Skibnes som tok oss imot og hjalp oss med valg av oppgaven og ikke minst en stor takk til Espen Stensen som hjalp oss med ulike oppklaringer av arkitektoniske valg og grenser for dette prosjektet. En spesiell takk går til professor Jan Arve Øverli, som var vår lærer i betong konstruksjoner i 2. studieåret, og nærmeste veileder gjennom hele oppgaven. Hans tålmodighet til våre mange spørsmål, innspill og ideer i betong delen hjalp oss å klare de fleste målene som vi satt for oppgaven. Videre, takker vi også Professor Arild Holm Clausen for innspill i stål delen, og lærer Arne Mathias Selberg for veiledning til gjennomføring av oppgaven

*Trondheim, mai 2023*

Musab Ahmad

Arijus Ruzgys

Konstantin Koval

## Summary

The main task for this bachelor's thesis is to carry out correct calculations for the design of a carrying system in concrete and steel.

To begin with, we needed to choose an appropriate structure system for our project. We selected a single slab foundation because of good ground conditions at the project location, Lade Alle 84 Trondheim. We haven't designed the foundation in detail but by considering the loads from superstructure we came to an initial estimation that it will be enough with 400mm thickness. Next to achieve enough bending and axial strength we chose to use rectangular columns with dimensions 300x400mm and some at 400x400mm. In the end we discovered that our chosen column dimensions are too large and could be reduced to 300x300mm. Because of several changes that needed to be made (one of them: punching shear control) we kept the chosen dimensions.

Further structure has flat slabs which are laid directly on columns and carry the entire load on the strip in its span direction. Equivalent frame method was used to design the flat slabs. One main advantage of using a flat slab is that it is easy to design, especially in areas where the columns have a nice square distribution. It also gives the building's owner and users the freedom to make any architectural changes in the structure by simply removing and adding inner wall partitions if their loads are taken into account through the design process. Another advantage is optimal building height where mechanical, electrical, and plumbing installations can span freely under slabs, without needing to make openings in beams in the beam-column framed systems to open ways for such installations to pass.

Even though the project looks quite simple with only four floors and an area of 1040m<sup>2</sup>, there are some complex issues that make designing this structure system manually challenging. One of them is the roof which has a wavy shape with several bottom and high points. It requires columns of different lengths on the top floor and means that shear walls must end on the 3rd floor since it will be easier to adapt the columns to the sloping roof design. Wind loads from the fourth floor are carried down to the foundation by framing action in the columns and the flat slab

of the fourth floor. The connections between the primary steel beams and the columns on the 4<sup>th</sup> floor are chosen to be hinged connections that do not transmit any moments to the columns. The second challenge is that the architectural shape of the building makes the column layout at some zones to be irregular (nonrectangular structural grid). Those zones are located at both ends of the building and at the center where elevator shaft and stairwell are located. The tricky part about this is to precisely distribute loads between columns. First the zone is divided into smaller triangular areas based on an approximated FEM- and yield line theory approach, where the one with largest area and longest span receives the largest load stress so flat slab can be designed according to that data.

We as a group have shared workload equally. Two of us worked with concrete components and the last one had responsibility for steel which was dimensioning of the roof. The concrete part was most challenging and required good coordination between both working parts. We chose to divide construction into two sections. Each section has a largely equally distributed area where we strategically placed our columns and shear walls. After those vertical construction parts were placed, we could start with the placement of steel beams on our columns. After thorough calculations, the dimensions of the steel beams were concluded to be HEB-260 and HEB-280. To summarize our work, everything is calculated according to the requirements in EC 1,2 and 3. The following results:

- Raft foundation, estimated thickness 400mm.
- Rectangular columns, 300x400 and 400x400, total 58 columns
- Flat slab: 250mm
- Balcony: 200mm
- Shear walls: 300x2500 and 400x3000, total 10 walls.
- Roof steel beams: secondary type HEB-260 for secondary beams, type HEB-280 for primary beams
- Calculations are detailed presented in the calculation's appendix, in addition to visualizing the design by producing detailed drawings of the calculated structural components.

## Innhold

<b>1. Innledning</b> .....	8
<b>2 Klassifisering av bolig blokken etter lovverket og gjeldende standarder</b> .....	9
2.1 Klassifisering av boligblokken .....	9
2.2 Resultater fra klassifisering av boligblokken etter de ulike standardene .....	10
<b>3 Last Beregninger</b> .....	12
3.1 Egen- og nyttelaster etter NS-EN 1991 .....	12
3.2 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand etter NS-EN 1990 6.4.3.....	14
3.3 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand etter NS-EN 1990 6.5 .....	16
<b>4 Definerer av laster på tak</b> .....	17
4.1 Takform .....	17
4.2 Snølast .....	18
4.3 Vindlast .....	19
4.4 Egenlast, takdekking og bjelker .....	25
4.5 Total Dimensjonerende last for taket.....	26
<b>5 Vindlaster på bygget</b> .....	27
5.1 Dimensjonerende vindlast .....	27
5.2 Skeivstillingslaster på vertikale veggskiver .....	29
<b>6 Material valg for bygget NS-EN 1990</b> .....	31
<b>7 Mekanisk og kjemisk sammensetning av de valgte materialene</b> .....	31
7.1 Betong .....	31
7.1.1 Delmaterialer .....	32
7.1.2 Fasthet mekaniske egenskaper .....	33
7.1.3 Betongens mekaniske egenskaper.....	34
7.1.4 Langtidseffekter i betong.....	36
7.1.5 Bestandighet .....	37
7.1.6 Øvrige materialeegenskaper for betong.....	37
7.1.7 Lydegenskaper .....	38
7.1.8 Brannegenskaper .....	39
7.1.9 Armert betong .....	39

7.1.10 Kamstenger .....	39
7.1.11 Regulære nett – Standardnett .....	40
7.1.12 Eksponeringsklasser: .....	40
7.2 Stål .....	41
7.2.1 Konstruksjonsstål .....	41
7.2.2 Mekaniske egenskaper .....	42
8 Dekker .....	45
8.1 Flatdekker med regulær søyleplassering .....	46
8.1.1 Introduksjon .....	46
8.1.2 Statisk virkemåte av flatdekker .....	48
8.1.3 Flatdekker etter Eurokode 2, tillegg I .....	49
8.1.4 Flatdekker etter Eurokode 2, kapittel 9 .....	53
8.1.5 Gjennomlokking av flatdekker ved søyler .....	55
8.2 Flatdekker med irregulær søyleplassering .....	59
9 Søyler .....	61
9.1 Innledning: .....	61
9.2 Statisk virkemåte av søylene .....	61
9.3 Modellering og innhenting av lastvirkninger .....	62
9.4 Dimensjonering av søylene etter Eurokode2 .....	63
9.5 Geometriske avvik .....	64
9.6 Minsteeksentrisitet .....	64
9.7 Slankhet og effektive lengder .....	64
9.8 Andreordensmomenter .....	65
9.9 Biaksial bøyning .....	65
9.10 Noen viktige Detaljerings regler .....	65
10 Vindavstivning og veggskiver .....	67
11 Trapper .....	69
12 Takkonstruksjonen .....	74
12.1 Generell figur .....	74
12.2 Sekundære bjelker .....	75
12.3 Primære bjelker .....	78
12.4 Bolter og skrue forbindelser .....	81
12.5 Kapasitet av avskjært HEB-260 profil .....	83

12.6 Sveis.....	83
13 Fundamentering.....	85
14 Drøfting.....	87
14.1 Diskusjon .....	87
14.2 Flatdekket .....	87
14.3 Søylar.....	88
14.4 Gjennomløkking.....	89
14.5 Veggskiver .....	90
14.6 Fundament.....	90
14.7 Stålbjelker.....	91
14.8 Forbindelser.....	91
15 Konklusjon.....	92
15.1 Flatdekket .....	93
15.2 Søylar.....	93
15.3 Veggskiver .....	94
15.4 Fundament.....	94
15.5 Stålbjelker.....	94
15.6 Forbindelser.....	94
16 Referanser.....	95
17 Vedlegg.....	97
17.1 Plakat .....	97
17.2 Artikkel .....	97
17.3 Beregninger .....	97
17.4 Tegninger .....	97



## 1. Innledning

Målet med arbeidet er å ferdigstille dimensjoner av ulike komponenter til en fireetasjes boligblokk ved bruk av både betong og stål. Det er mange ulike komponenter som inngår i ett bygg og i denne oppgaven vil fokuset være på dekker, søyler, skiver og trapper som skal dimensjoneres ved bruk av armert betong. Fundamentet vil ikke dimensjoneres på samme måte, men anbefalinger vil bli gitt. Taket skal i hovedsak dimensjoneres i stål, hvor fokuset skal ligge på dimensjonering og kapasitets kontroll av bærende bjelker i tillegg til dimensjonering av koblinger mellom bjelkene med sveiser og skruer.

Ett bygg kan bli satt opp på mange ulike måter med forskjellige statiske systemer, og vi skal kunne se på ett bestemt system, siden fokuset ligger på å dimensjonere for den. Valgene som blir gjort vil diskuteres og noen alternativer nevnes. Alt av dimensjonering og beregninger skal dokumenteres og legges ved i rapporten. Legg merke at det er tatt for mange sider med lastvirkningsdiagrammer for flatt dekkene i vedlegg 4, dette er gjort bare for å vise hvordan en ordentlig kontroll på nyttelast plassering for å hente ut de ugunstigste virkningene som dekket skal beregnes for å ta opp (presentert i vedleggene 5 &6). Samme prosedyre gjelder søyler, og takbjelker, men gruppen har valgt å gjøre det bare 1 gang med flatt dekkene, mens dimensjonerende lastvirkningene for andre elementer ble gitt direkte i de andre beregningsvedleggene.

## 2 Klassifisering av bolig blokken etter lovverket og gjeldende standarder

### 2.1 Klassifisering av boligblokken

Før å begynne på dimensjoneringen av hvilket som helst bygg, må bygget klassifiseres av konstruktøren etter gjeldende lover, standarder og regler. I Norge, er Plan- og bygningsloven den overordnede loven for alle byggverk i landet. Loven blir automatisk tilfredsstilt ved å følge den tekniske forskriften TEK17, norske standarder, og Eurokoder. Her er de benyttede forskriftene og standardene i denne oppgaven:

1. **TEK 17**, Byggtekniskforskrift 17 av Direktoratet for byggkvalitet(1)
2. **SAK10**, Byggsaksforskriften med veiledning av Direktoratet for byggkvalitet(2)
3. **NS-EN 1990: NS-EN 1990:2002+AI:2005+NA:2016**, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner(3)
4. **NS-EN 1991-1-1:2002+NA:20** Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger 19, snølast(4)
5. **NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008**, snølast(5)
6. **NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009**, Vindlast(6)
7. **NS-EN 1992-1-1:2004+AI:2014+NA:2021**, Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings(7)

8. *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*(8)
9. *NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*(9)

## 2.2 Resultater fra klassifisering av boligblokken etter de ulike standardene

### Klassifisering etter TEK 17

#### SAK10, §9-4: Tiltaksklasser

Tiltaksklassen for prosjektering og utførelse: **TK 2 (boligblokker)**, Dette impliserer *Middels kompleksitets- og vanskelighetsgrad, middels til store konsekvenser ved kollaps.*

#### SAK 10, §11-3: Krav til utdanning og praksis

Det kreves en utdanning på minst kode **C** (Bachelorgrad i ingeniørfag med 180 studiepoeng) i tillegg til 6 års erfaring for ansvarlig prosjektering, søking, og kontroll av en boligblokk AV slik type og størrelse.

#### TEK 17, §11-2: Risikoklasser for brann

Byggverk klassifiseres i risikoklasser ut fra faren for skade på menneskelig liv og byggverk mulig brann kan medføre. Lade Alle 84 er en bolig blokk og etter kapittel 11, er Lade Alle 84 en **RK 4** boligblokk. Dette setter krav for brannprosjektering av bærende konstruksjonselementene, valg av materialer i ikke-bærende elementer, og inndeling av bygget i brannceller og rømningsveier. Krav for inndeling i brannceller finnes i kapittel 11-3 til 11-14. Disse kravene var ivarettatt ved å velge gode løsninger for skillevegger mellom boenheter, som har en brannmotstand på EI60(se vedlegg). Unntaket er brannbeskyttelse av stålkonstruksjonen i taket av boligblokken. Preaksepterte ytelser for brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner i [TEK17\(520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner - Byggforskserien\)](#). I tillegg, prosjektering mot brann av betong dekkene,

søylene og skivene i boligblokken skal foregå etter **Eurokode 2 Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering**.

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

*Tabell 1: Preaksepterte løsninger for brannmotstand av bærende elementer*

Det er kontrollert at betong dekker, søyler, og skiver i bygget stemmer med kravene i TEK17 gjennom Eurokode 2 del 1-2. På grunn av stram tidsramme samt for å avgrense oppgaven, brannmotstandskontroll av materialer brukt i både bærende og ikke bærende deler ble ikke gjennomført. Tabellen ovenfor viser de minstekravene til brannmotstand av hovedbæresystemet og trappesjakter, hvor R er "resistance" eller motstand, og tallet beskriver antall minutter elementene skal være stabile før totalbrudd under brann. Det som er markert med rødt, gjelder for tiltaksklasse 2, og dermed gjelder Lade Alle 84 bygget.

### TEK17, §11-3: Brannklasser

For ulike risikoklasser, blir byggverk ifølge TEK17 delt inn i brannklasser. For RK 4, er brannkassen = **BKL 2 (middels konsekvens ved brann)** for Lade Alle 84 bolig blokken.

## TEK17, §13-6: Lydisolasjon mellom forskjellige boenheter

Krav på minste lydklasse: **klasse C**

### Klassifisering etter NS-EN 1990 (EC 0)

**Tabell 2.1:** Dimensjonerende **brukskategori 4**, krever en **dimensjonerende levealder på 50 år**.

Dette betyr at konstruksjonen må kunne fungere godt slik at den første "konstruksjonsmessig" inspeksjon og eventuelt vedlikehold skjer etter 50 år. Dette medfører at overdekning til armering velges på basis av 50 års levealder. For de andre materialer i brukt i bygget, må det dokumenteres fra leverandørene at disse har en forventet levealder på 50 år.

## 3 Last Beregninger

### 3.1 Egen- og nyttelaster etter NS-EN 1991

#### Egenlaster

Egenlaster er laster fra bærendeelementene i bygget, samt ikke bærende faststående elementer som skillevegger, yttervegger, kledninger, i tillegg til elektriske- og VVS-installasjoner. Det valgt typiske detaljer til yttervegger, innvendige vegger, etasjeskillere, og taket. Se **vedlegg 1**. Siden det mangler detaljer for løsninger på elektriske- og VVS-installasjoner, økes egenlasten over etasjeskillere med  $0.5 \frac{kN}{m^2}$  som anslag på egenlaster av disse installasjonene for å gjøre prosjekteringen mer realistisk.

I **vedlegg 1**, er det gjort egenlastberegninger for valgte byggetekniske detaljer for å få med riktige egenlaster når bærendeelementene dimensjoneres.

#### Nyttelaster

Nytte laster representerer laster fra mennesker og innredninger i boligblokken.

**NS-EN 1991** deler nytte laster i flere kategorier basert på de dynamiske effekter de generer over etasjeskillere. Tabell 6.1(se utdraget nedenfor) i EC1 gir at hele bygget er i nyttelast **kategori A**, siden alle rom i bygget er vanlige bolig rom. De karakteristiske verdiene hentes fra tabell 6.2(se utdraget nedenfor)

Table 6.1 - Categories of use

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D <sup>1)</sup> )	<p><b>C1:</b> Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions.</p> <p><b>C2:</b> Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms.</p> <p><b>C3:</b> Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.</p> <p><b>C4:</b> Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages.</p> <p><b>C5:</b> Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.</p>
D	Shopping areas	<p><b>D1:</b> Areas in general retail shops</p> <p><b>D2:</b> Areas in department stores</p>
<p><sup>1)</sup> Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see Table 6.3</p> <p>NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex.</p> <p>NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2</p> <p>NOTE 3 See 6.3.2 for storage or industrial activity</p>		

Tabell 2: Brukscategorier

Table 6.2 - Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings

Categories of loaded areas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Category A</b>		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 4,0
- Balconies	<u>2,5</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 3,0
<b>Category B</b>	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
<b>Category C</b>		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	3,0 to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>
<b>category D</b>		
- D1	<u>4,0</u> to 5,0	3,5 to 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>

Tabell 3: Laster på dekker, balkonger og trapp

Følgende nyttelaster for blokken velges:

Nyttelast på dekkene: **2.0 kN/m<sup>2</sup>**

Nyttelast på trappene: **4.0 kN/m<sup>2</sup>**

Nyttelast på balkonger: **4.0 kN/m<sup>2</sup>**

### 3.2 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand etter NS-EN 1990 6.4.3

Laster kan opptre i flere mønstre i et bygg, og Eurokode 0 krever at lastene skal kombineres slik at det oppnås ugunstige virkninger som konstruksjonen dimensjoneres for. Det kreves at hver lastkombinasjon må omfatte minst en dominerende variabel last, eller en ulykkelast. I denne oppgaven sees det bort fra utmatting, ulykker, og seismiske virkninger. Det tas hensyn til kun statiske laster. I Eurokode 0, er det benyttet grunnleggende lastkombinasjoner i kapittel 6.4.3.1(3), hvor kun egenlast, forspenningskrefter, og variable nyttelaster (direkte-, snø- og vind-nyttelaster) er inkludert. I likning 6.10 under punkt 6.4.3.1(3) er det oppgitt to ulike varianter for en slik lastkombinering (3):

$$(6.10) \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Dette kan skives igjen som:

$$\begin{cases} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{cases}$$

der:

"+" betyr "kombineres med";

$\Sigma$  betyr "kombinert virkning av";

$\xi$  er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G.

Det ofte hvor likning 6.10a benyttes i situasjoner med flere variable laster. I forbindelse med denne oppgaven, er denne likningen benyttet i dimensjonering av stål taket hvor det er 2 variable laster (snø, og vind), likning 6.10b er benyttet. I andre deler av konstruksjonen, det er kun 1 dominerende variabel last, og dermed likning 6.10b blir benyttet.

Tabell A1.2(B) i tillegg A1 i Eurokode 0 gir verdier for lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer.

Tabell A1.1 gir verdier for kombinasjonsfaktorer:

Last	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategorier for nyttelaster i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: innendørs bostedsarealer	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorarealer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: arealer hvor personer kan samles	0,7	0,7	0,6
Kategori D: forretningsarealer	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lagerarealer	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikkarealer, kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikkarealer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaste på bygninger (se NS-EN 1991-1-3)*			
Finland, Island, Norge, Sverige	0,70	0,50	0,20
Øvrige CEN-medlemsland, for steder med beliggenhet $H > 1000\text{ m o.h.}$	0,70	0,50	0,20
Øvrige CEN-medlemsland, for steder med beliggenhet $H \leq 1000\text{ m o.h.}$	0,50	0,20	0
Vindlaste på bygninger (se NS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
MERKNAD $\psi$ -verdiene kan fastsettes i det nasjonale tillegget.			
* For land som ikke er nevnt nedenfor, se relevante lokale vilkår.			

Tabell 4: Anbefalte verdier for faktorer for bygninger

Videre gir A1.2(B) verdiene for lastfaktorer som brukes i likningene 6.10a og 6.10b

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Tabell A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Domi-nerende variabel last	Ikke-dominerende variable laster (*)		Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Domi-nerende variabel last (*)	Ikke-dominerende variable laster (*)	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster		Ugunstig	Gunstig		Last	Hovedlast
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} \cdot G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} \cdot G_{k,j,inf}$		$\gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$
						(Ligning 6.10b)	$\zeta_j \gamma_{G,j,sup} \cdot G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} \cdot G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabell A1.1

MERKNAD 1 Valget mellom 6.10 eller 6.10a og 6.10b er angitt i det nasjonale tillegget. Når det gjelder 6.10a og 6.10b, kan det nasjonale tillegget dessuten endre 6.10a til bare å omfatte permanente laster.

MERKNAD 2  $\gamma$ - og  $\zeta$ -verdiene kan fastsettes i det nasjonale tillegget. Følgende  $\gamma$ - og  $\zeta$ -verdier anbefales ved bruk av uttrykk 6.10 eller 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$ ;  
 $\gamma_{G,j,inf} = 1,00$ ;  
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$  hvis ugunstig (0 hvis gunstig);  
 $\gamma_{Q,j} = 1,50$  hvis ugunstig (0 hvis gunstig);  
 $\zeta = 0,85$  (slik at  $\zeta_j \gamma_{G,j,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$ ).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for  $\gamma$ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med  $\gamma_{G,sup}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med  $\gamma_{G,inf}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. For eksempel, kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde. Dette gjelder også for de forskjellige materialene som er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for  $\gamma_Q$  og  $\psi_Q$  igjen deles inn i verdiene  $\gamma_Q$  og  $\psi_Q$  og modellens usikkerhetsfaktor  $\gamma_{SD}$ . En verdi for  $\gamma_{SD}$  som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller og kan endres i det nasjonale tillegget.

Tabell 5: Dimensjonerende verdier for laster

I 6.10a, brukes en egenlast faktor  $\gamma_G=1.35$ .

I 6.10b brukes  $\gamma_G = \zeta_j \gamma_{G,j} = 0.85 \cdot 1.35 = 1.15$  eller  $\gamma_G \approx 1.20$

Last faktor for nyttelaster er lik i begge likninger:  $\gamma_Q = 1.50$



### 3.3 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand etter NS-EN 1990 6.5

Bygget skal ikke bare beregnes for den stryke den må ha ved brudd. Bygget er bygd for at brukerne skal drive med sine vanlige aktiviteter uten at brukbarheten påvirkes negativt i særlig grad. Derfor setter EC0 krav for at alle bygninger skal kontrolleres i bruksgrensetilstand.

Forskyvninger som horisontale og vertikale nedbøyninger, rotasjoner, spenninger, og riss er de viktigste faktorer å kontrollere i bruksgrensetilstand for vanlige bygg.

Det beregnes med total egenlast og permanent del av nyttebelasten ved kontroll av forskyvninger i bruksgrensetilstand. Tillegg A1.4 i EC0 gir i tabell A1.4 dimensjonerende verdier for laster i lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand.

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig	Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Hyppig forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabell 6: Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner

Både EC2-1-1 og EC3-1-1 gir muligheten til konstruktøren til å velge kombinasjon for påvisning i bruksgrensetilstanden. Dette tilpasses for hvert enkelt prosjekt, og avtales med byggherren. I praksis benyttes den tilnærmet permanente kombinasjonen, og siden samarbeid med byggherre mangler i denne oppgaven, det velges å kontrollere betong og stål deler med den tilnærmet permanente kombinasjonen.

EC0 i tabell A1.1 gir verdien for kombinasjonsfaktoren ( $\psi_2$ ) for den permanente delen av nyttebelasten. For nyttebelast kategori A, er  $\psi_2 = 0.30$

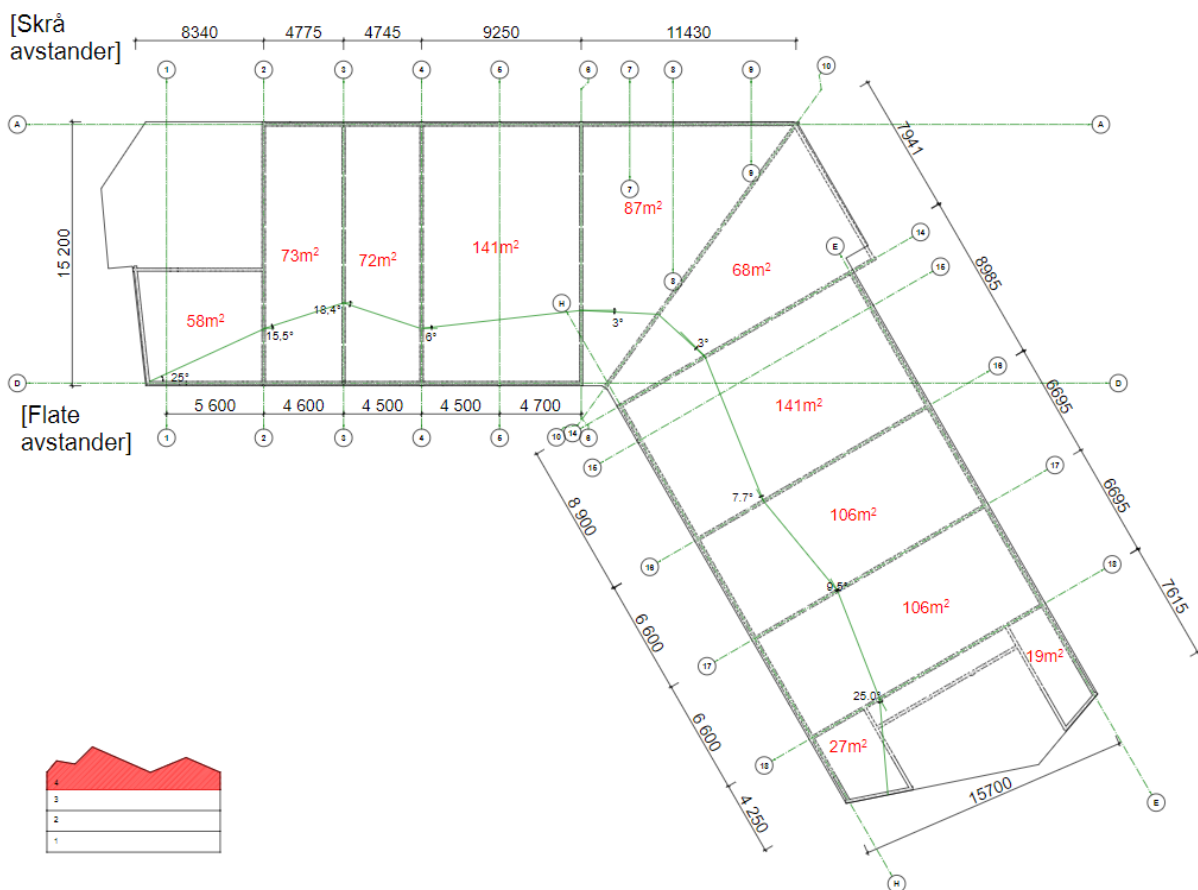
Se **vedlegg 10** for bruksgrense påvisninger av betong beregninger i bruksgrensetilstand.

## 4 Definerings av laster på tak

Når en konstruksjon for taket skal dimensjoneres er det viktig å ta hensyn til alle faktorer som kan påvirke denne konstruksjonen og dimensjonere på en slik måte at konstruksjonen motstår belastninger på ulike måter og form.

### 4.1 Takform

For å ha god flyt i videre beregning og dimensjonering er det viktig å ha en god og klar modell av den biten som det blir arbeidet med, og alle relevante mål.



Figur 1: av taket med påsatte skrå og horisontale lengder(tegning 17)

Bildet viser en figur av taket med alle relevante mål som lengder på skrå og horisontalt, vinkler og bredder. Figuren kan finnes i et større format i **tegning17**.

Også grunnleggende parametere må defineres, slik som høyde over havet og høyden på bygget. Dens plassering på kartet. I dette tilfelle er Lade Alle 84 og bygget ligger 37m.o.h pluss 15m på selve høyden av bygget til den høyeste møne. Takformen er som vist på figuren bygd opp av flere spenn.

## 4.2 Snølast

Det er kjennskap til lokale forhold. Snølast beregnes ut ifra NS-EN 1991-1-3. I tabell 4.1(901), Trondheim kan det leses ut  $S_{k,0} = 3.5 \text{ kN/m}^2$  og  $\Delta S_k = 1.0$   
Siden bygget ligger 52 m.o.h trengs det ikke å foreta ekstra justeringer.

Generell formel for snølast er:

$$S \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] = \mu \cdot C_t \cdot C_e \cdot S_k$$

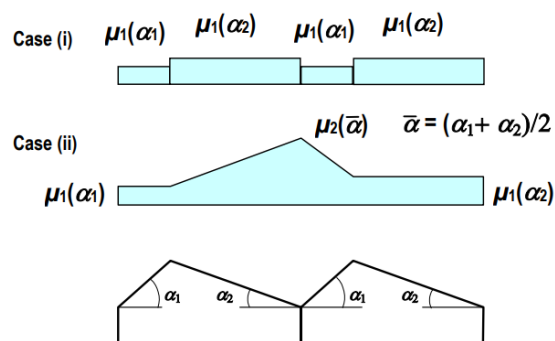
$C_e$  – lese ut fra Tabell 5.1 til å være 1.0

$C_t$  – leses ut til å være 1.0 fra punkt (8)

$S_k$  – velges konservativt til å være  $3.5+1.0 = 4.5$

$\mu$  – leses ut basert på figurer for «Multi span roofs» i NS-EN 1991-1-3 Figur 5.1 som blir da på 0.8

EN 1991-1-3:2003 (E)



Figur 2: Snølastkombinasjoner

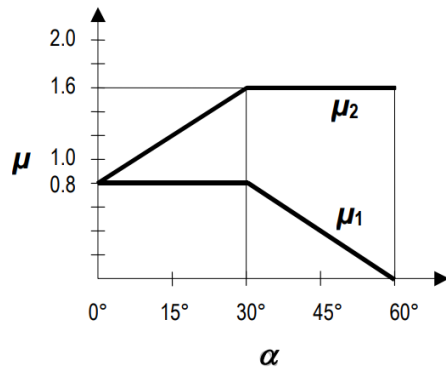


Figure 5.1: Snow load shape coefficients

Figur 3: Snølastkoeffisient

$$S = 0.8 * 1.0 * 1.0 * 4.5 = 3.6 \text{ kN/m}^2 \text{ Se vedlegg 2}$$

### 4.3 Vindlast

Vindlast beregningen viser seg til å være mer utfordrende enn snølast. Den er foretatt med hensyn til NS-EN-1991-1-4. I nasjonalt tillegg NA finnes det ulike verdier for  $V_{b,0}$ .

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009  
Nasjonalt tillegg NA

Kommune	$V_{b,0}$ m/s	Fylke
Sandøy	31	Møre og Romsdal
Aukra	30	Møre og Romsdal
Fræna	30	Møre og Romsdal
Eide	29	Møre og Romsdal
Averøy	30	Møre og Romsdal
Gjemnes	28	Møre og Romsdal
Tingvoll	28	Møre og Romsdal
Sunnadal	27	Møre og Romsdal
Sumadal	25	Møre og Romsdal
Rindal	25	Møre og Romsdal
Aure	30	Møre og Romsdal
Halsa	29	Møre og Romsdal
Smøla	30	Møre og Romsdal
Trondheim	26	Sør-Trøndelag

Tabell 7: Vindhastighet

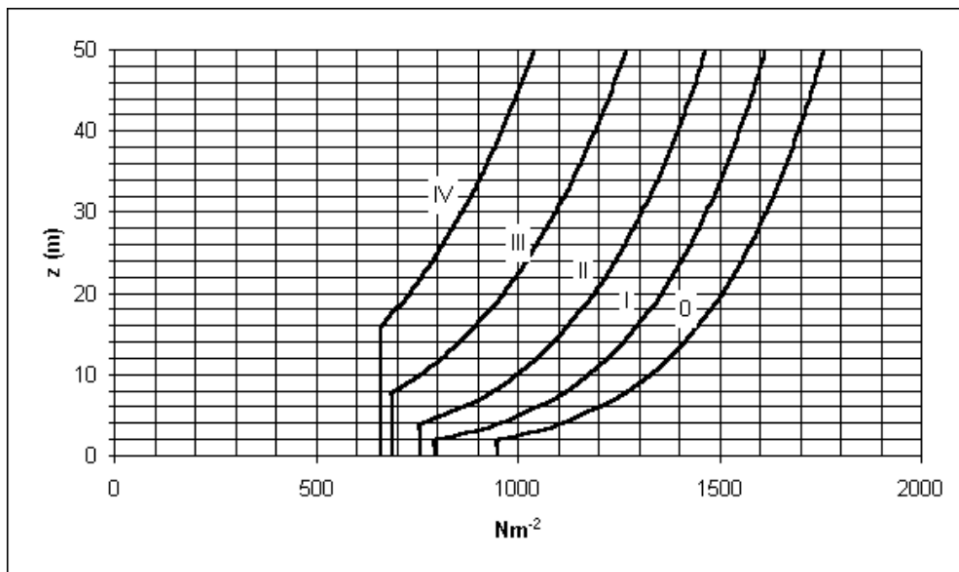
Ut ifra tabellen leses ut en verdi på 26 m/s som vil brukes videre for å beregne vindlasten. Tabell NA 4.1 oppgir terrengkategorier og tilhørende parametere.

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Tabell 8: Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

Her i fra leser vi ut kategori III basert på kjennskap til området. Denne kategorier blir brukt i V.3

c) for å finne vindlasten i følgende figur



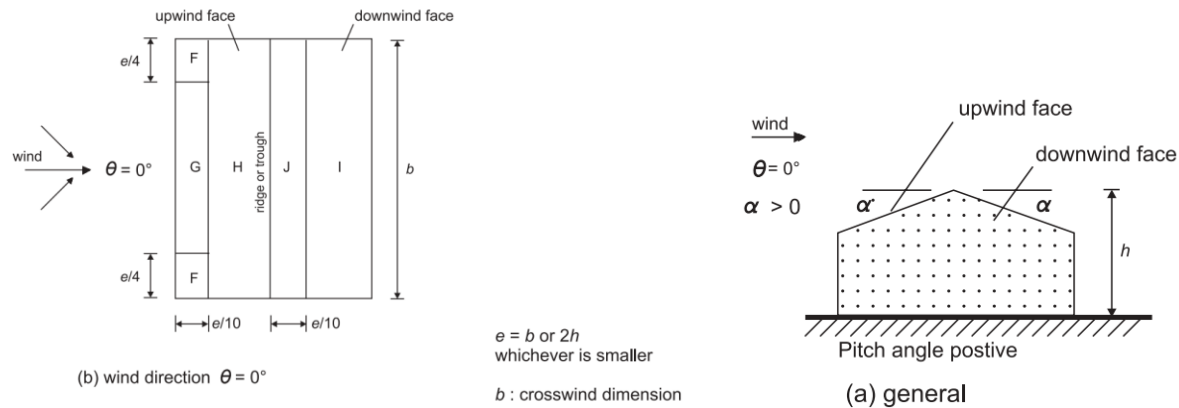
c) Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast  $q_{p0}(z)$  for  $v_{b,0} = 26$  m/s

Figur 4: Vindlast

Verdien som blir lest ut resulterte på  $0.86 \text{ kN/m}^2$ . Dette er ikke den endelige verdien, for vind blåser på taket som skaper trykk noen steder og sug andre steder. Dette må tas inn i flere steg ifølge NS-EN 1991-1-4.

I et tilfelle med flere spenn i taket, må hvert spenn beregnes hver for seg selv. Her vil tidligere beregnet verdier av vinkler og lengder i grunnfigur komme til nytte. Samt de tidligere satt koder for spenn (1) (2) (3) og (4) se **vedlegg 2**

Ifølge Eurokoden, må hvert spenn settes opp som følge:



Figur 5: Vindlast i 0 grader

I denne tilfeller kommer vinden fra 0 grader, altså det blåser inn på skrå siden av hus taket som vist i (a) general.

Etter å ha definert størrelser på de ulike sonene, må verdier hentes ut fra tabell 7.4a. Det er slik at verdiene er definert for noen gitte vinkler, som 5, 15, 30, 45 osv. grader. I bygget er vinkler ikke perfekt og varier i sin størrelse. Dermed, blir interpolasjon benyttet for å hente ut den korrekte verdien.

Pitch Angle $\alpha$	Zone for wind direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Tabell 9: Trykkoeffisienter for 0 grader

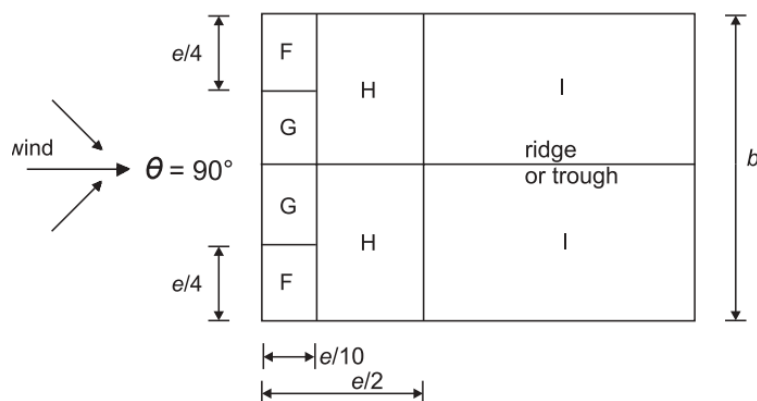
Fremgangen følger eksempel i boken «Konstruksjonsteknikk, Laster og bæresystemer» av Per Kr. Larsen (10) som er skrevet på side 58.

De ulike verdiene for H, F, G, J og I blir ganget med ulike faktorer som er hentet ut ifra Tabell 7.4a og det blir tatt hensyn til hvilke av disse skaper trykk og sug. Se i vedlegg 2 for detaljert beregning av vindretning på 0 grader.

Når beregninger for vindtrykk blir foretatt, er det ikke subtrahert den avlastningen eventuelt sug kunne gi, dette er da et konservativt valg som blir gjort for å være på den sikre siden fremover i beregninger. Se gjerne i **vedlegg 2** for komplett format av beregninger. Det største vindtrykket blir på 0.077 kN/m<sup>2</sup>

Det er ikke nok med beregninger for vindretning på 0 grader, siden vinden også kan komme fra 90 og 180 grader på bygget. Dermed, er det viktig å beregne disse også. Siden vinklene på taket er stort sett de samme, antas det at vinden som kommer fra 180 grader vil være lik den som kommer fra 0 grader og dermed gir det ingen nye kritiske utslag.

Vinden som kommer fra 90 grader gir nye tilfeller med mye mer sug, og ingen trykk. Beregninger følger eksempelet i ovenfor nevnte boken og NS-EN 1991-1-4 sine krav.



(c) wind direction  $\theta = 90^\circ$

*Figur 6: Vindlast i 90 grader*

Denne figuren må bli benyttet ved beregning på 90 grader i stedet for den tidligere, men prinsippet er det samme som tidligere. En annen tabell 7.4 b) må også bli brukt for å bestemme de ulike faktorene samt med interpolasjon som tidligere grunnet de ulike vinklene.

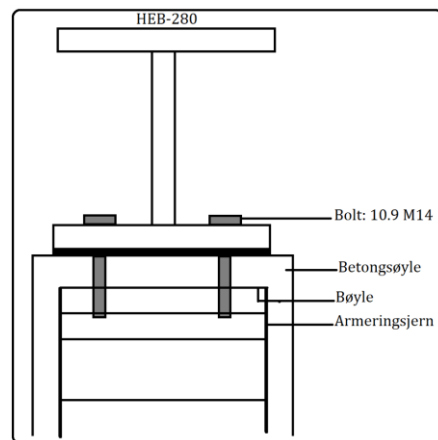


Pitch angle $\alpha$	Zone for wind direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tabell 10: Trykkoeffisienter for 90 grader

Beregning for 90 grader kommer i **vedlegg 2** for komplett analyse av alle spenn.

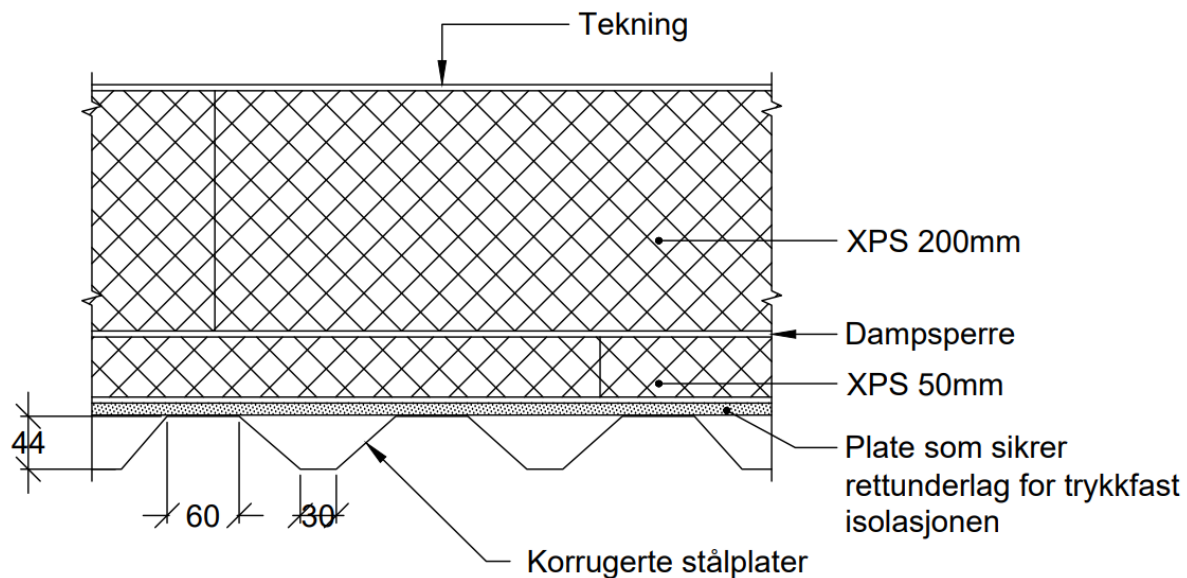
Ifølge beregninger vil dette gi en nødvending forankringskraft på 61 kN, noe som betyr at dette er den kraften i strekk bolter må kunne stå imot. Dette er tilfredsstillt ved bruk av bolter 10.9 M14 som er hentet fra Profiler og formler (13) som har en strekk kapasitet på 82.8 kN, som skal koble stålbejler og betong søyler sammen.



Figur 7: Forankringsløsning

#### 4.4 Egenlast, takdekking og bjelker

I tillegg til snø og vindlast skal taket bære lasten fra dekking og sin egen vekt. Følgende detalj skal representere belegget som skal ligge på bjelkene, fra **tegning21**



Figur 8: Takbelegg

Den valgte løsningen er å bruke korrugerte stålplater, også kjent som q-dekke grunnet deres god stivhet og så isolere taket og dekke til i henhold til krav for varmegjennomgang i TEK 17.

Fra Eurokode 1 blir verdier for densitet av ulike deler hentet ut ganget inn med deres tykkelse for å få en verdi i  $\text{kN/m}^2$ , deretter summert. Resultatet blir på  $0.69 \text{ kN/m}^2$  fra lasten av takbelegg.

Egenlasten til bjelker blir beregnet på en annen måte. Det ble modellert en 3D-modell av bygget hvor i utgangspunktet det ble brukt HEB-180 i taket for å ha et anslag.

For å finne lasten fra bjelken per kvadrat meter, summeres lengden av alle bjelkene som blir på 600m og multipliseres med  $51.2 \text{ kg/m}$  og  $9.81 \text{ m/s}^2$  og til slutt deles på det totale tak arealet som har blitt beregnet på den tegnede figuren til å være  $898 \text{ m}^2$ . Dette resulterer da i  $0.34 \text{ kN/m}^2$ .

De valgte profilene kom til å vise seg til å ha for lite kapasitet senere og dermed måtte økes i dimensjon som vil føre til økt egenvekt og last. Deres egenlast ble ikke beregnet på nytt, noe som kan virke ikke konservativt.

For å kompensere for dette, blir en modellert bjelke belastet med resulterende laster fra beregninger i tillegg til at den regner med egenlast for en større profil som blir valgt. Dette fører til en nesten dobbel egenlast fra selve bjelken noe som er konservativt.

#### **4.5 Total Dimensjonerende last for taket**

Alle beregninger gjort tidligere skal samles inn i en dimensjonerende last. Det er valgt å se bort fra vind sug, siden denne lasten virker i motsatt retning og vil dermed avlaste konstruksjonen. Dette er et konservativt valg. Det ble også valgt å regne med maksimal vindtrykk over hele taket, som er også et konservativt valg.

Følgende laster opptrer så langt:

- Vindtrykk =  $0.077 \text{ kN/m}^2$
- Snølast =  $3.6 \text{ kN/m}^2$
- Egenlast fra bjelker =  $0.34 \text{ kN/m}^2$
- Egenlast fra belegg =  $0.69 \text{ kN/m}^2$

Total karakteristisk last blir på:

$$0.077 + 3.6 + 0.34 + 0.69 = \underline{4.71 \text{ kN/m}^2}$$

Fra Eurokode 1 hentes ut faktorene for egen og variabel last, som nevnt tidligere i rapporten er på 1.35 og 1.5.

Total dimensjonerende last:

$$0.077 * 1.5 + 3.6 * 1.5 + 0.34 * 1.35 + 0.69 * 1.35 = \underline{6.91 \text{ kN/m}^2}$$

## 5 Vindlaster på bygget

### 5.1 Dimensjonerende vindlast

Det henvises til NS-EN 1991-1-4:2005 + NA.2009 for beregning av vind kreftene på bygget.

Resultatene i dette underkapittelet er relevant for skiveberegning og kontroll på nødvendig forankring av elementer som er ikke bærende som vinduer, utfyllende bindingsverk som utgjør boligblokkens yttervegger, osv.

Tabell NA.4(901.1): Referanse vindhastighet i Trondheim kommune  $v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$

4.2(2) Grunnleggende vindhastighet  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} c_{1.0}$

Setter verdiene for retnings- og årstidfaktor lik de anbefalte verdiene i EC1-1-4 for å unngå lang regneprosess på vindlast:  $c_{dir} = 1.0$  og  $c_{dir} = 1.0$

$$\rightarrow v_b = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 26 \frac{m}{s} = 26 \frac{m}{s}$$

4.3.1(3) Gjennomsnittlig vindhastighets variasjon med høyden:  $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$

4.3.2(1) Terreng ruhetsfaktor:  $c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ ;  $z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200m$

Terrengfaktor som er avhengig på ruhetslengde:  $k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$

Data for boligblokken:

- Terreng kategori: III (tabell 4.1),  $z_{min} = 5m$
- $z_0 = 0.3m$
- $z_{0,II} = 0.05m$
- $z = 15.3m$  (takets høyeste punkt, målt i Archicad modellen)

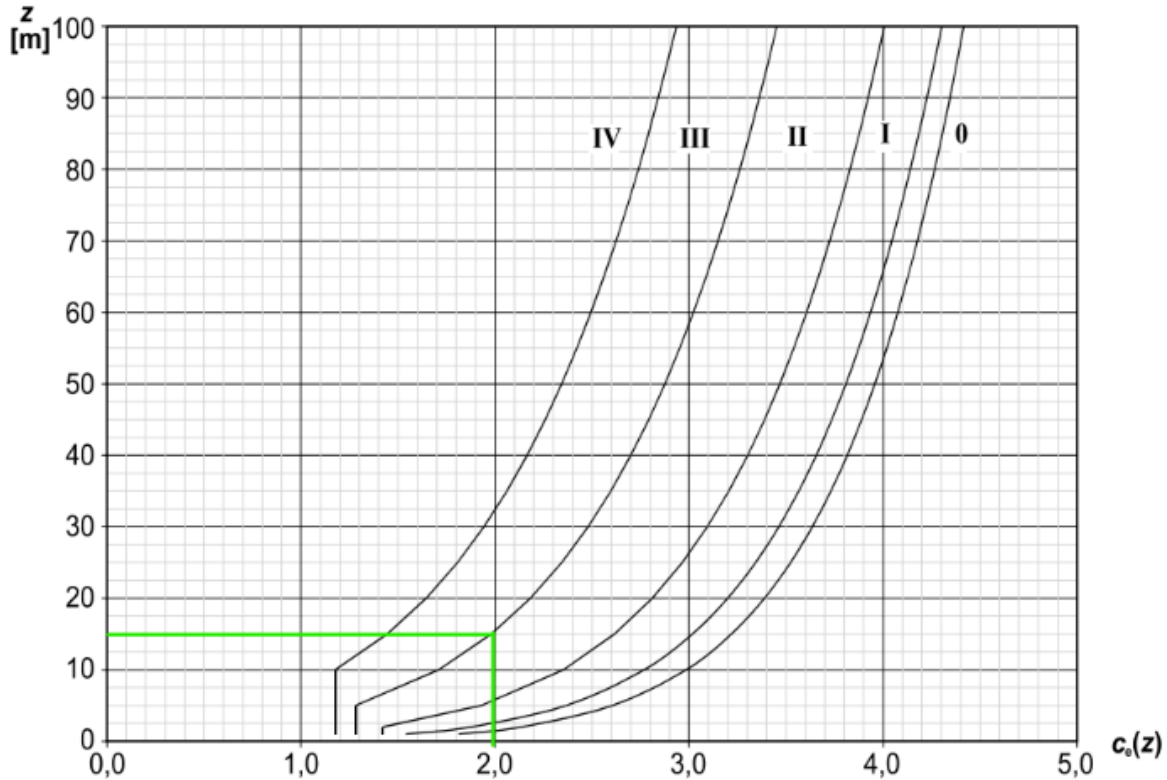
$$\rightarrow k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{0.07} = 0.22$$

$$\rightarrow c_r(z) = 0.22 \cdot \ln\left(\frac{15.3}{0.30}\right) \approx 0.87$$

4.3.3(1) + A.3 Terreng orografi:  $c_0(z) = 1.0$  siden bygget står over et terreng som ikke har en stigning med en helning  $> 0.05$

Gjennomsnittlig vindhastigheten:  $v_m(z) = 0.87 \cdot 1.0 \cdot 26 = 22.62 \frac{m}{s}$

Maksimal vindtrykk på boligblokken er ved  $z=15.3\text{m}$ , dette tilsvarer en vindtrykk definert i 4.4.5:  $q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$ . Eksponeringsfaktoren  $c_e(z)$  finnes fra grafen i figur 4.2 når:  $c_0 = 1.0$  og  $k_l = 1.0$ :



Figur 9: Illustrasjon av eksponeringsfaktor fra EC1

Avlest fra grafen:  $c_e(z = 15.3\text{m}) \approx 2.0$

4.5(1):  $q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$ , hvor luftens tyngdetetthet settes til  $\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$$\rightarrow q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = c_e(z) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 2.0 \cdot 0.5 \cdot 1.25 \cdot 26^2 = 845 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \approx 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

For å være konservativ, velger å bruke en **dimensjonerende verdi på vindtrykket** over bygget lik

$$q_p(z) = 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Denne verdien stemmer nok med betongelementbokens forslag til dimensjonerende vindlaster på avstivningssystemer (11)

## 5.2 Skeivstillingslaster på vertikale veggskiver

EC2-1-1 krever at det tas med ekstra krefter på avstivningssystemer (vertikale veggskiver i Lade Alle 84 tilfelle) for å kompensere for geometriske avvik.

### Laster

Tak:  $Q_{ED,t}=7\text{kN/m}^2$ ;  $A_t=900\text{m}^2$  (**Vedlegg 2**)

Dekker:  $Q_{ED,d}=13.32\text{kN/m}^2$  (**Vedlegg 2**)

Høyden på skivene over 3 etasjer:  $3 \times 3.6\text{m}=10.8\text{m}$

Antall vertikale komponenter i bygget: 58 søyler + 10 skiver = 68 komponenter (se tegningene)

### Skeivstillingsvinkel

EC2-1-1 5.2(5):  $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$

$$\theta_0 = \frac{1}{200} \text{ (NA.5.2(5))}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

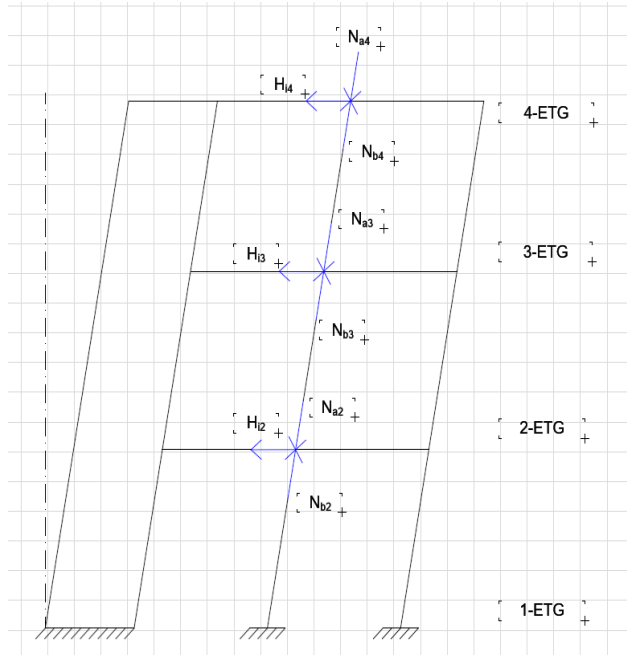
$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Ved å erstatte faktorene i formlene, blir resultatet:

$$* \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{10.8}} \approx 0.61 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

$$* \alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{68}\right)} \approx 0.71$$

Skeivstillingsvinkelen blir da:  $\theta_i = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.71 \approx \mathbf{0.0024rad}$



Figur 10: Vertikallast forløpet i bygget

$$* N_{a4} = Q_{Ed,t} \cdot A_t = 7 \frac{kN}{m^2} \cdot 900m^2 = 6300kN$$

$$* N_{b4} = (Q_{Ed,d} \cdot A_d) + N_{a4} = (13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1040m^2) + 6300kN = 20152.8kN$$

$$* N_{a3} = N_{b4} = 20152.8kN$$

$$* N_{b3} = (Q_{Ed,d} \cdot A_d) + N_{a3} = (13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1040m^2) + 20152.8kN = 34005.6kN$$

$$* N_{a2} = N_{b3} = 34005.6kN$$

$$* N_{b2} = (Q_{Ed,d} \cdot A_d) + N_{a2} = (13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1040m^2) + 34005.6kN = 47858.4kN$$

Regner skeivstillingslastene i de ulike etasjene:

$$EC2-1-1 5.2(8): H_i = (N_b - N_a) \cdot \theta_i$$

- 4-ETG:  $H_{i4} = (N_{b4} - N_{a4}) \cdot \theta_i \approx 33kN$
- 3-ETG:  $H_{i3} = (N_{b3} - N_{a3}) \cdot \theta_i \approx 33kN$
- 2-ETG:  $H_{i2} = (N_{b2} - N_{a2}) \cdot \theta_i \approx 33kN$

Disse kreftene skal tas med i retningen av den sterke aksen i de enkle skivene, og i begge retninger for koplede veggskiver

## 6 Material valg for bygget NS-EN 1990

- **Betong:** Det velges **B35** i **dekker** og **søyer**, og **B40** i **fundamentet**. Leverandøren er ikke bestemt, men data fra Eurokode 2 kapittel 3 er benyttet i beregning av de ulike elementene
- **Armering:** Det benyttes kamstål av kvalitet **B500NC** hvor data fra leverandøren Celsa Steel Service (**12**) og Eurokode2 kapittel 3 (**7**) er benyttet i beregninger. Armering av kvalitet B500NC benyttet som trykk- og strekkarmering i alle elementene fra 4. etasjen ned til fundamentet, og som skjærarmering der det er behov.
- **Stål:** Det benyttes konstruksjonsstål **S355**, med egenvekt på 78,5 kN/m<sup>3</sup> hvor data er hentet fra (**13**). For profildata er (**13**) benyttet.
- **Øvrige materialer:** Disse inngår i ikke-bærende deler, som innvendige skillevegger, eller som kledningsmaterialer til bærende deler. Data til slike materialer er hentet fra NS-EN 1990 (Tabell A.1 à A.12 i EC1-1)(**4**)

## 7 Mekanisk og kjemisk sammensetning av de valgte materialene

### 7.1 Betong

Betong er et av de viktigste byggematerialene. Betong, som er en viktig faktor for solid bygging, påvirker konstruksjonens styrke i henhold til typen og kvaliteten på materialene den inneholder.

I utgangspunktet oppnås betong av en homogen blanding av sement, vann, tilslag og kjemiske hjelpestoffer ved bruk av en viss produksjonsteknologi. Tilslagene i sitt innhold kalles fine og grove tilslag og er generelt materialer som sand, knust stein og grus.



### 7.1.1 Delmaterialer

En blanding av sement og vann kalles sementpasta eller sement lim. Sementlimets oppgave er å binde sammen sand og steinmaterialene i en betongblanding til en fast masse. Dette skjer gradvis ved at massen begynner å stivne i løpet av de første timene etter blanding av betongmassen. Den første fasen kalles størkning, som dermed betongen oppnår sin styrke eller fasthet gjennom kjemiske reaksjoner mellom vannet og sement (hydratiseringsprosess). Det skal kun benyttes sement som tilfredsstillende kravene i NS-EN 197-1.

Stein, grus og sandmaterialer som benyttes i betong, kalles med en fellesbetegnelse for tilslagsmaterialer eller bare tilslag. Tilslagsmaterialene kan være materialer tatt direkte fra naturlige forekomster, for eksempel morener, materialer framstilt ved knusing av naturlige forekomster eller fabrikkframstilte materialer som for eksempel lettklinker.

Tilslagsmaterialene utgjør vanligvis 60-70 volumprosent av betongmassen. Under herding av betong skjer det ingen endringer av tilslaget.

Ulike tilsetningsstoffer brukes for å oppnå eller forbedre egenskaper for fersk og/eller herdet betong. Det skal kun benyttes godkjente tilsetningsstoffer eller tilsetningsstoffer som tilfredsstillende krav gitt i NS-EN 934-6.

## 7.1.2 Fasthet mekaniske egenskaper

Fasthetsklasser for betong														Analytisk sammenheng/ Forklaring	
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{0,75} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{ck}/10))$ $> C50/60$
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5%-fraktil
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95%-fraktil
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \cdot ((f_{cm}/10)^{0,5})$ ( $f_{cm}$ in MPa)
$\alpha_{1t}$ (%)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Se figur 3.2 $\alpha_{1t} (‰) = 0,7 \cdot f_{ck}^{0,31} \leq 2,8$
$\alpha_{2u1}$ (%)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Se figur 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\alpha_{2u1} (‰) = 2,8 + 2,7 \cdot [(98 - f_{ck})/100]^4$
$\alpha_{2u2}$ (%)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Se figur 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\alpha_{2u2} (‰) = 2,0 + 0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{2,03}$
$\alpha_{2u3}$ (%)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\alpha_{2u3} (‰) = 2,6 + 3 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	For $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$
$\alpha_{3u}$ (%)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Se figur 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\alpha_{3u} (‰) = 1,75 + 0,55 \cdot [(f_{ck} - 50)/40]$
$\alpha_{3u3}$ (%)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\alpha_{3u3} (‰) = 2,6 + 3 \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$

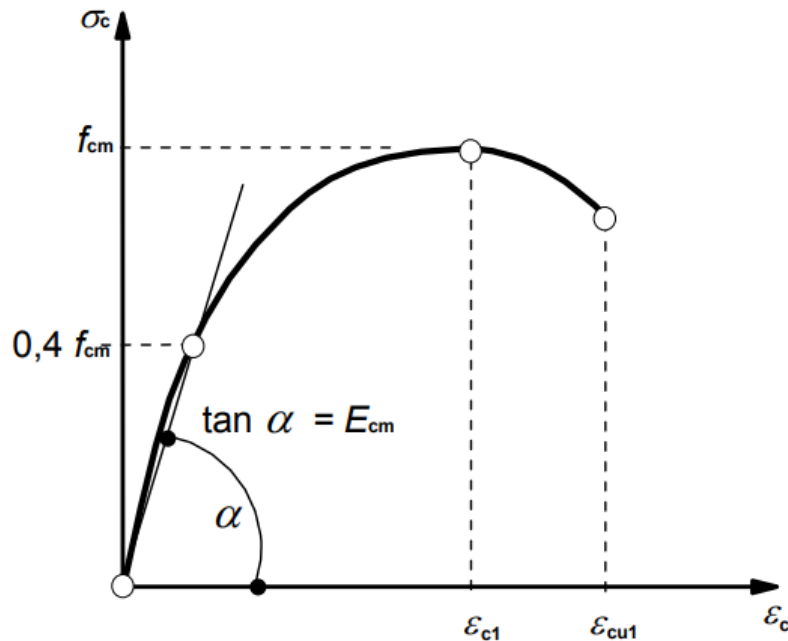
Tabell 11: fra Eurokode 2 – Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong

Ved prosjektering av betongkonstruksjoner har det tradisjonelt vært rettet mest fokus på betongens fasthetsegenskaper da det er dette som først og fremst bestemmer konstruksjonens bæreevne. Med fasthet menes generelt den maksimale belastning eller spenning et prøvelegeme kan påføres ved en standardisert prøvingsmetode før sammenbrudd. Fasthet av betong bestemmes vanligvis på utstøpte prøvestykker ved 28 dagers alder eller lagring i vann ca. 20 C. På grunn av dokumentert karakteristisk trykkfasthet for et bestemt antall prøvelegemer fra hver betongresept inndeles betongene i såkalte fasthetsklasser. De benyttede fasthetsklassene finner vi i Eurokode:2 - Tabell 3.1 – Fasthet og deformasjonsegenskaper for betong.

Den mest benyttende betongkvaliteten i dag er den som svarer til B30/35, som blant annet brukes til dekker, vegger og gulv i bygg. Høyere betongkvaliteter benyttes i konstruksjoner hvor de mekaniske og miljømessige belastningene er større (kystbru, kaier og lignende).

### 7.1.3 Betongens mekaniske egenskaper

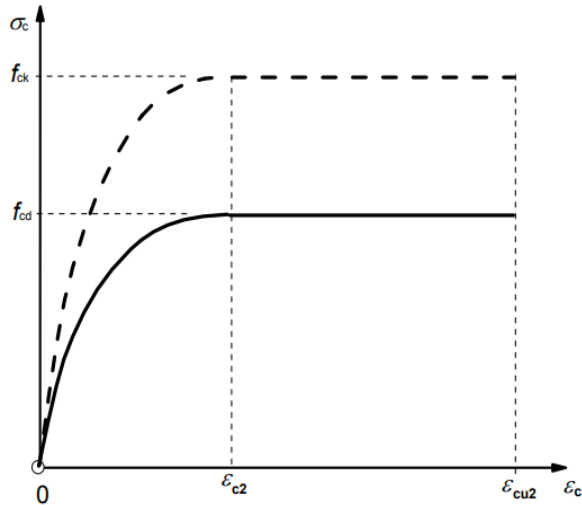
Betong er kjent for dens store evne til å ta opp trykkspenninger. Den er dårlig i strekk (ofte tåler 10% av sin trykkfasthet i strekk), og derfor armeres det for å ta opp strekkspenninger. (14)



Figur 11: Eurokode 2: typisk spennings-tøyningskurve betongens oppførsel under belastning med trykkrefter

Når en betong sylinder belastes med økende trykkraft, vil den få en tøyningsverdi  $\epsilon_{c1}$  når spenningen når middeltrykkfastheten  $f_{cm}$ . Ved brudd, får den tøyningsverdi  $\epsilon_{cu1}$  (se figuren ovenfor). Dette er den realistiske oppførselen til betong under belastning eller i laboratorieprøver. Eurokode 2 gir en annen arbeidsdiagram for praktisk dimensjonering av tverrsnitt, hvor maksimalt kan det utnyttes den karakteristiske trykkfastheten  $f_{ck}$ . Etter Eurokode2 3.1.2(5), er den karakteristiske trykkfastheten definert:

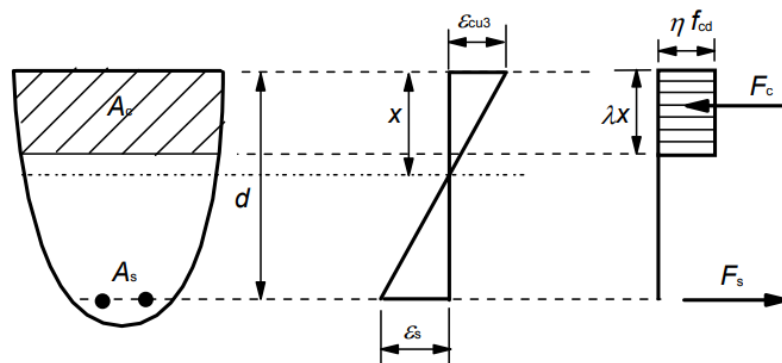
$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa}$  ( $t \geq 28d$ ). Spennings-tøynings kurve for dimensjonering er gitt etter Eurokode 2 3.1.7(1) som en rektangulær-parabel kurve, se figuren nedenfor:



Figur 12: Eurokode 2, rektangulær-parabel arbeidsdiagram

For betongkvaliteter  $B \leq 50\text{MPa}$  finner man i tabell 3.1 i Eurokode 2 at verdien av trykkbruddtøyning ved rentrykk  $\epsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$  og maksimal tøyning ved brudd  $\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$ . Disse verdiene er relevante for dimensjonering, og er brukt i beregninger av bygget.

Videre, siden betong er ikke et linært elastisk materiale, dvs. spennings-tøyningsrelasjonen er ikke lineær, gir Eurokode 2 en lineær tilnærming for beregning av armerte betongtverrsnitt i bruddgrensetilstanden (ULS) (se figuren nedenfor).



Figur 13: Eurokode 2: beregningsmodell for tverrsnitt med rektangulær trykkspenningsfordeling

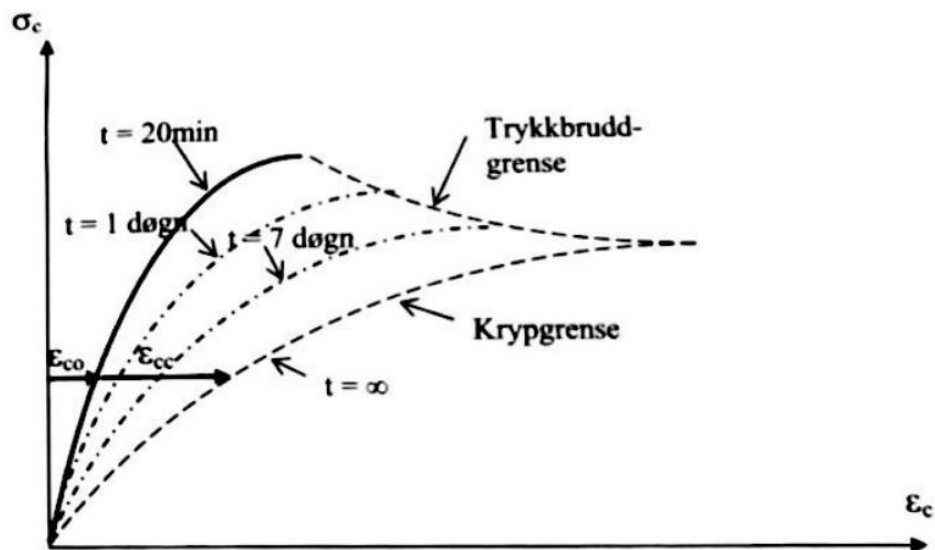
Bruk av denne modellen forutsetter bruk av to viktige variabler,  $\eta$  og  $\lambda$ .  $\eta$  er en faktor som modifierer intensiteten av betongspenningen over trykksonen, og  $\lambda$  er en faktor som modifierer trykssonens areal ved overgang fra eksakt ikke lineærfordeling av trykkspenningene til den

tilnærmede lineære fordelingen benyttet i Eurokode 2. Begge faktorene sikrer samme resultant trykkraft  $F_c$  eller  $T_c$  over trykksonen som den ikke-lineære fordelingen av strekkspenninger gir.

## 7.1.4 Langtidseffekter i betong

### 7.1.4.1 Kryp

Betong utsatt for trykkspenninger over lang tid vil få en tilleggstøyning en de spenningene forårsaker. Dette er pga. krypeffekten i betong, hvor betongen mister en del av sin elastisitetsmodul. Kryp fører til ekstra nedbøyninger i strekkpåkjente deler som bjelker og dekker, og er viktig å ta hensyn til i bruksgrensetilstandsberegning (SLS). (14)

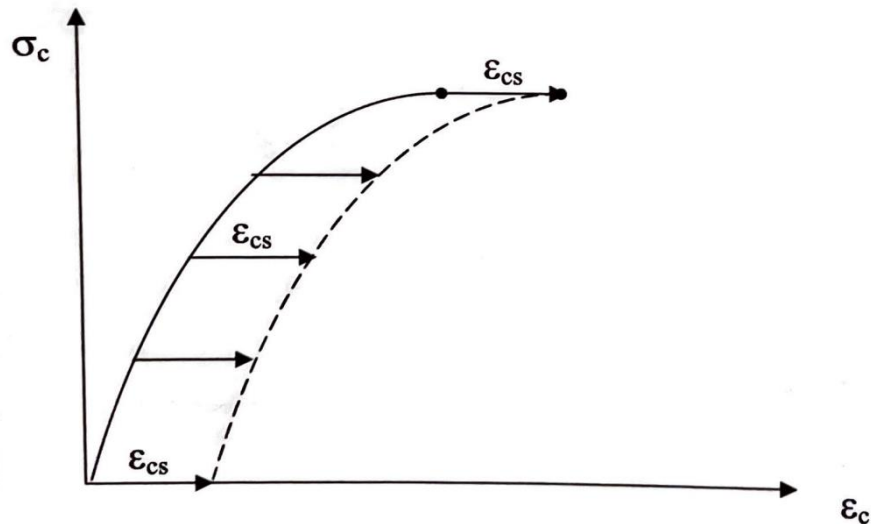


Figur 14: fra (14): Kryp påvirkning i spennings-tøyningsforløpet i betong

### 7.1.4.2 Svinn

Etter lang tid, vil vannet i betongen tørke ut, og når dette skjer krymper betongen og får mindre volum. Denne reduksjonen i volum kalles for svinn, og det medfører også ekstra nedbøyninger i armert betong elementer som kryp. Svinn består av to typer: **autogent svinn**, og **uttørkingssvinn**. Autogent svinn utvikler seg på tidlig fase når betongen utvikler sin fasthet når vannet i betong tørkes pga. varmen som dannes under hydratiseringsprosessen. Uttørkingssvinn skjer etter lang tid, når en del av restvannet som forblir i betongen etter den har nådd full fasthet tørkes og fører

til volumreduksjon av betong. Svinn må tas i hensyn ved kontroll av deformasjoner i bruksgrensetilstanden.



Figur15: fra (14): Virkning av svinntøyning på betongens spennings-tøyningsrelasjon

### 7.1.5 Bestandighet

Betongs holdbarhet bestemmes av dens evne til å motstå værpåvirkning, kjemisk angrep, slitasje eller andre forringelsesprosesser, og vil beholde sin opprinnelige form, kvalitet og brukbarhet når den utsettes for miljøet. Slitesterk betong er et resultat av riktig design, proporsjonering, plassering, etterbehandling, testing, inspeksjon og herding.

For konstruksjoner som prosjekteres og utføres etter Norsk Standard, er hensikten å ha en levetid på flere tiår før behov for vedlikehold melder seg. For å sikre denne levetiden er det i Norsk Standard (NS-EN 206) gitt krav og anbefalinger til betongsammensetning avhengig av den aktuelle miljøbelastning konstruksjonen eksponeres for. For strekt miljøeksponerte betongkonstruksjoner vil disse kravene ofte være langt viktigere enn krav til fasthet med tanke på konstruksjonens levetid. Krav til bestandighet finner vi også i Eurokode 2 punkt 4.

### 7.1.6 Øvrige materialegenskaper for betong

Densitet for herdnet normal betong, dvs. betong med vanlig sand, grus og stein som tilslag, er i størrelsesorden  $2500 \text{ kg/m}^3$  noe avhengig av betongsammensetningens masseforhold og

porevolum. For lett konstruksjons betong hvor hele eller deler av tilslagsmaterialet består av for eksempel lettklinker, vil densiteten typisk ligge i området 1 200- 1 800 kg/m<sup>3</sup>.

Elastisitetsmodulen (E-modul) for betong vil bl.a. være avhengig av betongens fasthet og hvilken type tilslagsmateriale som er benyttet. E-modul for en normal betong B30 vil være i størrelsesorden 30-35 GPa (= 30.000-35.000MPa). E-Modul for lett konstruksjons betong vil på grunn av den høye porøsiteten være betydelig lavere. Eurokode 2 har også gitt verdiene og formelen for å finne elastisitetsmodulen basert på sylindestykken (Tabell 3.1).

Normal betong har generelt dårlig varmeisoleringssevne. Avhengig av betongens fuktinnhold vil  $\lambda$ -verdien være i området 1,7-2,2 W/mK. Til sammenlikning har mineralull som benyttes som isolasjonsmateriale i vegger, en  $\lambda$ -verdi på 0.04 W/mK. Lettbetong vil på grunn av større porøsitet ha en betydelig bedre varmeisoleringssevne, dvs. lavere u-verdi enn normal betong.

### 7.1.7 Lydegenskaper

Byggteknisk forskrift (TEK 17) stiller krav til lydisolering. En bolig som er i klasse C, har krav til lydisolering på 53-55 dB. En 20cm tykt betonggolv vil typisk gi et feltmålt lydreduksjonstall ( $R'_w$ ) på mellom 55 og 57 dB. (15)

I praksis er det ofte trinnlydisolasjonen som blir dimensjonerende for den lydtekniske utførelsen i forbindelse med for eksempel bygging av leiligheter. Et betongdekke med teppe eller et trinnlydreduserende golvbelegg vil ha god trinnlydmotstand.

Tabell 1. Utdrag av NS 8175 for boliger (luftlydisolasjon). Laveste grenseverdi for veid, feltmålt lydreduksjonstall  $R'_w$  (inkl. omgjøringstall for spektrum  $C_{50-5000}$  i klasse A og B)

Type bruksrom	Klasse A $R'_w + C_{50-5000}$ dB	Klasse B $R'_w + C_{50-5000}$ dB	Klasse C $R'_w$ dB	Klasse D $R'_w$ dB
Mellom boenheter innbyrdes og mellom boenheter og fellesarealer/felles gang/trapperom o.l.	63	58	55	50

Tabell 2. Utdrag av NS 8175 for boliger (trinnlydnivå). Høyeste grenseverdier for feltmålt veid normalisert trinnlydnivå  $L'_{n,w}$  (inkl. omgjøringstall for spektrum  $C_{50-5000}$  i klasse A og B)

Type bruksrom	Klasse A $L'_{n,w} + C_{1,50-2500}$ dB	Klasse B $L'_{n,w} + C_{1,50-2500}$ dB	Klasse C $L'_{n,w}$ dB	Klasse D $L'_{n,w}$ dB
Mellom boenheter I en boenhet fra fellesarealer/ fellesgang/trapperom	43	48	53	58

Tabell 12: Lydegenskaper

I **vedlegg 1**, er det valgt løsninger for noen byggetekniske detaljer som tilfredsstillende tabellen ovenfor. For bærende elementer som dekker, er tykkelser på 250 mm valgt, dette tilfredsstillende kravene i NS

### **7.1.8 Brannegenskaper**

Betong er et av de mest brannsikre materialene som er tilgjengelig for byggebransjen. I henhold til Norsk standard (NS-EN 206), er det klassifisert som et A1-materiale – den høyeste graden av brannmotstand.

Det er tre hovedgrunner til at betong har blitt kategorisert som et av de mest brannsikre materialene; betong er ikke brennbart, det er ikke giftig og det har lav varmeledningsevne. Dette betyr at det ikke enkelt overfører termisk energi, og ikke reagerer lett med andre stoffer (det vil si at det i tilfelle brann ikke frigjøres skadelige gasser). Dette gjør betong til et av de sikreste og mest effektive materialene for strukturell brannbeskyttelse.

### **7.1.9 Armert betong**

Armert betong er betong hvor stål er innstøpt på en slik måte at de to materialene virker sammen i motstandskrefter. Armeringsstålet, stenger eller netting absorberer strekk, skjær- og noen ganger trykkspenningene i en betongkonstruksjon. Vanlig betong tåler ikke strekk- og skjærspenninger forårsaket av vind, jordskjelv, vibrasjoner og andre krefter og er derfor uegnet i de fleste strukturelle bruksområder. I armert betong fungerer strekkfastheten til stål og trykkfastheten til betongen sammen for å tillate elementet å tåle disse påkjenningene over betydelige spenn. På 1800-tallet oppfinnelsen av armert betong revolusjonerte byggebransjen, og betong ble et av verdens vanligste byggematerialer.

### **7.1.10 Kamstenger**

For kamstenger produsert i Norge gjelder NS 3576-3. Dette er armering framstilt ved kontrollert kjøling og anløpning. I Norge produseres all stangarmering etter denne prosessen. Armering kan også fås levert som kveil. Krav i den nevnte standarden gjelder imidlertid for armeringen etter at den er rettet ut.



Armeringsstål produseres i dag med kun en fasthetsklasse med flytegrense  $500\text{N/mm}^2$ . All kamstålarmoring er sveisbar. Kravene til armeringsstål i Norsk Standard baseres på duktilitetsklasse C og omfatter stenger og kveil produsert etter «tempcoreprosessen».

Kammønsteret består av parallelle skråkammer på den ene siden av stangen og kammer hvor annenhver har forskjellig helning på den andre siden.

#### **7.1.11 Regulære nett – Standardnett**

Armeringsnettet er et nett laget av stålstenger til en viss standard, brukt for å gi ekstra støtte og fleksibilitet, om nødvendig, til en betongplate, søyle eller annen struktur. Det gir mye mer stabile gulv og vegger og gir mulighet til å bære mer vekt per kvadratmeter enn vanlige betonggulv.

For sveiste armeringsnett gjelder NS 3576-4. Denne standarden tillater nett framstilt av kamstenger, preget tråd og kammet tråd. I Norge brukes kun kammet tråd til armeringsnett.

Nett skal tilfredsstille de samme kravene som gjelder for det produktet nettet framstilles av. Kravet er her B500A. I tillegg stilles det krav til styrken av sveisene. Med regulære nett menes en serie nett hvor detaljutformingen er standardisert i NS 3576.

#### **7.1.12 Eksponeringsklasser:**

Eksponeringsklasser er fysiske og kjemiske forhold som bygget er utsatt for sammen med de mekaniske virkningene (7). Bygninger er generelt eksponert for miljøpåvirkninger som påvirker bestandigheten av armeringen, som igjen påvirker bestandigheten og styrken av bæresystemer. Karbonatisering, klorider, og saltvann er de største tre fiendene for armering og mest armeringskorrosjons skapende. Derfor deler Eurokode 2 eksponeringsklasser etter ulike årsaker som kan føre til armeringskorrosjon, og krever tiltak som å bruke tilstrekkelig overdekning for å holde armeringen i et basisk forhold siden betong som base kan skape et beskyttelseslag rundt armeringen hvis den er omsluttet med riktig lagtykkelse med betong.

Eksponeringsklasser finnes i Eurokode 2, tabell 4.1, og ved å bruke den blir de ulike elementene i Lade Alle 84 klassifisert slik:

- Dekker, og trapper: XC1 (betong inne i bygninger med lav luftfuktighet).
- Balkongdekker: XC4 (vekselvis tørr og våt)
- Søyler, og skiver: XC1 (betong inne i bygninger med lav luftfuktighet)
- Fundamenter: XC2 (Våt, sjelden tørt).

For valg av nominell overdekning til de ulike komponentene, se gjeldende kapitler og vedlegg

## 7.2 Stål

I lag med betong er stål ett av de viktigste og mest brukte konstruksjonsmaterialer rundt omkring i verden. Stålet som regel har stor egenvekt men også har høye flytespenninger. Utvikling av selve produktet har også gått fremover i takt med økende krav og behov for konstruksjon styrke.

For 30 år siden var den vanligste flytespenningen på 235 MPa, mens i dag så dominerer stålprodukter med flytespenning på mengde mellom 355 MPa og 460 MPa. Ved spesielle behov er det fullt mulig å fremstille produkter som kan gå så høyt som 700 til 1100 MPa i flytespenning.(16)

### 7.2.1 Konstruksjonsstål

Det er fire vanlige ståltyper som blir brukt i lastbærende konstruksjoner. Dette er da:

- Vanlige konstruksjonsstål
- Rusttrege stål
- Rustfrie stål
- Støpestål

Stålet som blir valgt for denne oppgaven er vanlig konstruksjonsstål. Det er vanlig for denne typen å ligge mellom 235 til 460 MPa. Slike stålprodukter leveres i henhold til spesifikasjoner i NS-EN 10025-1 til 10025-4. Vanligvis er det en kode-benevning som følger et stålprodukt som kan generaliseres som slik:

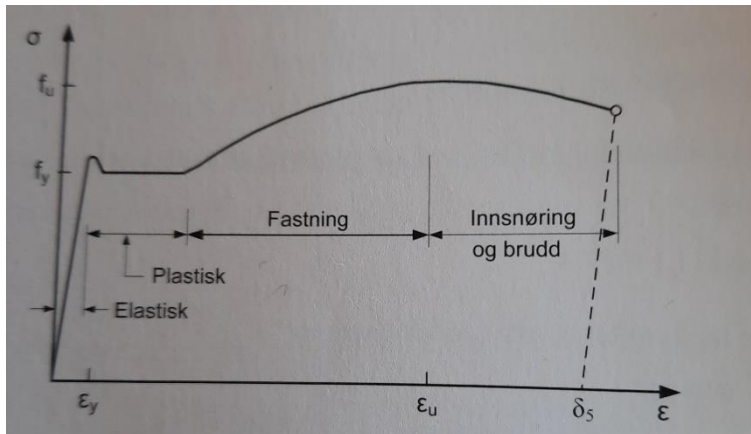
S XXX YY ZZ

S tilsvarer da «konstruksjonsstål». De andre betegnelse står for:

XXX – Stålsort eller fasthetsklasse. I denne oppgaven vil det være 355

YY – Stålkvalitet eller slagseighet. I denne oppgaven vil det være K2

ZZ – Leveringstilstand. I denne oppgaven vil det være N



Figur 16: Spennings-tøyningskurve for typisk stål materiale. Bilde hentet fra: (16)

De viktigste material parametere for stål er flytespenningen som vist i figur 16  $f_y$  og strekkfastheten eller også kalt for bruddspenning  $f_u$  samt med bruddforlengelsen  $\sigma_5$ .

Figuren viser tøyning av stålet og dens fasthet som tilsvarende en viss tøyning. Det kommer da fram av figuren at innen en viss spenning og tøyning vil materialet oppføre seg som lineært elastisk. Det vil si at material vil gå tilbake til sin opprinnelige form ved avlastning.

Ved større belastning vil materialet gå inn i det plastiske området. Materialet vill ikke lenger få sin opprinnelige form ved avlastning, men vil fortsatt holde.

Dersom vi fortsetter å belaste materialet, vil vi komme i en fase som er kalt «fasting» hvor materialets fasthet øker helt til det når et vendepunkt og da går det til innsnøring og brudd.

I denne oppgaven er det valgt å holde beregninger knyttet til stål innenfor det elastiske området.

### 7.2.2 Mekaniske egenskaper

Dersom vi ville se på brudd i stål i en-dimensjonal tilstand, så ville materialet gå til brudd når spenning når flytespenning. Dette gir ikke tilstrekkelig informasjon, det trengs et kriterium som kan si noe om kombinasjoner av spenningen i flere dimensjoner og når materialet vil gå til brudd. Gjennom årene har flere kriterier blitt utarbeidet.

Trescas kriterium går som følger:

$$\tau_{maks} = \tau_{kr} = |\sigma_1 - \sigma_2| = f_y$$

Hvor sigma 1 og sigma 2 er største og minste hovedspenning i punktet.

Von Mises kriterium går ut på at flytning i en tre-dimensjonal tilstand inntreer når den elastiske formendringen er lik endringen i en-dimensjonal tilstand. Dette viste seg til å stemme bra ved gjennomførte forsøk.

2-D tilstand:

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} = f_y$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = f_y$$

3-D tilstand:

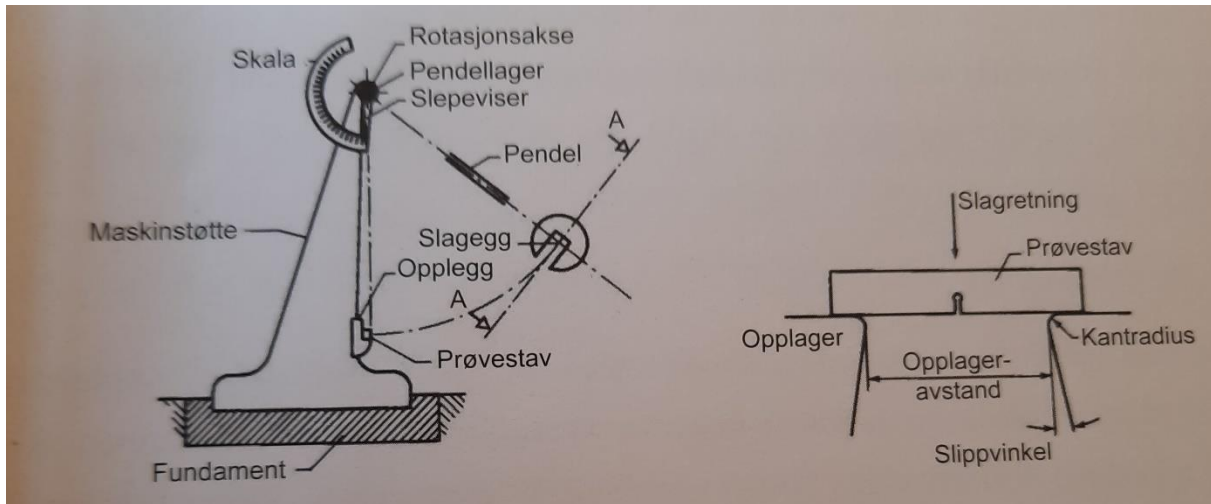
$$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = f_y$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = f_y$$

I denne oppgaven vil flytning bli kontrollert ved bruk Von Mises kriterium.

Flytning er en duktil brudd form, noe som er ønskelig for materialet dersom det skulle gå til brudd. Observere deformasjoner for å få en forvarsling om kommende fare. Stål er godt egnet til dette, men kan også ha sprøe brudd former som kan oppstå ved spalting av krystaller normalt på glitterplanene.

Det fins et mål for slagseighet som kalles KV og den måler energi som er nødvendig for å få et spaltingsbrudd i en prøvestav med spesifisert geometri og V-formet kjerv. Vanligvis brukes dette til å si noe om stålets egenskaper til å stå imot sprøe brudd. Slik ser ut dette forsøket, som kalles også for «pendelforsøk»:



Figur 17: Bilde hentet fra (16)

Det fins også faktorer som øker faren for sprøbrudd. Slike vil være da:

- Lave temperaturer
- Høy belastningshastighet
- Tre-dimensjonale spenningstilstander
- Eldning og herdning i materialet

Von Mises kriterium også viser at tynne plater har en mer duktil bruddform en tykke.

## 8 Dekker

Flatdekker er valgt som bærendesystem til etasjeskillere i Lade Alle 84 bolig blokken. Platetykkelse  $t_{slab} = 250mm$  var lagt, og tykkelse på balkongene var lagt til  $t_{balcony} = 200mm$ .

Etasjeskillere ble inndelt i soner, med regulær søyleplassering i et rektangulært mønster, og soner hvor søylene er plassert over tilfeldig mønster. Hver sone type krever en analyse og beregningsmetode. De regulære sonene er RS1 vest og RS2 øst. De irregulære sonene er IRS1 vest, IRS2 øst, & IRS3 nord.

I kapittel 7.1.2, er dekket klassifisert under eksponeringsklasse XC1, og det benyttes Ø16 armering. EC2 tabell NA.4.4N gir  $C_{min,dur} = 15mm$ . EC2 4.4.1.3(1)P gir  $\Delta C_{dev} = 10 mm$ à den nominelle overdekningen i platen blir da:  $C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev} = 25mm$

Tilsvarende for balkonger, men med eksponeringsklasse XC4:  $C_{nom,balkong} = 35mm$

Effektive høyder i x- og y-retning for platen blir slik:

### X-retning

I midtfelt (bunnarmering)

$$d_x = 250mm - 25mm - \frac{16mm}{2} = 217mm$$

Ved søyler og ved kantene(topp armering)

$$d_x = 250mm - 25mm - 16mm - \frac{16mm}{2} = 201mm$$

### Y-retning

I midtfelt

$$d_y = 250mm - 25mm - 16mm - \frac{16mm}{2} = 201mm$$

Over søyler (topparmering)

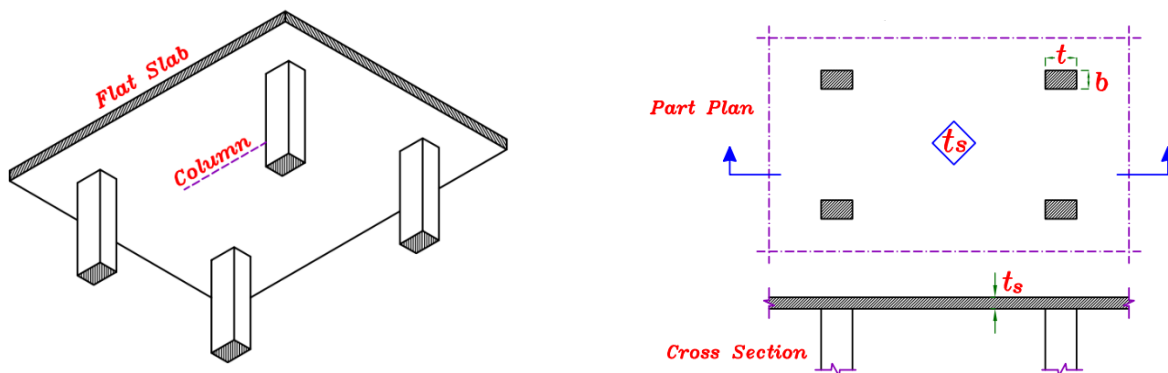
$$d_y = 250\text{mm} - 25\text{mm} - \frac{16\text{mm}}{2} = 217\text{mm}$$

. Effektive høyden for **balkongene** blir:  $d_{balkong} = 200\text{mm} - 35\text{mm} - \frac{16\text{mm}}{2} = 157\text{mm}$

## 8.1 Flatdekker med regulær søyleplassering

### 8.1.1 Introduksjon

Flatdekke er en plate som er direkte opplagt på søylene uten å bli understøttet av bjelker (17). Fordeler med flatdekke, i motsetning til dekker liggende på bjelker 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. Slike dekker også gir fordeler for legging av de mekaniske (elektriske, vann, og ventilasjon) installasjonene siden det er ikke noe barrierer for forløpet av slike objekter som f.eks. bjelker, og dermed ingen behov for utsparinger i bjelkene og heller ikke komplekse beregningsmodeller, eller vanskeligheter i utførelse.

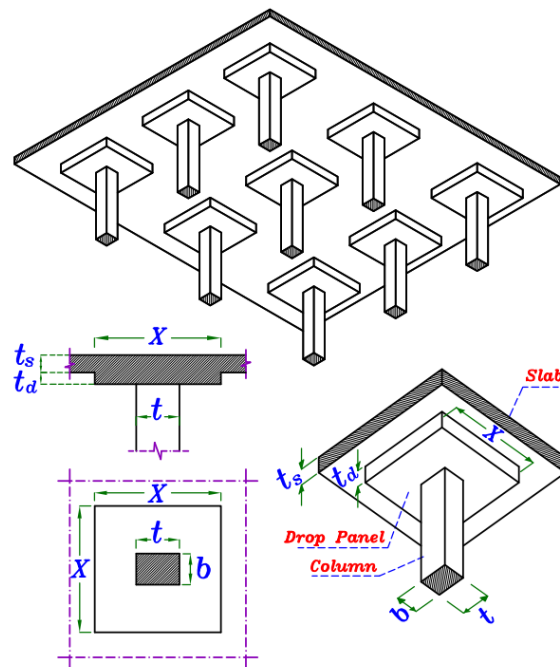


Figur 18: Prinsippskisse av en flatplate i 3D og 2D(15)

Siden flatdekker er direkte lagt opp på søyler, kan det oppstå en mekanisme kalt for **gjennomlokkings skjær** (Punching shear) av platen. Dette innebærer at søylene med sine store aksialkrefter penetrerer platen over kritiske snitt rundt dem. Derfor kommer flatdekkene i 3 ulike varianter avhengig om gjennomlokking er dimensjonerende eller ikke (15):

**1) Flatdekker uten forsterkningsplater** (Drop panels) eller søyle kapitel ((Eng.: flat plate)). Se skissen ovenfor. Denne løsningen er den enkleste som finnes for etasjeskillere, siden det er veldig lett å forskale platen på byggeplass, hvor forskalingshud er rett, og det armeres med bare 2 matter (bunn + topp) med rette stenger.

**2) Flatdekker med forsterkningsplater.** Disse platene er ekstra platetykkelse rundt søylene, og brukes for å forsterke platen mot søylemomentene og gjennomløkking hvis platen har ikke tilstrekkelig kapasitet for de negative momentene. Se skissen neste side. En ulempe av en slik løsning, er mer utførleses tid for å forskale forsterkningsplatene.

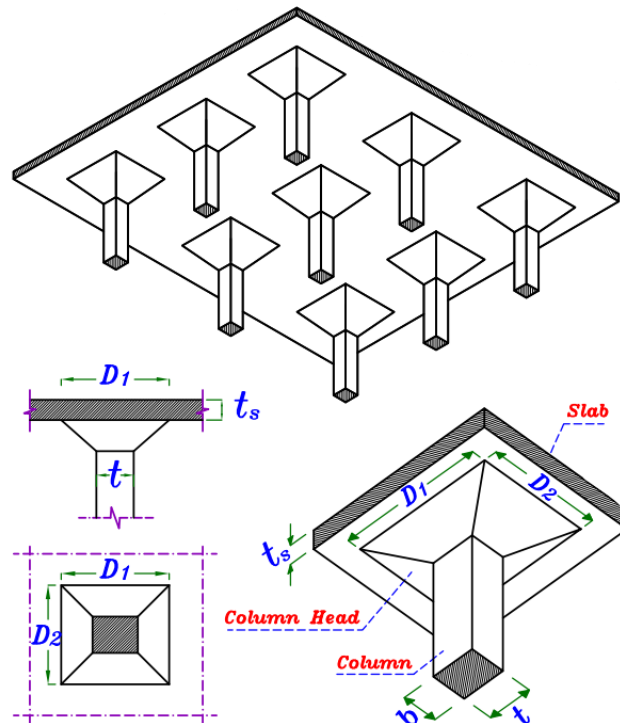


Figur 19: Flatdekke med forsterkningsplater(15)

**3) Flatdekker med søyle kapitel.** Disse benyttes dersom platen er ikke sikker mot gjennomløkking, men ofte er avslått av arkitekten siden den krever mye plass og fører til økt



bygningshøyde. En annen ulempe med en slik løsning er at utførelsen er vanskelig pga. mer arbeid med å forskåle kapitelene.



Figur 20: Flatdekke med søylekapitel (15)

### 8.1.2 Statisk virkemåte av flatdekker

Flatdekker kan sammenlignes med toveisplater understøttet av bjelker, hvor bjelkene er skjult og har tykkelse lik platens tykkelse. De skjulte bjelkene er meget brede, og har bredder lik spennviddene i henholdsvis x- og y-retning. Lastene overføres ved at striper i x- og y-retning bærer areallastene til søylene (14).

### 8.1.3 Flatdekker etter Eurokode 2, tillegg I *Eurokode 2, I.1(1)*

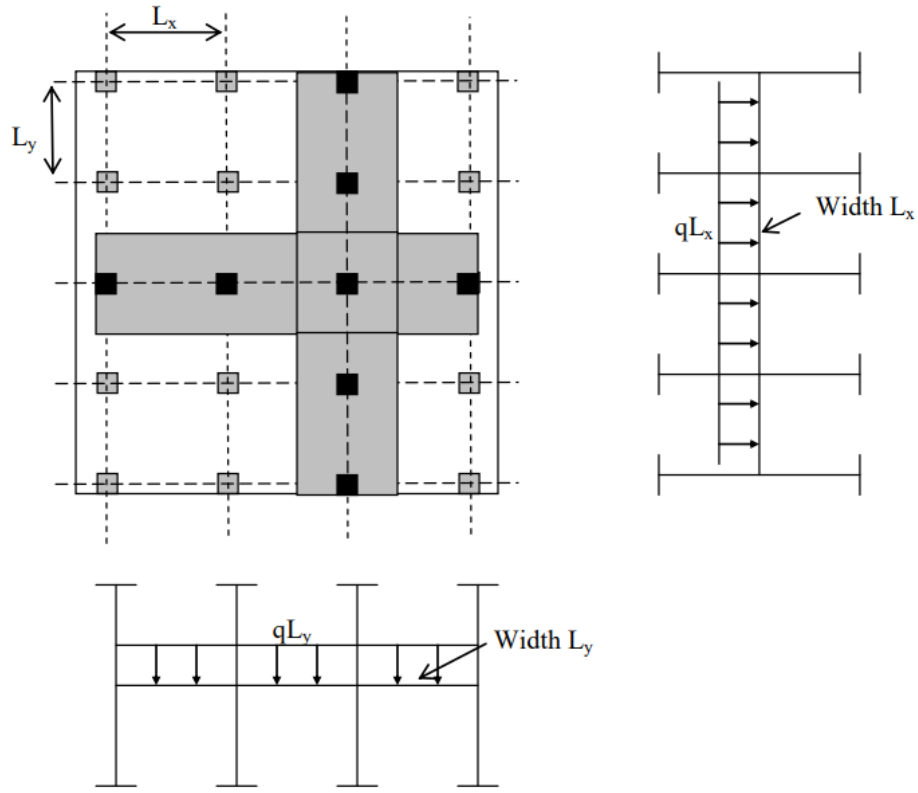
Flatdekker er dekker av jevn tykkelse eller tykkelses økning over søyler (forsterkningsplater/søyle kapitel)

#### *Eurokode 2, I.1(2) Flatdekker regnes etter anerkjente metoder:*

1. Empiriske bjelkemetoder
2. elementmetoden
3. bruddlinjemodel
4. ekvivalent ramme metoden

Ekvivalent ramme metoden er den vanligste metoden for beregning av flatdekker, hvor dekket modelleres som ekvivalente rammer med bredde lik spennviddene i x- og y-retning. Etter analyse og moment beregning, fordeles momentene til felt og søylestriper. Bjelke metoden var benyttet i denne oppgaven, hvor platen var modellert som en kontinuerlig bjelke med bredde lik den største spennvidde i x- og y-retning. Dette gir ikke så mye forskjeller fra å benytte den ekvivalente rammemetoden, bortsett at søyle momentene er inkludert i de ekvivalente rammene. Søyle beregning er gjennomført i denne oppgaven separat. I den ekvivalente rammemetoden, er det tilstrekkelig å modellere kun 1 etasjes ramme hvis de horisontale lastene tas opp av et annet avstivningssystem enn rammevirkingen mellom søylene-dekkene.

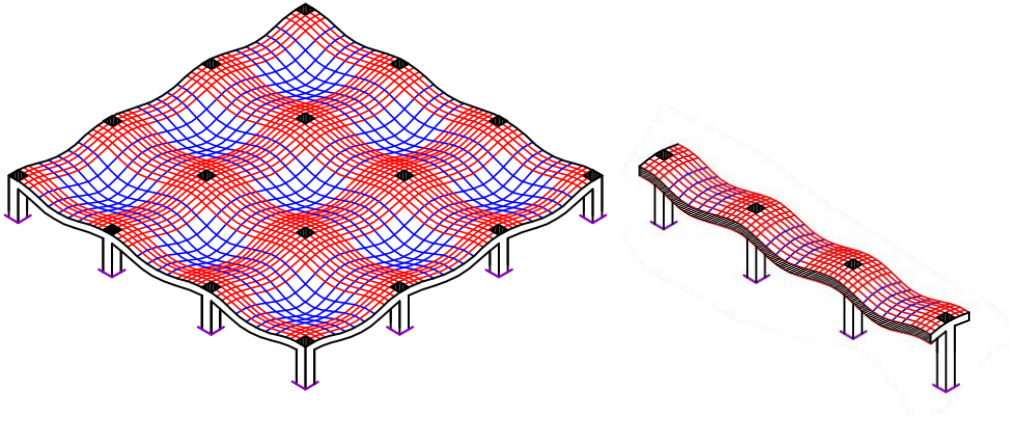
I denne oppgave er avstivningssystemet vertikale veggskiver, og da er de ekvivalente rammene er modellert som kontinuerlige fritttopplagte, dreibare bjelker for en etasjehøyde. Se **vedlegg 4**.



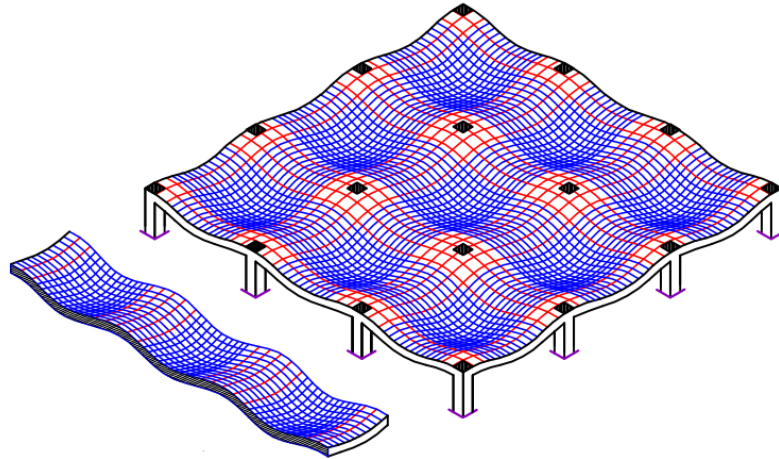
Figur 21: Analyse av flatdekke som ekvivalente rammer i x- og y- retning (14)

### (3) Eurokode 2, I.1.2(3)

Siden hele platen fungerer som bjelke også, vil søyle stripene ha mer stivhet og bære felt stripene. Søylestripene regnes som elastiske opplegg for felt stripene fordi de kan få betydelige nedbøyninger.

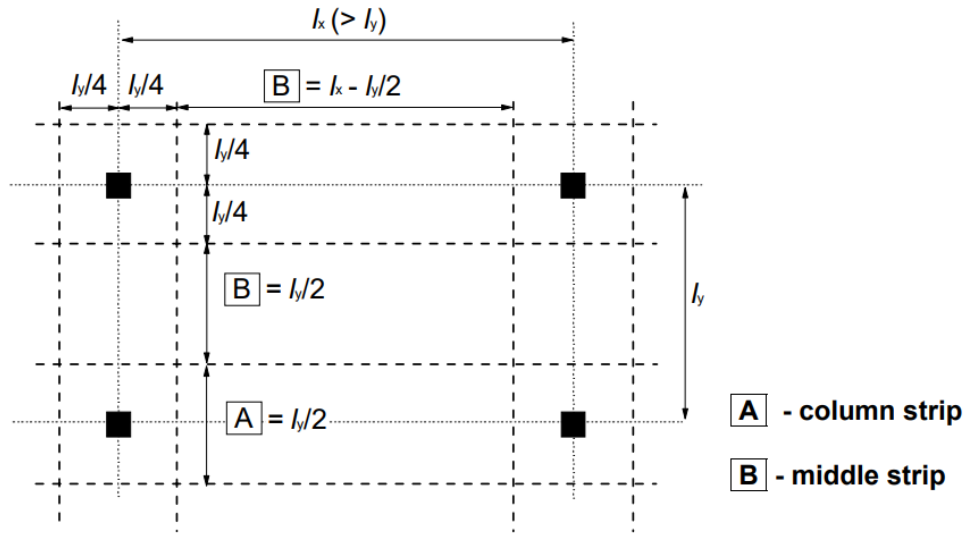


Figur 22: Søylestriper i Flatdekke (15)



Figur 23: Felt striper i Flatdekke (15)

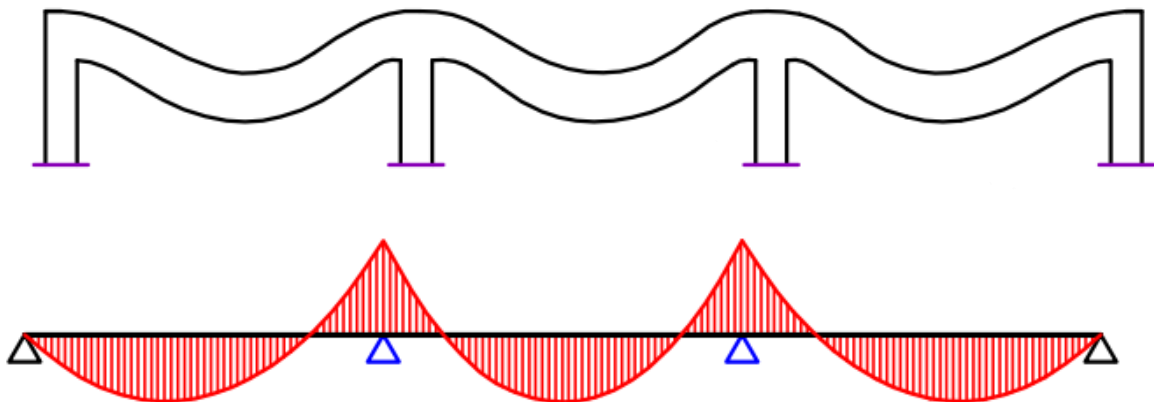
Dimensjonen av søyle og felt stripene velges etter figur I.1 i Eurokode 2:



Figur 24: Fordeling av rammer i et flatdekke

Når forsterkningsplater med bredde  $> L_y/3$  brukes, vil bredden av søylestripene tas som bredde av disse forsterkningsplatene.

I elastisk analyse av plater, vil det alltid være større momenter i en stripe understøttet av stive opplegg enn en stripe opplagt på et elastisk underlag(14)&(15), se figuren nedenfor:



Figur 25: Idealisering og statiskvirke måte av søylestripene (15)



Figur 26: Idealisering og statisk virkemåte av feltstripene (15)

#### (4) Eurokode 2, I.1.2(2)

Det totale x- og y- momentene fra analysen fordeles til søyle og felt stripene, hvor søyle stripene får den største andelen. En forenklet fordeling skjer etter bestemte verdier gitt i tabell I.1:

	Negative moments	Positive moments
<b>Column Strip</b>	60 - 80%	50 - 70%
<b>Middle Strip</b>	40 - 20%	50 - 30%
<b>Note:</b> Total negative and positive moments to be resisted by the column and middle strips together should always add up to 100%.		

Tabell 13: Momentfordeling i et flatdekke

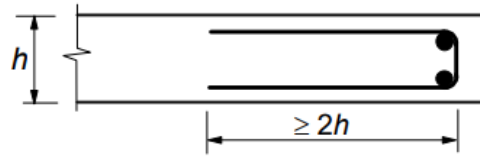
#### (5) Eurokode 2, I.1.2(2)

Med mindre det brukes randbjelker som er dimensjonert for torsjon, skal momentene som overføres til kant- og hjørnesøyler begrenses til en verdi  $0.17f_{ck}b_e d^2 \approx 0.275f_{cd}b_e d^2$ .  $b_e$  er den effektive bredden hvor armeringen som skal overføre momentene til kant- og hjørnesøylene skal legges over. Verdiene til  $b_e$  hentes fra Eurokode 2 figur 9.9.

### 8.1.4 Flatdekker etter Eurokode 2, kapittel 9

**9.3.1.2(1)** I fritttopplagte plater, skal halve underkant armering fortsette til støttene og forankres der etter regler i kapittel 8

**9.3.1.2(2)** Når platene støpes monotont med andre konstruksjonsdeler, kan det oppstå momenter som gir strekk i overkant av plate endene. Hvis det i analysen er ikke tatt hensyn til slike momenter, må det armeres for 25% av det maksimale felt momentet i det tilstøtende feltet.



**Figure 9.8: Edge reinforcement for a slab**

*Figur 26: Armering av frie kanter*

**9.3.1.4(1)** Frie kanter må armeres med lengde og tverrarmring

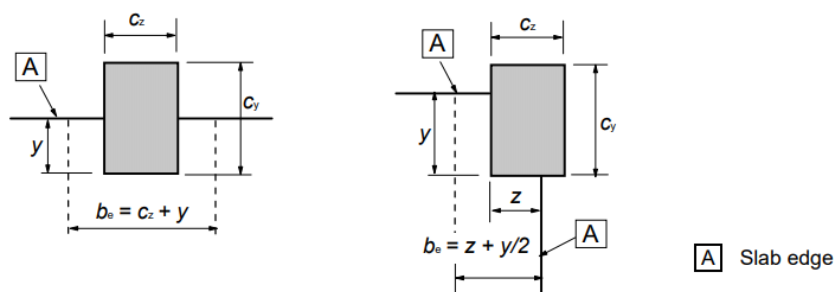
**9.3.1.4(2)** Statisk armering for platen kan brukes som kant armering etter 9.3.1.4(1)

**9.4.1(1)** Armeringen over innersøyler i Flatdekker skal være konsentrert i ortogonalt mønster pga. toveis negative momenter som dukker opp fra analysen av dekkene som ekvivalente rammer x- og y-retning.

**9.4.1(2)** Ved innvendige søyler, skal 50% av strekkarmerings arealet som tar opp de totale negative momentene i begge retninger konsentreres over en bredde lik  $0.125L_y$  fra hver side av søyleaksen. Den totale bredden er  $0.25L_y$  hvor armeringen skal konsentreres.

**9.4.1(2)** Minst 2 bunn armeringsstenger skal gå gjennom innvendige søyler i ortogonalt mønster

**9.4.2(1)** Flatdekker skal ha konsentrert armering som tar vinkelrett til de frie kantene over en effektiv bredde  $b_e$ . Verdien av  $b_e$  finnes fra figur 9.9:



**Note:**  $y$  can be  $> c_y$

**a) Edge column**

**Note:**  $z$  can be  $> c_z$  and  $y$  can be  $> c_y$

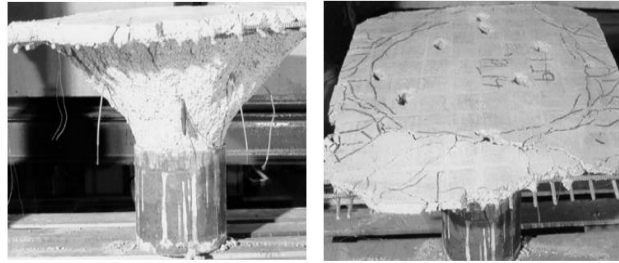
**b) Corner column**

**Note:**  $y$  is the distance from the edge of the slab to the innermost face of the column.

*Figur 27: Effektiv lengde  $b$  av et flatdekke*

### 8.1.5 Gjennomlokking av flatdekker ved søyler

Ved søyler, er lokal skjærkraft så høy at det kan være stor fare for lokalt toveis skjærbrudd i dekket. Slik skjærbrudd er et sprøtt brudd, og ved brudd, penetrerer søylen platen og tar med seg ut et tredimensjonalt kjegleformet legeme (se Figur 28). Gjennomlokking er ikke kritisk hvis platen er understøttet av bjelker eller vegger.



*Figur 28: Kjegleformet legeme som søylen tar av platen ved gjennomlokkingsbrudd (17)*

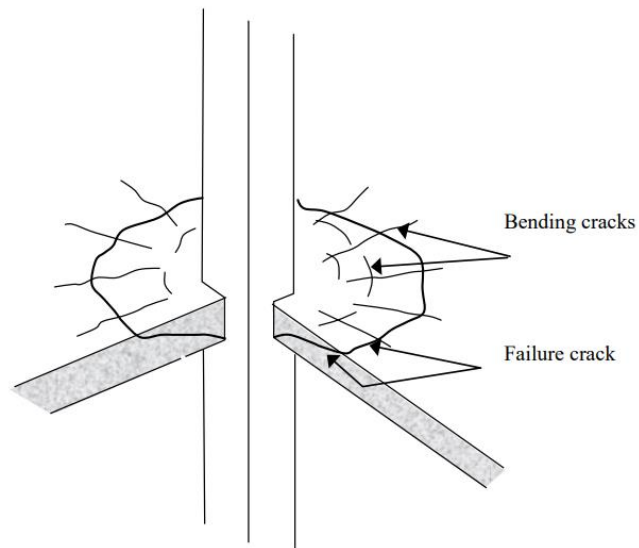
**EC 2 6.4** gir regler for kontroll av gjennomlokking, og formlene i dette kapitlet benyttes for å sjekke platene i 2-, 3-, og 4-ETG.

Gjennomlokking kan påvirke prosjekteringen av flatdekker ved at det krever endringer i geometrien (17). Det finnes en rekke metoder for å gjøre flatdekker sikre mot gjennomlokking.

Gjennomlokking skal kontrolleres i aktuelle tilfeller som:

- Søyلة-plate forbindelser i flatdekker
- Søyلة- fundamentsåle forbindelser i søyلةfundamenter
- Ytre konsentrerte laster på plater, f.eks. pga. hjultrykk

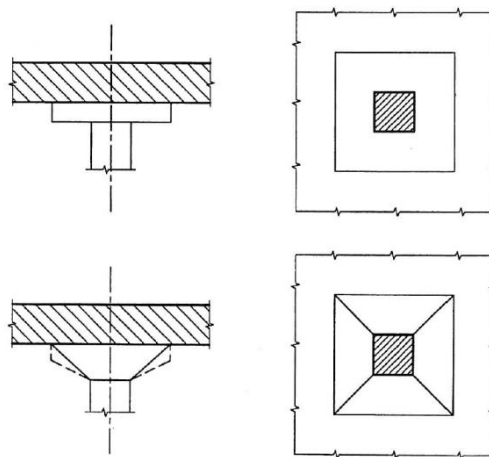




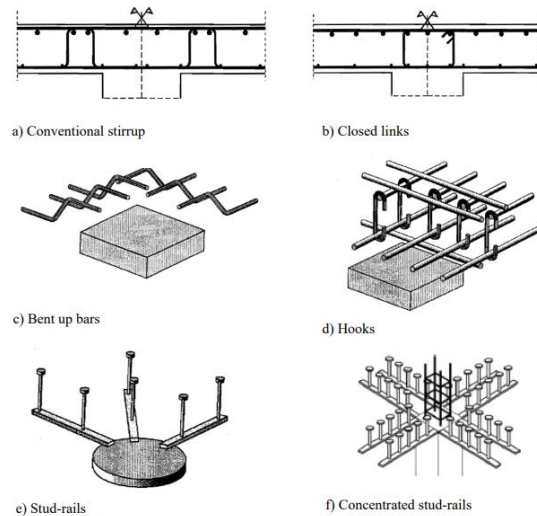
Figur 29: Gjennomlokkingsbrudd i flatdekke (17)

De vanligste metodene for å motvirke gjennomlokking er:

- Økt platetykkelse
- Økt platetykkelse over søyler med forsterkningsplater
- Økt platetykkelse over søyler med søyler kapitel (med eller uten forsterkningsplater)
- Skjærarmoring: Åpne/lukkede bøyer, oppbøyd lengdearmoring, og konsentrerte T-hodet bolter (engelsk: stud rails)



Figur 30: Motvirkning av gjennomlokking med økt betongvolum (forsterkning plater øverst/ søyle kapitel nederst) over søyler(17)

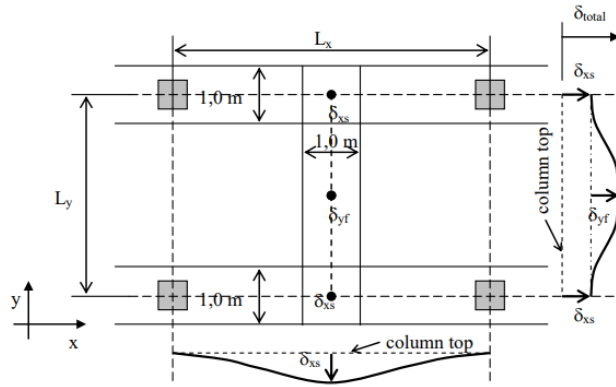


Figur 31: Vanlige gjennomlokkings armeringsmetoder (17)

Skjærarmering er ofte den mest økonomiske løsningen, og i denne oppgaven, er det valgt å benytte T-hodet stenger “Stud rails” fra Peikko Norge der det er nødvendig i dekkene. Se **vedleggene 7 & 8** for gjennomlokkingsberegninger, og **vedlegg 9** for teknisk håndbok fra Peikko Norge. Gjennomlokkingsarmering er også vist i vedlagte tegninger.

### **Deformasjons kontroll av platen i bruksgrensetilstand (SLS)**

For å manuelt kontrollere de maksimale nedbøyningene platen kan få, i tillegg til virkning av svinn etter lang tid, er det benyttet en metode gitt av professor Svein Sørensen i kompendiet for faget betong konstruksjoner 3 (17). Resultatene er framstilt i **vedlegg 10**. Metoden er basert på å regne momentene i bruksgrensetilstanden for flatdekketstriper i x- og y-retning med egenlaster og permanent andelen av nyttelastene. Deretter bergenes en midlere bøyestivhet for områdene med strekk over- og underkant for stripene i x- og y-retning. Til slutt, beregnes nedbøyningene i midten for stripene i hver retning, og alle nedbøyningene summeres for å få den totale nedbøyningen i midten av et dekkepanel.



Figur 32: Manuell metode for beregning av nedbøyninger i flatdekker (14)

EC2 7.4.1 setter krav til maksimal nedbøyning i midt-felt:  $\delta_{\text{max}} \leq \frac{L}{250}$

## 8.2 Flatdekker med irregulær søyleplassering

I boligblokken, har det ikke fungert med at alle søyler plasseres over et regulært aksenet pga. arkitektens krav til blokkens geometri, derfor områdene IRS1, IRS2, & IRS3 fikk en ujevn søyle inndeling, se **tegningene 2,3,&4** .

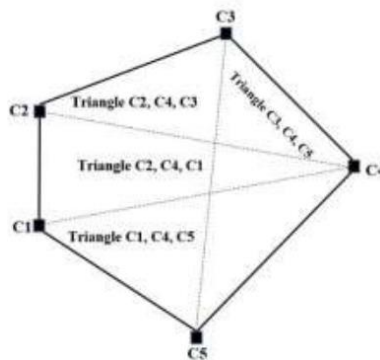
Som nevnt i kapittel 8.1.3, er ekvivalent rammemetoden den vanligste metode for å analysere flatdekker. Denne metoden har begrensning, nemlig når søylene er inndelt i ikke jevn aksenet i planet. Her vil andre metoder være nyttig å bruke, og de to vanligste metodene for å analysere slike flatdekker er:

- Tilnærmet manuell metode basert på bruddlinjeteori for plater
- Element metode beregning ved hjelp av 2D/3D programvare

Det er valgt å analysere disse sonene manuelt etter en prosedyre gitt i en forskningsartikkel. Prosedyren gir en tilnærmet konservativ dimensjonering av de irregulære sonene etter bruddlinjeteorien(**18**). Beregningene i artikkelen er gjort etter den amerikanske betongstandarden ACI 318-14, men er gjort etter EC2 i denne rapporten.

(**18**) oppsummerer metoden med 10 enkle steg:

1) Dele inn platen i trekanter, den trekanten med største sidekant betraktes videre

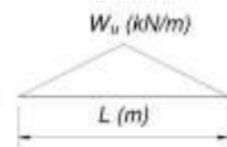


*Figur 33: Inndeling av irregulær søylesoner i trekanter*

2) Dekketykkelse velges

3) Bestemme maksimale dimensjonerende moment i ULS:  $M_{ED} =$

$\frac{q_{ED} \cdot L_{max}^2}{8}$  [kNm], hvor ( $q_{ED} = Q_{ED} \cdot 1m$ ) er den totale dimensjonerende areallasten per 1 meter platebredde med partialfaktorer i ULS og L er lengden av den lengste kateten i trekanten fra 1).



4) Bestem den effektive høyden for å ta opp  $M_{ED}$

5) Regn ut moment kapasiteten  $M_{RD}$

6) Bestem nødvendig armering for å ta opp  $M_{ED}$

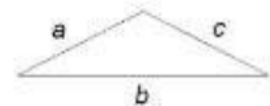
7) Regn ut skjærkapasitet for enveisskjær etter EC2 6.2: Dimensjonerende skjærkraft regnes

fra:  $V_{ED} = Q_{ED} \cdot L_p$ , hvor  $L_p = \frac{L_{max}}{2}$ , og L er den lengden av den lengste kateten i trekanten fra 1)

8) Finner toveis skjærspenning og kontrollerer gjennomlokking:

Arealet til kritisk gjennomlokkings snitt er gitt ved:  $A =$

$\sqrt{s \cdot (s - a) \cdot (s - b) \cdot (s - c)}$  der  $s = \frac{1}{2} \cdot (a + b + c)$ ; a, b, og c er katetene i trekanten med lengst katet.



Videre, regnes dimensjonerende toveis skjærkraft:  $V_{ED,2} = A \cdot Q_{ED}$ .

Gjennomlokkings skjærspenning  $v_{ED}$  og kapasitet  $v_{RD,c}$  regnes fra EC2 6.4. Ingen

gjennomlokkingsarmering kreves hvis  $v_{ED} < v_{RD,c}$ . Ellers det armeres for gjennomlokking etter EC2-1-1 6.4.5.

9) Regn tilnærmet nedbøyning:  $w_{max} = \frac{M}{8 \cdot EI} [(\sqrt{2L_{max}^2}) - 2 \cdot b_{søyle}]^2$

10) Detaljering og Armerings tegning

## 9 Søyler

### 9.1 Innledning:

Det er 58 søyler totalt i bygget. For å avgrense oppgaven, det er tenkt å dimensjonere bare de to mest lastvirkningsutsatte søyler i bygget. Det er beregnet en innersøyle, og en kantsøyle fra fundamentnivå til toppen der søylene møter hoved stål dragere som bærer taket. Søylen som analyseres er:

*Kantsøylen H18 i RS2*

*Innersøylen G18 i RS2*

(Se plan **tegningene 2,3 og 4**). Disse er valgt fordi de er mest aksialbelastede blant alle andre søylene i bygget (se **tegning 14 og 15**). Søylen kontrolleres for en lastvirkningskombinasjon av biaksial bøyning, biaksial skjær, og aksialkrefter. Torsjon er uaktuell siden det er ikke valgt løsninger som påfører søylene torsjonsmomenter. Søylen kontrolleres for slankhet og andre ordenseffekter også.

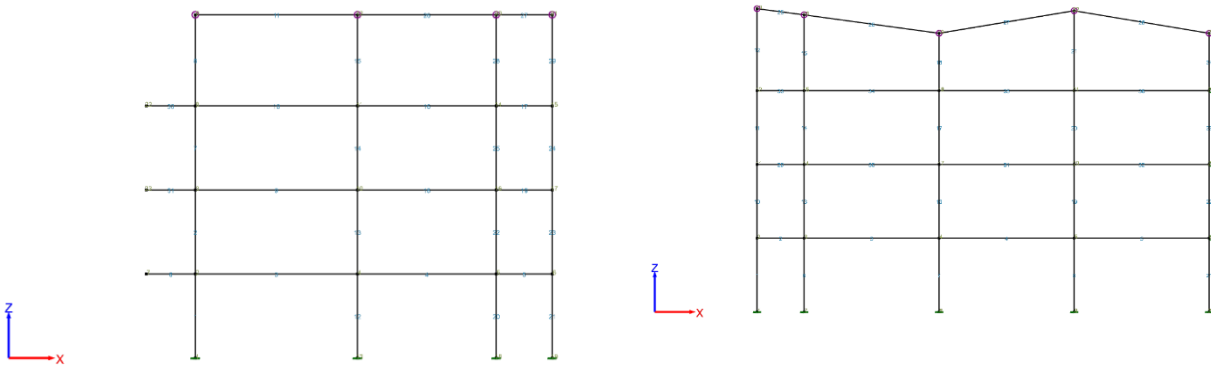
### 9.2 Statisk virkemåte av søylene

I dette bygget ble søylene planlagt slik at de virker i rammer som er fastholdte av vertikale veggskiver. Søylen skal fortsatt overføre momenter pga. monolittisk støpte knutepunkter med flatdekkene. Det imidlertid ikke realistisk å anta leddete knutepunkter i prosjekteringen. Søylen tar opp momenter fra kun vertikale laster i 1-3 ETG, og søylene i 4-ETG får horisontale vindlaster i tillegg, siden veggskivene går ikke opp helt til taket pga. takets geometri som har mange knekker og fall.

Det er kontrollert ved å sjekke lastvirkninger ved modellering i Focus Konstruksjon at de påførte lastene på søylene i 4-ETG (egen, nytte, og vindlast) overskredet ikke kapasiteten, og dermed er både lastvirkningene og kapasiteten til søylene fra 1-ETG ble dimensjonerende.

### 9.3 Modelling og innhenting av lastvirkninger

Det er valgt å modellere konstruksjonen som ekvivalente rammer i hhv. x- og y-retningsrammer (se bildet nedenfor), hvor søylene H18 og G18 går inn i disse rammene. Deretter ble lastene påført modellen, hvor nyttelasten var plassert feltvis og de ugunstigste lastvirkningene ble tatt med for å sjekke kapasiteten og regne nødvendig armering.



Figur 34: Bilde: ekvivalent ramme i x-retning (venstre) og y-retning(høyre)

Ifølge et notat av The Concrete Centre (19), det er anbefalt å benytte halve spennvidden på tvers av søylene bøyekse i rammer med flatdekker som bjelker. Dette er for å begrense platens fra å suge opp store momenter mens søylen får lite momenter pga. den store stivheten platen har siden den er modellert med stor bredde.

For x-retnings rammen hvor søyle G18 og H18 får bøyning om sine sterke akser, er spennvidden til flatdekke på tvers 6.6m, mens i Focus modellen er det innført 3.3m. Y-retnings rammene er forskjellig for kant søylen G18 og H18. Søyle G18 inngår i en ramme hvor spennvidden på tvers er 6.45m, og bredde på 3.23m er benyttet i Focus for å finne lastvirkningene over søylen. Kantsøylen H18 går i en ramme i y-retning hvor flatdekket har spennvidde på tvers lik 6.95m, og halve spennvidden, 3.48 m var benyttet i Focus.

Lastene som var benyttet er samme laster som finnes i vedleggene 1,2, og 3, og ble innført i Focus som karakteriske verdier siden en lastkombinasjon med partialfaktorer nevnt i kapittel 3.2 var opprettet slik at Focus regner de dimensjonerende verdiene selv. Lastene som var benytter i de ekvivalente rammene er:

$$*Vindlast(kun over 4 - Etg): Q_{vind,k} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

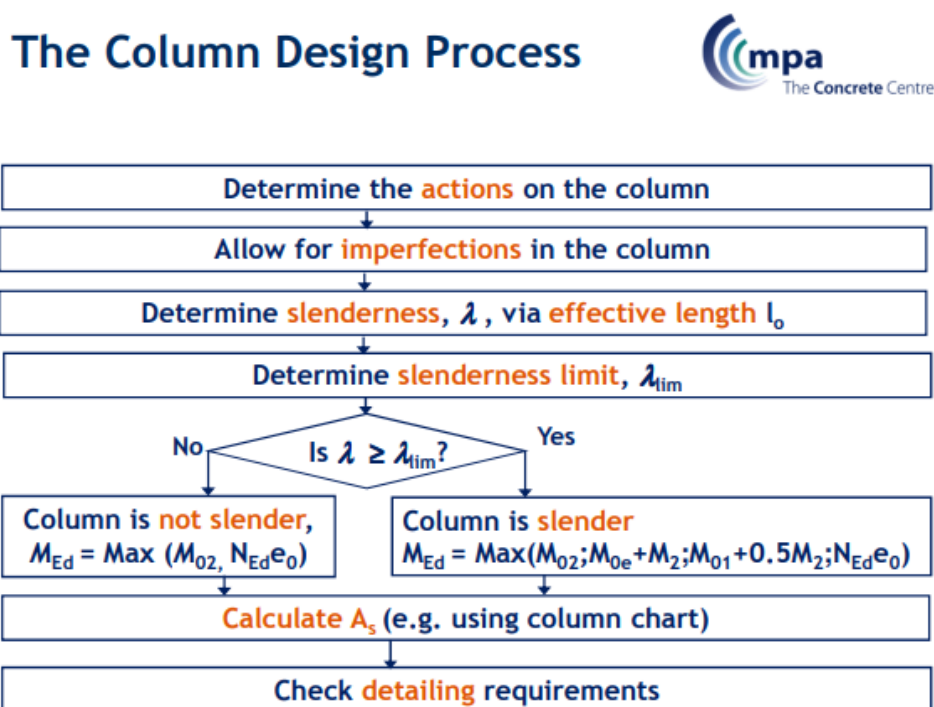
$$*Etasjeskiller: egenlast 8.6 \frac{kN}{m^2}, nyttelast: 2 \frac{kN}{m^2},$$

\*Balkongene: Egenlaster:  $5 \frac{kN}{m^2}$ , nyttelaster:  $4 \frac{kN}{m^2}$

Balkongene har irregulær geometri og er krummede ved tuppene. Etter diskusjoner med Professor Jan Arve, ble gruppen og professoren enig å modellere de som rette utkragede plater med den maksimale utkragningslengden som er 2.1 m. Dette en veldig konservativ måte å gjøre det dersom man har ikke tilgang på avanserte programvarer som kan håndtere slike uvanlige geometrier.

## 9.4 Dimensjonering av søylene etter Eurokode2

Metoden for å dimensjonere søyler for biaksial bøyning og skjær, samt aksial trykk er basert på metodene nevnt i (7) og (19). Søylene blir først dimensjonert som korte søyler, og deretter sjekkes for slankhet og om andre ordens momenter skal tas med i beregningen. Til slutt, når armeringsmengder er beregnet, kan skjærkapasiteten sjekkes dersom det er store skjærkrefter over søylen. EC2 6.2.2(6) + NA. Krever at skjærkrefter som virker over begge søyleaksene skal summeres vektorielt til en dimensjonerende verdi som brukes for kapasitets sjekk om begge aksene. En ideell søyle dimensjoneringsprosess er anbefalt av (19) og er presentert i en prinsippsskisse nedenfor. Kantsøylen H18, og innersøylen H18 ble dimensjonert etter samme rekkefølgen.



Figur 35: Søyledimensjoneringsprosess



## 9.5 Geometriske avvik

EC2-1-1 5.2 krever at alle søyler skal dimensjoneres for geometriske avvik. Det er ingen bygg som bygges 100% med perfekte mål, og siden søyler er stabilitetskomponenter i bygninger, er det viktig å legge til tilleggs momenter i søyleendene som ivaretar utførelses feil. I fastholdte rammer, setter EC2 eksentrisiteten pga. geometriske avvik lik  $\theta_i = \frac{l_o}{400}$ , hvor  $l_o$  er den effektive lengden av søylen. Det er valgt å benytte skiver som avstivning i denne oppgaven, og dermed kan denne verdien benyttes.

## 9.6 Minsteeksentrisitet

Alle søyler skal dimensjoneres for endemomenter som underskrider ikke verdien av  $e_0 = \max\{\frac{h}{30}; 20mm\}$  etter EC2 6.1(4). I praksis, er dette momentet mindre enn første ordens momentene fra statiske analyser i plass støpte konstruksjoner, men likevel må det kontrolleres, spesielt for leddlagrede søyler i prefabrikkerte betong konstruksjoner.

## 9.7 Slankhet og effektive lengder

Metode for å bestemme søylens slankhet er gitt i EC2-1-1 5.8.3, hvis søylene er slanke, må det beregnes andre ordenseffekter.

Videre, bygges søylene i et bygg sjeldent med ideelle randbetingelser. De fleste søylene er elastisk forbundet med andre konstruksjonsdeler, som f.eks. bjelker og plater. For å kunne bestemme den effektive høyden, eller knekk lengden, må knekk lengdefaktoren  $\beta_0$  bestemmes via en 2.ordens elastisk analyse. Slike analyser kan gjøres enten ved å løse differensial ligningen med deformert geometri for bjelken eksakt (utfordrende og nesten umulig å utføre manuelt for store konstruksjoner), eller kjøre en linearisert knekkingsberegning på matrisform (mulig for enkle problemer også) (25). For en stor konstruksjon som Lade Alle 84, er det to alternativer for å kunne gjøre dette på. Den første er å bruke et FEM-programvare som finner knekk lengden, eller benytte forenklet metode i EC2-1-1 5.8.3.2(3) som er basert på rotasjonsfleksibilitet av søyleendene sammen med andre elementer koplet mot søyleendene i knutepunktene. Siden oppgaven er gjennomført ved manuelle beregninger, ble den sistnevnte metoden brukt. Se **vedlegg 12**.

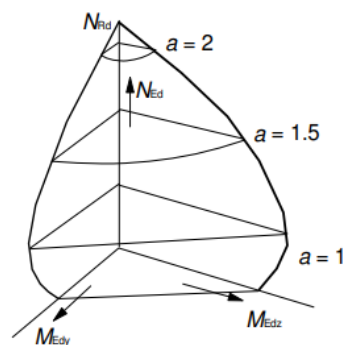
## 9.8 Andreordensmomenter

Metoden basert på nominelle krumningen (EC2-1-1 5.8.8.2) er ofte benyttet i Norge, og derfor den er valgt for å regne 2.ordensmomenter dersom søylene er slanke i **vedlegg 12**.

## 9.9 Biaksial bøyning

Søyler som har toakset momenter må kontrolleres for tverrsnittets evne å ta opp slike momenter. EC2-1-1 5.8.9 angir formlene som skal brukes for å sjekke dette.

### Biaksial bending for a rectangular column



Figur 36: grafisk framstilling av interaksjonen mellom aksialkreftene og biaksial momenter i søyler, samt verdiene i tabellen for a-verdiene i EC2-1-1 5.8.9(4)

## 9.10 Noen viktige Detaljerings regler

- 1- I henhold til EK2 9.2.1, skal arealet av lengdearmering ikke være mindre enn  $(0,01 \cdot A_c)$ , og ikke større enn  $(0,08 \cdot A_c)$ . Hvor " $A_c$ " er bruttotverrsnittets arealet av søylen.
- 2- Minste armerings forhold på  $(0,01 \cdot A_c)$  gir motstand mot bøyemomenter som ikke er tatt med i analysen. Det reduserer også effekten av kryping og krymping av betongen under vedvarende kompresjon.
- 3- Et armerings forhold høyere enn  $(0,08 \cdot A_c)$  er økonomisk og praktisk uønsket da det fører til stålopphopninger som hindrer riktig plassering og betongkonsolidering.
- 4- Overbelastningen er høyst sannsynlig i regioner der stål må skjøtes. Overbelastning av stål kan føre til dannelse av *honningskake* i betong.
- 5- De fleste søyler er designet med et maksimalt armerings forhold på  $(0,04 \cdot A_c)$ . Dette reduserer sjansen for overbelastning betraktelig.

6- Bruk av store stålstenger kan redusere overbelastning av stål. Men må passe på netto avstand mellom stengene for å tillatte en god utstøping- og vibreringsprosess av søylene hvis ikke selvkompimerende betong benyttes.

7- Forankringslengder til søylearmering forbi overkant nivået til etasjedekkene er satt til  $50\varnothing$ , hvor  $\varnothing$  er søylearmeringens største diameter i mm. Dette er en praktisk verdi benyttet for søyler.

8- Hvis ikke skjærkrefter dominerer kapasitet, skal senter-til-senter avstand mellom bøyene bestemmes etter EC2-1-1 9.5.3(3) + NA.

9- Bøyler over og under etasjedekker eller bjelker skal legges over en tettere avstand:

a) EC2-1-1 9.5.3(4): avstanden fra EC2-1-1 9.5.3(3) + NA. reduseres med faktor 0.6

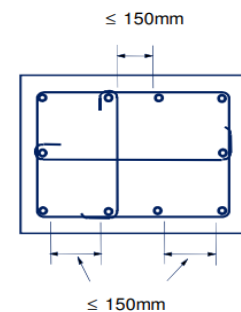
b) EC8 5.4.3.2.2(4): avstanden over et kritisk område definert som  $l_{cr} =$

$\max \{ \max(b, h) ; \frac{l}{6} ; 450mm \}$ . Hvor: (b,h) er søylens tverrsnittsmål, og  $l$  er søylens høyde(20).

→ Fort alle kantsøyler er kravet fra 9b) brukt siden slike søyler er mest utsatt for bøyning og skjærkrefter.

→ Fort alle innersøyler er kravet fra 9a) brukt siden slike søyler er mindre utsatt for bøyning og skjærkrefter.

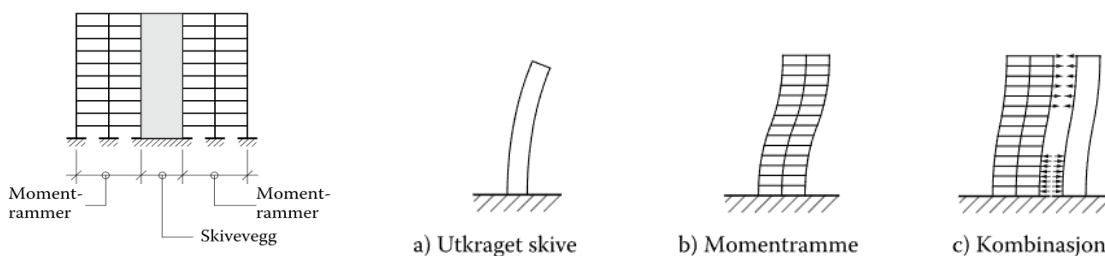
10) Ingen enkel armerings stang eller bunt i en trykksone skal være mer enn 150mm unna en annen stang ihht. 9.5.3(6)



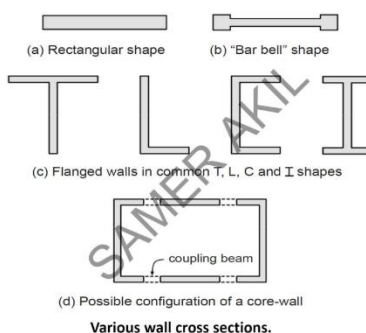
## 10 Vindavstivning og veggskiver

Det er flere aktuelle avstivningssystemer i bygninger. Portal rammer som bærer vertikale laster med vertikale skiver som tar opp horisontale krefter som vind og jordskjelv er mest brukt de fleste bygningene. Det er valgt 10 skiver totalt i boligblokken, og disse er plassert det det skjer ikke kollisjoner med arkitektoniske krav. Det har vært vanskelig å koble skivene opp mot taket siden taket er bølge-formet tak med mange høy- og lavbrekks punkter. Dermed er vindlast overførsel i 4-ETG avhengig av rammeverkning mellom takbjelkene, søylene og flatdekke. Når søylene var modellert i Focus, var det sett etter momentene som søylene i 4-ETG overfører pga. vindlasten sammen med andre laster ned til underliggende etasjer, disse var lave og kan ignoreres at det trengs ikke en annen avstivningssystem i 4-ETG.

I kombinasjonssystemer hvor rammer er benyttet sammen med skiver, kan konstruktøren bestemme om skivene skal ta opp alle horisontale laster alene, eller sammen med rammene hvor rammen tar en andel. Slike løsninger benyttes i sterk seismisk påvirket regioner og er uaktuelle for Trondheim Kommune. Derfor er bæresystemet valgt slik at rammene tar kun vertikale laster, og skivene tar opp vindlastene. Det er ikke forsøkt å se på jordskjelv siden dette ligger utenfor forfatterens kunnskap og oppgavens tidsramme, samtidig den krever ekstra kurs i dynamikk og jordskjelvlære.



Figur 37: prinsippkisse for bæresystemet i Lade Alle 84, Betongelementboken



Figur 38: Typiske veggskivetverrsnitt (21)

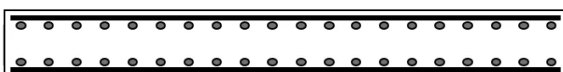
For dimensjonering av selve skivene, kan prosessen foregå på samme måte som for vanlige bjelke tverrsnitt hvis tverrsnittets høyde til lengde forhold er mindre enn 1/3 ihht. EC2-1-1 5.3.1(3). Da er veggskiven/vertikale bjelken ikke et dypt element, og vanlige bjelkemetoder hvor Euler-Bernoulli teori samt Naviers hypotese om plane tverrsnitt er gjeldende. Overskrider skivene denne verdien, må en annen metode benyttes, og her er stav modeller nyttig å benytte. Veggskiver detaljeres slik at de skal fungere som duktile vegger, spesielt i bunnfugen ved fundamentene, hvor ved sterke påkjenninger kan det hende at plastiske ledd som gjør veggene ustabile dannes. Dette kan medføre globalt sammenbrudd av konstruksjonen hvis ikke det er moment rammer som er stive nok til å ta de horisontale kreftene alene.

Det er ofte 2 benyttet detaljeringsmetoder for lengde og tverrarmeringen i vertikale veggskiver, hvor i den ene fordeles armeringen jevnt over begge sider av skiven og i den andre konsentreres armeringen i 2 sider kalt for randelementer. disse er presentert i figuren nedenfor. Valg av detaljen er etter konstruktørens dømmekraft og erfaring, men etter samtale med veileder Arne Mathias, fant vi ut av at i Norge er det vanlig å fordele lengdearmeringen jevnt over begge sider.

## 13.4 – Distribution of Flexure Steel in Wall

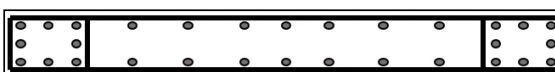
Steel can either be distributed uniformly along the wall or concentrated at the end:

### Distributing Steel Uniformly



- Almost as much strength
- Sufficient ductility
- Less buckling of bars at ends
- Less splitting at wall toe
- More clamping, more sliding shear capacity

### Concentrating Steel at Ends



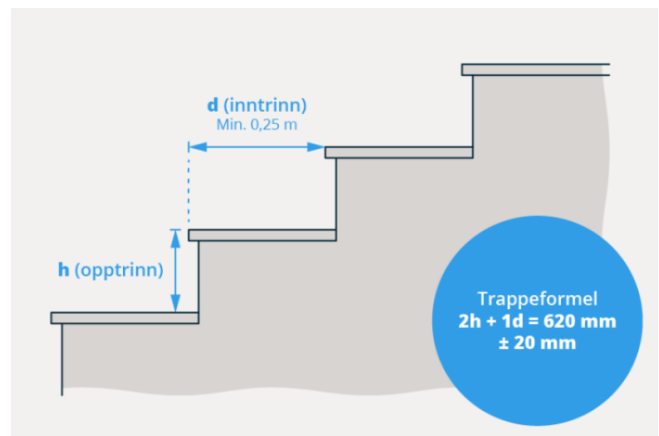
- Slightly greater strength
- Greater ductility
- Possible buckling of bars at ends (if not properly confined)
- Possible splitting of wall toe (if not properly confined)
- Less sliding shear capacity

Figur 39: sammenlikning 2 ofte benyttede armerings detaljer vertikale veggskiver (22)

## 11 Trapper

Det er valgt å prosjektere trappen i oppgaven for å få oppgaven til å bli mer realistisk i denne tilfellen. Trapper må tilfredsstillte både brukskrav, brannkrav og lydkrav ihht. TEK 17, i tillegg til å være sikker som bærendekonstruksjon. I denne oppgaven er dimensjoneringen av trapper begrenset til kun til brukskrav og konstruksjonssikkerhet.

TEK17 § 12-14 1d) angir en trappeformel som alle trapper skal tilfredsstillte slik at trappen ikke blir for bratt eller med lav helning at den blir forlang. Se figuren til høyre. Trappen i Lade Alle 84 var valgt slik at dette kravet er tilfredsstillt, med inntrinn lik 250mm og opptrinn lik 180mm. Se **tegning 12**.



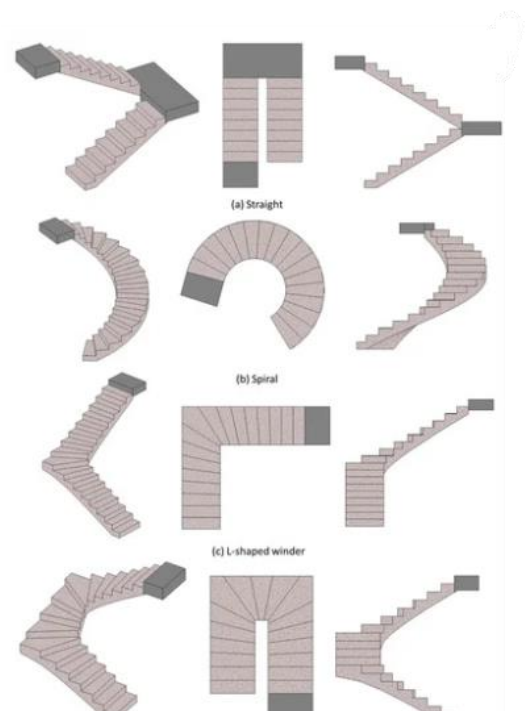
Figur 40: Utdrag fra TEK17

Statiske systemer for trapper er mange med varierende kompleksitetsgrad i prosjektering og utførelse.

Arkitektene har valgt en enkel trappeutforming, med 2 rette løp og et repos mellom i alle etasjer i bygget.

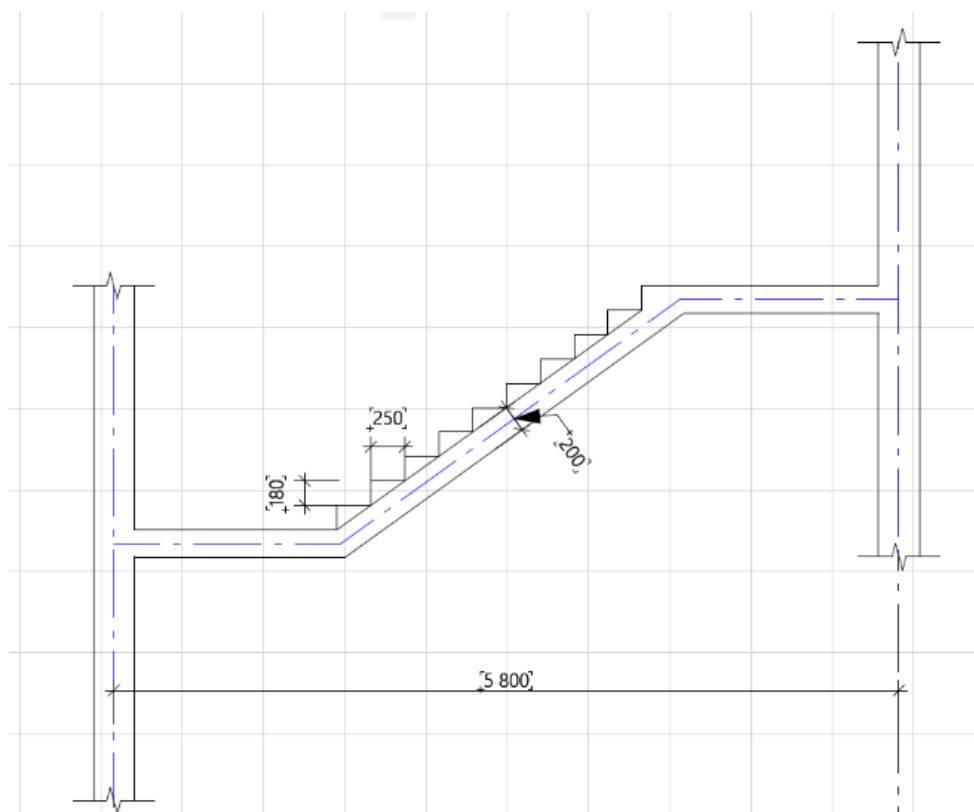
Dette gjorde at trappen ble relativt enkel å dimensjonere.

Trappen løper mellom en enkel skive i en og en koplet U-skive i den andre eden. Spennviddeforhold mellom lengste og korteste spenn er større enn 2, og trappa kan behandles som en enveis plate som tilsvarer et helt løp i en retning. Det er valgt å ha leddet forbindelse mellom tapp og skivene siden det er ikke krav om å få trappen til å overføre momenter til skivene. Se bildene

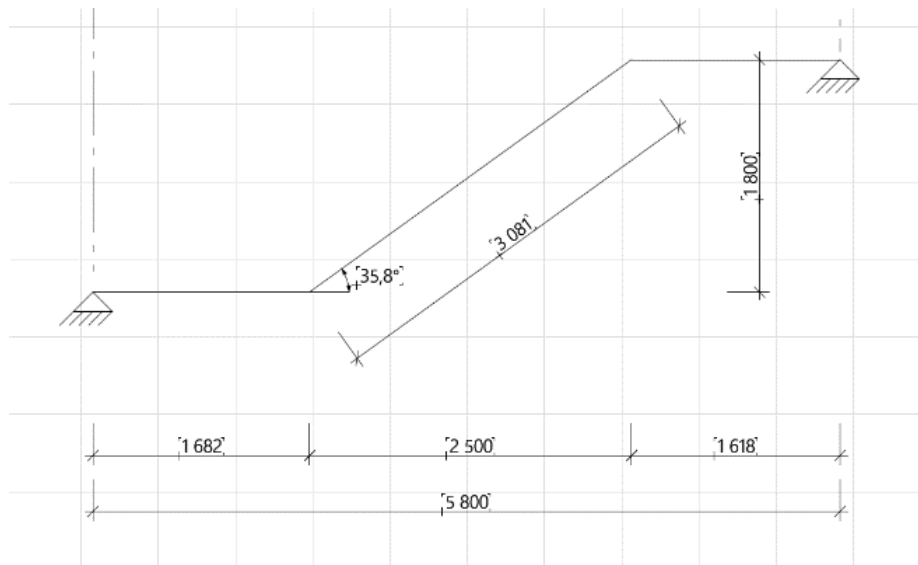


Figur 41: Ulike trappesystemer

til høyre og nedenfor. Videre, ble lasten for trinnene påført som en ekstern egenlast i tillegg til egenlasten til trappeplaten under trinnene og nyttelasten.



*Figur 42: Trappesnitt*

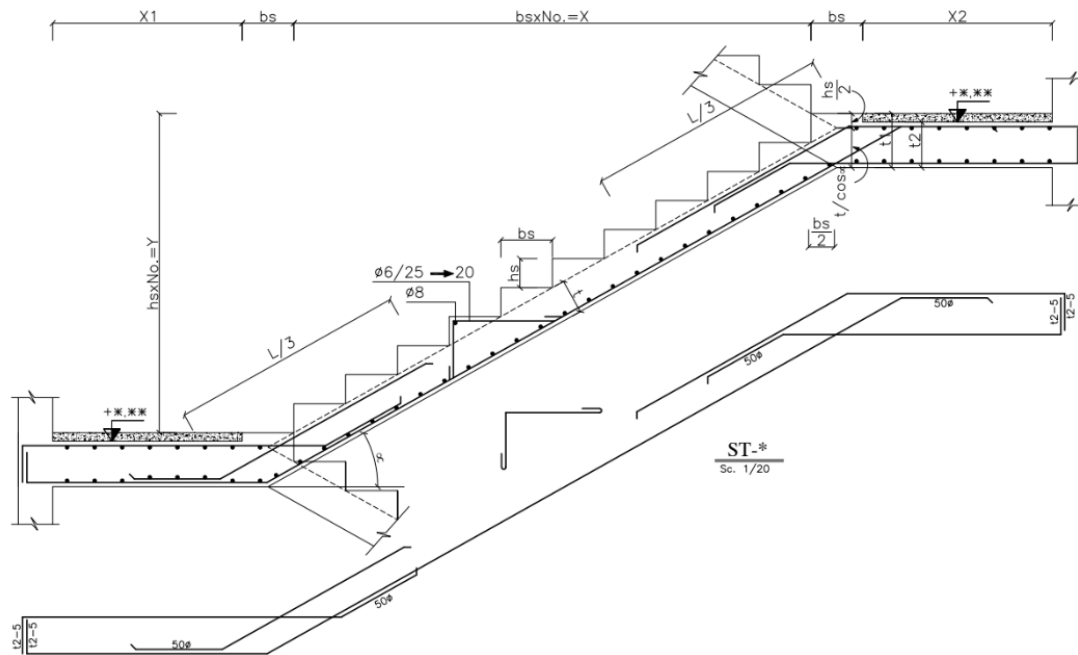


Figur 42: Statisk modell av trapp

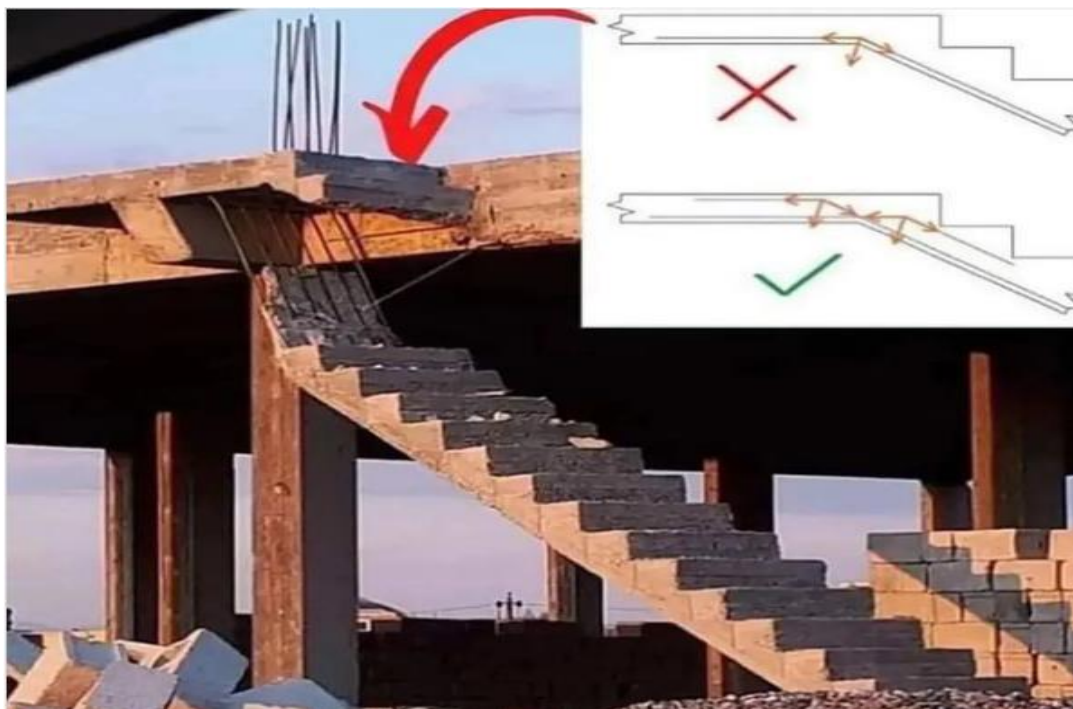
Kapasitets kontroll av trappen og beregning av nødvendig armerings mengder skjer etter kravene til EC2-1-1 om enveis plater. Se **vedlegg 11** for beregningsprosessen.

Det som er mest kritisk i trapper, er detaljering av knutepunktene med momenter som krysser hverandre. I slike knutepunkter, kan føring av armeringsjern rett uten noe spesiell utforming, føre til sprøbrudd av trappen siden 2 strekk komponenter kan gi en trykk resultant som virker over bare overdekningen som er lite i dybde. Betongen i slike knutepunkter knuses pga. den store trykkraften. En kilde (1) anbefaler å benytte saksformet armerings utforming når trykkresultanten virker over bare overdekningen i overganger mellom trappeløp og repos. Dette blir litt vanskelig å utføre på byggeplass, men mulig, og er benyttet internasjonalt i plass støpte trapper.



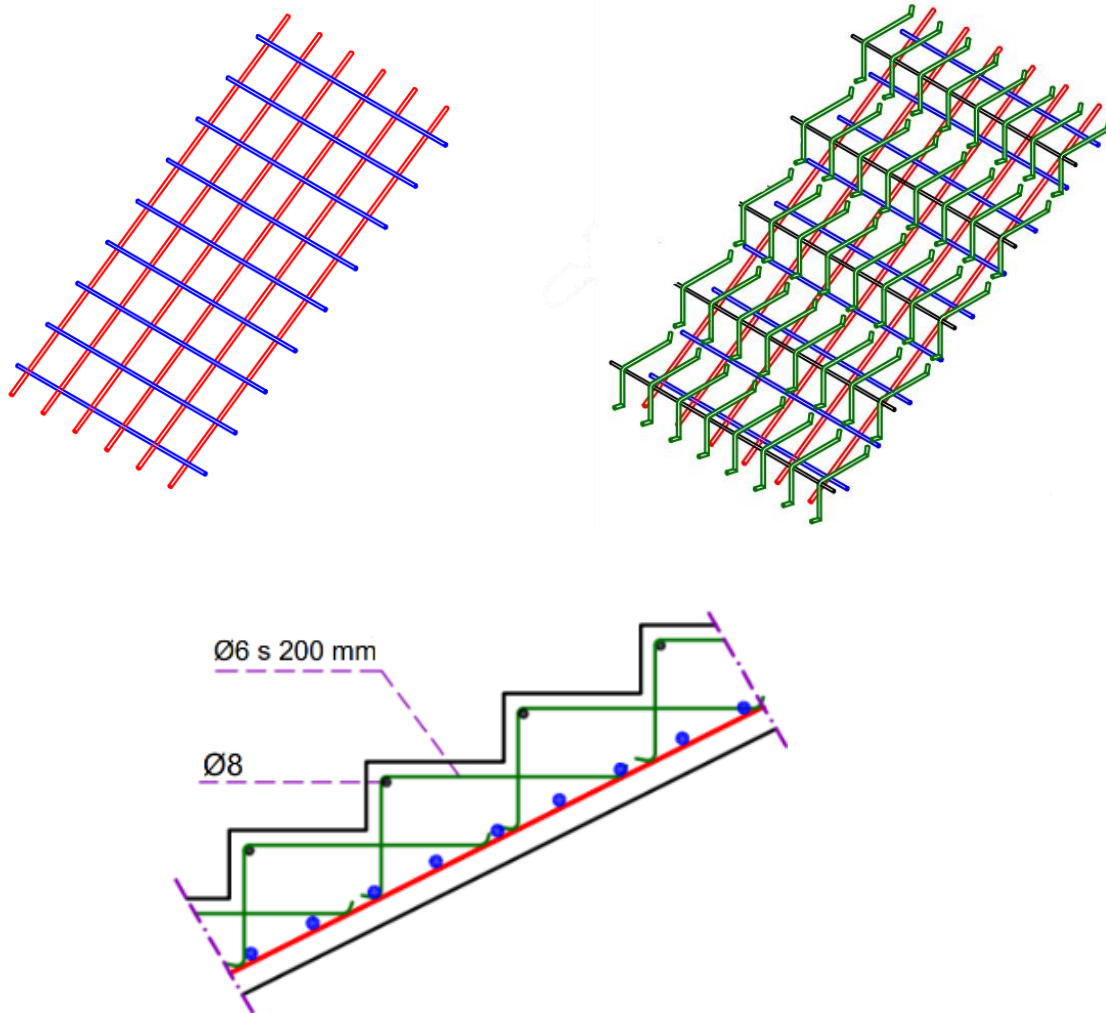


Figur 43: Typisk detalj av trapp armering, hentet fra (23)



Figur 44: Brudd ved å ikke lage en saksformet armeringsdetalj

(23) anbefaler å armere trinnene med L-kroker med 5Ø8/m bredde og en stang Ø10 i hvert hjørne mellom inntrinnet og opptrinnet. Dette er for å få mindre oppsprekking av trinnene siden avstanden til hovedarmeringen i bunnen er stor. I tillegg, anbefaler (26) å bruke slik armering for å hindre svinnriss i toppen av trappa, siden i praksis alle enveis og toveis plater med tykkelse større enn 150mm får svinn armering i toppen som er ikke en del av statisk nødvendig armering. For å få mindre egenvekt i trappen, er det valgt å benytte Ø8 i hjørnene og Ø6 i trinnene.



Figur 45: Øverst: 3D modeller av trappearmeringen. Nederst: Valgt armerings diametere i trinnene.



## 12.2 Sekundære bjelker

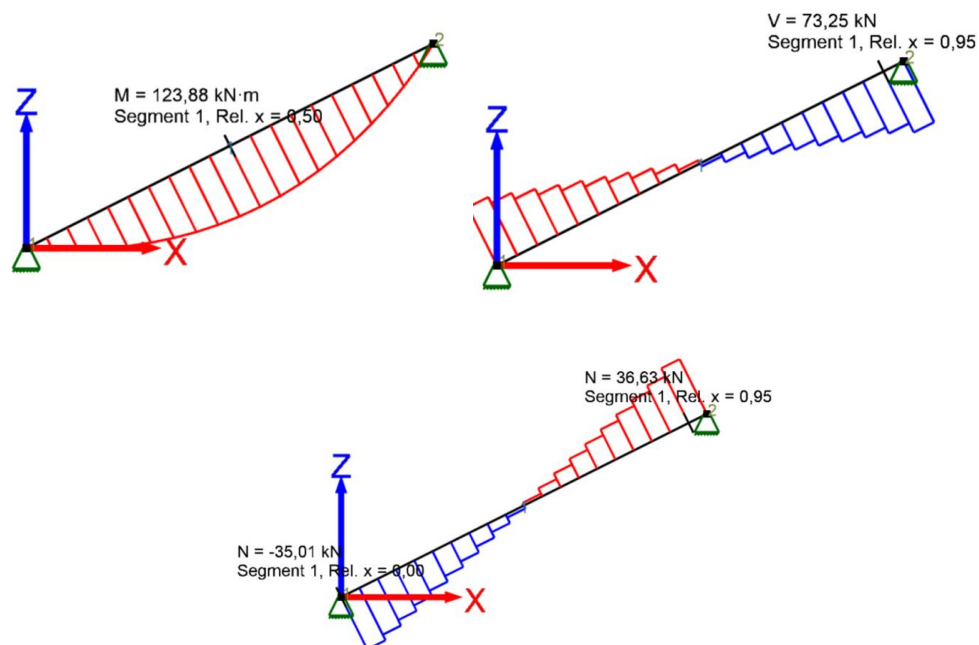
Det er både gunstig og konservativt å se på den bjelken som vil ha den mest kritiske tilfellen, altså den som bærer mest last. I denne oppgaven vil det være bjelken som ligger mellom akse 9 og 10 som har en lengde på 6.7m. Den vil bære areallast av  $6.7 \cdot 3.475 \text{ [m}^2\text{]}$ , men i beregningene er dette oversatt til en linjelast.

For å få til dette, multipliseres  $6.91 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.475 \text{ m} = 24 \text{ kN/m}$  belastning på den sekundære bjelken. Bjelken vil være fritttopplagt grunnet knutepunkt som blir omtalt senere.

Det blir foretatt en hånd beregning av moment og skjærkraft, se **vedlegg 3** som resulterer i:

- $M_{\max} = 135 \text{ kNm}$
- $V_{\max} = 80.4 \text{ kN}$

Den sekundære bjelken ligger egentlig på skrå i virkeligheten og dermed vil det også oppstå aksial kraft N i bjelken som må kontrolleres. Bjelken lagt inn i digitalt verktøy Focus for å beregne de ulike kreftene.



Figur 47: Moment, Skjær og Aksialkraft diagram til den kritiske sekundære bjelken

Både skjærkraft og moment blir mindre i Focus enn ved håndberegning:

- $123.88 < 135 \text{ kNm}$
- $73.25 < 80.4 \text{ kN}$
- $N_{\max} = 36.63 \text{ kN} \sim 37 \text{ kN}$

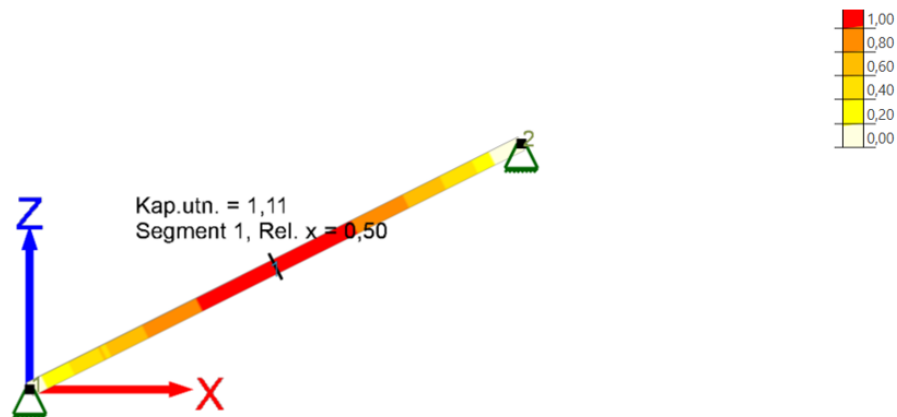
For å være konservativ, velges det å bruke de største verdiene som kommer fra håndberegning i tillegg til aksialkraften som blir beregnet med Focus.

I utgangspunktet var alle profilene brukt som HEB-180, dermed kontrolleres det om denne profilstørrelsen har tilstrekkelig kapasitet. Se **vedlegg 3**.

Første kontrollen er å regne ut nødvendig elastisk motstandsmoment for å motvirke momentet påført denne bjelken. Moment er som regel dimensjonerende. Det viser seg at den nødvendige vil være på  $339 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  mens det elastiske motstandsmomentet som en HEB-180 har ifølge Profiler og formler **(13)** er på  $426 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ .

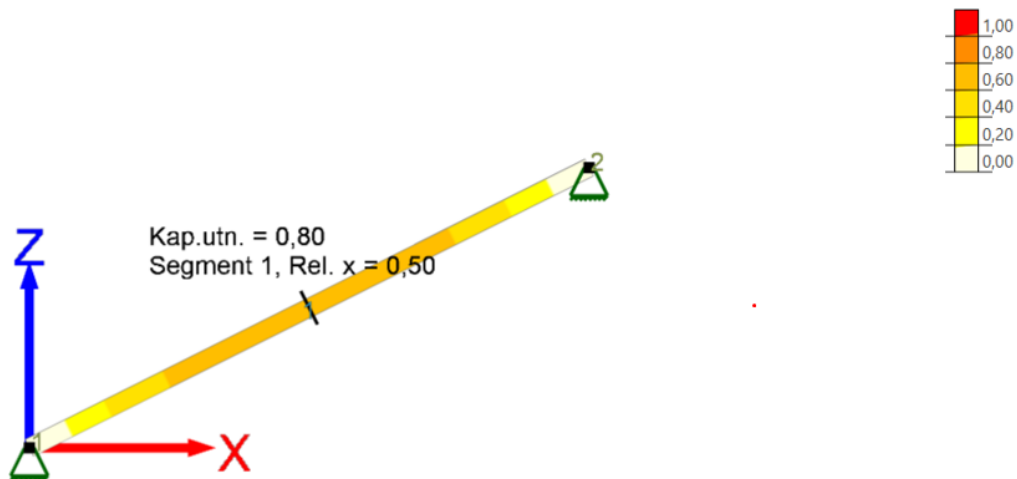
Denne kontrollen er ikke nok, men kan gi et pek på om man ligger i et område hvor profilen er passende. Det blir foretatt beregninger av opptredende skjærspenning, spenning på grunn av moment og aksialkraftspenning ved bruk av de grunnleggende formlene, se i **vedlegg 3**.

Etter at alle spenningene er beregnet, blir alt satt sammen i Von Mises kriterium som viser at kapasiteten ikke er tilstrekkelig. Kapasitet blir kontrollert også i Focus:



Figur 48: Kapasitetskontroll i Focus med bruk av HEB-180

Ifølge håndberegning er det 338.6 MPa som er 0.6 større enn kapasiteten på 338 MPa. For å få tilstrekkelig kapasitet, velges det å gå opp en størrelse i profil, til HEB-200 som. Siden det var veldig lite som skilte tilstrekkelig og ikke tilstrekkelig kapasitet, så lite som 0.6 blir det ikke foretatt nye håndberegninger. I stedet kontrolleres kapasitet med bruk av profil HEB-200 i Focus og følgende diagram kommer ut:



Figur 49: Kapasitetskontroll med bruk av HEB-200

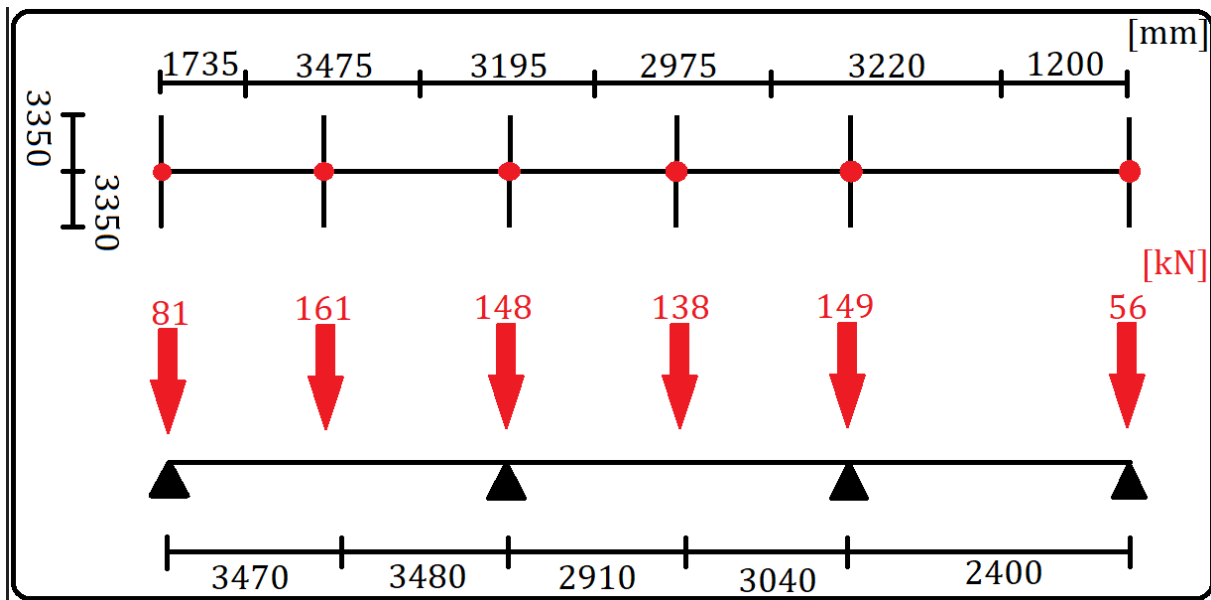
Det viser seg at kapasitet til HEB-200 vil være tilstrekkelig og dermed blir denne brukt videre i beregninger. Det vil senere vise seg av dimensjon av denne måtte økes grunnet forbindelser, mer om dette i følgende kapitler.

### 12.3 Primære bjelker

Det er mange primære bjelker og det er gunstig å velge samme dimensjon for alle primære bjelker. Derfor, må den mest kritiske bjelken dimensjoneres for. I denne tilfellen, er det ikke fullt så lett å bestemme den mest kritiske bjelken, grunnet ulikt antall sekundære bjelker som kommer inn på primære bjelker.

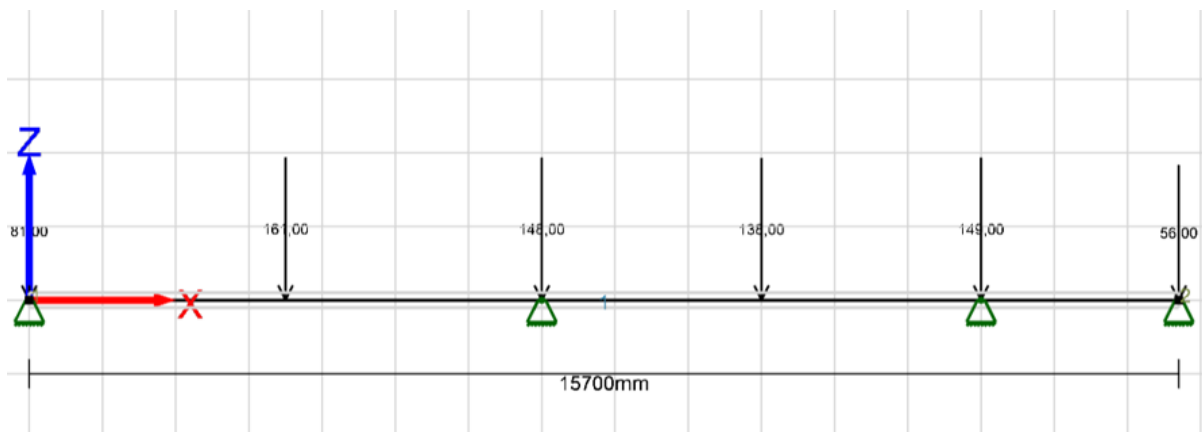
Det defineres flere mulige kritiske bjelker, i denne tilfellen blir det bjelker nr. 1, nr. 5, nr. 10 og hjørnebjelken. Disse ble definert ved sammenligning av areal som blir båret av sekundære bjelker som festes inn i de primære. Areal multiplisert med lasten per kvadrat vil gi en punktlast i kN. Det er slik at i alle knutepunkt vil det være en sekundær bjelke på hver sin side, punktlaster fra de summeres. Dette er enkel prosess, men må ses på nøye.

Først blir bjelken sett på ovenfra, for å definere hvor stort areal fra hver sekundær bjelke er koblet inn i den primære. Deretter regnes det ut resulterende kraft og en 2-D figur lages med påførte laster som skal senere brukes i Focus. Her følger beregningen av bjelke i akse 10 som viste seg i etterkant å være mest kritisk, se i **vedlegg 3** for beregning av alle relevante bjelker:

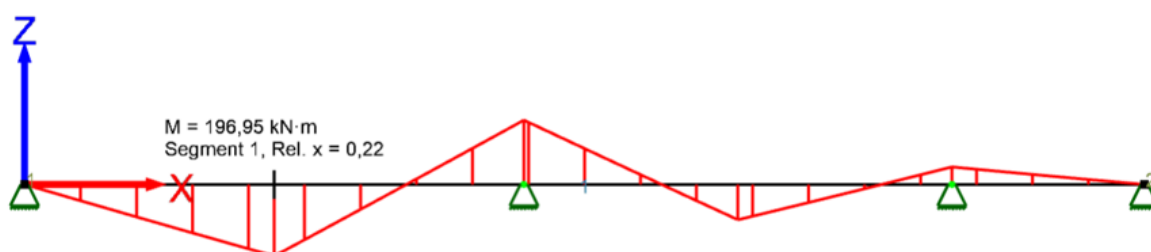


Figur 50: Krefter i bjelke (10)

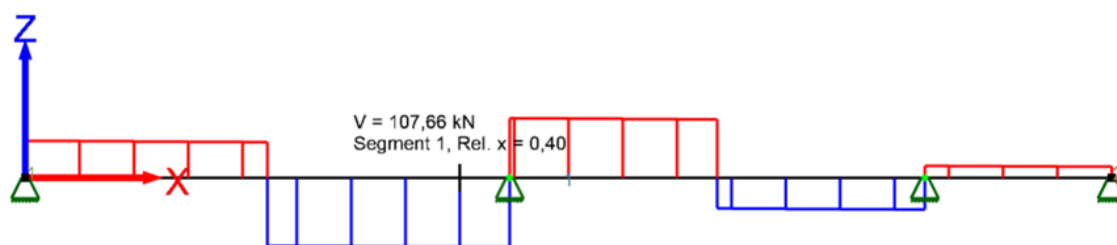
For å finne moment og skjærkraft som opptrer i bjelken, blir denne modellen videre lagt inn i Focus:



Figur 51: Focus modell av bjelke (10)



Figur 52: Momentdiagramm bjelke (10)



Figur 53: Skjærkraftdiagramm bjelke (10)

Det blir beregnet at:

- $M_{\max} = 196.96 \sim 197 \text{ kNm}$
- $V_{\max} = 107.66 \sim 108 \text{ kN}$

Ved definering av nødvendig elastisk motstandsmoment blir det tydelig at det kreves  $583 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ , dermed velges HEB-220 som har  $W_y = 736 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ .



Spenning på grunn av moment og skjær blir beregnet. Det er slik at moment er vanligvis den dimensjonerende og spenning som kommer fra skjær for kontroll skal være den som oppstår der momentet er størst. En konservativ forenkling er å bruke den størst mulige skjærspenningen i kontroll. Se detaljerte beregninger av bjelke 10 i **vedlegg 3**.

Ved foretatt kontroll, ved hjelp av Von Mises kriterium blir det tydelig at kapasiteten er tilstrekkelig. Ved kontroll med Focus vises det ikke å være tilstrekkelig kapasitet:



*Figur 54: Kapasitetskontroll av bjelke (10) med bruk av HEB-220*

Dette er sannsynligvis grunnet vipping. I utgangspunktet er bjelken fasthold mot vipping og dermed skal ikke dette opptre i konstruksjonen. Grunnet senere utfordringer med koblingspunkter, var det nødvendig å øke profilstørrelsen til HEB-280. Dessuten, vil dette også være konservativt i tilfellet vipping skulle være et problem. Her er kapasitetskontroll ved bruk av HEB-280:



*Figur 55: Kapasitetskontroll av bjelke (10) med bruk av HEB-280*

Ifølge Focus vil det være tilstrekkelig kapasitet med utnyttelse på 0.84.

## 12.4 Bolter og skrue forbindelser

Sekundære bjelker må bindes med de primære på et vis, og disse forbindelsene på ha tilstrekkelig kapasitet for å bære det de blir belastet med. Alle forbindelser ble bestemt til å være en bolte forbindelse i den sekundære bjelken som vil bli omtalt i dette kapitlet og en sveiseforbindelser i den primære som vil bli omtalt i det neste kapitlet.

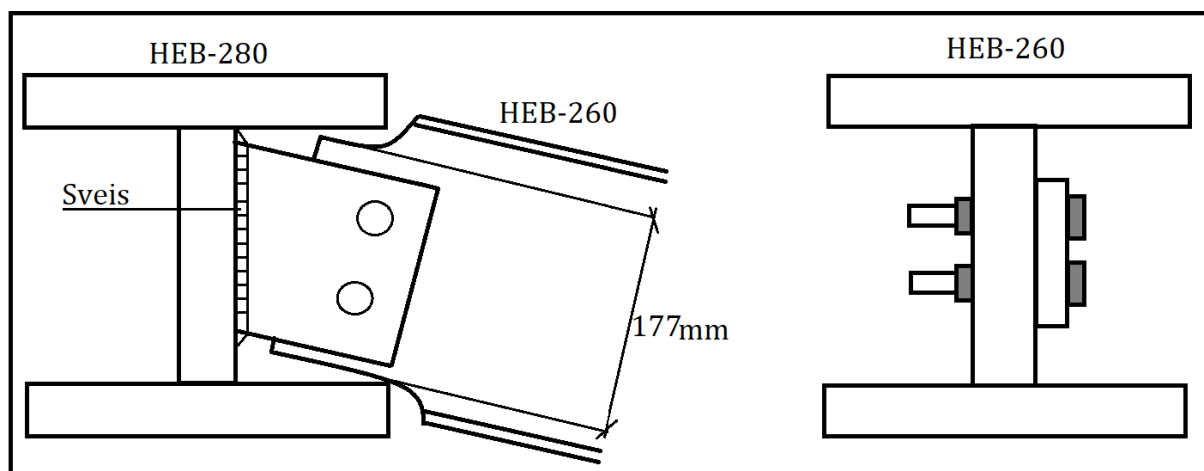
Det er bestemt å bruke to bolter for å få til et fritt opplagt tilfelle for den sekundære bjelken. Det opptrer skjær og aksial kraft i forbindelsen. Grunnet eksentrisitet til skjærkraften, vil det også skape et lite moment, som viser seg til å utgjøre en stor forskjell. Momentet måtte dekomponeres i et kraftpar som skaper moment og resulterer i et stort bidrag.

Totalt sett den verste skruen vil ha:

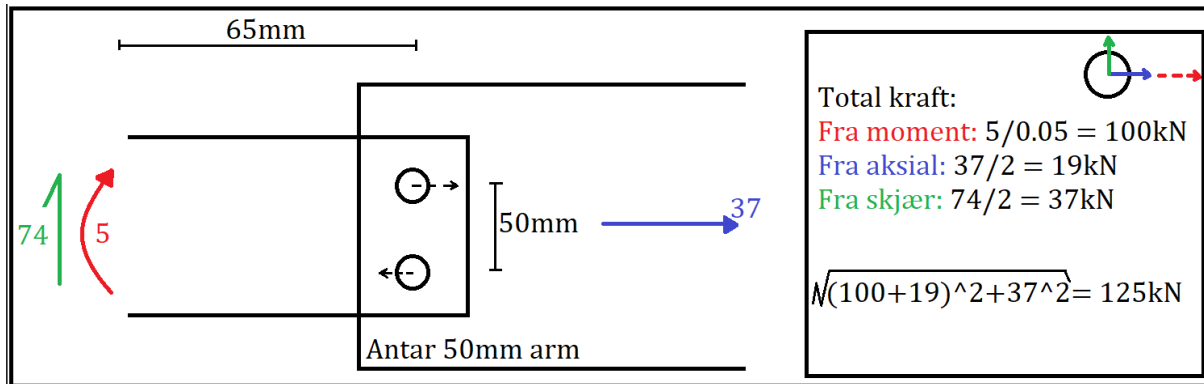
- 100 kN grunnet kraftpar fra moment
- 19 kN fra aksialkraft
- 37 kN fra skjærkraft

Aksialkraft og bidraget fra moment går i samme retning, mens skjærkraften står normalt på begge. De samles til en total kraft ved bruk av Pytagoras, som blir på  $F = 125$  kN.

Se gjerne i **vedlegg 3** for komplette beregninger. Kontroll er foretatt etter Eurokode 3 del 8. Her kommer noen utklipp:



Figur 56: Skruer og sveiseforbindelse av primær og sekundær bjelke



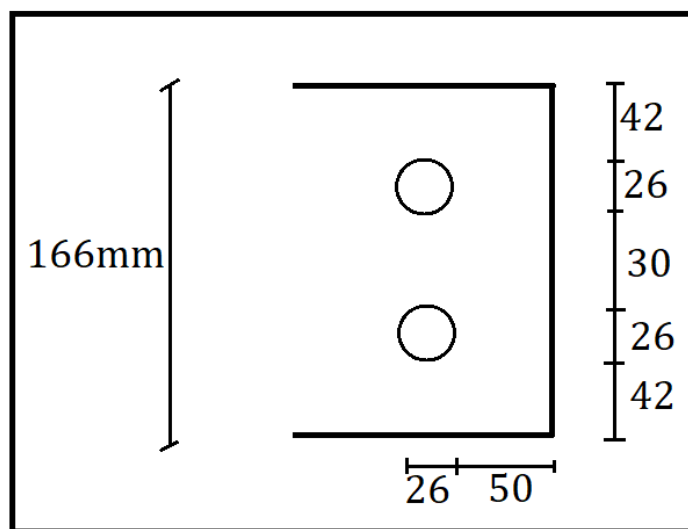
Figur 57: Utklipp av håndberegning av total kraft på den kritisk påkjente bolten

Figurene viser en situasjon med bruk av allerede økte størrelser på profilene. Grunnen til økning er kapasitet av hullkant, som viste seg å være for lite. Ved bruk av HEB-200 på en sekundær bjelke, ville den størst mulige platen som kan festes til denne ha for små kanter. Ved noen sideberegninger, viste det seg at platen måtte økes med totalt 32mm i høyde, 16mm på topp og bunn for å være tilstrekkelig. Det gir en plate på 166mm, noe som passer kun i profil HEB-260 og oppover. Dermed velges profil HEB-260 for å kunne passe inn denne platen. En slik økning, også fører til for lite steg i primære bjelken for en senere plate som skal sveises inn, dermed var HEB-280 et gunstig valgt for den primære bjelken. HEB-260 vil ikke kunne komme seg inn imellom HEB-280, derfor blir begynnelsen på flensen på toppen og bunnen skjært av. Kapasitet av avskjært profil kontrolleres i senere kapittel.

Følgende blir valgt:

Skruer 10.9 M24

- $F_{d,t} = 254.2\text{ kN}$
- $F_{d,v*} = 141.2\text{ kN}$



Figur 58: Skrueplate

Skruene er hentet fra Profiler og formler, valgt med tanke på kapasitet og har tilstrekkelig kapasitet i avskjæring og strekk. Hullkant blir kontrollert til å være på 126.5 kN som er tilstrekkelig i denne tilfellen. Til slutt, blir kapasitet av strekkstav kontrollert som viser seg til å være tilstrekkelig. Se i **vedlegg 3** for beregninger:

### 12.5 Kapasitet av avskjært HEB-260 profil

I denne sjekken, er det ikke tabell verdier som kan hentes ut for andreareal moment og første areal moment. Disse må beregnes ved bruk av det nye tverrsnittet. Krefter som oppstår i dette tverrsnittet, er:

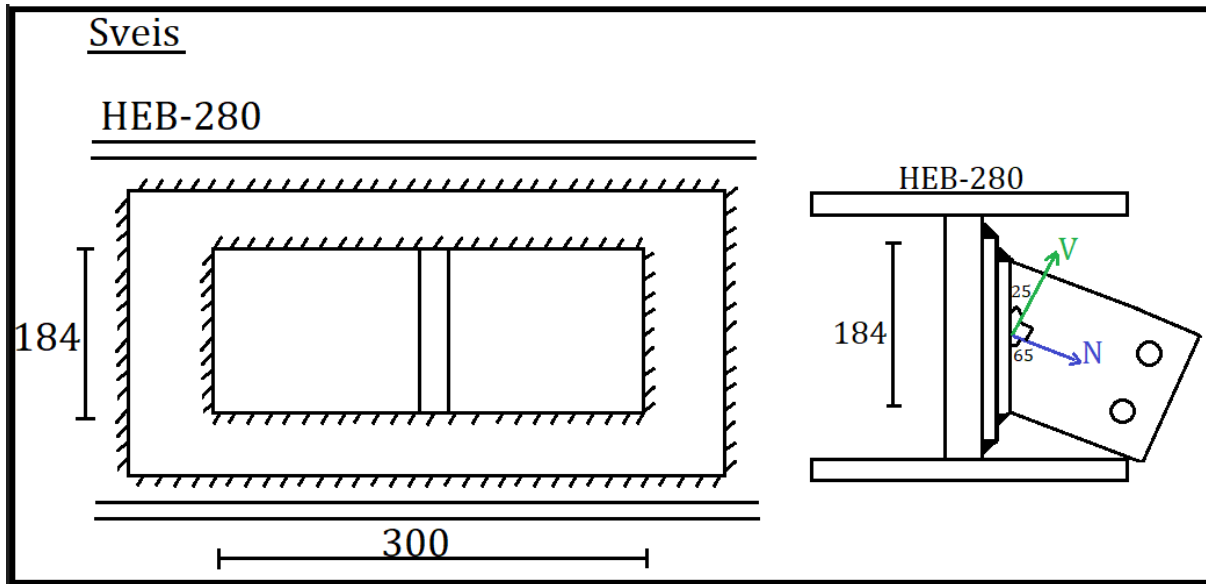
- $M = 5 \text{ kNm}$
- $V = 74 \text{ kN}$
- $N = 37 \text{ kN}$

Spenningen blir beregnet og deretter satt inn i Von Mises kriterium som resulterer i tilstrekkelig kapasitet  $249.5 \text{ MPa} < 338 \text{ MPa}$ .

Se i **vedlegg 3** for beregninger.

### 12.6 Sveis

Løsningen for sveis blir å sveise først på en ekstra plate på hver side av HEB-280 for så sveise på selve hjørne-platen som er skrudd inn i HEB-260. Dette er valgt slik for å øke tykkelse på steget til HEB-280 siden den kommer til å ha HEB-260 koblet inn på hver side.



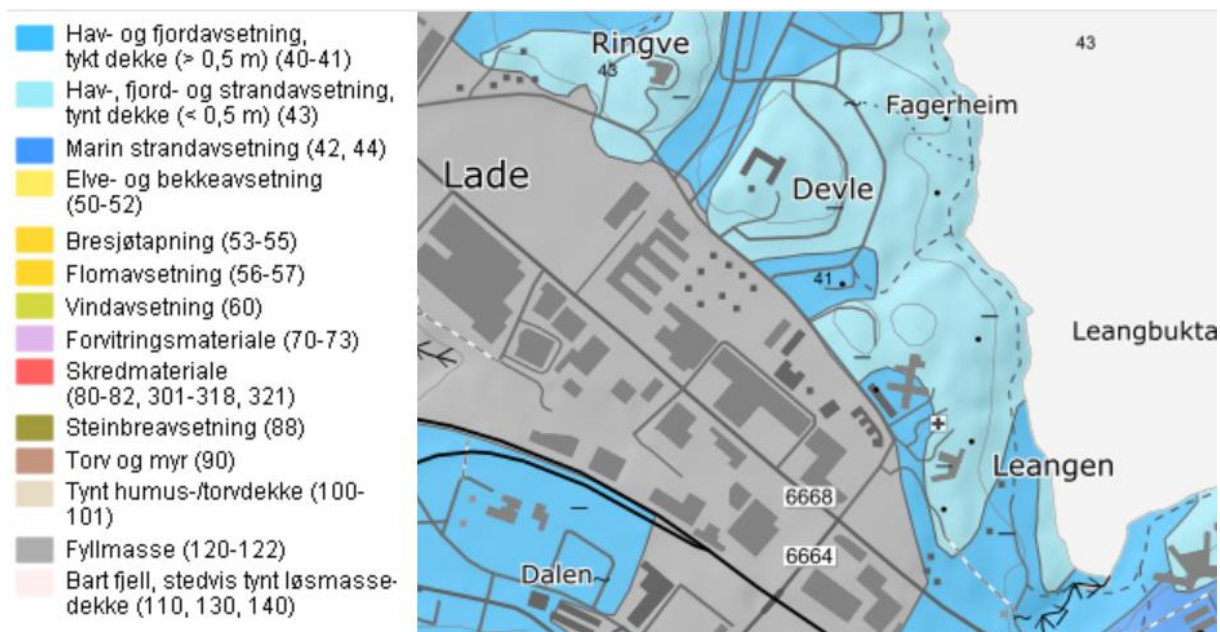
*Figur 59: Sveis av skrueplate og HEB-280*

Det velges å bruke den forenklende metoden for beregning av sveis. Se gjerne i **vedlegg 3** for beregninger. Det er kun den minste sveisen som blir kontrollert. Det viser seg at det er nødvendig med en sveis på 0.96mm, noe som er upraktisk å få til, og dermed blir det brukt den minste praktiske verdien på 3mm.

## 13 Fundamentering

I følge løsmassekart på NGU (24), er den sørøstlige delen av Lade der prosjektet skal bygges er dekket av fyllmasser (Grå sone).

Uten nærmere geotekniske grunnundersøkelser antar vi at det er solide fyllmasser med blanding av sand, grus og pukkk som gir gode grunnforhold.

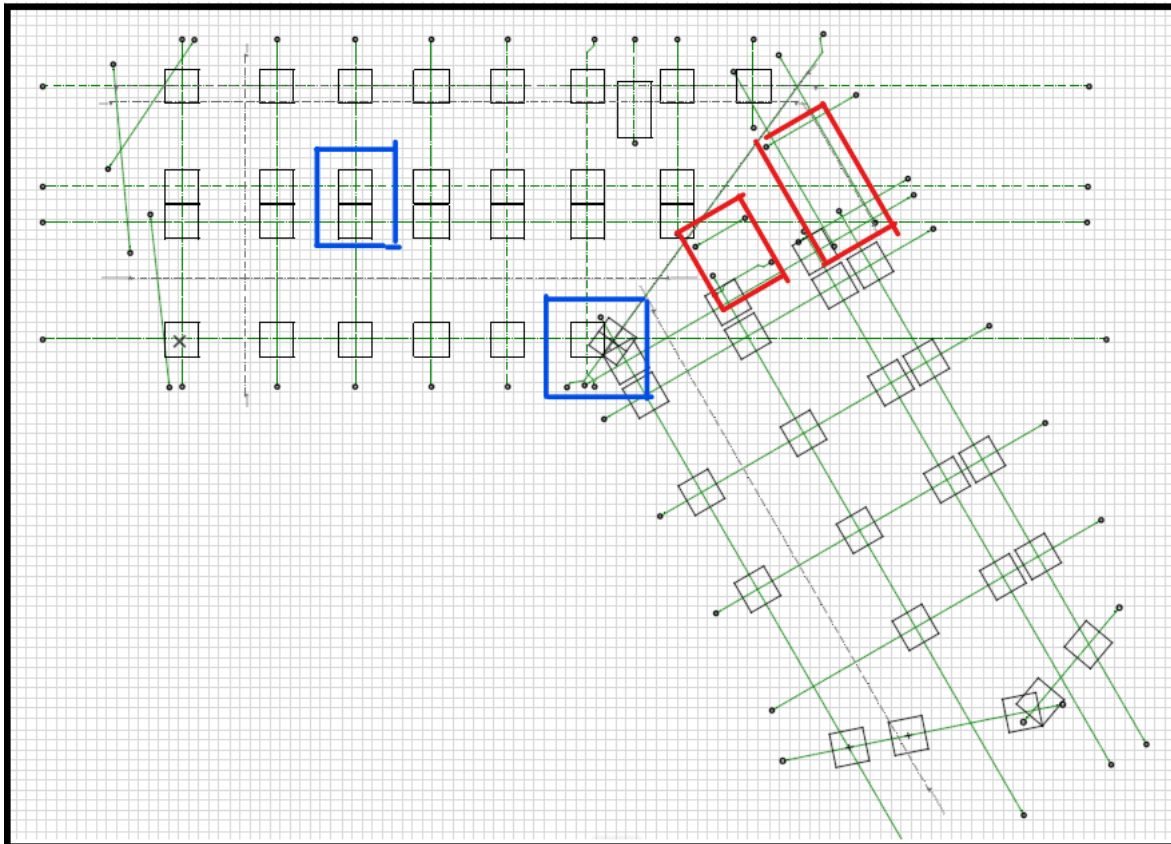


Figur 60: Løsmassekart

På grunn av konstruksjonens bæresystem og grunnforhold velger vi å bruke direkte fundamenterings metode. Ut ifra bæresystemet er det naturlig valg å gå for enten en enkelt platefundamentering eller søylefundamentering, men om vi ser nærmere på konstruksjonens oppsett er det kun et alternativ som vil fungere.

Noen plasser i konstruksjonen er avstand mellom søyler relativt små, som betyr at om bygget skal fundamenteres med søylefundamenter så vil det oppstå kollisjoner. I figur 61 er noen av de mulige kollisjoner vist, hvor blå indikerer sammenstøt mellom to søylefundamenter. Det samme problemet gjelder også for heissjakt og trapperom som er markert med rødt.

Derfor for å unngå kollisjoner det beste alternativet for direkte fundamentering er å bruke et enkelt platefundament der lastene fra bygget overføres direkte ned til grunnen via veggskiver og søyler som flate trykk fra fundamentet. Vi velger plate tykkelse på 400mm noe som er rimelig i forhold til de dimensjonerende lastene som virker på konstruksjonen. Det er også mer gunstig å bruke platefundament fordi det gir mindre jordtrykk/reaksjonskraft sammenlignet med søylefundament og redusere setninger i grunnen.



*Figur 61: Kollisjon av søylefundamenter med hverandre*

Dimensjoneringsprosses:

- Steg1: Finn nødvendig fundamentflate
- Steg2: Bestem nødvendig armering
- Steg3: Kontroller skjærkapasitet, evt. nødvendig skjærarmering
- Steg4: Kontroller forankring av hovedarmering

Planen var å dimensjonere fundamentet i detaljer, men på grunn av tidsbegrensning har vi ikke kommet lenger enn steg1

## 14 Drøfting

### 14.1 Diskusjon

Alle konstruksjonsdeler i betong er dimensjonert av betongklasse B35 (kun fundament i B40), armering i B500NC og alle stålkomponenter er av S355. Dette forutsetning er gjort basert på tiltaksklasse og konstruksjonens kompleksitet. Prosjektet vårt havner under tiltaksklasse 2, noe som gjør valg av betongkvalitet tilstrekkelig. Beregningene er manuelt gjennomført. Dette er etter hensyn til følgende:

- Gruppen har ønske om å sveise sammen alle de teoretiske ferdighetene oppnådd gjennom hele skoleløpet i en praktisk dimensjonerings oppgave med manuelle beregninger.
- Lage en enkel modell av bygget med hovedvekt på å analysere resultatene og håndkontrollere dem.

### 14.2 Flatdekket

Flatdekket er beregnet og dimensjonert etter Eurokode 2 ved bruk av ekvivalent rammemetode med valgt jevn tykkelse(250mm). Ekvivalent rammeanalyse ble utført ved å inndele konstruksjonen i lengde- og tverretning som videre ble delt inn i feltstriper og søylestriper. Lengde retning ble definert som  $L_x$  og tverretning for  $L_y$  hvor  $L_x > L_y$ , som betyr at det er en toveisplate som bærer last i begge retninger. Etter søyleplassering den lengste spennvidde i  $L_x$  ble på 6,95 meter og 6,6m i  $L_y$  noe som ga rimelig verdier i lastanalysen og rasjonelle valg av stålbjelker.

Ved å analysere lastene i Focus, de største momentene i bruksgrensetilstand i x-retning ble 430,5kNm (over innersøyle) og 346,5kNm (i midtfelt). Og 422kNm (over innersøyle) og 331kNm (i midtfelt) i y-retning. Disse momentene er mest kritiske i konstruksjonen og ble fordelt over søylestriper og feltstriper i henhold til krav i EK2, tabell I.1. Ifølge tabellen kan vi velge hvor mye av de negative og positive momenter som skal fordeles i de to stripene. En antakelse ble gjort for å gå frem med 80% negativ og 50% positiv momentfordeling i søylestripen, og 20% negativ og 50% positiv i feltstripen. De momentene ble videre brukt til å beregne nødvendig overkant og underkantarmoring. Flatdekket har lik armerings mønster (armeringsnett) av Ø16 slakt kamstål. Slakkarmoring er valgt ovenfor spennarmoring fordi konstruksjonen ikke har så store spennvidder. Spennarmoring kan kun brukes dersom vi ønsker å



få mindre deformasjoner og lite riss, men dette gjør armeringen mer kostbart og er ikke anbefalt for en boligblokk.

Nedbøyninger i flatdekke tilfredsstillende akkurat kravet i EC2

I stedet for flatdekker andre alternativer for etasjeskillere kunne vært prefabrikkerte hulldekker.

Ved å bruke hulldekket reduseres konstruksjonens egenlast siden det veier ca.50% mindre enn et flatdekket. I tillegg prefabrikkerte hulldekker reduserer prosjektets byggetid. Ulempe med hulldekker er at det kan være nødvendig med høyere tykkelse enn for tilsvarende flatdekket og elementet må hvile på enten betong eller stålbjelker som vi unngikk å dimensjonere ved å velge flatdekker.

Andre vurderinger som kan betraktes er å redusere kamstål fra Ø16 til Ø12. Ved å bruke kamstål med lavere diameter vil automatisk avstanden mellom stengene reduseres som er mer gunstig for å unngå riss i betong.

### 14.3 Søylar

I utgangspunktet ville arkitekten bruke bærende betongvegger i konstruksjonen. For å redusere egenlast og minimalisere betongforbruk erstattet vi veggene med rektangulære betongsøylar.

Som nevnt innledningsvis det er 58 søylar i konstruksjonen, for å begrense oppgaven har vi valgt å dimensjonere to av de (en kant- og en innersøyle) som er mest lastvirkningsutsatt. Ved å fordele planet i arealer som hver søyle må bære, fant vi ut at søylene i akse-G18 og H18 er mest utsatt for last. Søylene vært kontrollert for en lastvirkningskombinasjon av biaksiell bøyning, biaksiell skjær, og aksialkrefter. Disse kreftene kommer fra takets dimensjonerende last på 7kN/m, etasjeskillere på 10,32kN/m og balkong på 6kN/m.

Ved å kontrollere kapasitet til den valgte søyledimensjon 300x400 ifølge dimensjonerende lastvirkninger fra statisk analyse i Focus, det ga følgende resultat:

X-retning for kantsøyle i H18

- Aksialkraft = 1600kN
- Skjærkraft = 55kN
- Moment søyletopp = 104kNm
- Moment søylebunn = 96kNm

Y-retning for kantsøyle i H18

- Aksialkraft = 1600kN

- Skjærkraft = 34kN
- Moment søyletopp= 57kNm
- Moment søylebunn = 53kNm

Ved å bruke rotasjonsfleksibilitets metoden i EC2-1-1 5.8.3.2 ble det kontrollert om søylen er slank og om 2.ordens momenter må beregnes. Knekk lengden ble på 2016mm som er 56% av den totale søylelengden (3,6m). Det ga oss større geometrisk slankhet enn den normaliserte slankhet. Derfor Ifølge nominell krumning etter EC25.8.8.2 ble normalisert slankhet  $\lambda_n$  (11,43) kontrollert og ga mye mindre verdi enn  $\lambda_{lim}$ (38) som betyr at søylene i konstruksjonen er ikke slanke.

Ved å benytte m-n diagram og beregne det som en kort søyle var det bestemt at det er tilstrekkelig med minimumsarmering på 1200mm<sup>2</sup> og 6 armerings stenger i Ø16 med bøyer på Ø10S190 er tilstrekkelig for å ta opp bøyemomenter og aksialkrefter.

#### 14.4 Gjennomlokking

Etter å ha kontrollert alle søylene i konstruksjonen, 10% av de ga gjennomlokking. Dette problemet kunne løses på to måter. Enten å skjærarmere flatdekket i det kritiske kontrollsnittet rundt søylen hvor flaten er belastet eller utvide søyletoppen med et kapitel. Første alternative er mest logisk for vårt prosjekt siden det er boligblokk og høyden på konstruksjonen ikke kan endres pga. arkitektoniske krav.

Ingen av hjørnesøylene ga gjennomlokking. Derimot kantsøyler og innersøyler ifølge beregninger ga for stor reaksjonskraft som betyr at søylen kan penetrere flatdekket. Etter ETA-13/0151 og Eurokode 2. Vi har brukt hilse form stenger som er sveist sammen med horisontale elementer for å gi ekstra kapasitet i dekkets svake punkter slik at det ikke oppstår bøyeriss og skjærriss rundt det kritiske snittet der dekket er i kontakt med søylen. Denne armerings metoden er foreslått fra «Peikko» se **vedlegg 9** som er verdensledende leverandør av produkter for betongkonstruksjoner. Dette er bedre enn å bruke tradisjonell bøylearmering, som kan kreve ekstra lengdearmering over søylene som er ikke statisk nødvendig for å ta opp bøyemomentene, men er viktig bare for å holde de nødvendige bøyelene på plass etter en viss mønster rundt søylene.

## 14.5 Veggskiver

Gruppen har tenkt på avstivningssystemet, og hadde ambisjoner om få den beregnet og detaljert sammen med de andre elementene. 10 skiver var fordelt i konstruksjonen på en måte som får bygget til å bli stiv nok mot vindkrefter. Men etter alt av tak, dekker, og søyler ble dimensjonert, har gruppen møtt barrierer i veien mot å verifisere og prosjektere avstivnings systemet.

Det er ikke gjort detaljerte beregninger av avstivningssystemet pga. følgende faktorer:

- Begrenset tidsramme i oppgaven
- Byggets plan er uregelmessig og ikke symmetrisk at beregningene for å fordele kreftene kunne ikke utføres ved manuelle formler og beregninger anbefalt i betongelementboken. Slike formler gjelder kun enkle rektangulære bygg, og hvor det er antatt bygget består av kun 1 etasje I slike tilfeller er en FEM programvare bedre løsning, siden forenklinger blir ikke konservative.
- Forfatterne har søkt etter mange kilder for å kunne løse problemet, men alle kildene omtalte kun rektangulære bygninger med de manuelle modellene.
- Alle praktiserende ingeniører som enten skrev bøker eller holdt på med forelesninger og seminarer på nettet snakker om detaljering og hvordan kapasiteter sjekkes manuelt etter å ta med modellen på skivene i programmer. Det er upraktisk å benytte komplekse matematiske modeller for å fordele kreftene til skivene i irregulære bygg, og ingen som løser slike problemer manuelt i dag.

Dimensjonering av selve skivene er en oppgave som gruppen kunne gjort, siden dimensjoner og geometri på skivene er valgt slik at de kunne analyseres manuelt med de metodene gruppen har lært i studiet, men valget var å se bort fra dette siden horisontale lastene mangler, og gruppen ønsker ikke å anta slike laster som kan føre til enten over- eller underdimensjonerings av veggskivene.

## 14.6 Fundament

I begynnelsen av bacheloroppgaven hadde vi planer om å dimensjonere fundamentet i detaljer. På grunn av dårlig tid ble det gjort grove antakelser for å tilpasse fundamentet med resten av bæresystemet.

Til dette prosjektet kan direkte fundamentering benyttes på grunn av gode grunnforhold i Lade Alle 84. Fundamentet kan enten være av kun søylefundamenter eller et enkelt platefundament

som overfører lastene fra konstruksjonen direkte til grunnen som et flate trykk fra fundamentet. For å være mer på den sikre side har vi valgt et platefundament siden den fordeler laster over større areal og på den måten får grunnen mindre jordtrykk sammenlignet med søylefundament som vil minimaliserer risiko for setning.

### **14.7 Stålbjelker**

Det er flere erfaringer å trekke ut fra dette prosjektet når det gjelder valg av stålprofiler for tak som skal bære vind og snølast. Den gjetende størrelsen på HEB-180 var klart og tydelig for lite for både en sekundær og en primær bjelke. Til å begynne med, var egentlig forventningen at dette ikke ville være nok, men dette var også en gylden mulighet for å få erfaring og forslaget ble tatt videre. Det viser seg, at en rimelig størrelse i fremtiden å starte på kan være for eksempel en HEB-220 eller HEB-240.

En annen erfaring å trekke ut, er at det kan i fremtiden være mer gunstig å velge en IPE profil i stedet for HEB for den sekundære bjelken grunnet forbindelser. En IPE profil har tynnere flenser enn en HEB, noe som vil gi mer plass på steget for en skrueplate eller en sveis.

Grunnen til at i dette prosjektet ble det valgt å øke størrelsen på den sekundære bjelken til en HEB-260 i stedet for en IPE profil er kapasiteten av den avskjære enden hvor begge flensene mangler mens profilen fortsatt bærer et moment, skjær og aksialkraft. IPE har en tynnere steg og ville ikke holdt med mindre vi hadde økt til en stor størrelse i dette tilfellet.

Den primære bjelken ville holdt med tanke på kapasitet fordi i utgangspunktet var den fastholdt mot vipping. Likevel, en større skrueplate krevde mer plass på steget av den primære bjelken også. Dessuten, var det bestemt å sveise på ekstra plater på steget for å øke tykkelsen og dette krevde også rom. Dermed ble det bestemt å gå videre med en HEB-280 som er et konservativt valg både med tanke på vipping og forbindelser.

### **14.8 Forbindelser**

I utgangspunktet er det mange forskjellige måter å løse forbindelser mellom bjelker på. Det er avhengig i stor grad av den forbestemte statiske modellen til konstruksjonen som avgrensner valgene, og selv dette har flere varianter.

I prosjektet var det et problem med hullkantrykk som viste seg å være kritisk. Opprinnelig oppstod det, når de første beregningene ble dobbeltsjekket og det ble oppdaget at skjærkraften

skaper også et lite moment på 5kNm på forbindelsen grunnet en liten eksentrisitet, som skulle også inn i beregningene. Grunnet liten arm resulterte dette i hele 100kN ekstra per bolt. Dette ga utslag på hullkant kapasiteten og dermed noe måtte gjøres.

Det var flere alternativer for å løse utfordringen, for eksempel å sette på flere skruer altså lage en skruegruppe. Dette lot seg ikke gjøre derimot, fordi en slik løsning ville tvunget til å sette bolter i en skruegruppe av 2 + 2 siden høyden var for liten til å sette inn 3 eller flere bolter. Dersom vi skulle satt inn 2 + 2 bolter, ville det endret på den statiske modellen, som for denne forbindelsen var regnet med fra starten av til å være et ledd, slik at den ikke overfører moment.

En annen mulig løsning kunne være å sveise på en ekstra plate for å øke tykkelsen på steget i stedet. Siden i hullkant formlene inngår den minste platen som i tilfellet var steget fordi skrueplaten er 18mm tykk og steget er bare 9mm, ville dette gi en økning av kapasitet. Det viste seg da, at selv en dobbel økning av denne faktoren ga ikke tilstrekkelig kapasitet.

Beslutningen ble da tatt, at det kreves en større skrueplate i høyden. Dermed ble HEB-260 valgt både med tanke på hullkant kapasitet og kapasitet av en avskjært profil.

Det er nok rom for mindre sveiselengder i prosjektet. Men valget for å både ha en sveis på alle sider og i tillegg sveise på en ekstra plate på hver side av den primære bjelken var tatt bevist på grunn av at det tynne steget ville bli belastet fra to sider samtidig. Dermed var det konservativt å øke tykkelsen av steget først og så sveise på en vinkel plate.

De primære bjelkene skal forankres til betongsøyler ved hjelp av en stålplate og to bolter. Her var det ingen problem siden selv den minste boltene hadde tilstrekkelig kapasitet for å holde igjen taket mot vind sug.

## 15 Konklusjon

Etter 500+ timer med arbeid kan vi konkludere at oppgaven er fullført til en grad hvor gruppen føler seg stolt av resultatene. Vi har fått til å sette opp et solid bæresystem som er en kombinasjon av fundament, flatdekker, søyler, veggskiver i betong og ståltak. Men det gjenstår mye arbeid igjen til å kunne ta bygget fra papir til den reelle verden. De fleste hovedelementene i bæresystemet ble dimensjonert i detaljer og beregnings fremgangsmåte er dokumentert i MathCAD hvor resultatene er presentert i **vedleggene ,1-12 og tegningene 1-22**. Lastanalyser ble utført i Focus og Archicad vært brukt til å produsere tegninger.

## 15.1 Flatdekket

For etasjeskillere ble det bestemt å bruke flatdekker. De ligger direkte på søylene og fordeler last likt mellom dem. Dette alternativet er enkelt å montere og lett å dimensjonere. Resultatet ble toveisflatdekker på 250mm med slakk lengdearmering Ø16 og ekstra overarmering på Ø10. I tillegg balkong på 200mm av Ø16.

Etter utført gjennomlokkings kontroll ga 10% av søylene i konstruksjonen gjennomlokking. Med videre beregninger er det konkludert at flatdekket over en kantsøyle skal skjærarmeres med 6 elementer av 2Ø10 stenger per element der lengde av elementet er 300mm. Og skjærarmering i flatdekker over innersøyer skal ha 12 elementer med 7Ø10 stenger per element og lengde av elementet er 1050mm. Denne armering er kritisk å ha med for å unngå penetrasjon og motstå dannelse av bøyeriss og skjæriss i det kritiske snittet.

Nedbøyning etter lang tid og med kryp og svinn effekter tatt i hensyn, ble for det største feltet som ligger mellom aksene 1—og C-D, på 22.7mm og dette tilfredsstillende kravet i EC2 7.4.1(4). Nedbøyning var beregnet for 1 balkong i sone RS1, med lengste spenn på 2.4 m. Resultatet var 9.2mm som er innenfor kravet.

## 15.2 Søyer

I begynnelsen av prosjektet ble det bestemt å bruke rektangulære søyer i dimensjon 300x400mm og noen plasser i de irregulære soner på 400x400mm. Etter grundige beregninger kom vi frem til et resultat som viste at søylene kan reduseres til 300x300mm. Siden mange endringer som måtte gjøres for å redusere søyle dimensjonen ble det bestemt å fortsette med den opprinnelige dimensjonen for å ikke bortkaste tid på nye beregninger som vi allerede har vist forståelse for. Viktige sjekker som brann motstand, slankhet, gjennomlokkingskapasitet, og gode oppleggs forhold for takbjelkene må gjennomføres for å velge overgangen ned til 300mmx300mm søyer. Ifølge våre beregninger for den mest lastutsatte kantsøyle og innersøyle i konstruksjonen ble det konkludert å bruke 6 armerings stenger av Ø16 og bøyer på Ø6 med avstand S190 for alle søyer i konstruksjonen.

### 15.3 Veggskiver

Tykkelser på veggskivene var anslått til 300mm, og en skive med 400mm. Ut ifra **tegningene 13 og 14**, og **vedlegg 12** om søyleberegninger det viser seg at bygget er lav aksialbelastet, og det er stort potensiale for å senke skivetykkelser for alle skiver ned til 300mm eller 250mm.

### 15.4 Fundament

I utgangspunktet skulle vi også dimensjonere fundamentet, men på grunn av tidsbegrensning måtte vi avgrense arbeidsmengden, så vi valgte kun grove forutsetninger for fundamentet. Med hensyn til lastanalyser og grunnforhold har vi valgt å gå for direktefundamentering som består av et enkelt platefundament med tykkelse på 400mm.

### 15.5 Stålbjelker

Etter alle gjennomførte beregninger, drøftinger og dobbeltsjekk konkluderes det å bruke HEB-280 for den primære bjelken grunnet konservative valg for forbindelser slik som ekstra sveiseplater på steget og kapasitet med tanke på vipping.

For de sekundære bjelkene velges det å bruke en HEB-260 på grunn av høyden som kreves for en skrueplate som kan motstå hullkanttrykk og også grunnet kapasiteten til profilen i endene når begge flensene er fjernet.

### 15.6 Forbindelser

Det velges å bruke skruer 10.9 M24 som vil gi tilstrekkelig kapasitet i avskjæring og strekk for forbindelser mellom bjelkene og skruer 10.9 M14 for å forankre de primære bjelkene til betong søyler.

Skrueplate vil være en vinkelplate som har en tykkelse på 18mm og total høyde på 166mm med to hull på 26mm til M24 bolter. Den skal sveises i den primære bjelken og har tilstrekkelig kapasitet med tanke på strekk stav.

Sveisen velges å være den minste praktisk tilgjengelige sveisen, som er på 3mm i alle sveiseforbindelser.

## 16 Referanser

1. Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning [Internett]. [sisert 21. mai 2023]. Tilgjengelig på: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17>
2. Byggsaksforskriften (SAK10) med veiledning [Internett]. Direktoratet for byggkvalitet. [sisert 21. mai 2023]. Tilgjengelig på: <https://dibk.no/regelverk/sak>
3. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
4. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
5. NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster.
6. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster.
7. NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
8. NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
9. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser.
10. Larsen PK. Konstruksjonsteknikk: laster og bæresystemer. 2. utg. Fagbokforlaget; 2008.
11. Betongelementboken - 2020; Bind B: Avstivning og kraft overføring [Internett]. [sisert 21. mai 2023]. Tilgjengelig på: <https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindB/Forord.pdf&BookId=B;>
12. Celsa Steel Service. Armeringstabeller [Internett]. Tilgjengelig på: <https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/armeringstabeller.pdf>
13. Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner, profiler og formler. 3. utg. Fagbokforlaget; 2003.
14. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2. utg. Fagbokforlaget; 2010.
15. EL Leathy Y. Flat slabs [Internett]. 2020. Tilgjengelig på: <https://www.yasserelleathy.com/download/24-slabs-flat-slabs-2020/>
16. Larsen PK. Dimensjonering av stål konstruksjoner. 2. utg. Tapir akademisk forlag; 2010.
17. Øverli JA, Sørensen SI. Compendium TKT4222 Concrete Structures 3. Department of Structural Engineering NTNU;
18. Al-Ansari MS, Afzal MS. Structural Analysis and Design of Flat Slab with Irregular Column Layouts using Simplified Design Method. SSRG-IJCE. 25. juli 2020;7(7):44-52.



19. The concrete centre. Practical Design to Eurocode 2: Lecture 7 – Columns [Internett]. Tilgjengelig på: <https://www.concretecentre.com/TCC/media/TCCMediaLibrary/PDF%20attachments/Lecture-7-Columns-PHG-B2-Rev-4-2Nov17.pdf>
20. NS-EN 1998-1:2004+A1+NA: Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.
21. Akil S. Sesimic design of building sturctures [Internett]. 2017. Tilgjengelig på: [https://studntnu-my.sharepoint.com/personal/musaba\\_ntnu\\_no/Documents/civil%20engineerring-%20my%20collection/Samer%20Akil's%20lectures%20in%20structural%20engineering/%D8%AC%D8%AF%D8%B1%D8%A7%D9%86%20%D8%A7%D9%84%D9%82%D8%B5.pdf?CT=1684649852411&OR=ItemsView](https://studntnu-my.sharepoint.com/personal/musaba_ntnu_no/Documents/civil%20engineerring-%20my%20collection/Samer%20Akil's%20lectures%20in%20structural%20engineering/%D8%AC%D8%AF%D8%B1%D8%A7%D9%86%20%D8%A7%D9%84%D9%82%D8%B5.pdf?CT=1684649852411&OR=ItemsView)
22. Shear Walls [Internett]. Tilgjengelig på: [https://www.youtube.com/watch?v=CGFk07G7sGI&t=1835s&ab\\_channel=DavidGarber](https://www.youtube.com/watch?v=CGFk07G7sGI&t=1835s&ab_channel=DavidGarber)
23. Arabsik, syrisk kode for betong konstuksjoner, del 3: tegninger og detaljer av armerte betong konstruksjoner. 2006.
24. Løsmasser, Trondheim, NGU [Internett]. [siteret 21. mai 2023]. Tilgjengelig på: [https://geo.ngu.no/kart/losmasse\\_mobil/](https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/)
25. Kolbein Bell - Konstruksjonsmekanikk 2015
26. EL Leathy Y. Staircases [Internett]. 2020. Tilgjengelig på: <https://www.yasserlleathy.com/download/27-staircases-2020>

## **17 Vedlegg**

### **17.1 Plakat**

### **17.2 Artikkel**

### **17.3 Beregninger**

Vedlegg1: Egenlaster til konstruksjonsdeler i boligblokken

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

Vedlegg3: Tak beregninger i bruddgrensetilstand

Vedlegg4: Flatdekke, laster

Vedlegg5: Kapasitetsberegninger og armering av flatdekkene 2-4 ETG, sone RS1i ULS

Vedlegg6: Kapasitetsberegninger og armering av flatdekkene 2-4 ETG, sone RS1i ULS

Vedlegg7: Flatdekke beregninger-soner med irregulær søyleplassering

Vedlegg8: Gjennomlokkingskontroll over søyler i RS1 & RS2

Vedlegg9: Technical manual, Reinforcement against punching failure of slabs, Peikko

Vedlegg10: Flatdekke beregninger i bruksgrensetilstand

Vedlegg11: Dimensjonering av trapp

Vedlegg12: Søyleberegninger

### **17.4 Tegninger**

Tegning1: 3D visninger fra konstruksjonsmodellen

Tegning2: Etasje oppsett, mål, søyle og vegg typer 1-ETG

Tegning3: Dekke oppsett og akser 2- & 3- ETG

Tegning4: Dekke oppsett og aksene 4-ETG

Tegning5: Bunnmatte armering i 2 & 3-ETG

Tegning6: toppmatte armering i 2 & 3-ETG

Tegning7: Detalj Å1 i flatdekke

Tegning8: Armeringsmengder for bunnmatte 2 & 3- ETG

Tegning9: Armeringsmengder for toppmatte 2 & 3- ETG

Tegning10: Gjennomlokkingsarmering 1

Tegning11: Gjennomlokkingsarmering 2

Tegning12: Trapp: plan & snitt

Tegning13: Detalj trappearmering

Tegning14: Søyle bærendearealer 2- & 3-ETG

Tegning15: Søyle bærendearealer 4-ETG

Tegning16: Søyle detalj for kant og innersøyler i sone RS2

Tegning17: Plan hoved takbjelker

Tegning18: Plan sekundære takbjelker

Tegning19: Detalj Yttervegger

Tegning20: Detalj skillevegger og etasjeskillere

Tegning21: Oppbygning og detalj av takkonstruksjonen Kompakte tak på bærende korrigerede stålplater



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

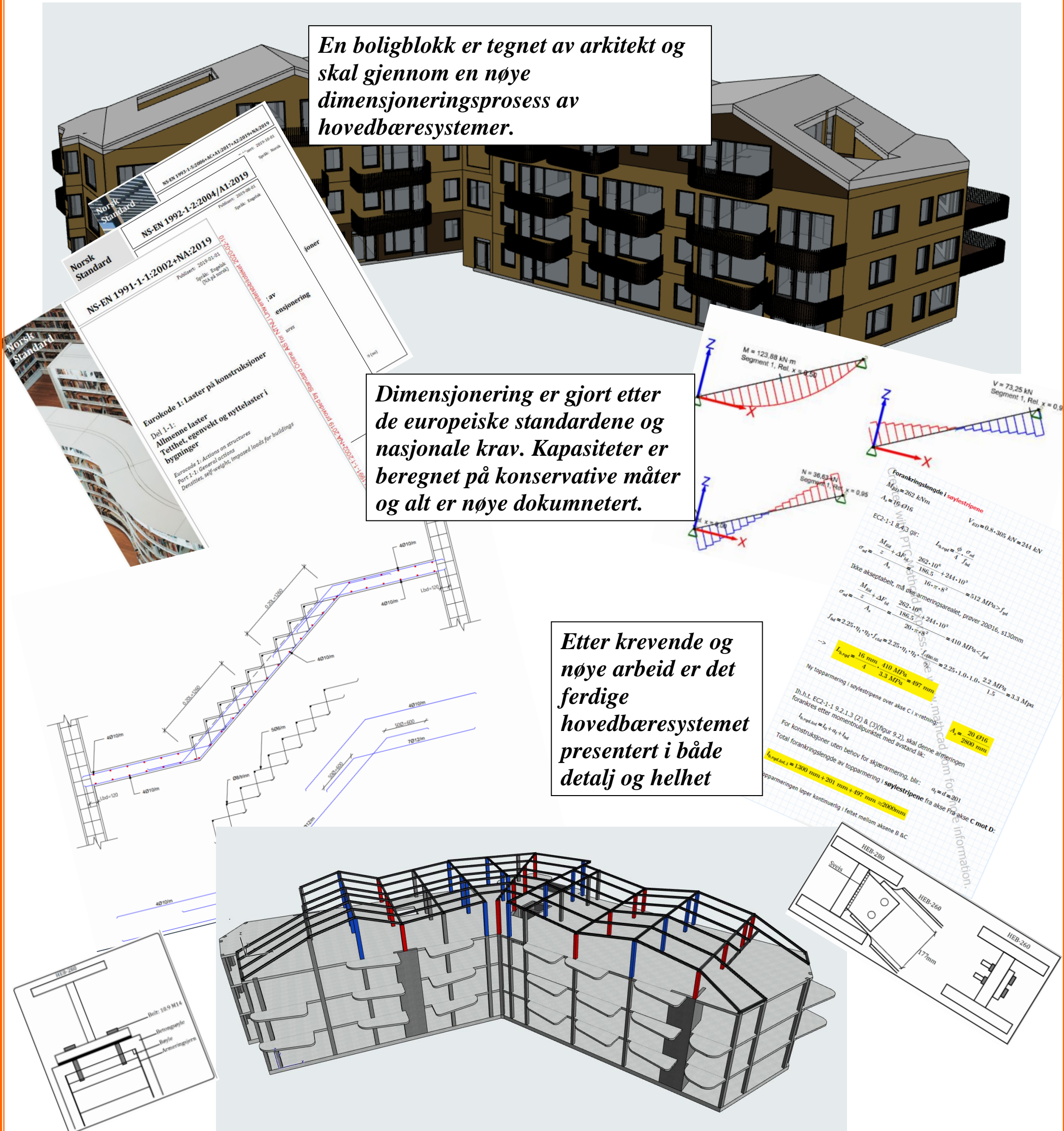
### Structural design & detailing of the structural system in reinforced concrete and steel of a 4-floor apartment building in Trondheim

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*

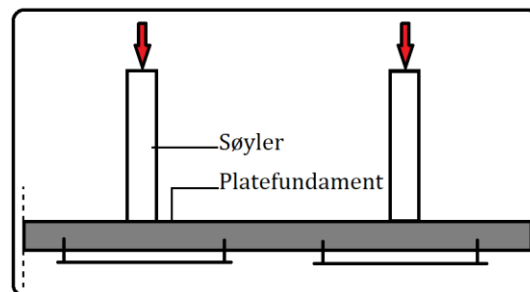


# Artikkel

## 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.

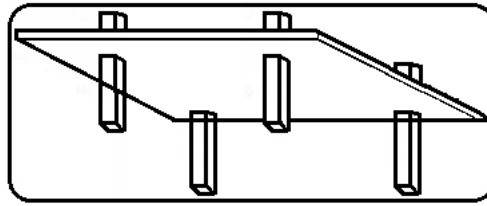
For å prosjektere et bæresystem er det mange ting som må tas hensyn til. For det første må det gjennomføres grundige geotekniske undersøkelser for å finne ut hvilken type fundamentering som er best egnet. I vårt prosjekt «Lade Alle 84» er det gode grunnforhold av sand og grus som tillater oss å bruke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



Figur:1. Platefundament

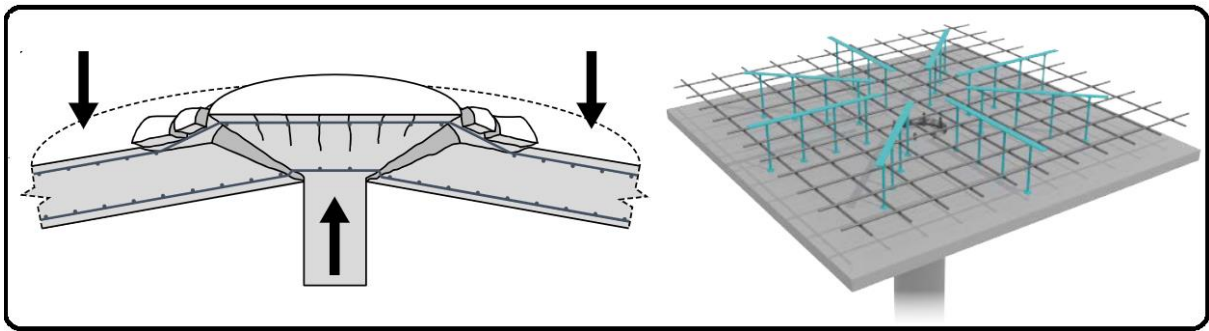
Neste steg i utvikling av et bæresystem er å finne løsning til hvordan konstruksjonslastene skal føres ned til grunnen. I betongkonstruksjoner benyttes enten betongvegger, betongsøylar eller kombinasjon av begge. For å minimalisere egenvekt har vi valgt å gå fram med betongsøylar. Positivt med det er at CO<sub>2</sub>-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 nedbøyning.



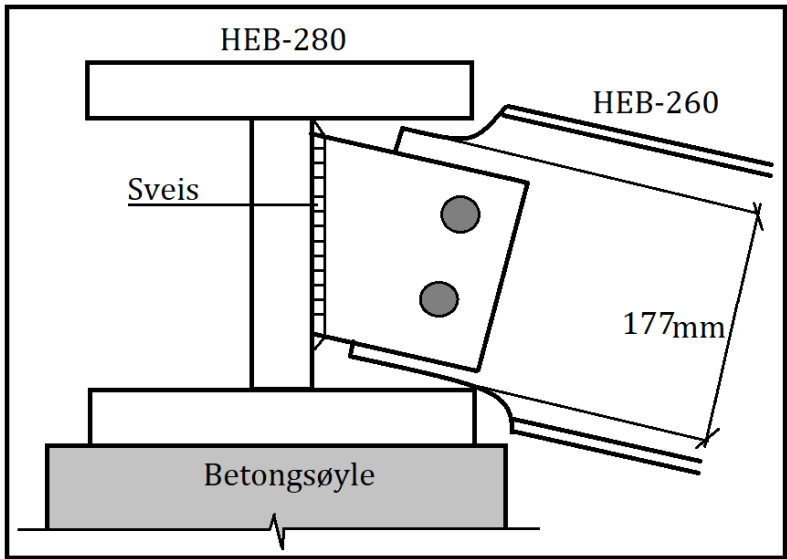
Figur:2. Faltdekker som hviler direkte på søylene

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 stålbejker

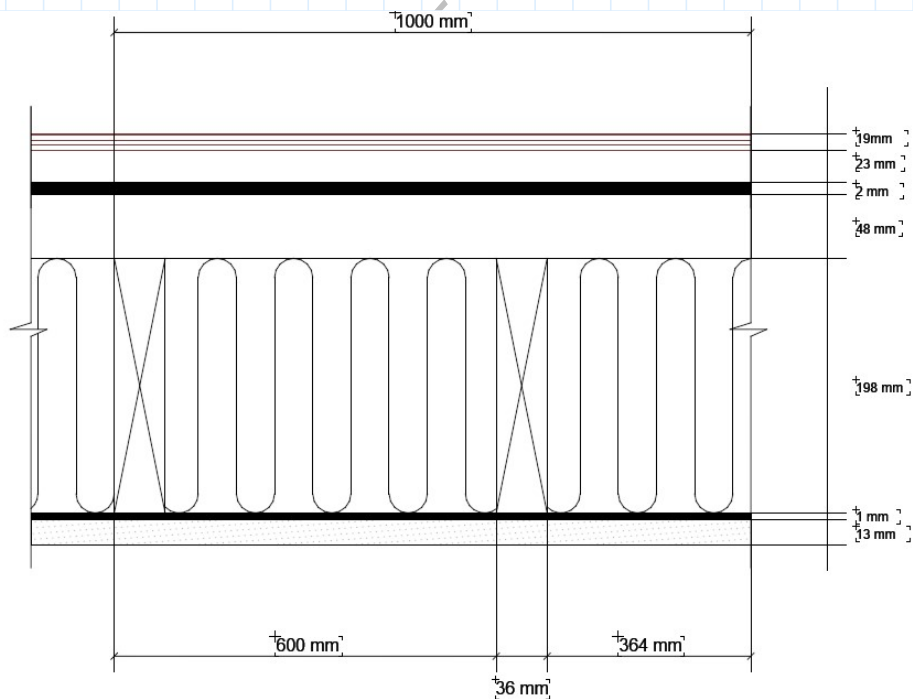
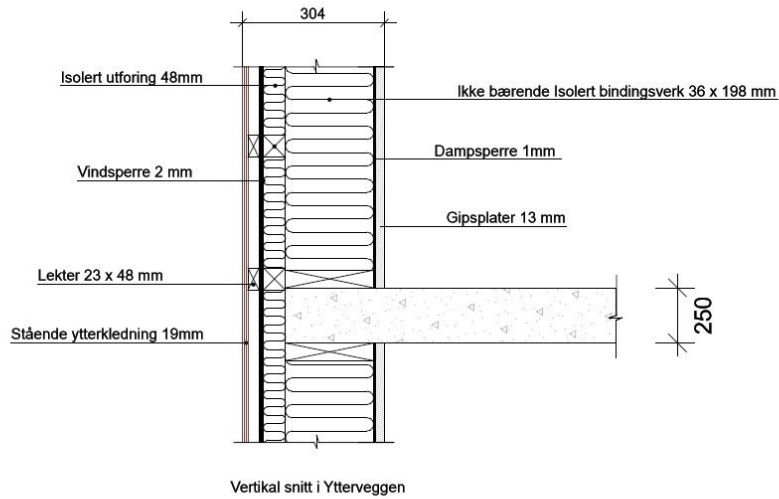
Vedlegg



# Vedlegg 1: Egenlaster til konstruksjonsdeler i boligblokken

## I - Yttervegger

Ytterveggene- Typiske detalj



Horisontal snitt i ytterveggen

Information

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

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

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

**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

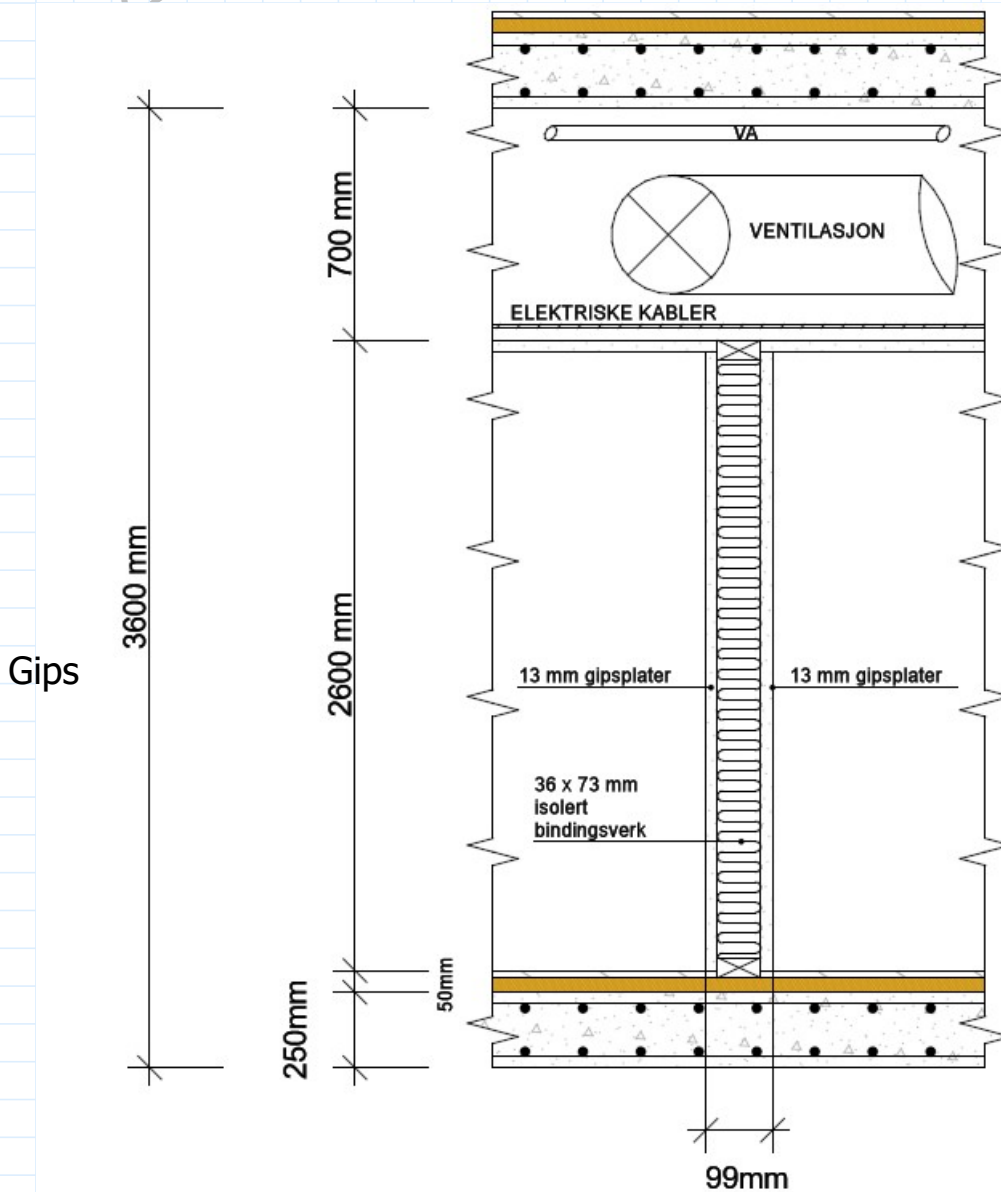
Material	Linjelast
(...)	$\left( \frac{m^3}{m} \cdot \frac{kN}{m^3} = \frac{kN}{m} \right)$
Gips	$g_{gips} = 0.0044 \cdot 2.3 = 0.1$
Dampsperre	$g_{damp} = 0.0036 \cdot 1 = 0.0036$
Isolasjon	$g_{iso} = 0.54 \cdot 0.04 = 0.0216$
Stendere	$g_{stender} = 0.252$
Utforingsisolasjon	$g_{ut.iso} = 0.16 \cdot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

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

See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

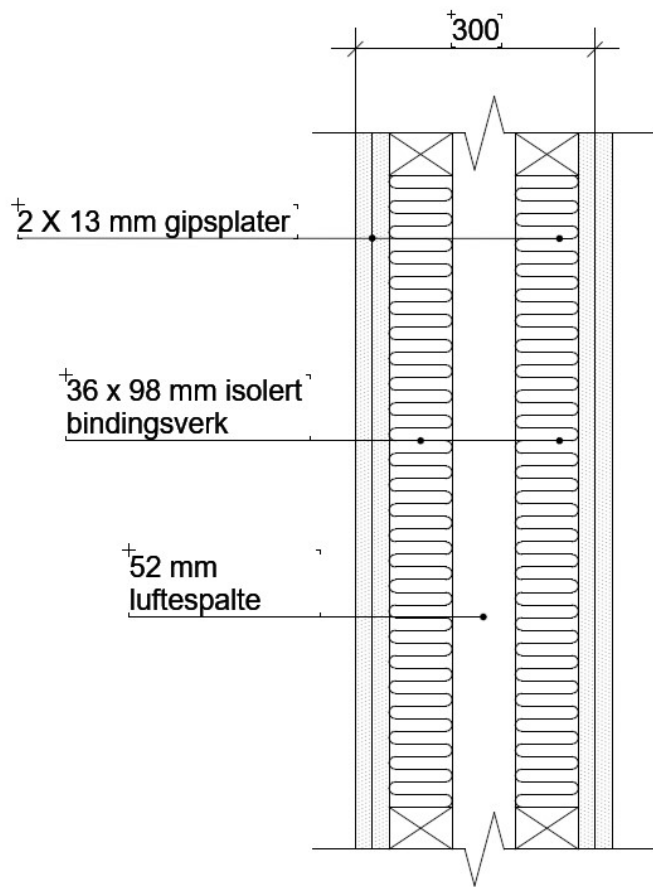
### III - Skillevegger mellom boenheter (leiligheter)

. 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 veggene over dekket etter EC1 med verdi

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



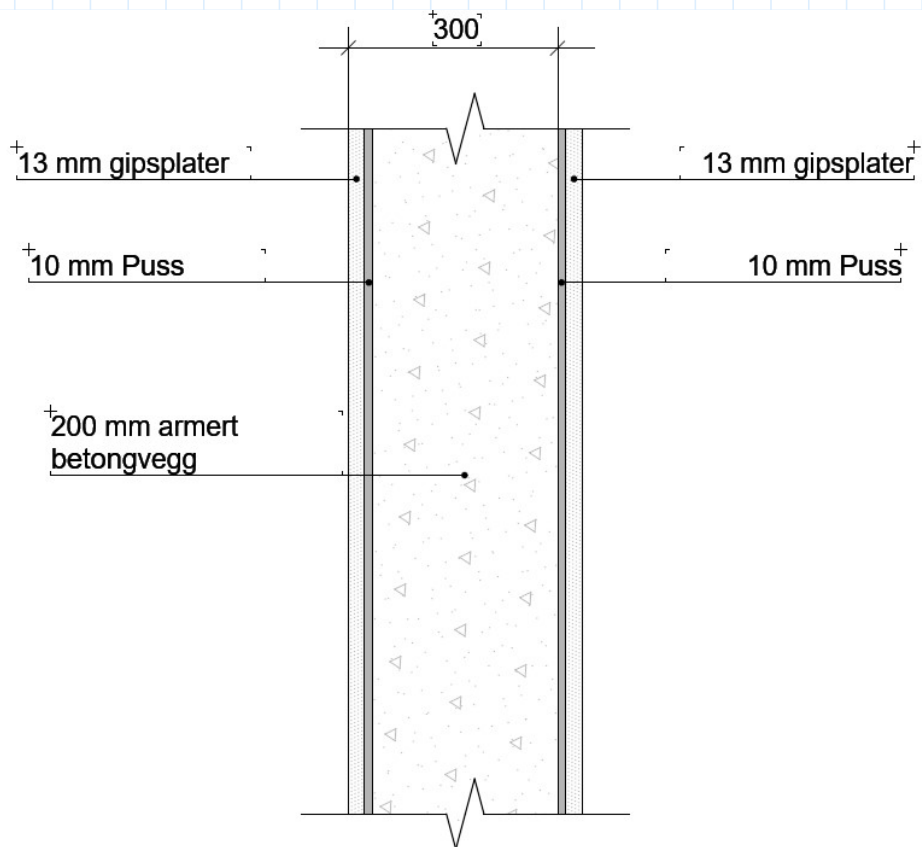
Disse vegger tilfredsstiller fortsatt TEK17 krav om brann- og lydisolasjon:

Brannmotstand = EI60

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

www.mathcad.com for more information.

Arkitektens valg av skillevegger mellom leiligheter var slik:



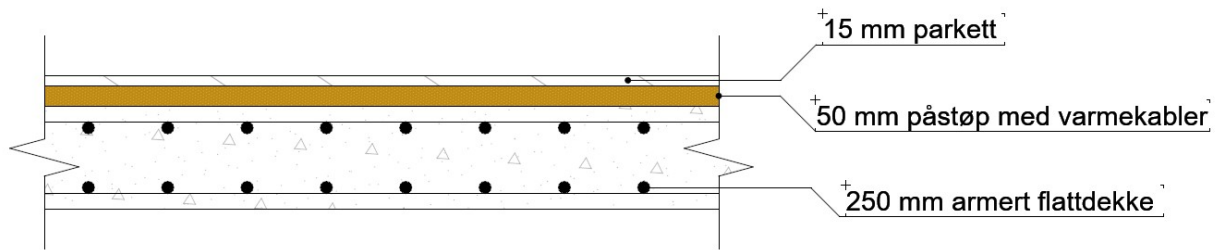
Ved en detaljert beregning av veggens egenlast, får vi ved å repitere samme prosedyre for de andre veggene en verdi på:

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

Dette er mye større last enn vårt valg

www.mathcad.com for more information.

## IV - Etasjedekkene (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

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

for more information.



## V - Takkonstruksjonen (Q-dekke)

Se tegning 21 for tak oppbygningen

Fra EC1, finnes tyngdetetthetene til ulike materialene

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

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

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

Regner ekvivalent areal laster ved å multiplisere med tykkelsen

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

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

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

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

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

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

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

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

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 snølast 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

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

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

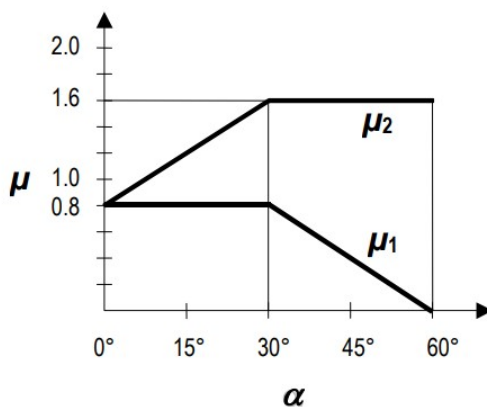
Dimensjonerende karakteristisk snølast  $s = \mu C_e C_t s_k$

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

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

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  $1 \text{ kN/m}^2$  til for å være konservativt)

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

## Vindlaster

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

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

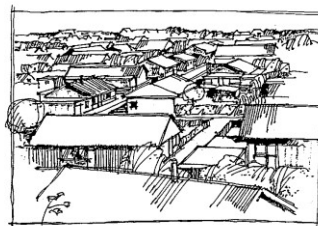
$$v_{bo} = 26 \frac{m}{s}$$

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

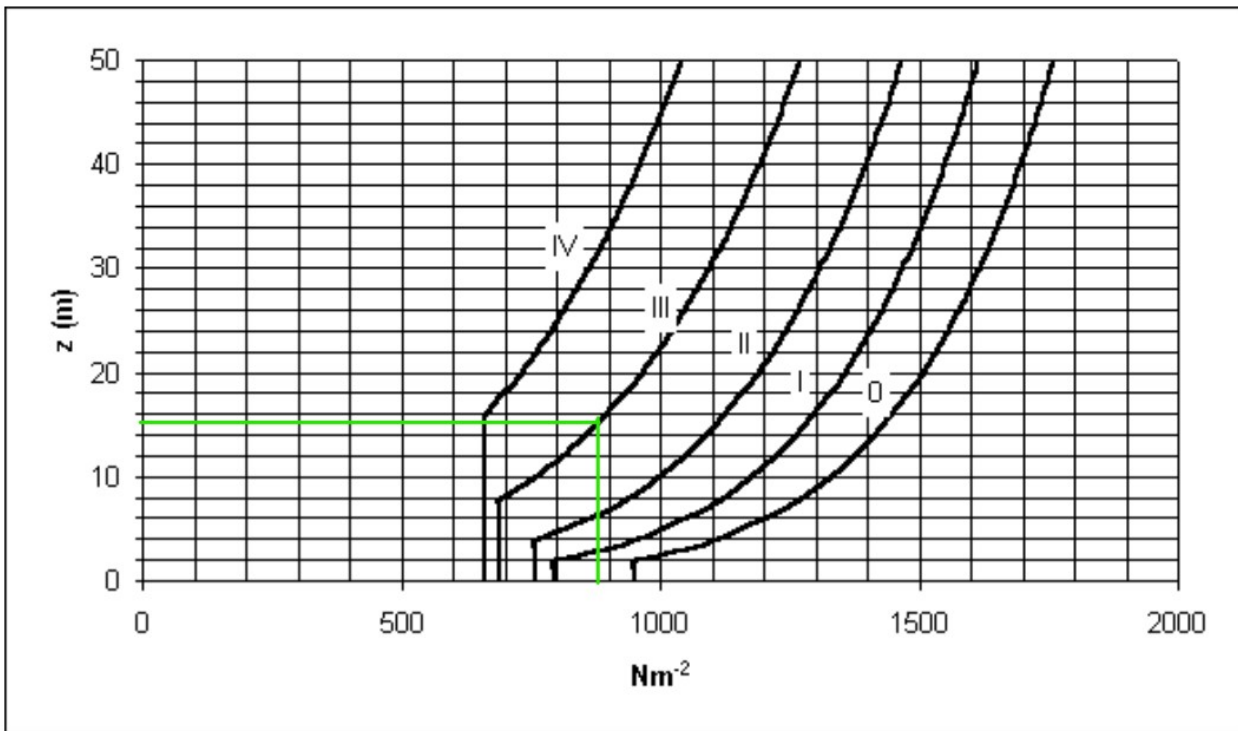
NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.

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

og

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

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



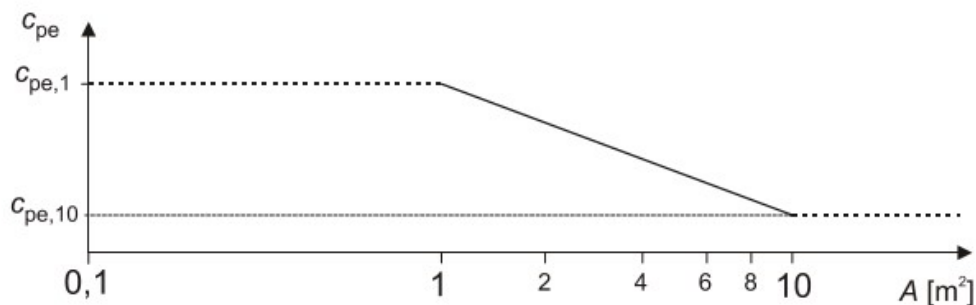
c) Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast  $q_{p0}(z)$  for  $v_{b,0} = 26$  m/s

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

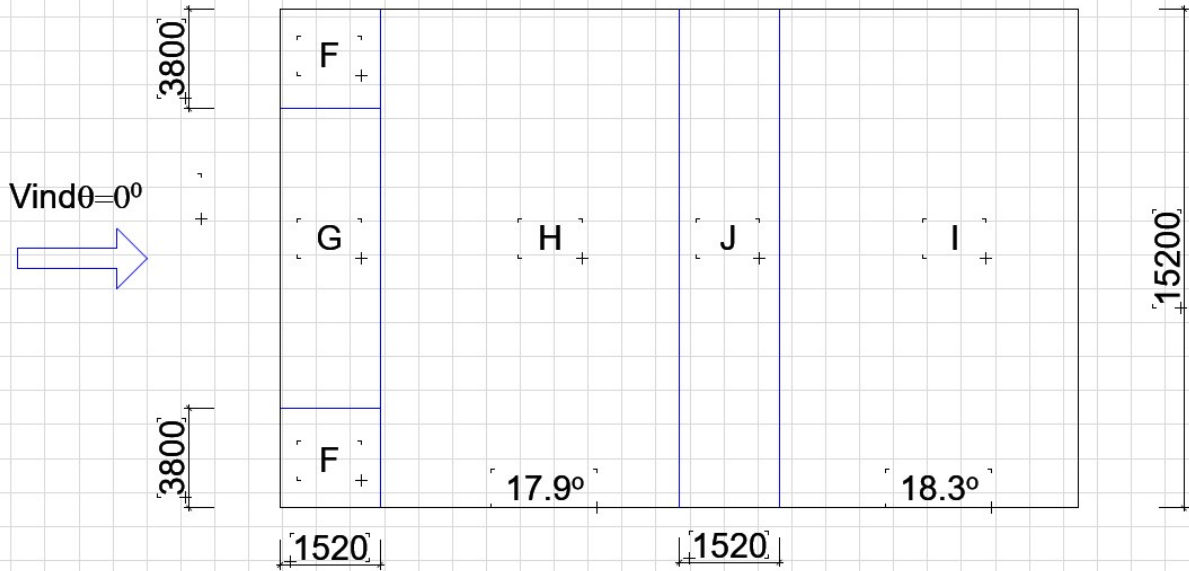
Det viser seg at alle arealene som bæres av hovedtakbjelkene er større en  $10 \text{ m}^2$  (se tegning 17), dermed blir alle trykk koeffisienter valgt lik verdien av fra tabellene 7.4a og 7.4b:

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

## 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

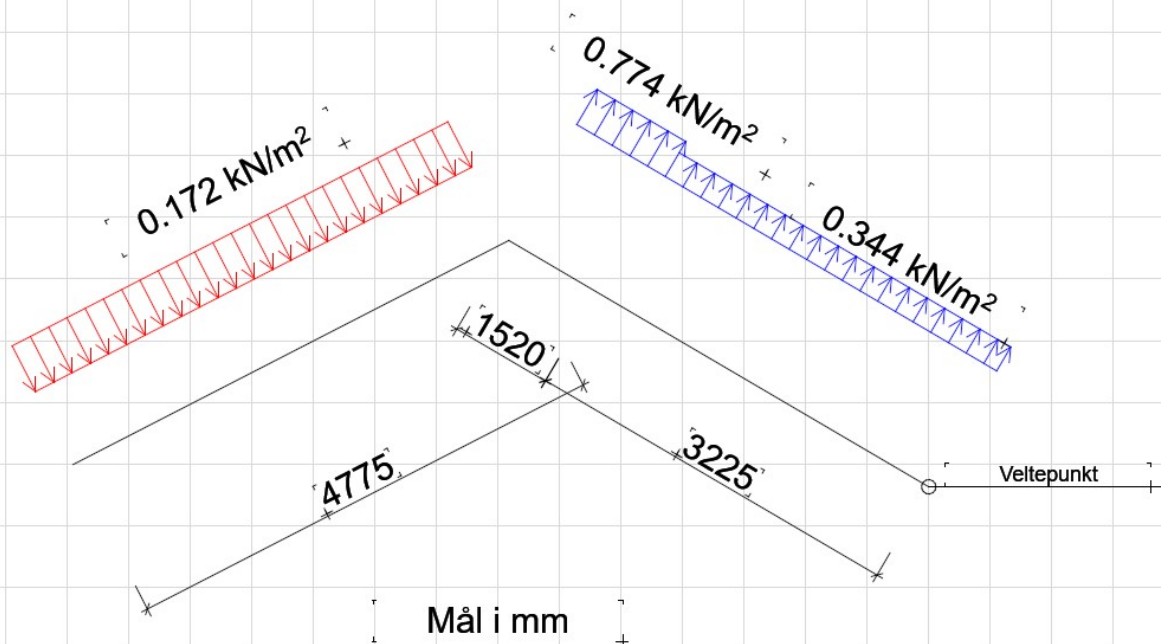
$$Sone F ; C_{pe;10} = 0.2 \quad Sone G ; C_{pe;10} = 0.2 \quad Sone H ; C_{pe;10} = 0.2$$

$$Sone J ; C_{pe;10} = -0.9 \quad Sone I ; C_{pe;10} = -0.74$$

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



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

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

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

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

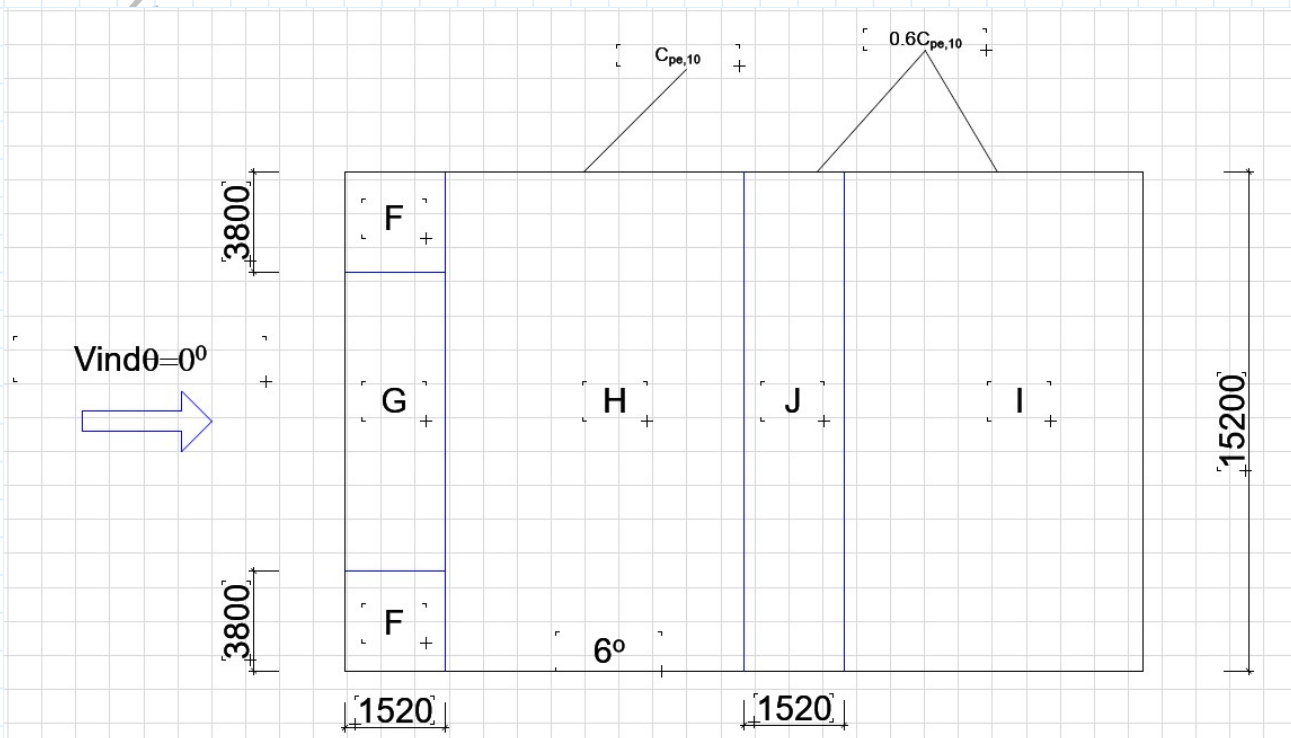
$$M_G = 0.9 \cdot 2.3725 \cdot (4.745 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 5 \text{ kNm} \quad \text{Egenlast stabiliserende moment}$$

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

[www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

## 2- Vind 0, vestlig del i boligblokken

Betrakt 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

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

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

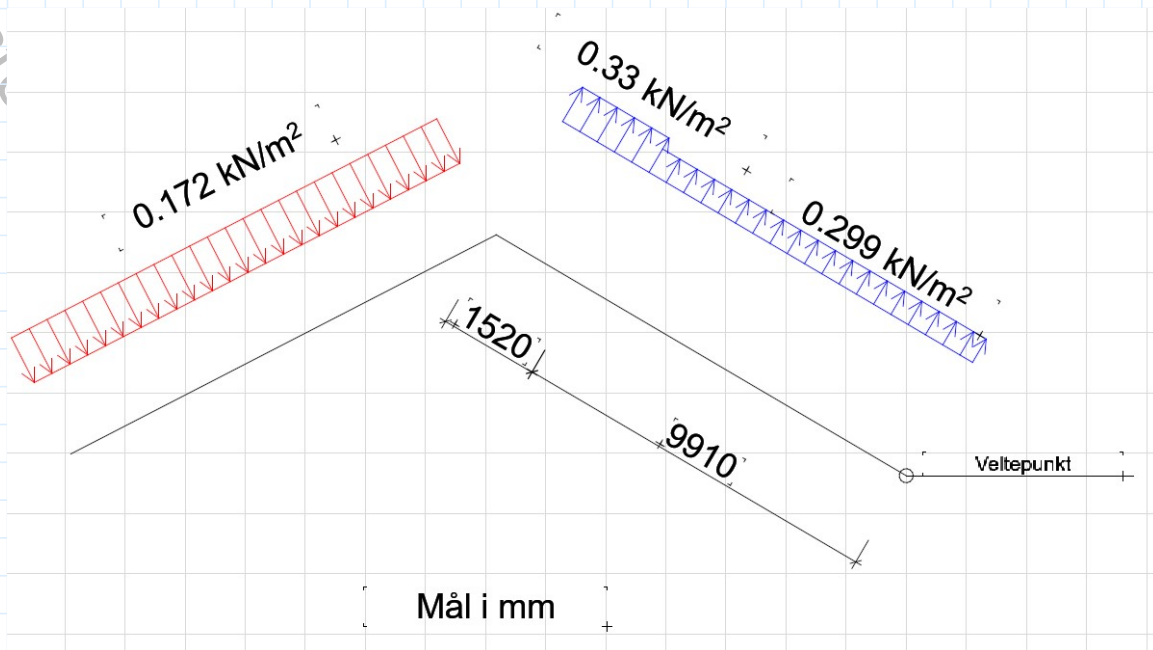
$$\text{Sone } I \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.64 \cdot 0.6 = -0.348$$

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**





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

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

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

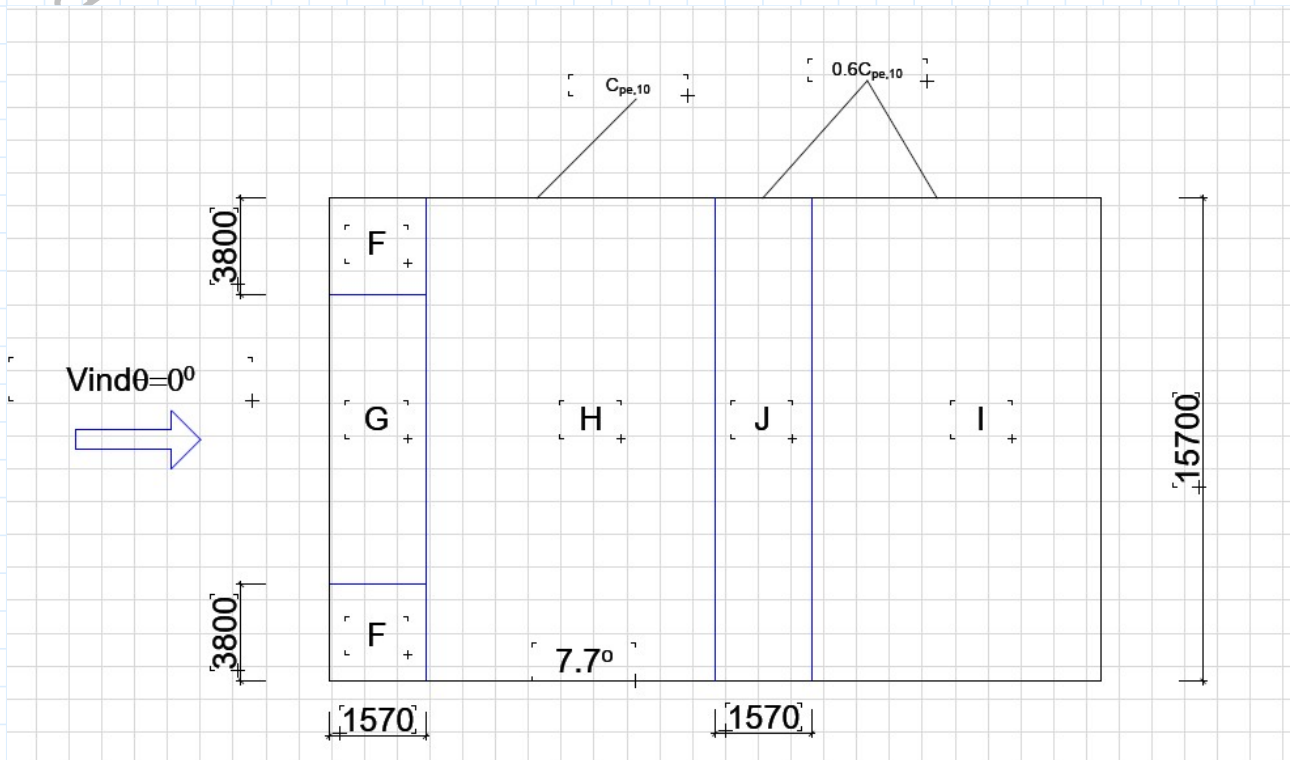
$$M_G = 0.9 \cdot 5.715 \cdot (11.43 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 29.53 \text{ kNm} \quad \text{Egenlasts stabiliserende moment}$$

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

press. See www.mathcad.com for more information.

### 3- Vind 0, østlig del i boligblokken

Betrakt spenn 3 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

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

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

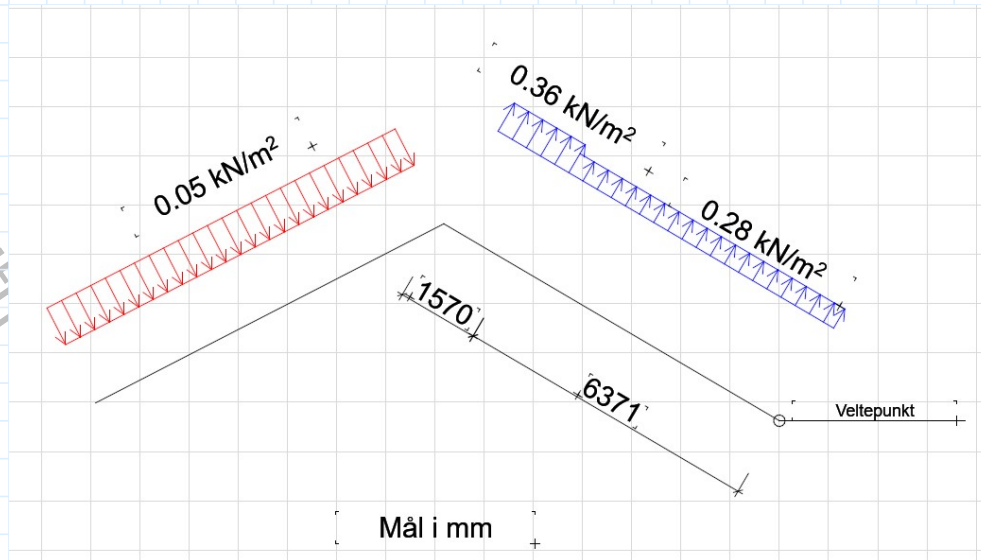
$$Sone I \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.546 \cdot 0.6 = -0.33$$

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

Created with



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

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

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

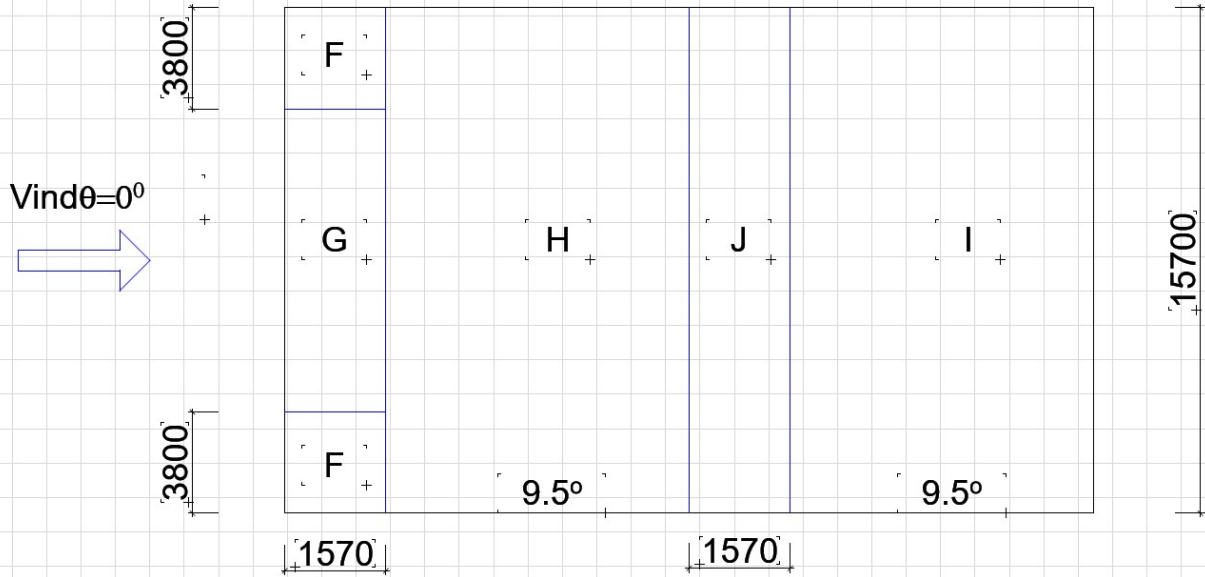
$$M_G = 0.9 \cdot 3.9705 \cdot (7.941 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 14.25 \text{ kNm} \quad \text{Egenlasts stabiliserende moment}$$

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

Cad-Express. See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

#### 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

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

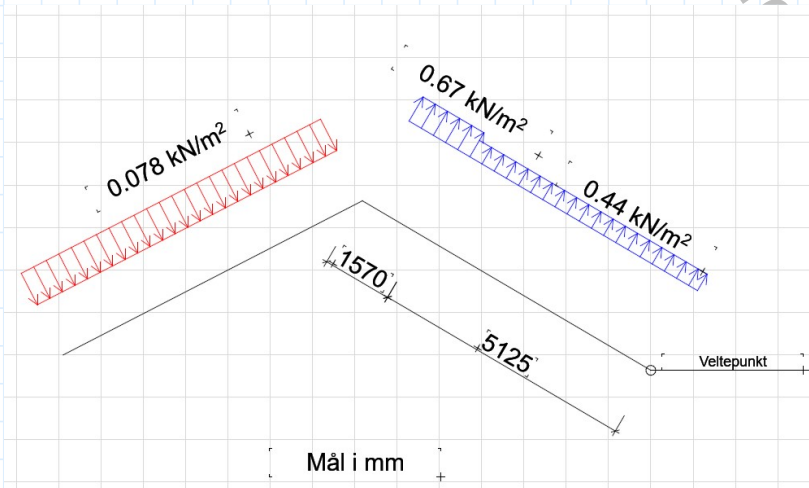
$$Sone J \quad ; \quad C_{pe;10} = -0.51$$

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

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



Mål i mm

more information.

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

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

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

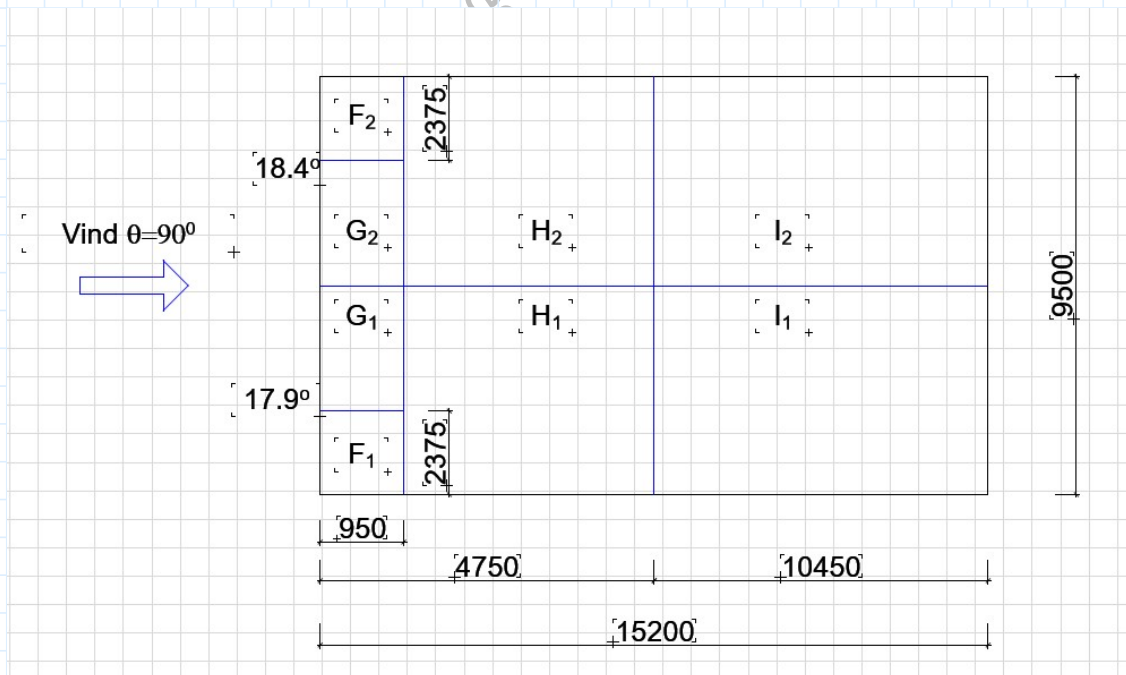
$$M_G = 0.9 \cdot 3.3475 \cdot (6.695 \cdot 51.2 \cdot 9.81) \cdot 10^{-3} = 10.13 \text{ kNm} \quad \text{Egenlasts stabiliserende moment}$$

$$F_{forankring} = \frac{1}{6.695} \cdot (36 - 10 \cdot 3.3475 \cdot 3.36) = 3.7 \text{ kN} \quad \text{Forankringskraft per 3m bjelkesegment ( i hver bjelke)}$$

## 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

$$SoneG_1 ; C_{pe;10} = -1.3$$

$$SoneG_2 ; C_{pe;10} = -1.42$$

$$SoneF_1 ; C_{pe;10} = -1.3$$

$$SoneF_2 ; C_{pe;10} = -1.05$$

$$SoneH_1 ; C_{pe;10} = -0.6$$

$$SoneH_2 ; C_{pe;10} = 0. - 0.65$$

$$SoneI_1 ; C_{pe;10} = -0.5$$

$$SoneI_2 ; C_{pe;10} = -0.5$$

for more information.

$$\theta = 17.9^\circ$$

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

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

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

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

$$\theta = 18.4^\circ$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

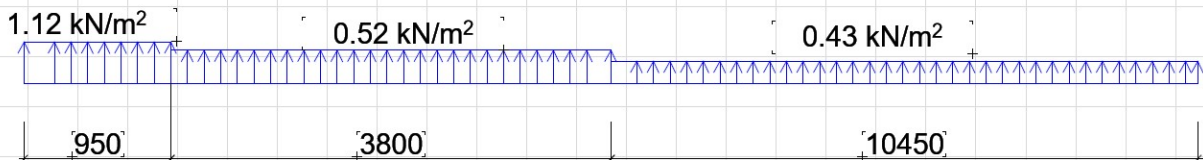
$$M_q = (5.3 \cdot 14.72) + (9.9 \cdot 12.34) + (22.4 \cdot 5.22)$$

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

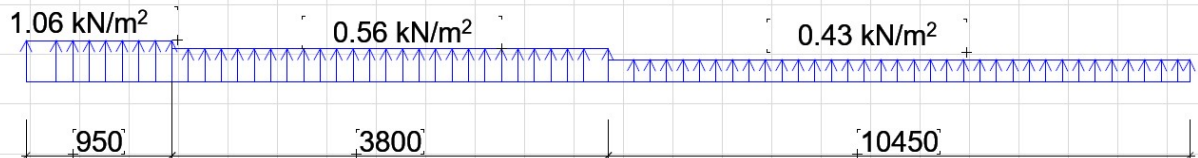
$$M_q = (5 \cdot 14.72) + (10.64 \cdot 12.34) + (22.4 \cdot 5.22)$$

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

Dimensjonerende



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



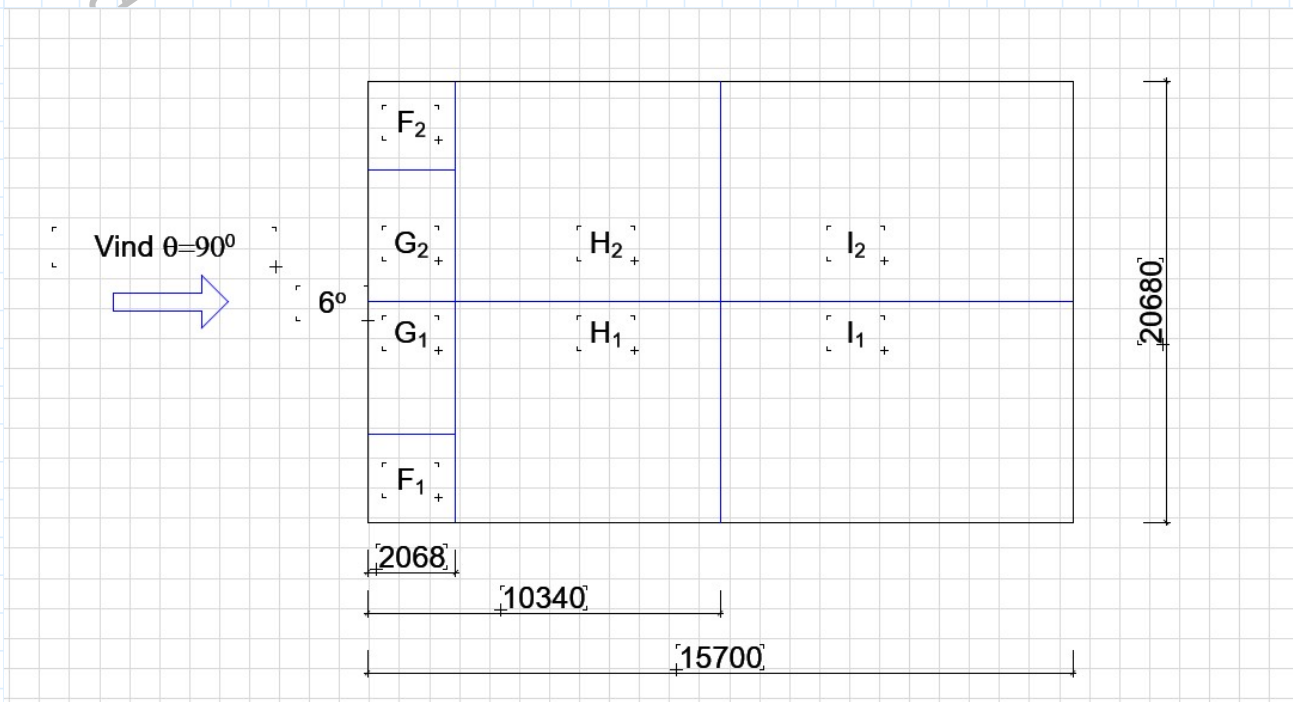
Fordelte vindlaster i sonene G2, F2, H2, & I2 (mønen sett fra side)

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

Forankringskraft (per m?  
per3m?)

## 2- Vind 90, vestlig del i boligblokken

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



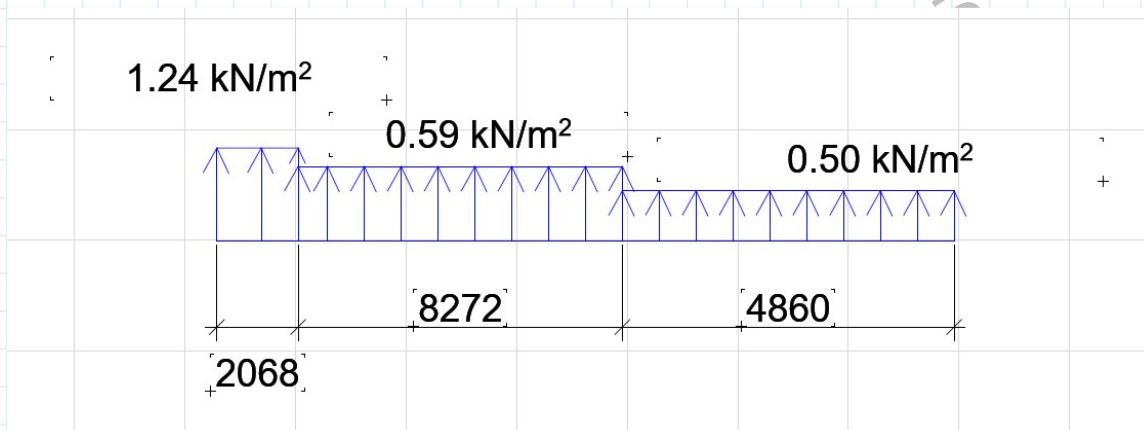
NS-EN1991-1-4 Fra tabell.....

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

$$Sone G ; C_{pe;10} = -1.1 \cdot 3 ; F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

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

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



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

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

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

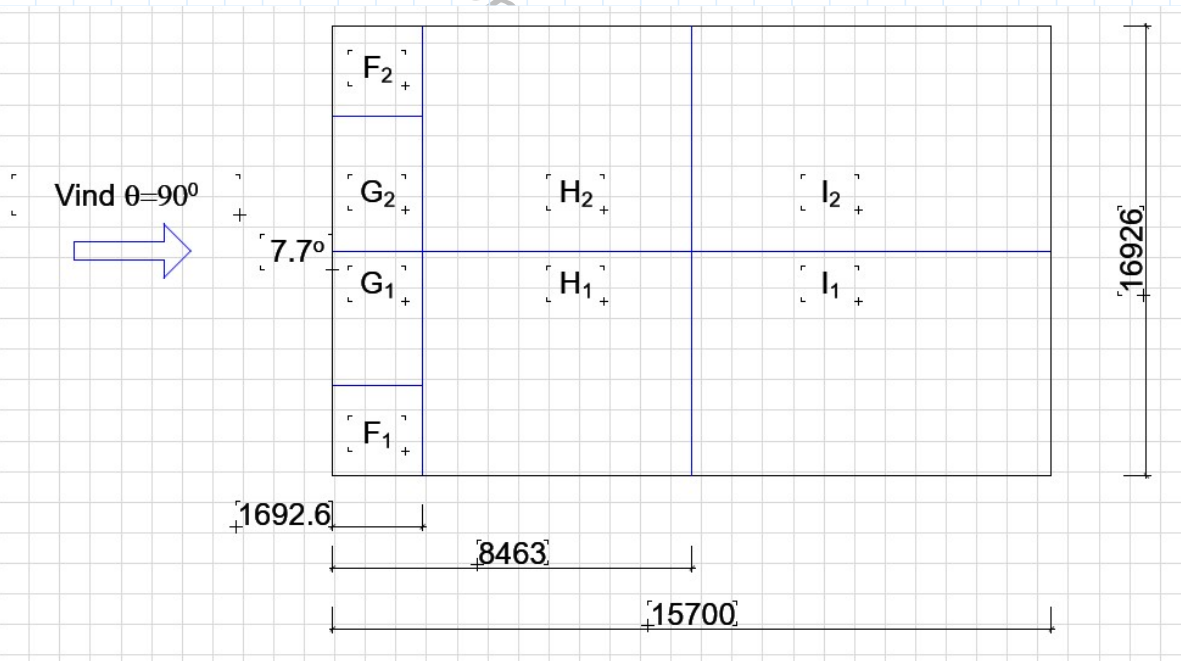
$$M_q = (29.3 \cdot 14.17) + (55.8 + 8.996) + (27.8 \cdot 2.473) = 985.9 \text{ kNm}$$

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

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

### 3- Vind 90, østlig del i boligblokken

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



NS-EN1991-1-4 Fra tabell 7.4b

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

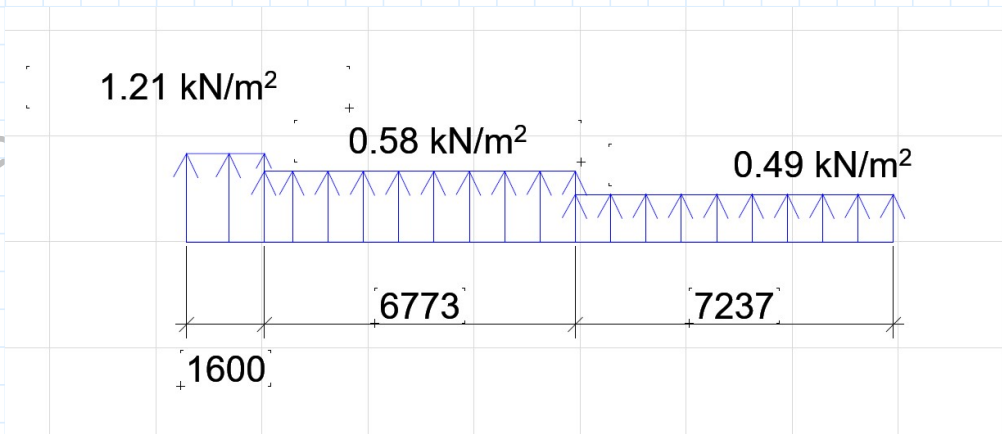
$$SoneG ; C_{pe;10} = -1.3 ; F = -1.3 \cdot 0.86 = -1.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sug}$$

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

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



Created



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

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

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

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

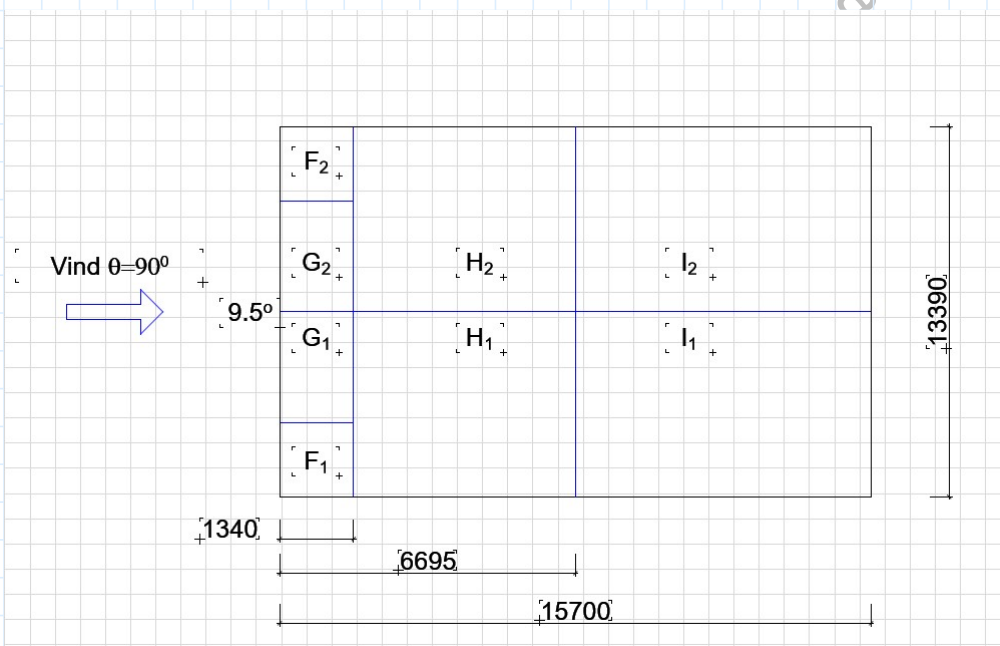
$$M_q = (18.4 \cdot 14.86) + (35.3 \cdot 10.624) + (31.9 \cdot 3.62) = 764 \text{ kNm}$$

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

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

#### 4- Vind 90, østlig del i boligblokken

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



for more information.

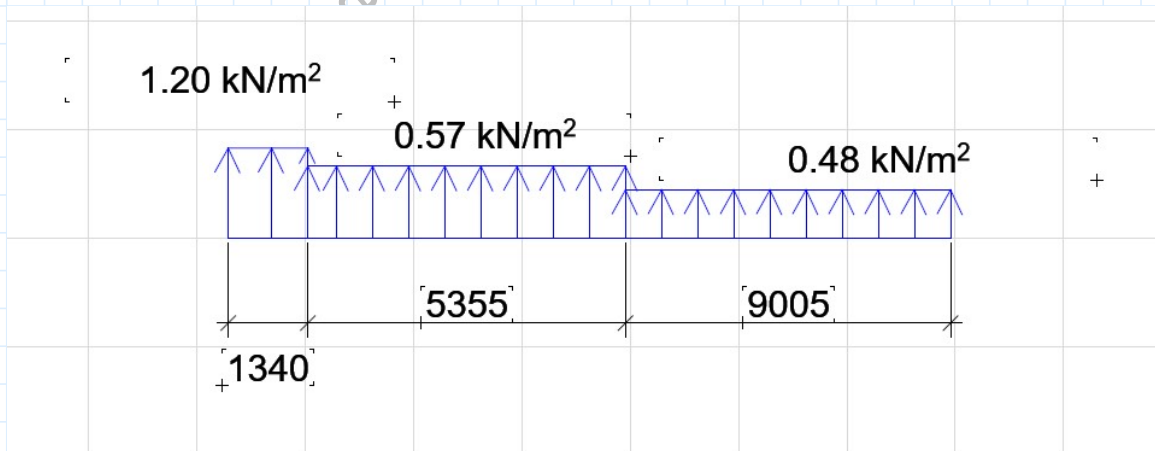
NS-EN1991-1-4 Fra tabell 7.4b

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

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

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

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



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)

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

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

www.mathcad.com for more information.

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

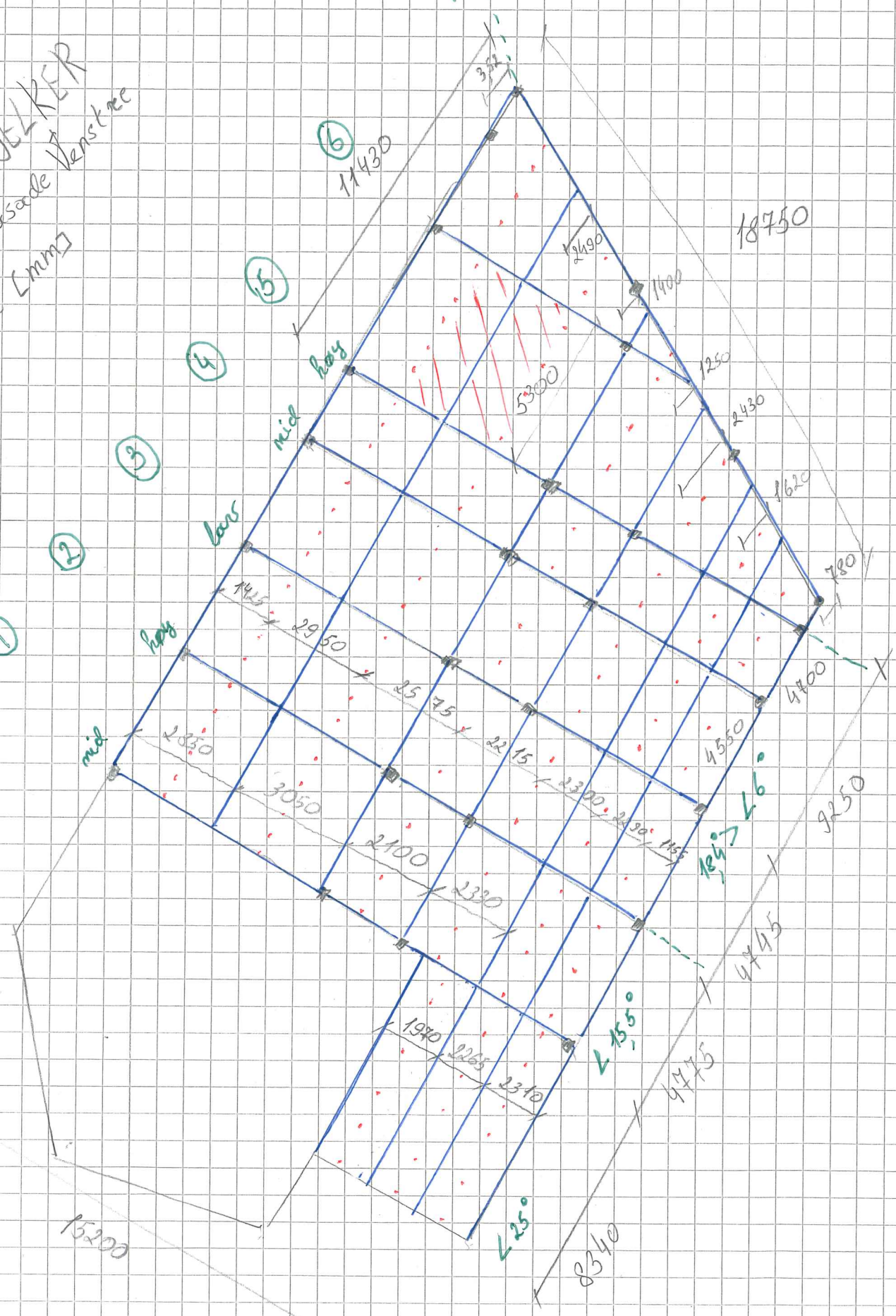
10= hovedtakbjelke langs akse 18

11= hovedtakbjelke langs akse 19

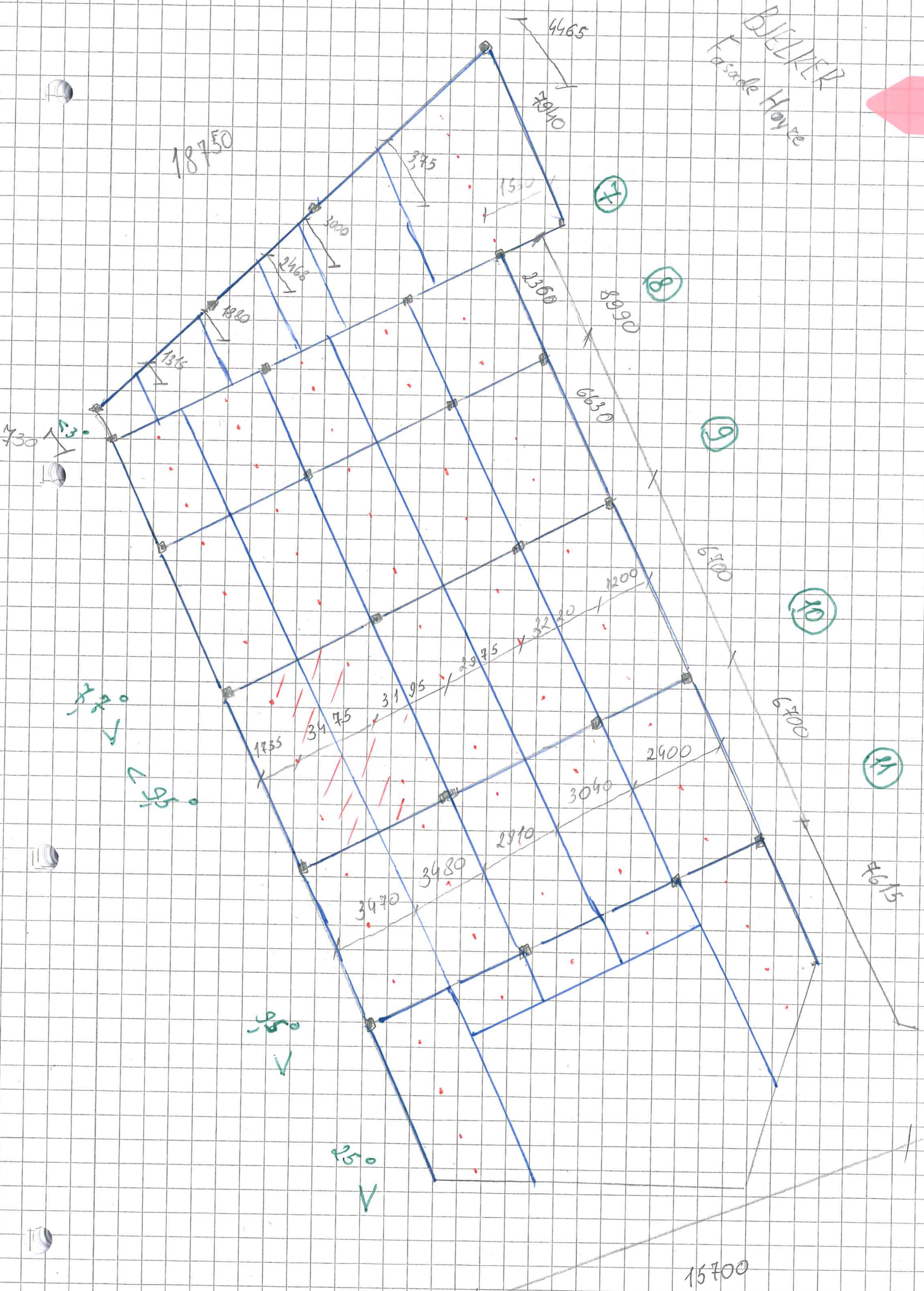
Den beregnede sekundærbjelke tilsvarer bjelkene som spenner mellom aksene 17-18 og 18-19 på **tegning 19**

DELKER  
[mm]  
sade Venstre

HJØRNE



BLEIKER  
Fassade Höhe



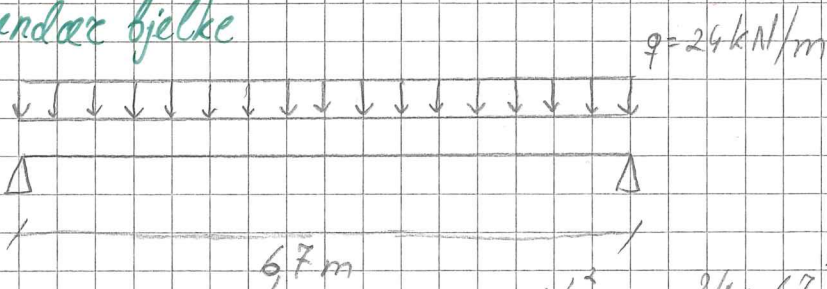
# BJELKER

Først ser på sekundære bjelker og laster i disse

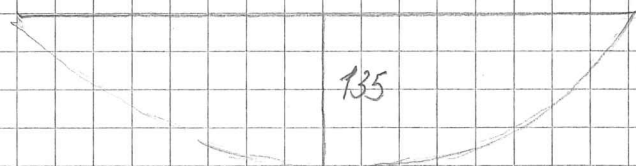
Den mest kritiske bjelken vil være den som får størst last på sig. I dette tilfelle så er det bjelken som bærer 3475 mm av areal lasten og spennes over 6700 mm:

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

Sekundær bjelke



Dersom "fritt" opplag  $M = \frac{qL^2}{8} = \frac{24 \cdot 6,7^2}{8} = \underline{135 \text{ kNm}}$



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

$$f_{ed} = \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\Rightarrow W_y = \frac{135 \cdot 10^6}{338} = 399406,28 \text{ mm}^3$$

Stålkonstruksjoner, profiler og former - velger HEB-180

$$W_y = 426 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 339 \cdot 10^3$$



HEB-180

Foretare 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

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

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

$$85 \text{ mm}$$

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

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

$$\frac{q \cdot L}{2} = \frac{24 \cdot 67}{2} = 80,4 \text{ kN} \text{ velger å bruke denne verdien}$$

$$\tau_v = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{80,4 \cdot 10^3 \cdot 241 \cdot 10^3}{383 \cdot 10^6 \cdot 85} = \underline{59,52 \text{ N/mm}^2}$$

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

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

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{37 \cdot 10^3}{653 \cdot 10^3} = \underline{56,7 \text{ N/mm}^2}$$

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

Mises:

$$\sqrt{(\sigma_M + \sigma_N)^2 + 3\tau_v^2} = \sqrt{(316,9 + 56,7)^2 + 3 \cdot 59,52^2} = 338,6 \text{ N/mm}^2$$

$338,6 > 338$  så kapasitet ikke ok

Focus konstruksjonen gjør ikke tilstrekkelig kapasitet ved bruk av HEB-180. I følge programmet så er utnyttelsen på 1,11 og er dermed ikke greit. Dette er større enn beregnet.

Øker til HEB-200 og får utnyttelse på 0,98.

Det kreves ikke nye håndberegninger for HEB-200

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

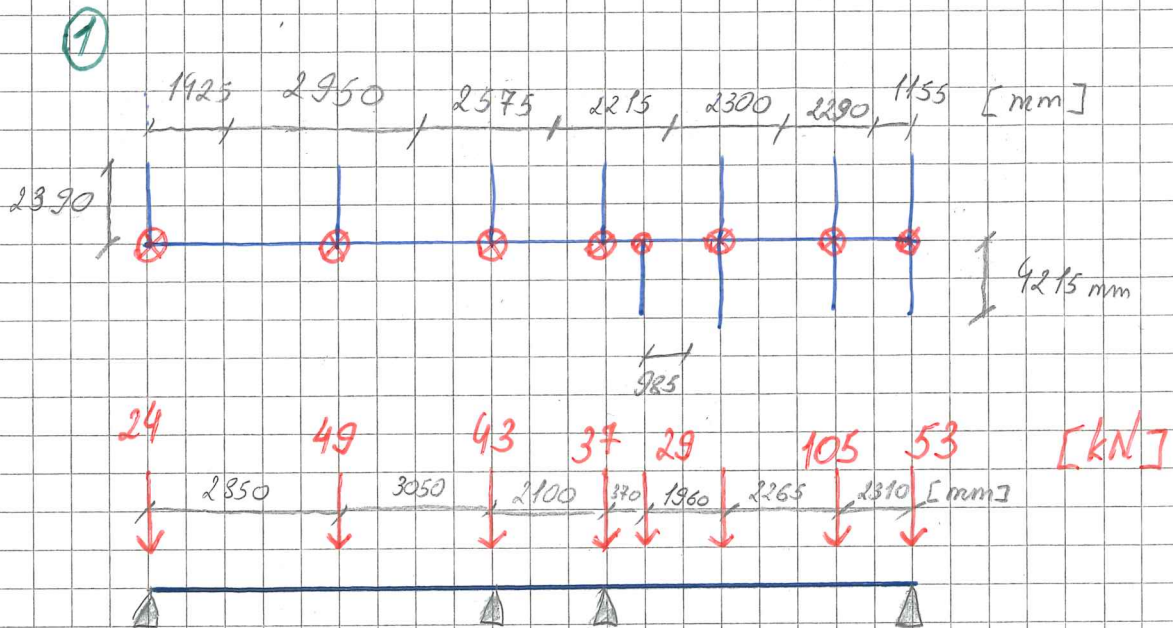
resten tilfredstiller kapasitet i følge ovenfor gjort håndberegning

Det er sannsynlig at bjelke-søyle innbreyer i denne tilfellet

## Primer Bjelker

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

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



$$1425 \cdot 2390 \cdot 6,91 = 23,53 \approx 24 \text{ kN}$$

$$2950 \cdot 2390 \cdot 6,91 = 48,7 \approx 49 \text{ kN}$$

$$2575 \cdot 2390 \cdot 6,91 = 42,5 \approx 43 \text{ kN}$$

$$2215 \cdot 2390 \cdot 6,91 = 36,6 \approx 37 \text{ kN}$$

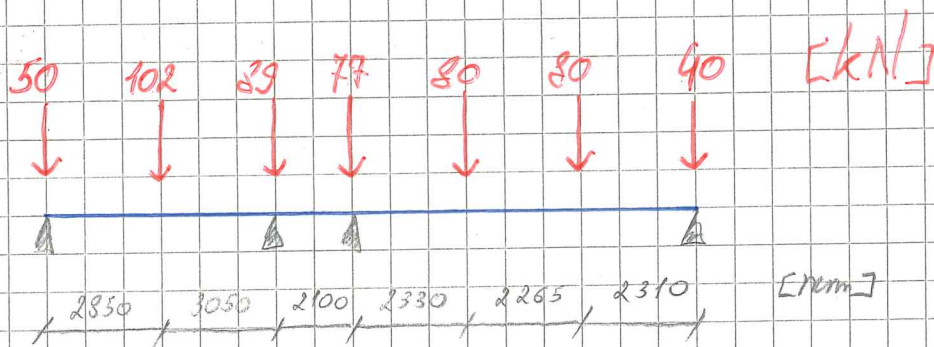
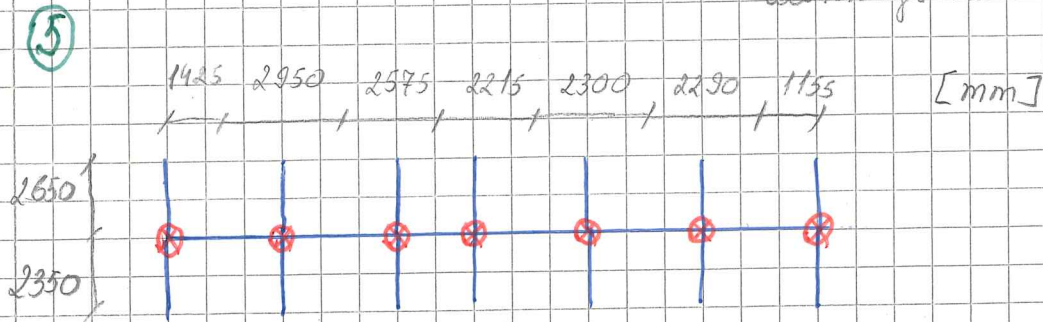
$$985 \cdot 4215 \cdot 6,91 = 29,7 \approx 29 \text{ kN}$$

$$(2390 \cdot 23 + 23 \cdot 4215) \cdot 6,91 = 104,9 \approx 105 \text{ kN}$$

$$(1155 \cdot 2390 + 1155 \cdot 4215) \cdot 6,91 = 52,7 \approx 53 \text{ kN}$$

- Bland 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 rektangler



$$(2,35 \cdot 1,425 + 2,65 \cdot 1,425) \cdot 6,91 = 49,2 \approx 50 \text{ kN (konservativt)}$$

$$(2,35 \cdot 2,95 + 2,65 \cdot 2,95) \cdot 6,91 = 102 \text{ kN}$$

$$(2,35 \cdot 2,575 + 2,65 \cdot 2,575) \cdot 6,91 = 88,96 \approx 89 \text{ kN}$$

$$(2,35 \cdot 2,215 + 2,65 \cdot 2,215) \cdot 6,91 = 76,5 \approx 77 \text{ kN}$$

$$(2,35 \cdot 2,3 + 2,65 \cdot 2,3) \cdot 6,91 = 79,9 \approx 80 \text{ kN (konservativt)}$$

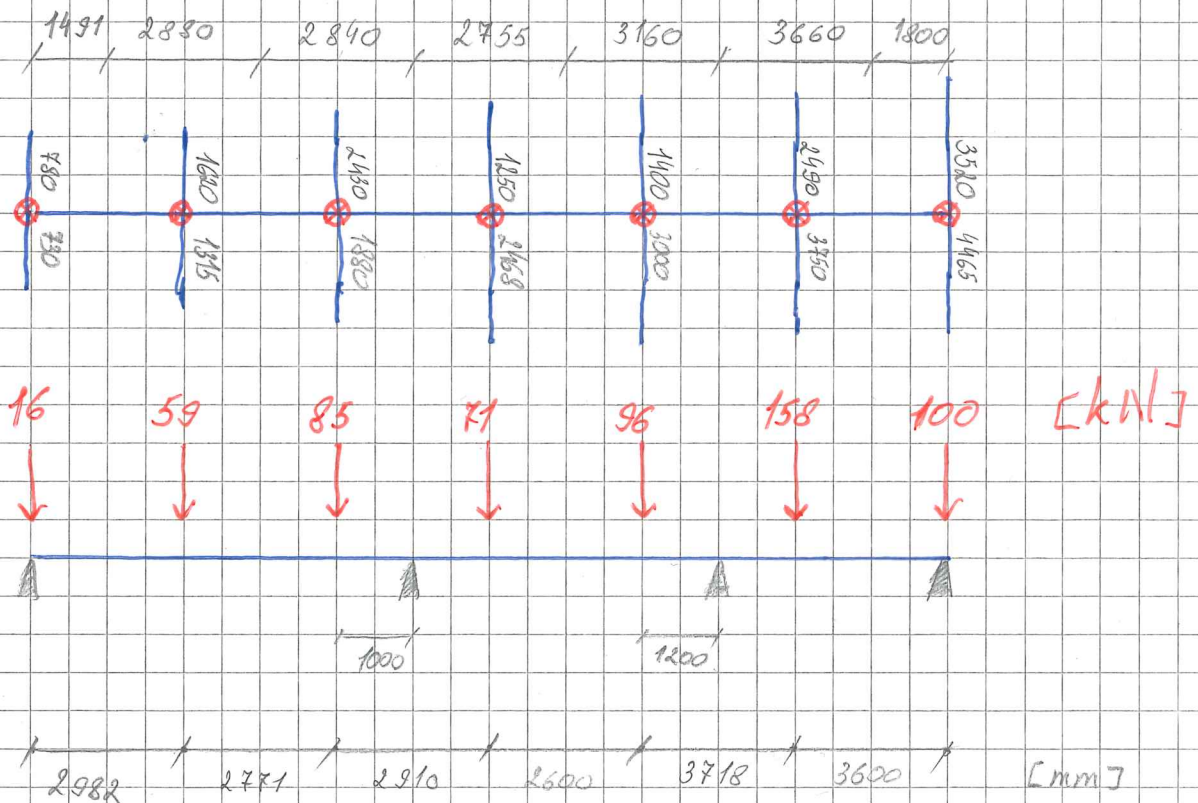
$$(2,35 \cdot 2,29 + 2,65 \cdot 2,29) \cdot 6,91 = 79,4 \approx 80 \text{ kN (konservativt)}$$

$$(2,35 \cdot 1,155 + 2,65 \cdot 1,155) \cdot 6,91 = 39,9 \approx 40 \text{ kN}$$

# HJØRNE BJELKEN

- Det er vanskelig geometri gennem måten bjelkene kommer inn på

→ og dermed blir areal-last beregninger mye mere komplisert  
 - spøren konservativ forenkling:  $\nabla = \pm$  dette vil medføre større belastning på bjelken, men man er på sikre side



$$(1491 \cdot 0,780 + 1491 \cdot 0,73) \cdot 6,91 = 15,55 \approx 16 \text{ kN}$$

$$(288 \cdot 1,62 + 288 \cdot 1,315) \cdot 6,91 = 53,9 \approx 59 \text{ kN}$$

$$(284 \cdot 2,430 + 284 \cdot 1,88) \cdot 6,91 = 84,6 \approx 85 \text{ kN}$$

$$(2755 \cdot 1,25 + 2755 \cdot 2,468) \cdot 6,91 = 70,78 \approx 71 \text{ kN}$$

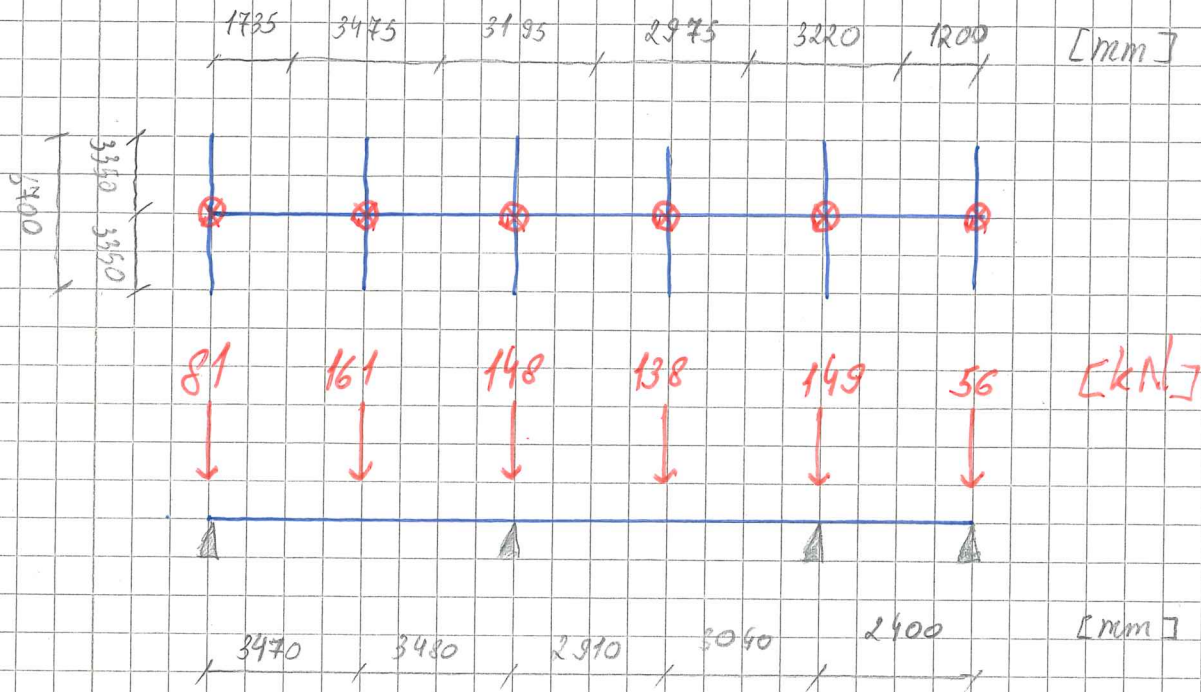
$$(316 \cdot 1,4 + 316 \cdot 3,0) \cdot 6,91 = 96 \text{ kN}$$

$$(366 \cdot 2,49 + 366 \cdot 3,75) \cdot 6,91 = 157,8 \approx 158 \text{ kN}$$

$$(1800 \cdot 3,52 + 18 \cdot 4,465) \cdot 6,91 = 99,3 \approx 100 \text{ kN}$$

Til slutt, ser på Bjelke ⑩ fordi den vil få mest belastning på høyre siden

⑩



$$1735 \cdot 67 \cdot 6,91 = 803 \approx 81 \text{ kN}$$

$$3475 \cdot 67 \cdot 6,91 = 1608 \approx 161 \text{ kN}$$

$$3195 \cdot 67 \cdot 6,91 = 147,9 \approx 148 \text{ kN}$$

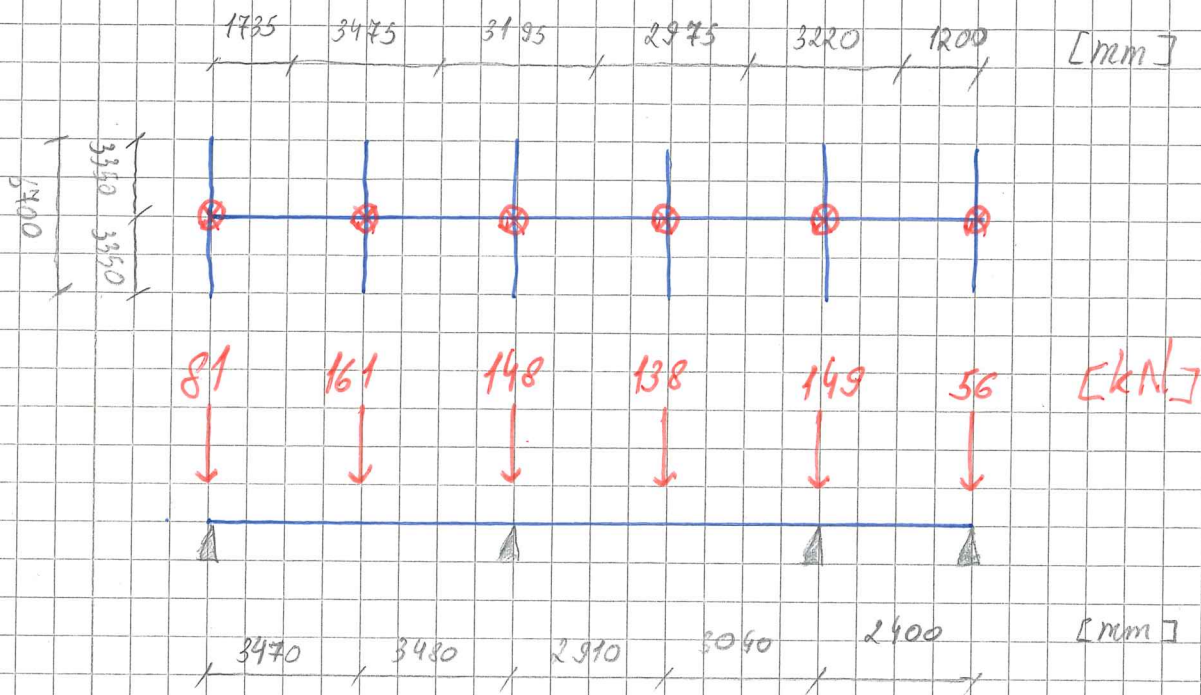
$$2975 \cdot 67 \cdot 6,91 = 1377 \approx 138 \text{ kN}$$

$$3220 \cdot 68 \cdot 6,91 = 149 \approx 149 \text{ kN}$$

$$12 \cdot 67 \cdot 6,91 = 555 \approx 56 \text{ kN}$$

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

⑩



$$1735 \cdot 67 \cdot 6,91 = 803 \approx 81 \text{ kN}$$

$$3475 \cdot 67 \cdot 6,91 = 1608 \approx 161 \text{ kN}$$

$$3195 \cdot 67 \cdot 6,91 = 1479 \approx 148 \text{ kN}$$

$$2975 \cdot 67 \cdot 6,91 = 1377 \approx 138 \text{ kN}$$

$$3220 \cdot 68 \cdot 6,91 = 149 \approx 149 \text{ kN}$$

$$12 \cdot 67 \cdot 6,91 = 555 \approx 56 \text{ kN}$$

Bjelke ⑤ cm i Focus konstruksjon gir følgende:

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

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

$$N_{\max} = 0$$

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

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

Velger HEB-200 for videre sjekk.  $W_y = 570 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$   
 $S_y = 321 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$   $I_y = 57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$   $s = 9$   $A = 781 \cdot 10^3$

Vedliges 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-280 for øddelse 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 konstruksjons anleggelse som bjelke ⑤

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

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

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 oversikning av kapasitet og dette er sannsynligvis pga. vipping.

Der 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 er 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:

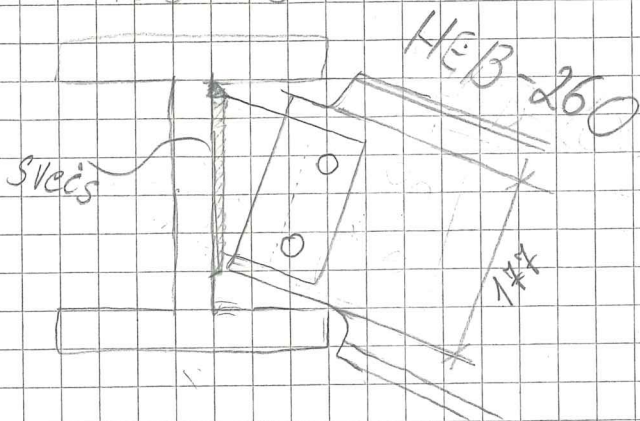
$$\sqrt{94^2 + 3 \cdot 48,1^2} = 125,6 < 338$$

Kapasitet er OK, også ifølge Focus

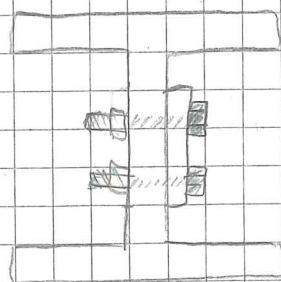
# Bolter og svejs, sekundær bjelker

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

HEB-280



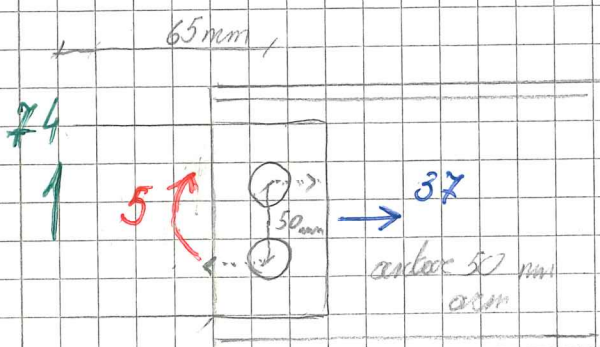
HEB-260



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

$$V_{max} = 73,25 \approx 74 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 74 \cdot 0,005 = 5 \text{ kNm}$$



Total kraft:  $\uparrow \rightarrow$

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

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

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

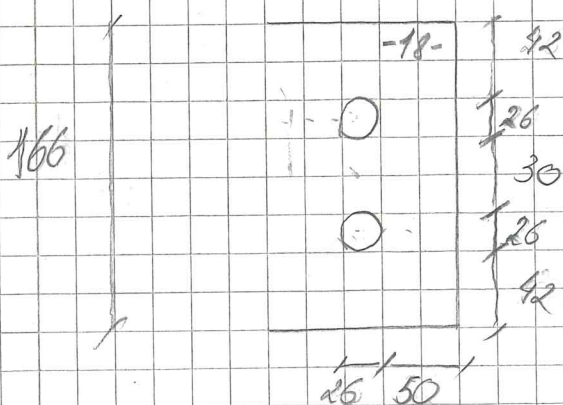
$(100 + 19) + 37 = 125 \text{ kN}$

Velger følgende: Skruer 10.9 M24 pgs. Profiler og formler.

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

Platte tykkelse med tykkelse 18 mm.

Dimensjoner pgs. og tegning:



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

$$141,2 > 125$$

## Heelbærbegret

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

NS-EN 1993-1-8

Tabell 3.4

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

16

$$k_1 = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{50}{26} - 1,7 = 3,7 \\ 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \Rightarrow \text{oplyses ikke} \\ 2,5 = 2,5 \end{array} \right.$$

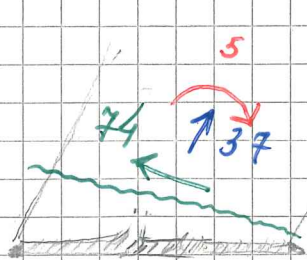
$t$  skal være den tyndeste over alle, det vil være støbet.

$$t = 9 \text{ mm} \quad d = 26 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

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

OK

## Kapasitet over strekk stavs



Den minste længden er på 134 mm.

Velger at beregne med fuld  $V$  og  $N$  på det minste snitbet og  $M$

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

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

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

CAS

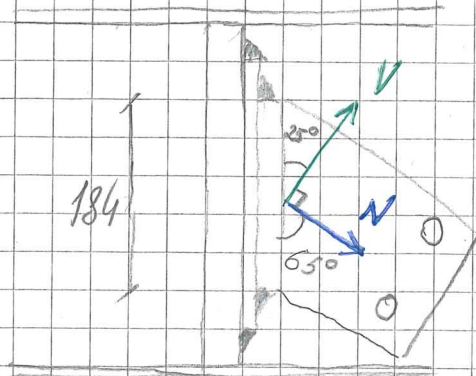
$2 \cdot 7 + 21 + 61 \text{ mm} = 91,1 \text{ mm}$  nødvendig og vi har 177 mm til rådighed = kapacitet er OK

Svejs

HEB-280



HEB-280



Dekomponerar kraften: (focustilltar vinkel  $25^\circ$ )

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

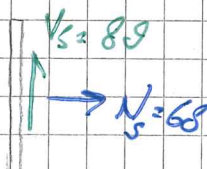
$$V \cdot \sin(25) = 804 \cdot \sin(25) = 34 \text{ kN}$$

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

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

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

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



Velger  $\alpha$  regne på den minste sveise lengden.

Brecker påenklest metode:

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

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

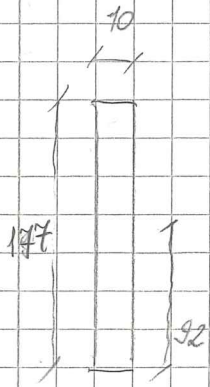
$$q_R \leq f_{\text{sveis}} \cdot \alpha$$

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

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

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

## Sjekk av kapasitet til avskæret steg



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

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

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

$$I = \frac{10 \cdot 177^3}{12} = 46 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S = \frac{10 \cdot 177^2}{4} = 78323 \text{ mm}^3$$

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

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

$$\sigma_N = \frac{37 \cdot 10^3}{10 \cdot 177} = 21 \text{ N/mm}^2$$

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:


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

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

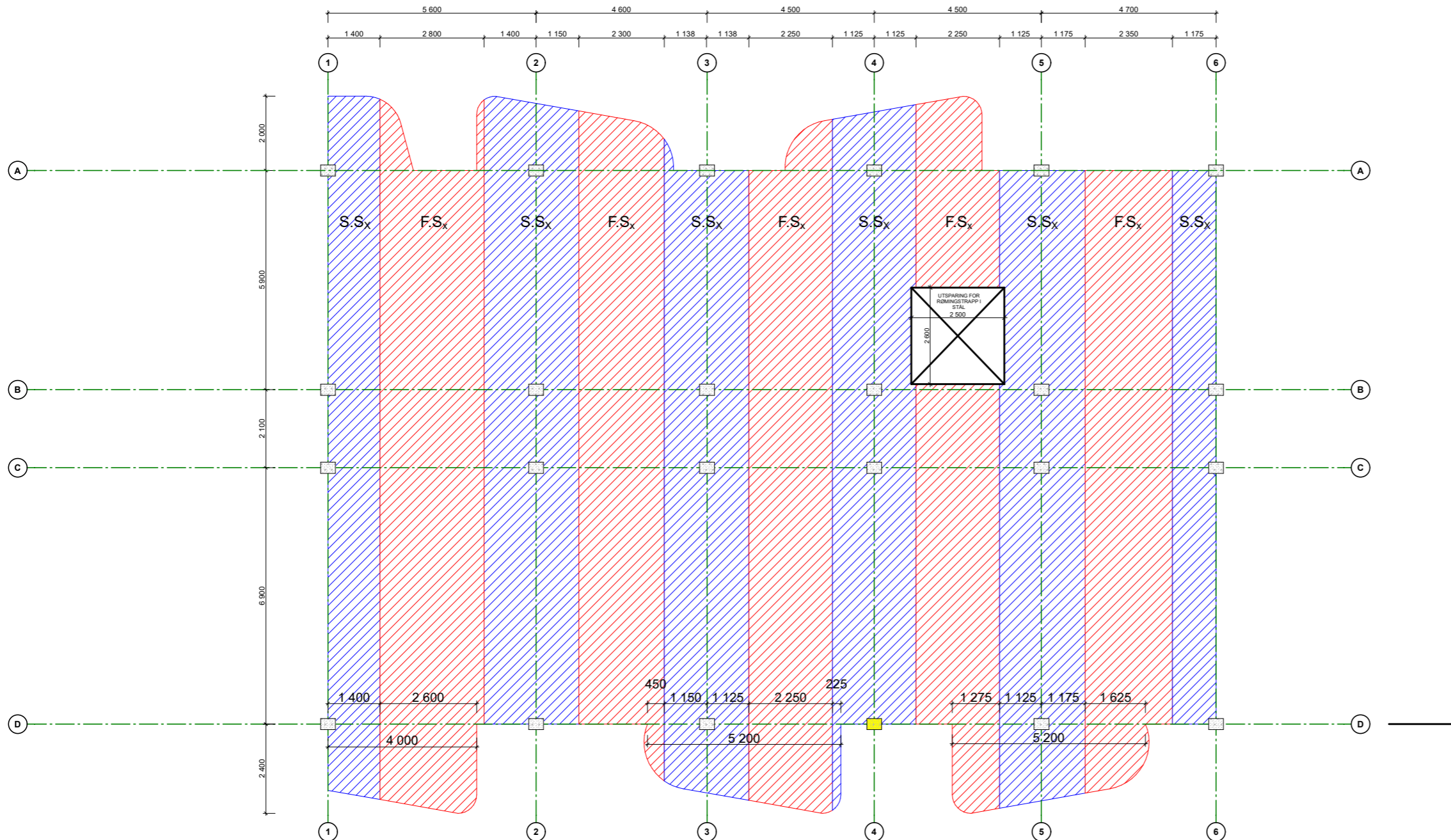
© Mathcad Express. See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

Merknader:

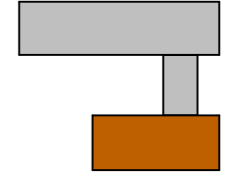
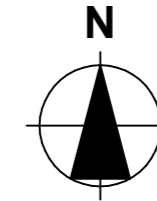
 S.S.= Søyle stripe

 F.S.= Felt stripe

X  
↑  
Dimensjonerende stripe i x-retning  
pga. størst bredde



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:

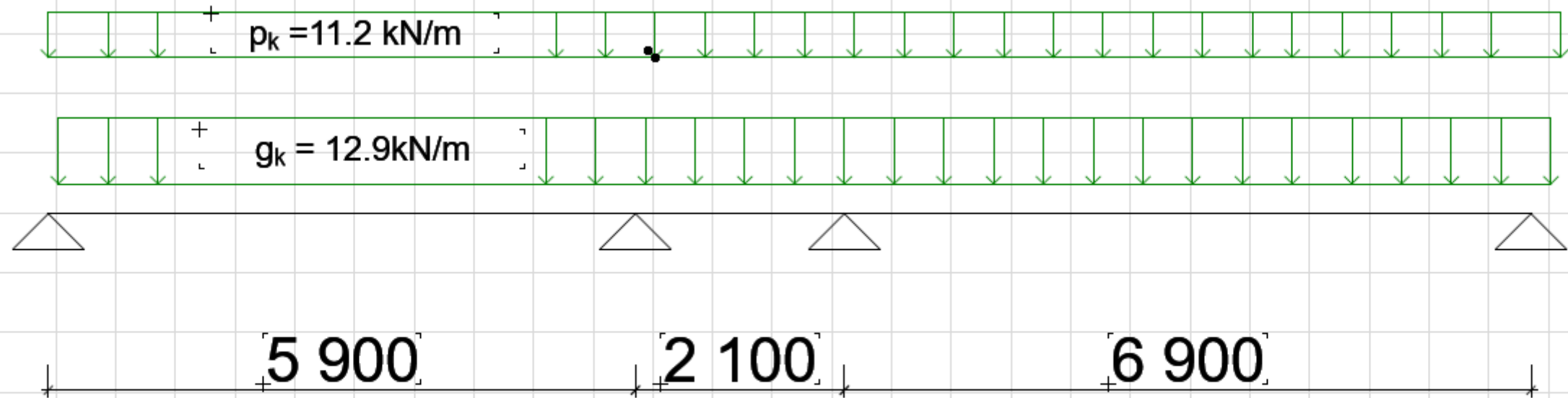
**Stripeinndeling RS1 X-retning**

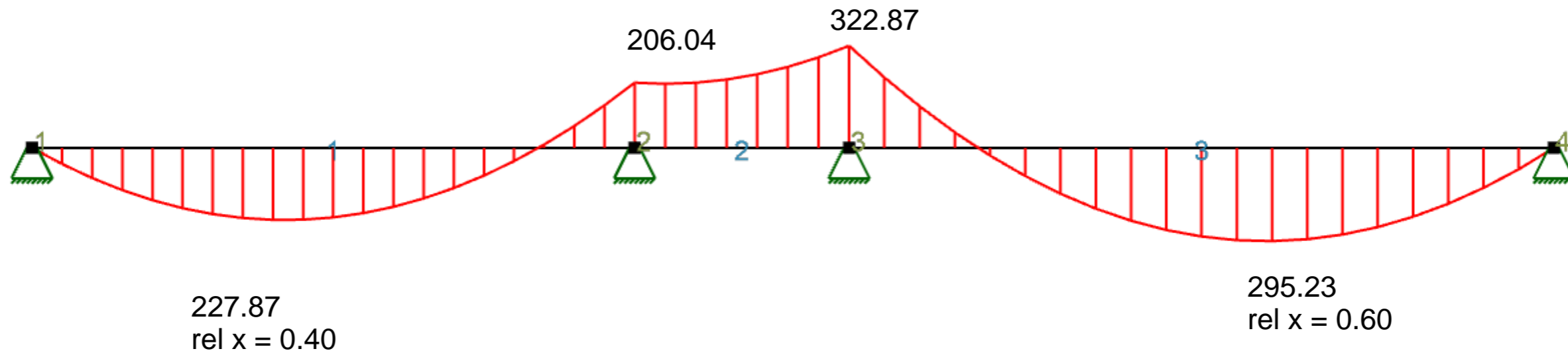
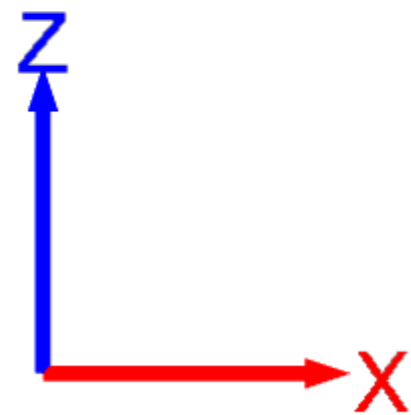
Målestokk

**1:50**

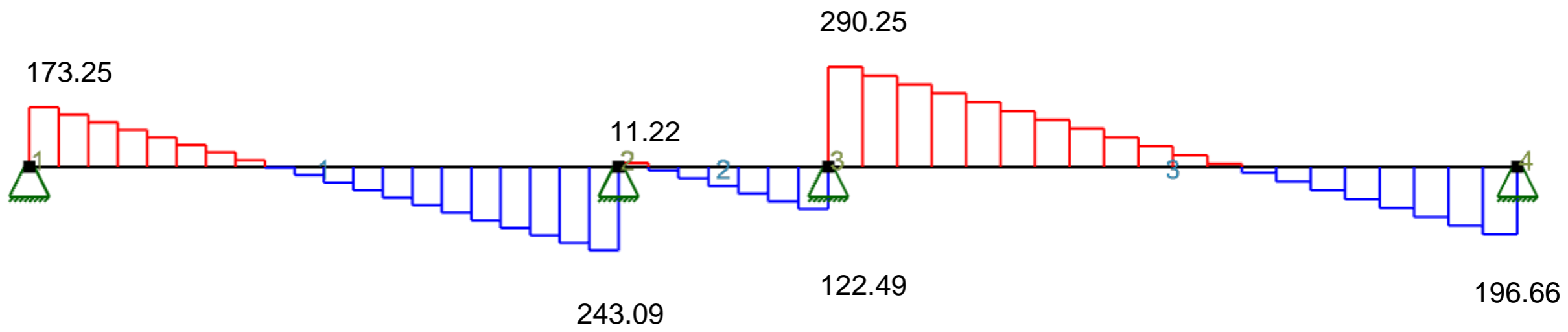
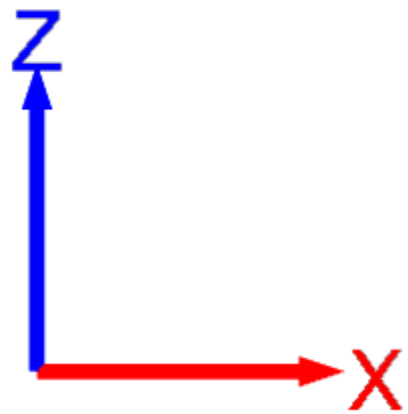
+  
┌ Dimensjonerende dekkestripe i RS1 i X-retning.  $b_{\max} = 5.6 \text{ m}$  ┐

+  
┌ Kombinasjon 1 ┐

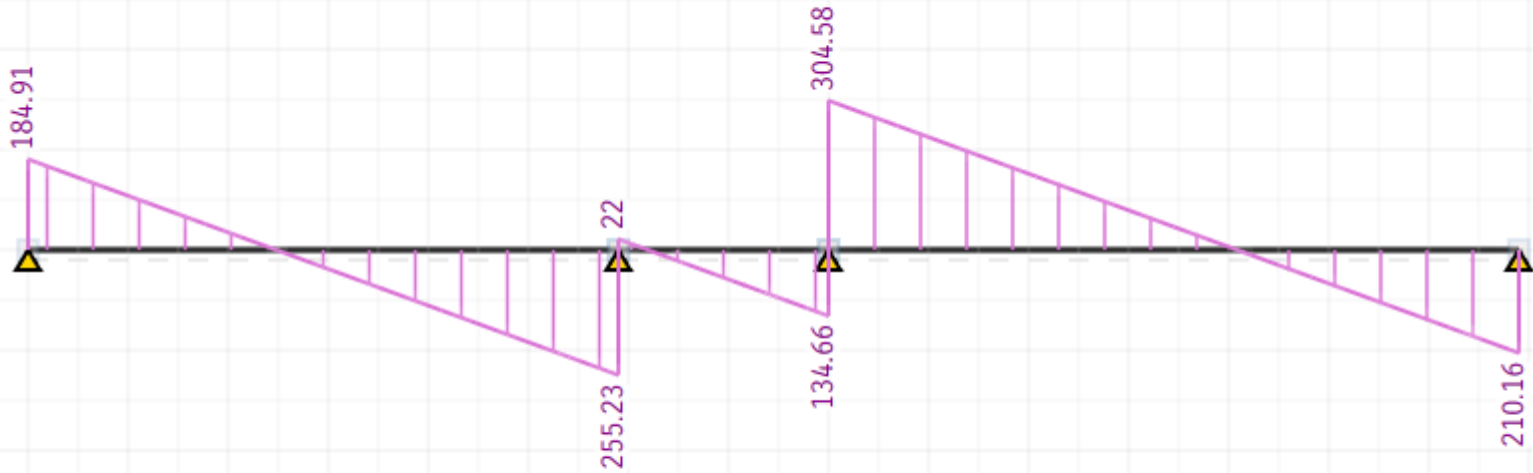




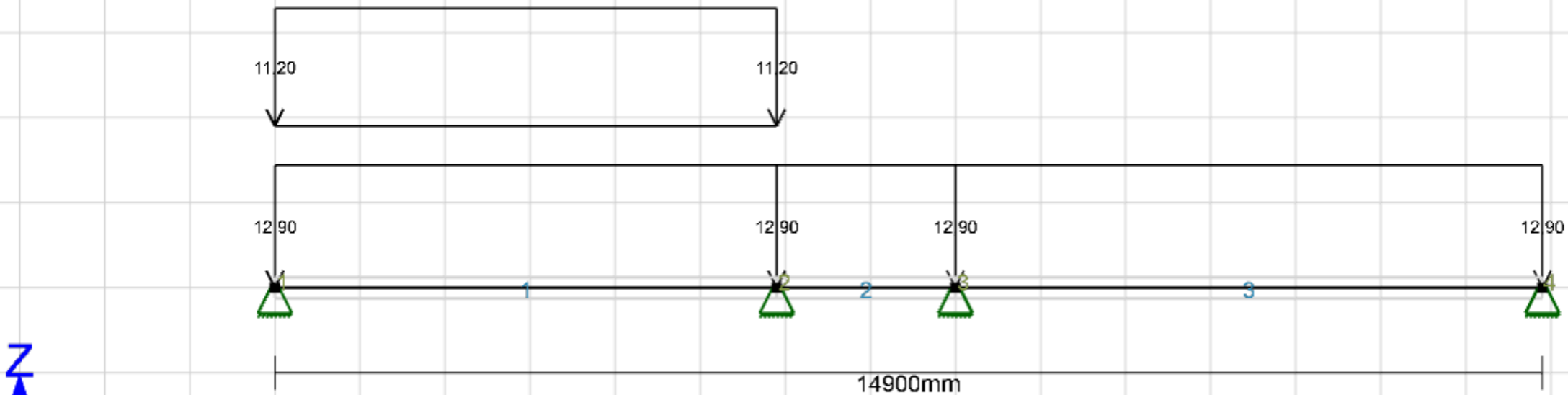
M RS1 X1 [kNm] (Focus)



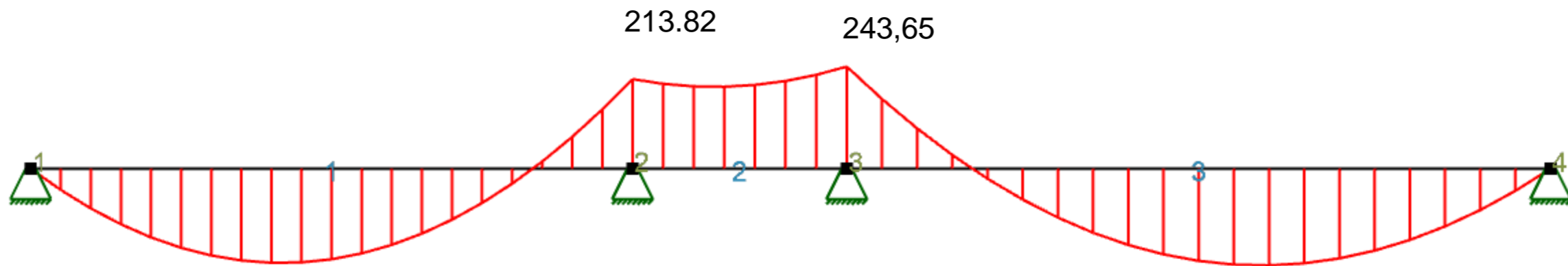
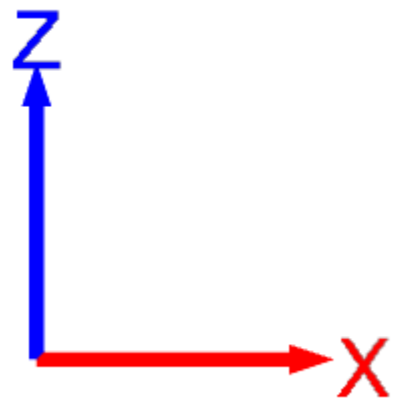
V RS1 X1 [kN] (Focus)



V RS1 X1 [kN] (STRIAN)



RS1 x-retning, kombinasjon 2



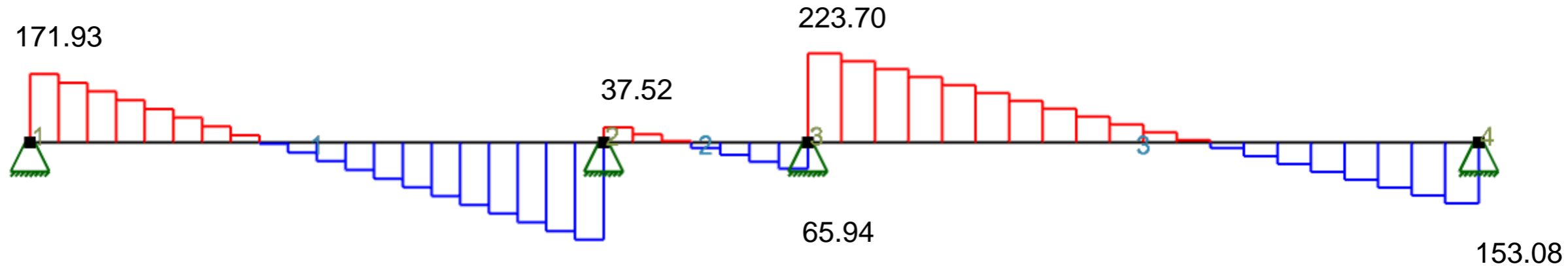
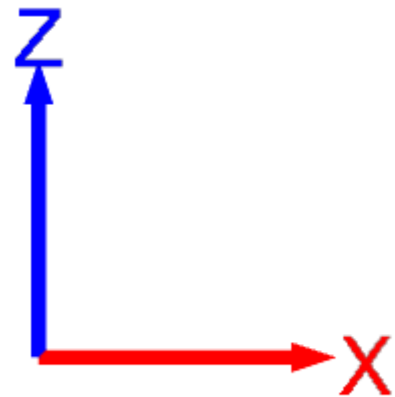
213.82      243,65

224.76  
rel x = 0.40

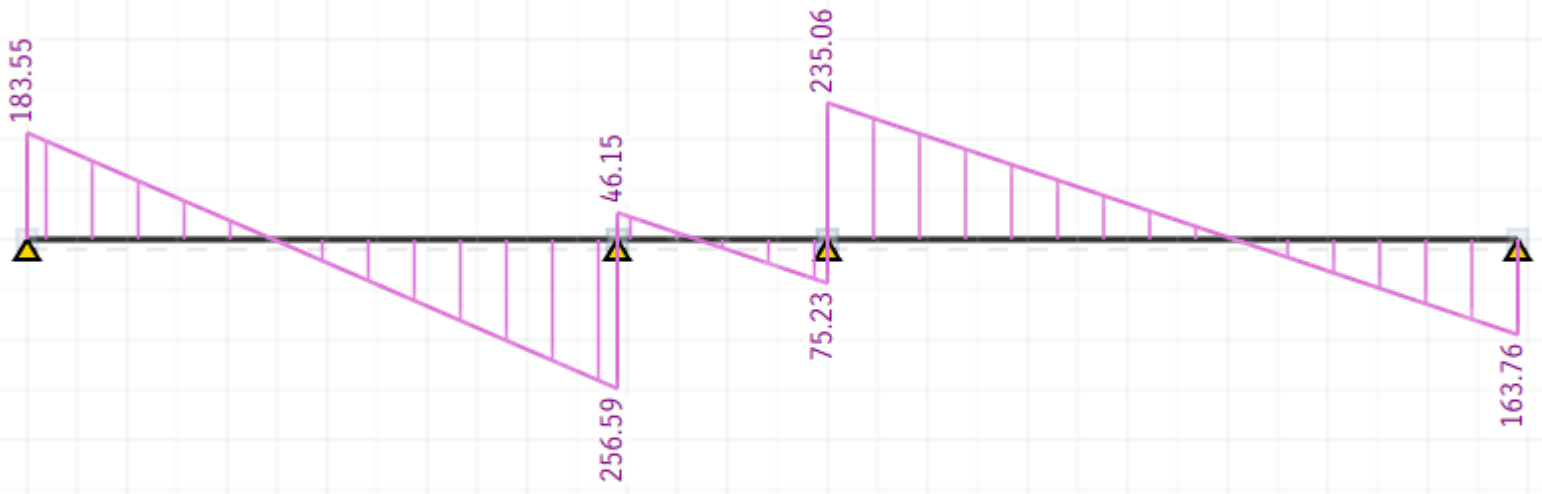
230.93  
rel x = 0.60

M RS1 X2 [kNm] (Focus)

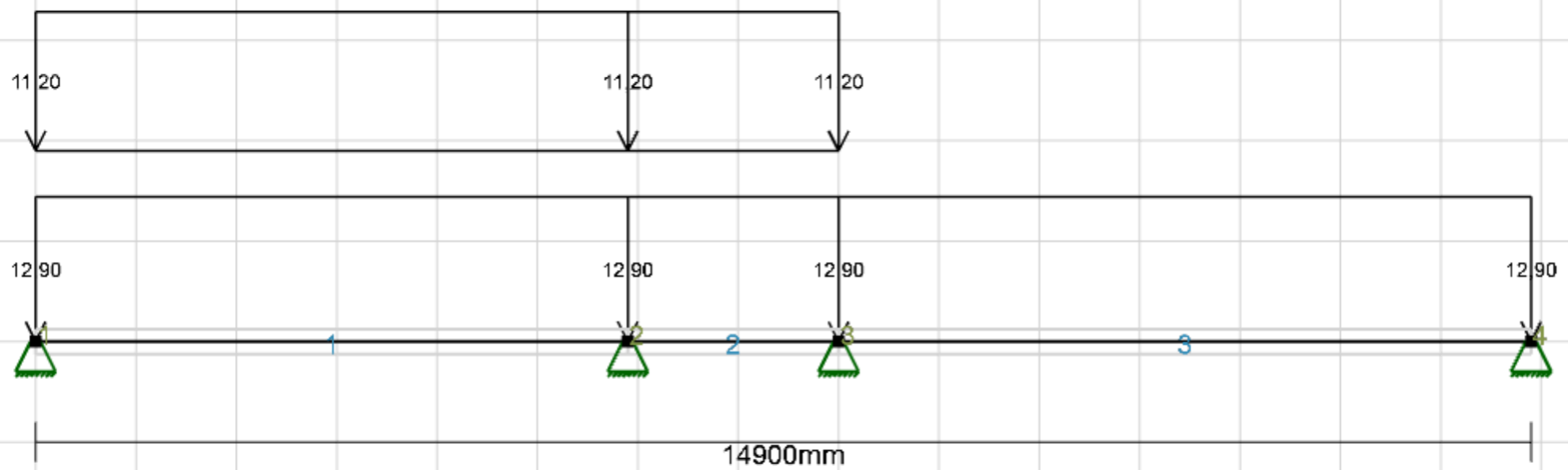




V RS1 X2 [kN] (Focus)

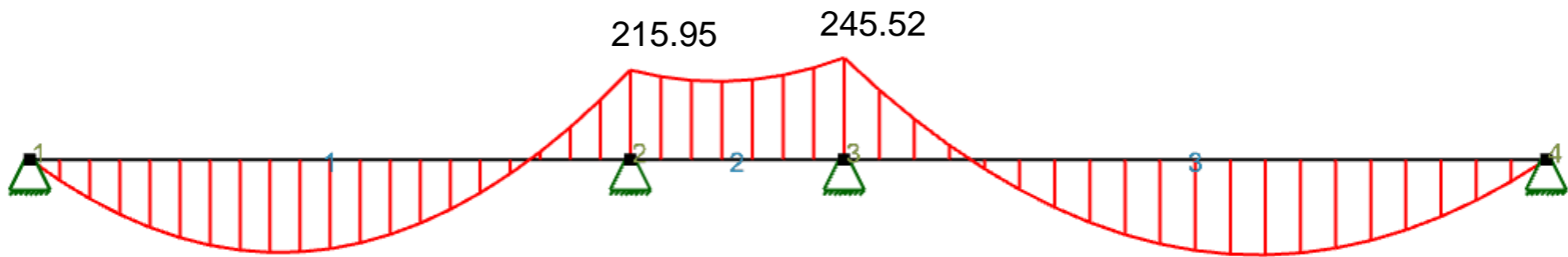
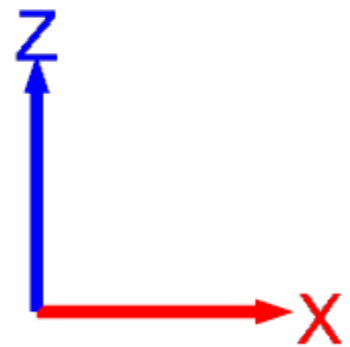


V RS1 X2 [kN] (STRIAN)



RS1 x-retning, kombinasjon 3





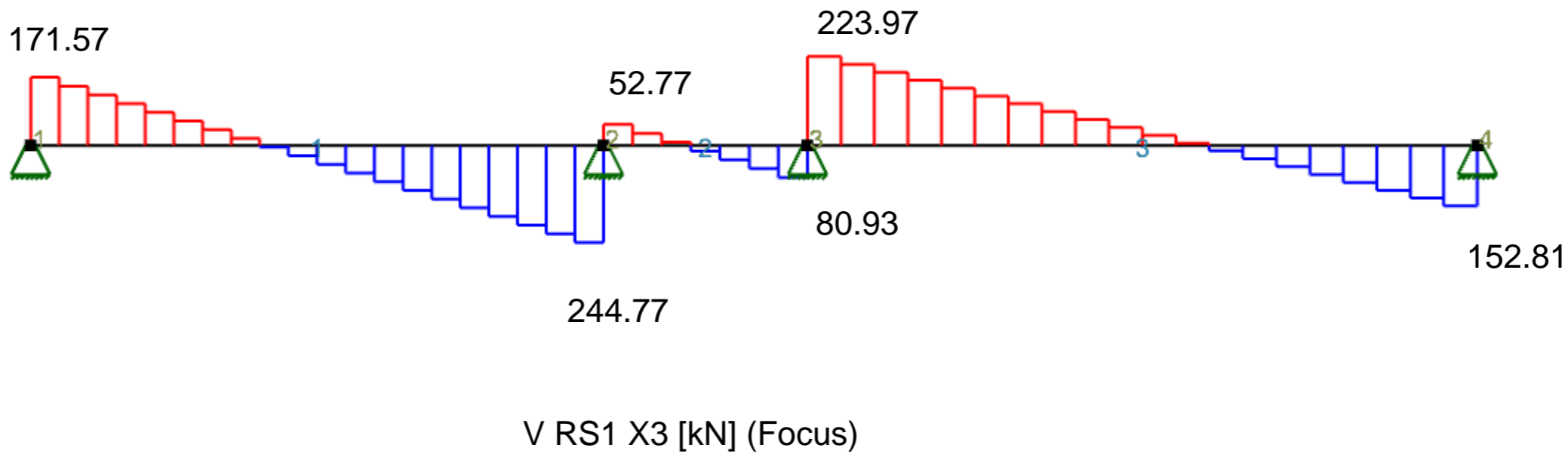
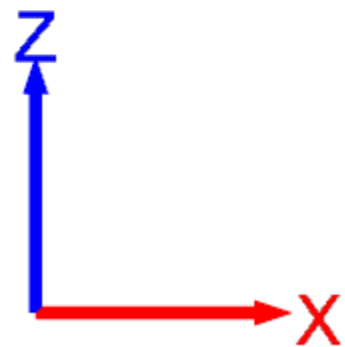
223.90  
rel x = 0.40

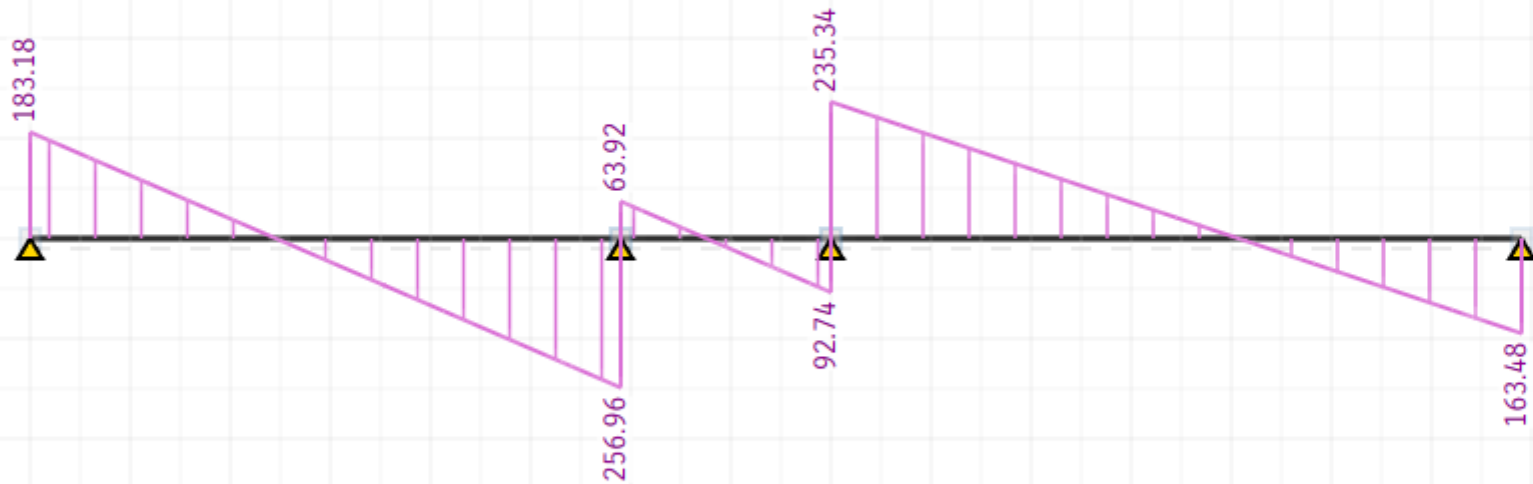
215.95

245.52

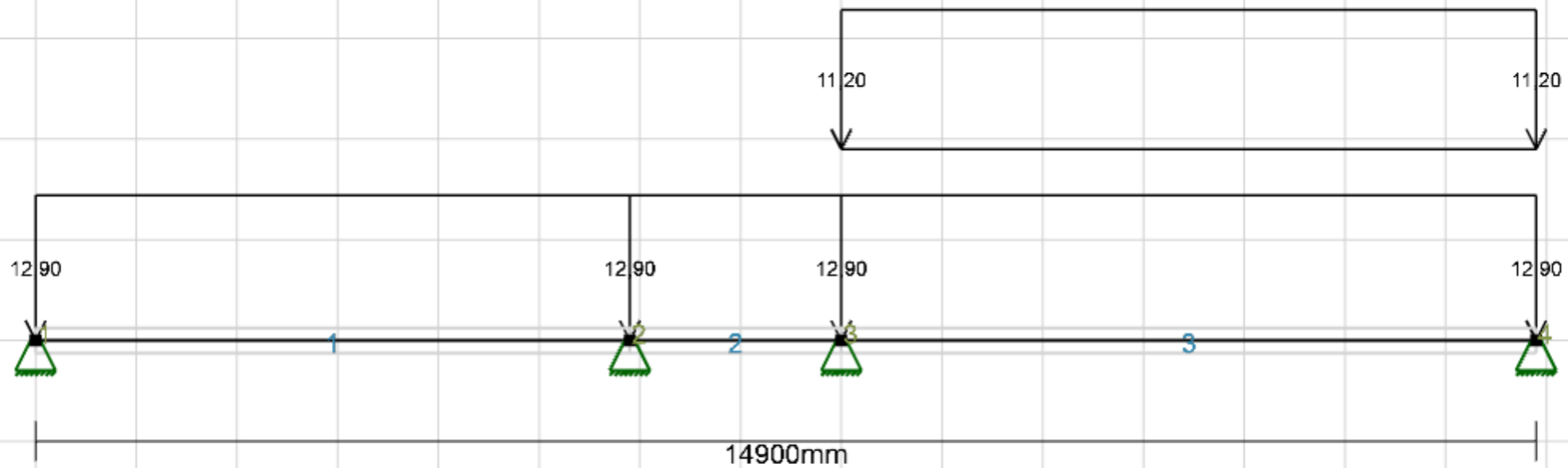
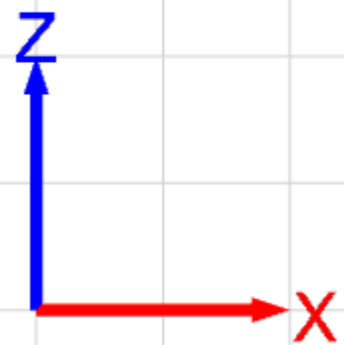
230.19  
rel x = 0.60

M RS1 X3 [kNm] (Focus)

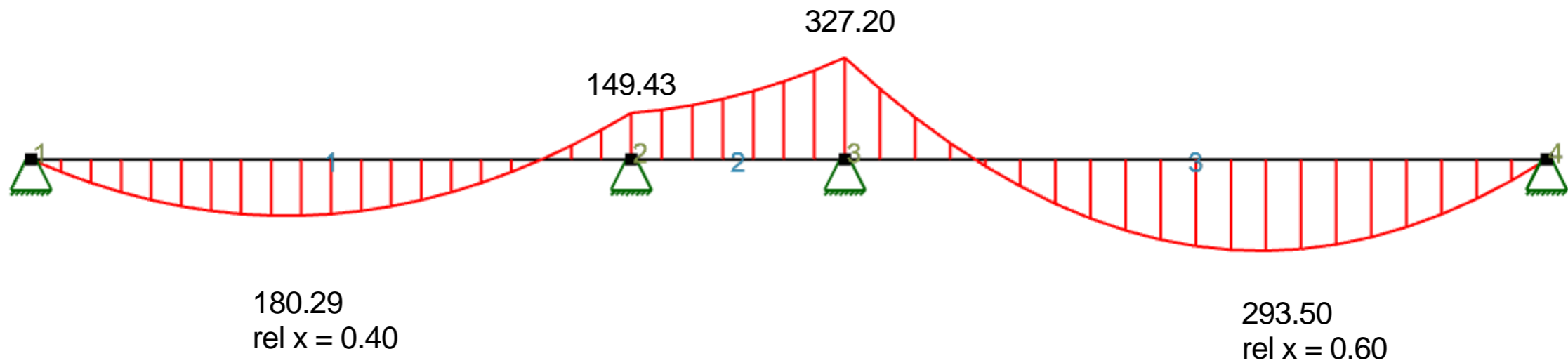
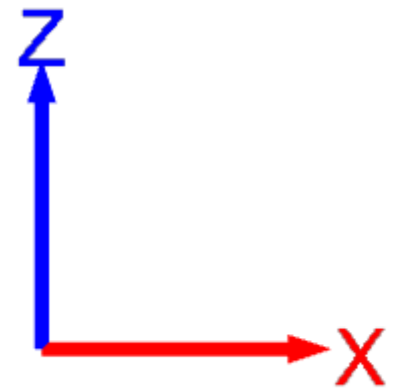




V RS1 X3 [kN] (STRIAN)

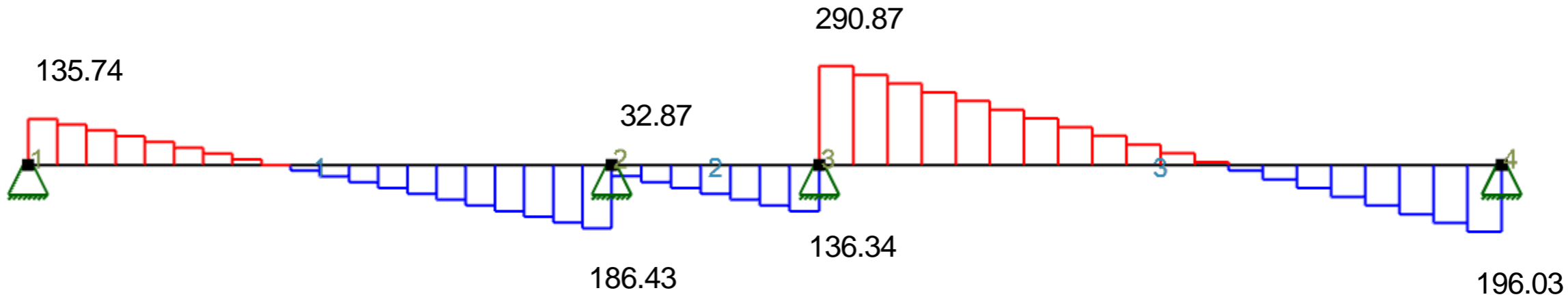
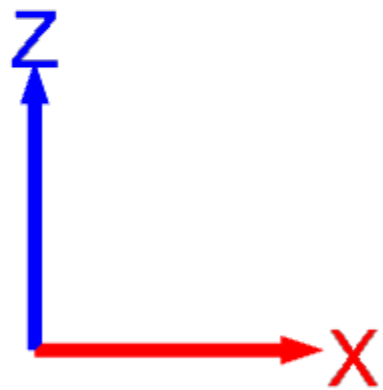


RS1 x-retning, kombinasjon 4



M RS1 X4 [kNm] (Focus)

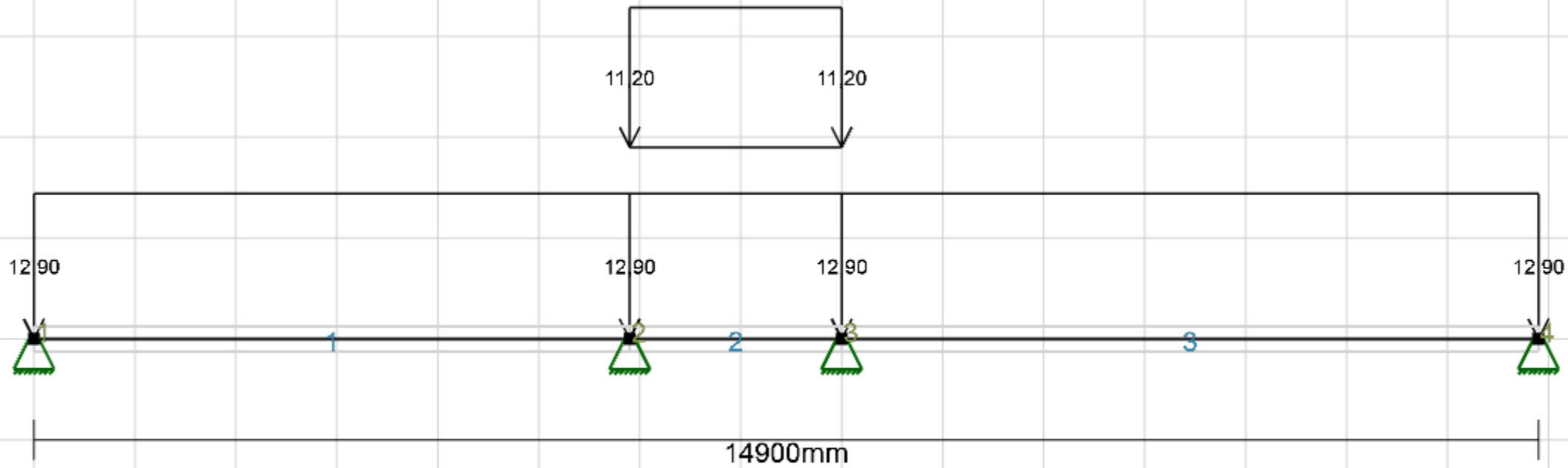
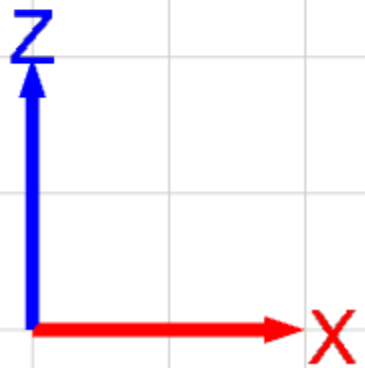




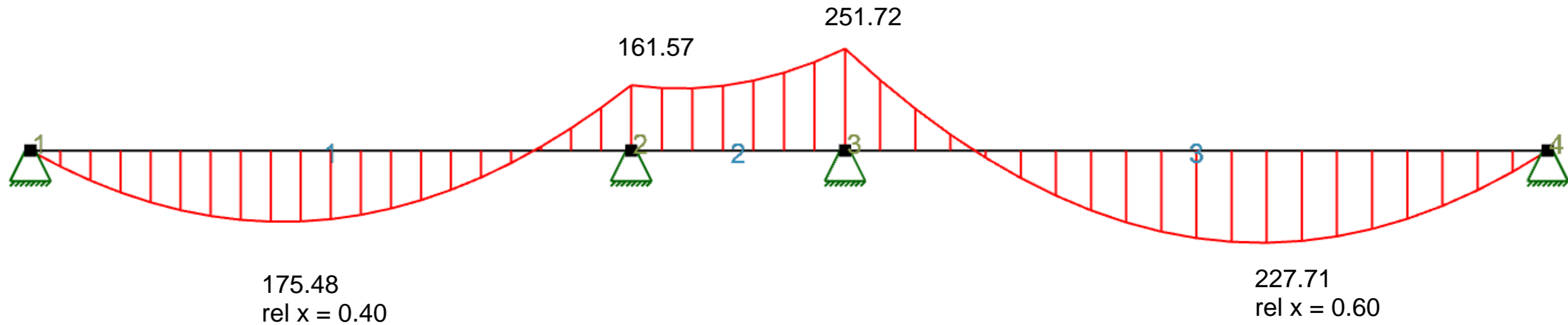
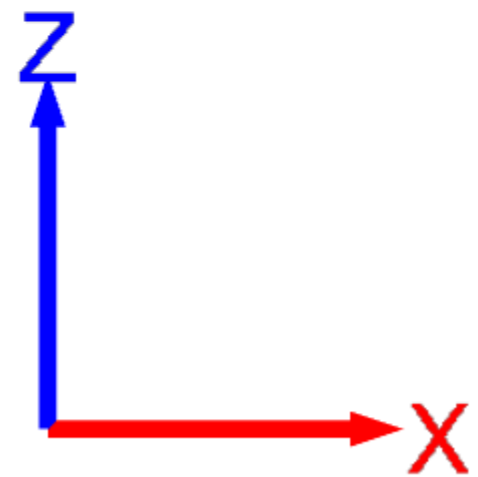
V RS1 X4 [kN] (Focus)



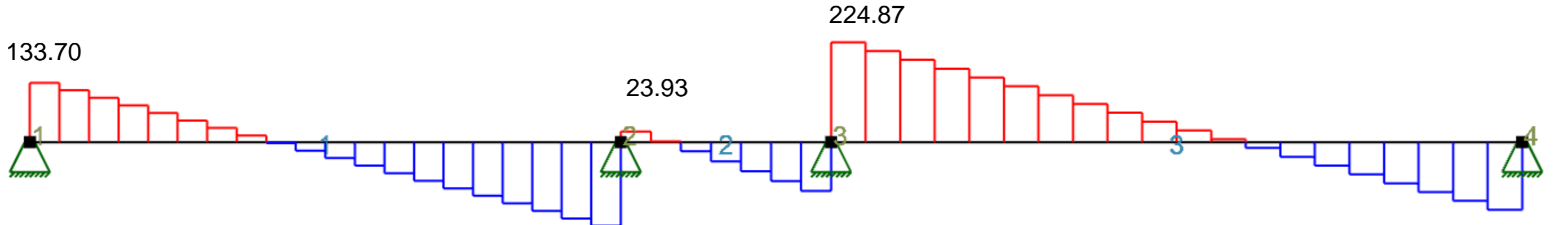
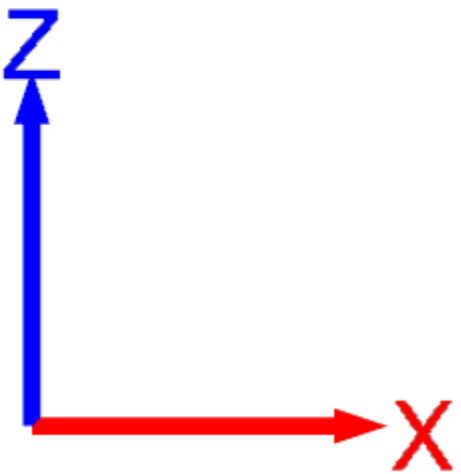
V RS1 X4 [kN] (STRIAN)



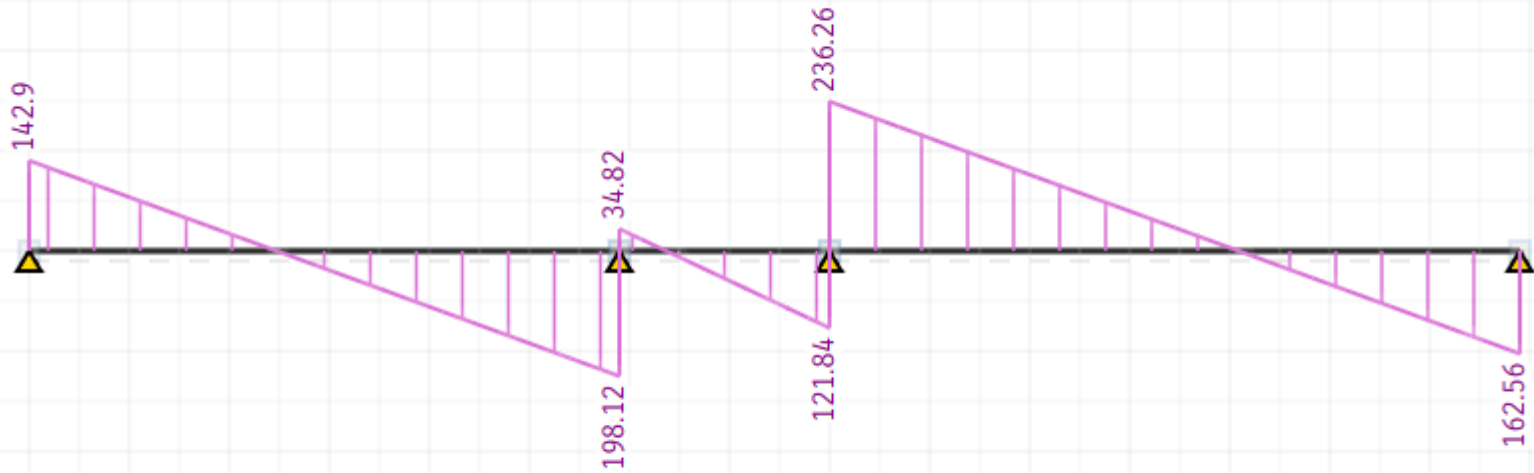
RS1 x-retning, kombinasjon 5



M RS1 X5 [kNm] (Focus)



V RS1 X5 [kN] (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:**

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

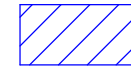
$$p_k = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.9 \text{ m} = 13.8 \frac{kN}{m}$$

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

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

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

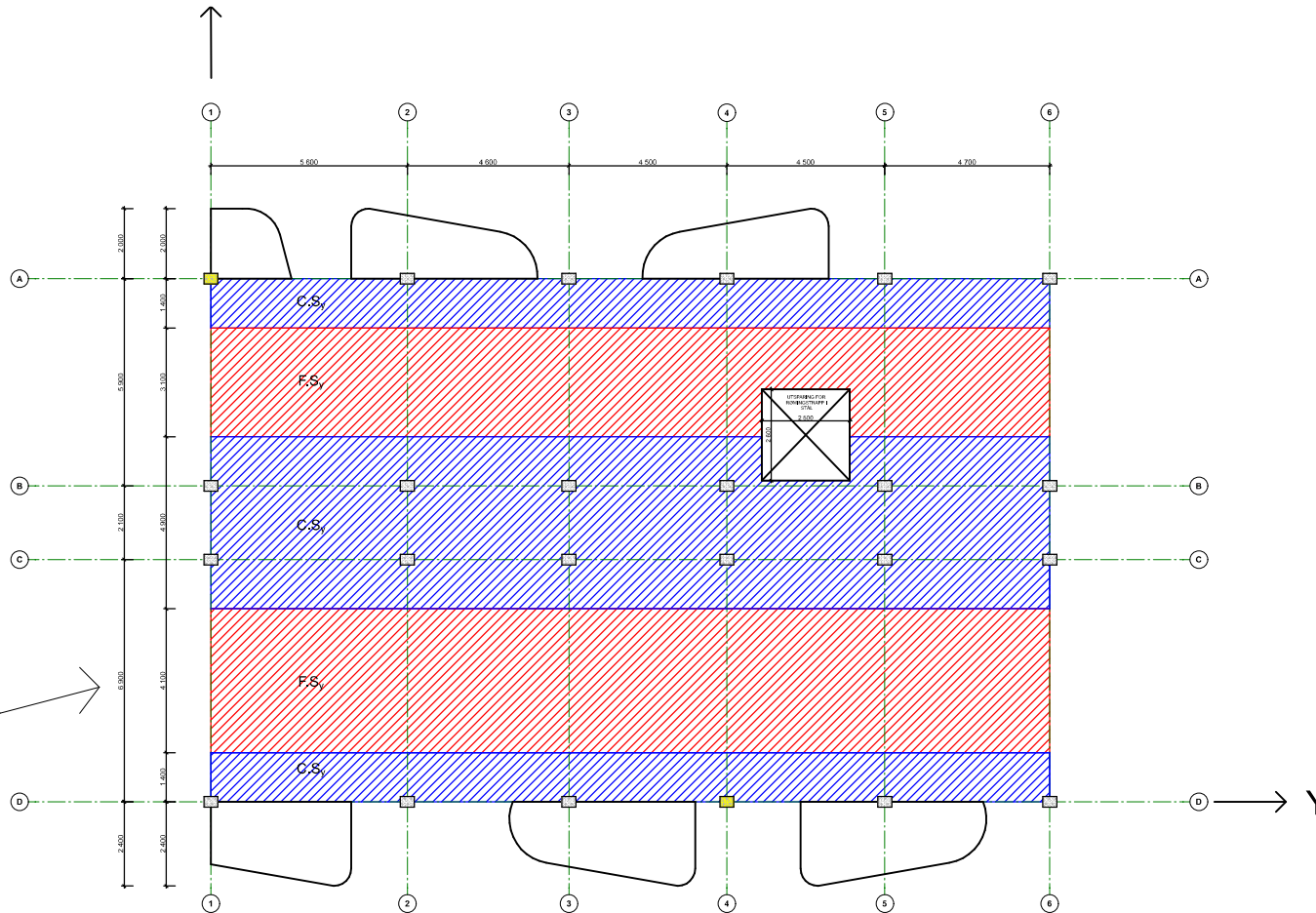
**Merknader:**



S.S = Søyle stripe

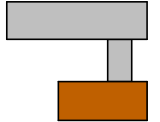
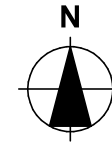


F.S = Felt stripe



Dimensjonerende stripe i y-retning  
pga. størst bredde

Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

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

Fase

**Detaljprosjektering**

Tilakshavere

**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**

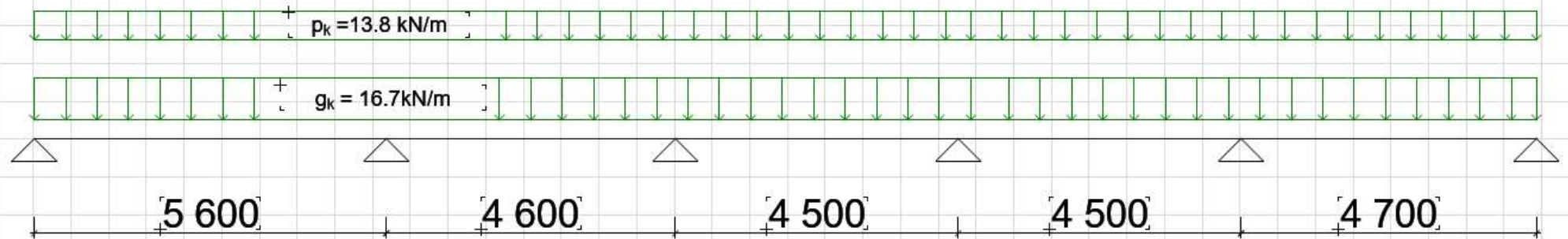
Målestokk

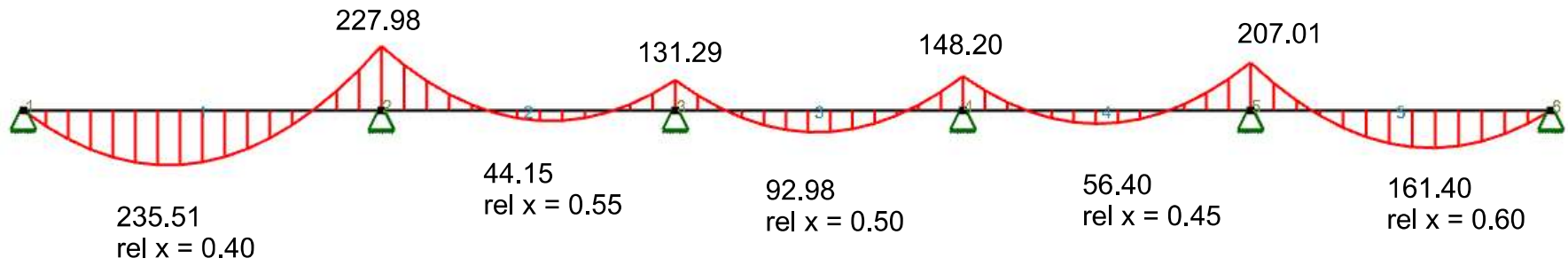
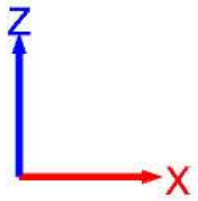
**1:50**



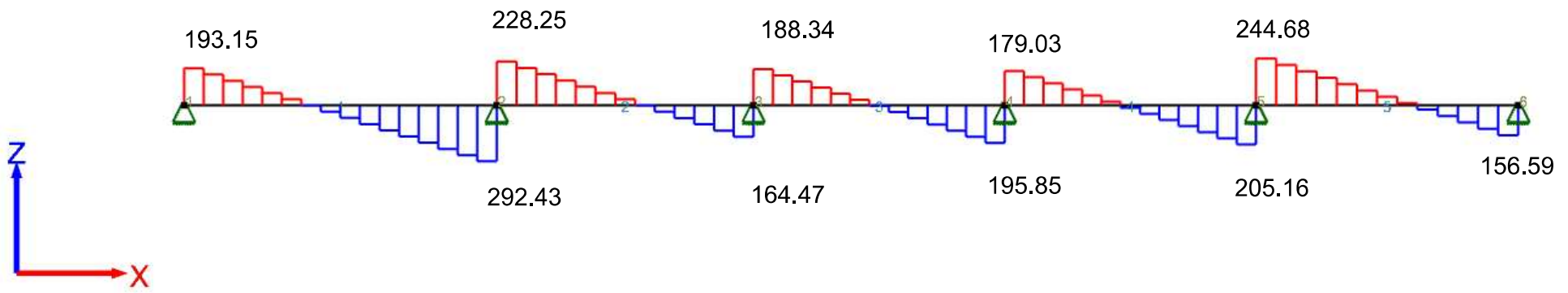
+ Dimensjonerende dekkestripe i RS1 i Y-retning pga.  $b_{\max} = 6.9\text{m}$  ]

+ Kombinasjon 1 ]

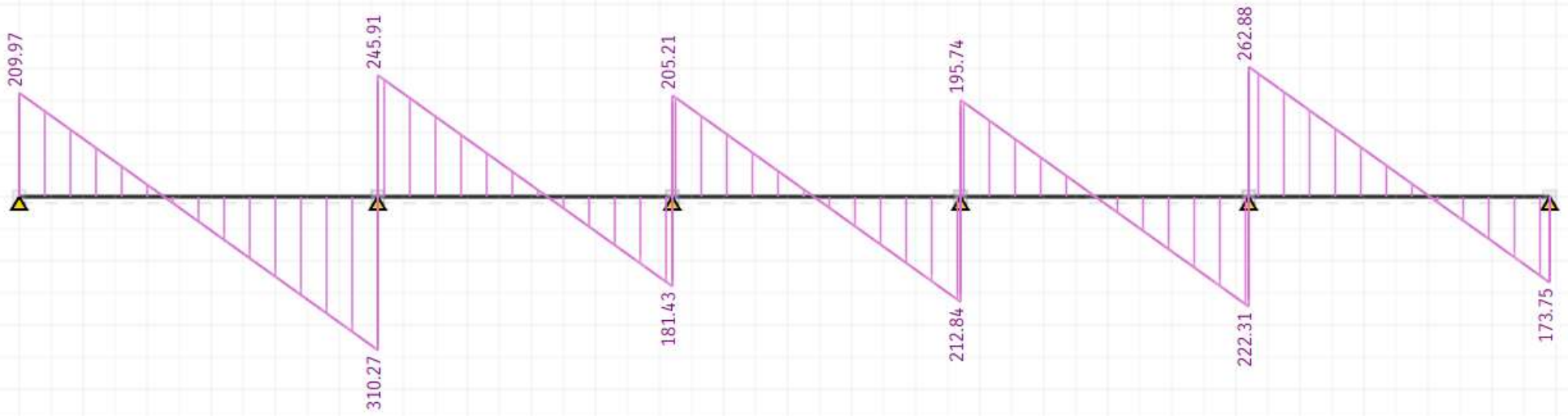




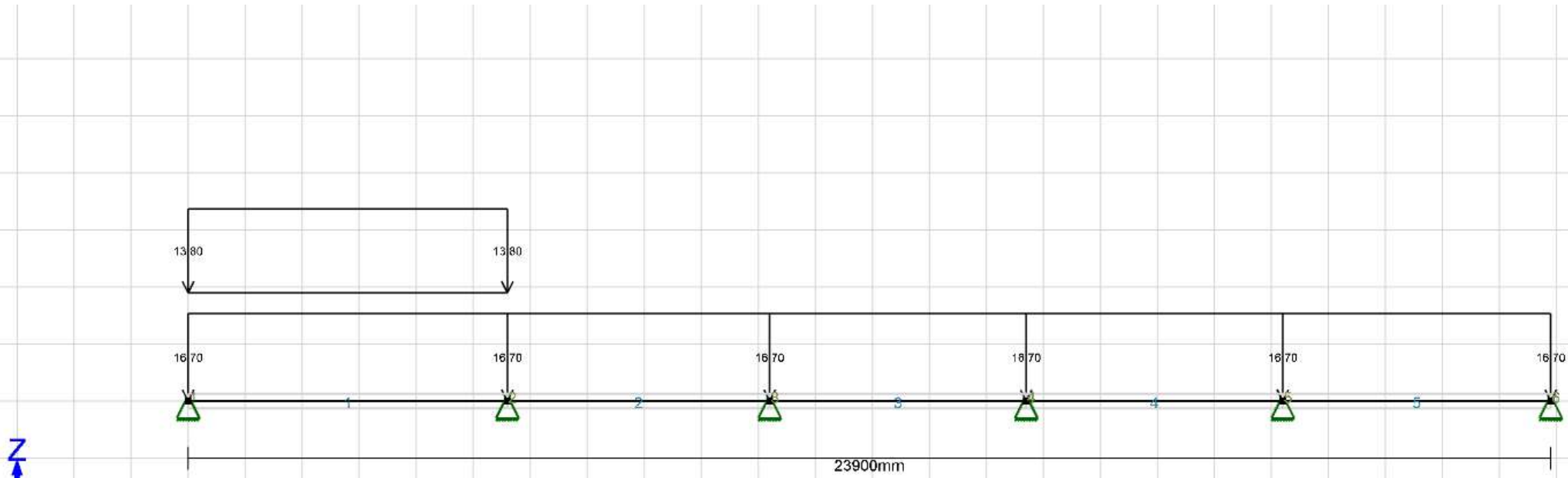
M RS1 Y1 [kNm] (Focus)



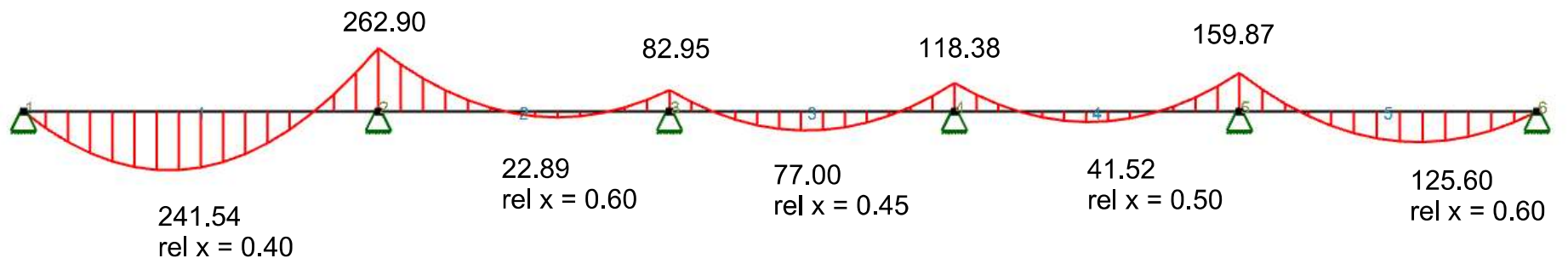
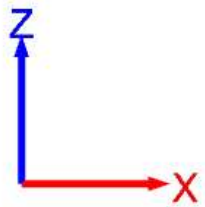
V RS1 Y1 [kN] (Focus)



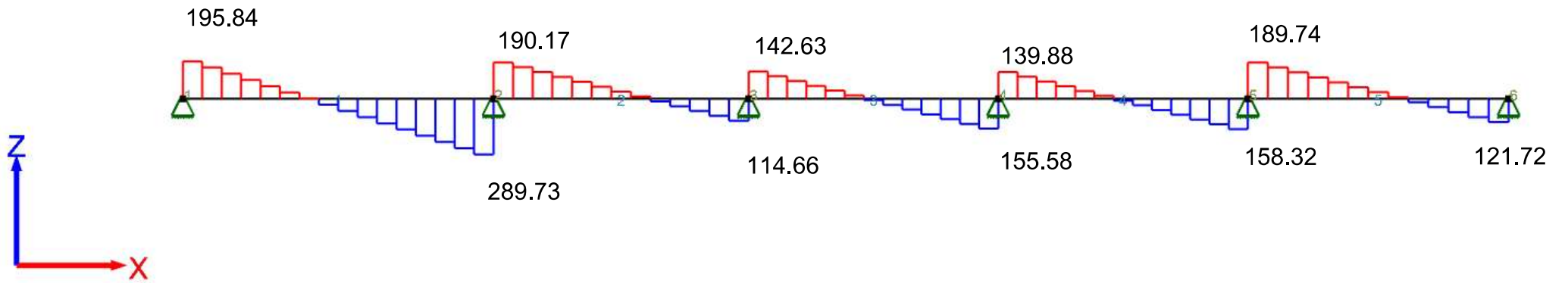
V RS1 Y1 [kN] (STRIAN)



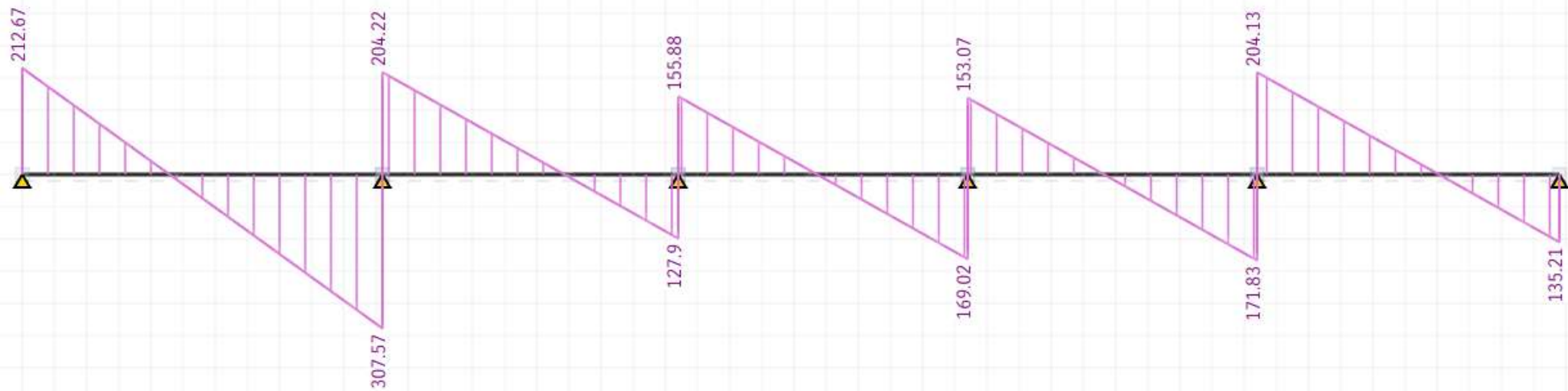
RS1 Y-retning, kombinasjon 2



M RS1 Y2 [kNm] (Focus)

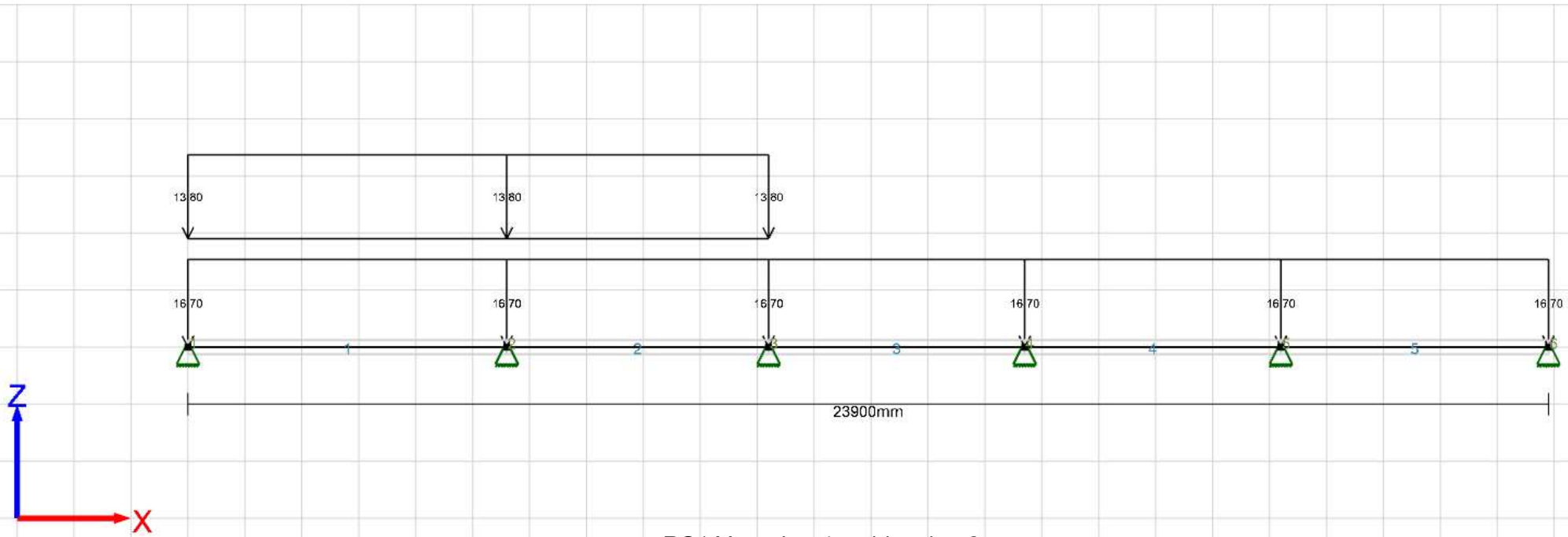


V RS1 Y2 [kN] (Focus)

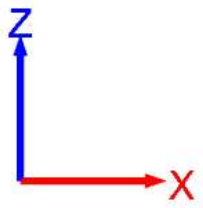
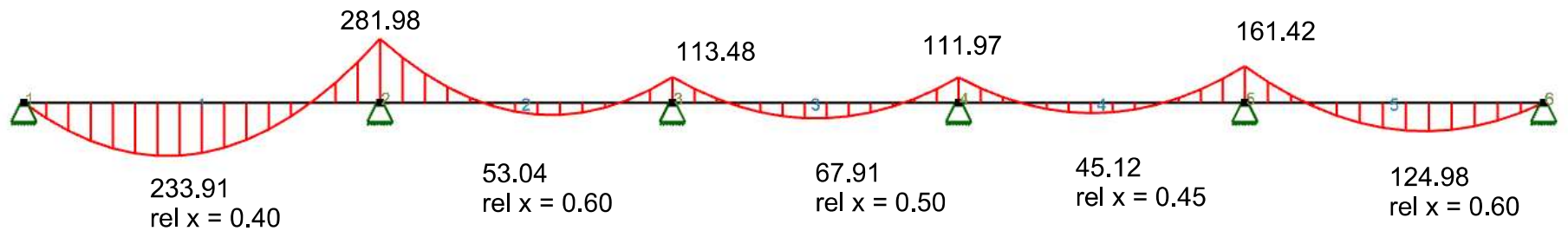


V RS1 Y2 [kN] (STRIAN)

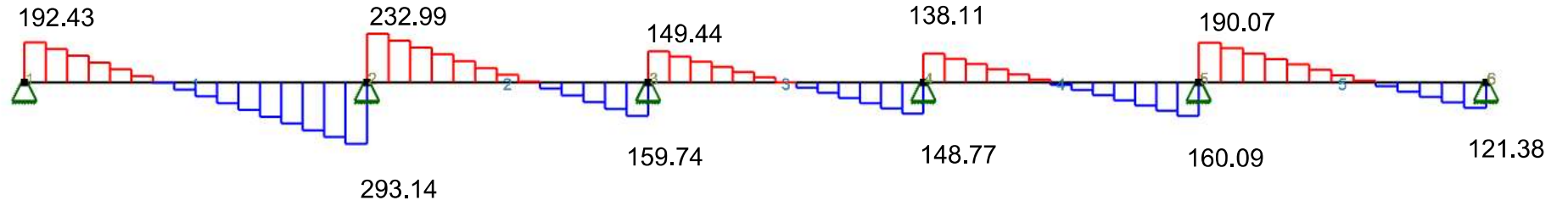
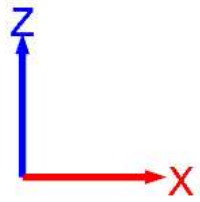




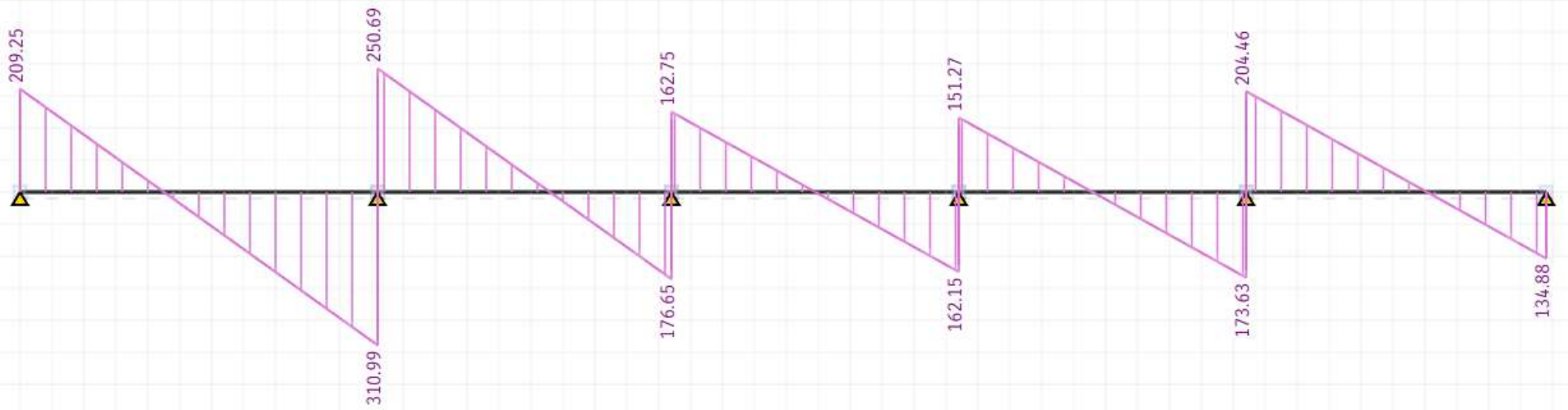
RS1 Y-retning, kombinasjon 3



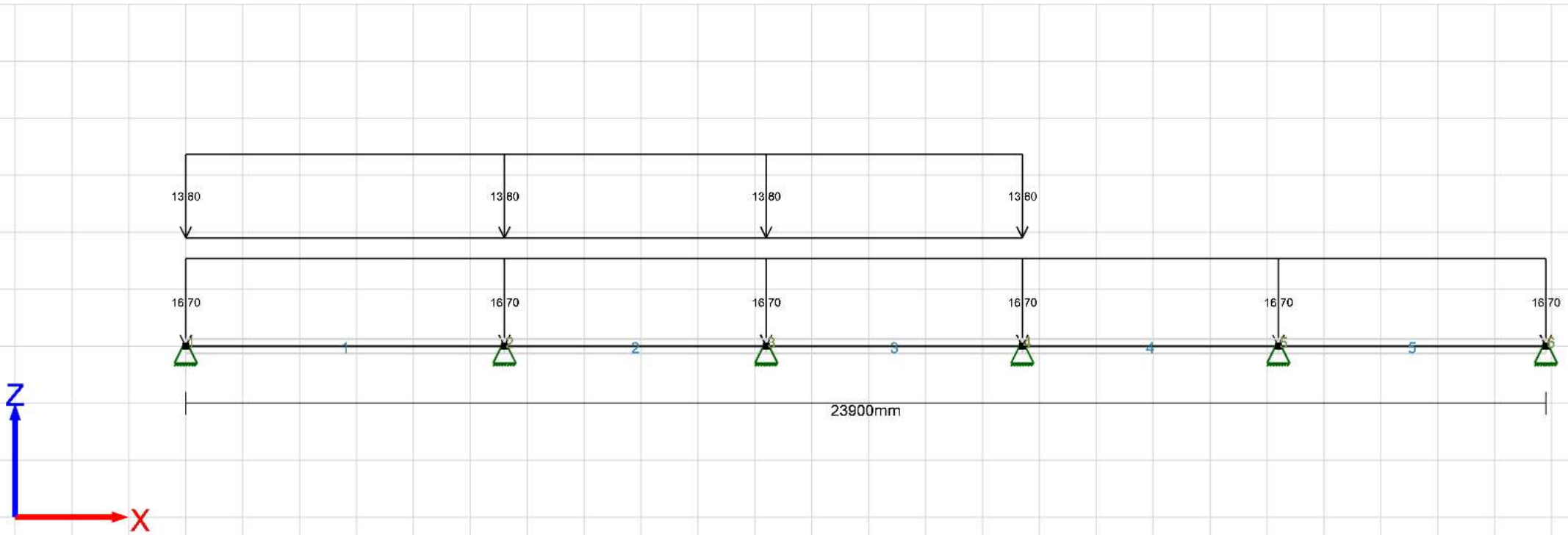
M RS1 Y3 [kNm] (Focus)



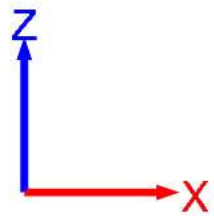
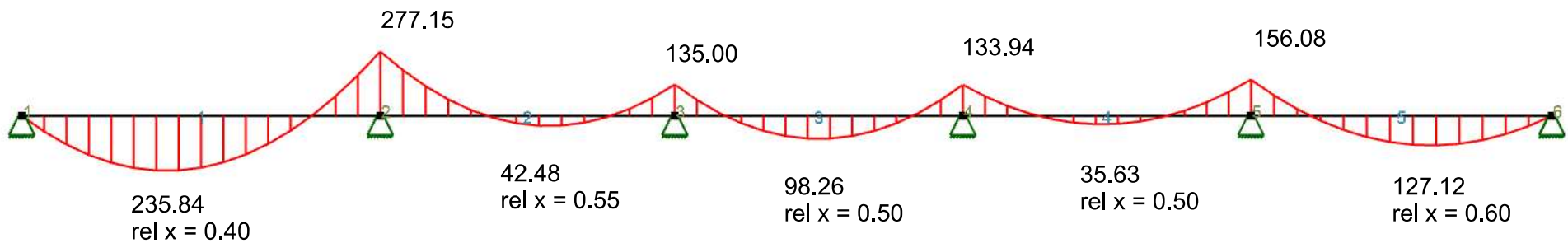
V RS1 Y3 [kN] (Focus)



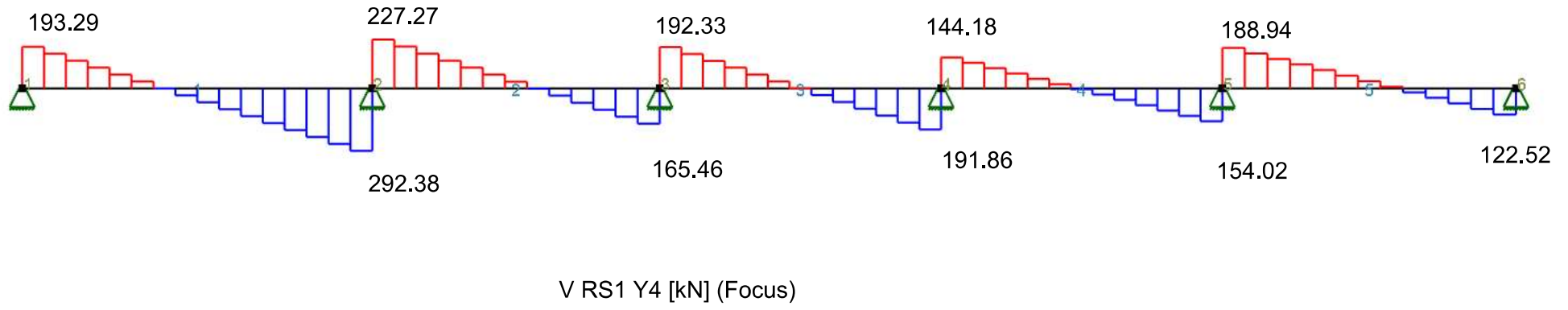
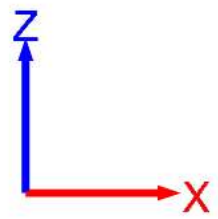
V RS1 Y3 [kN] (STRIAN)

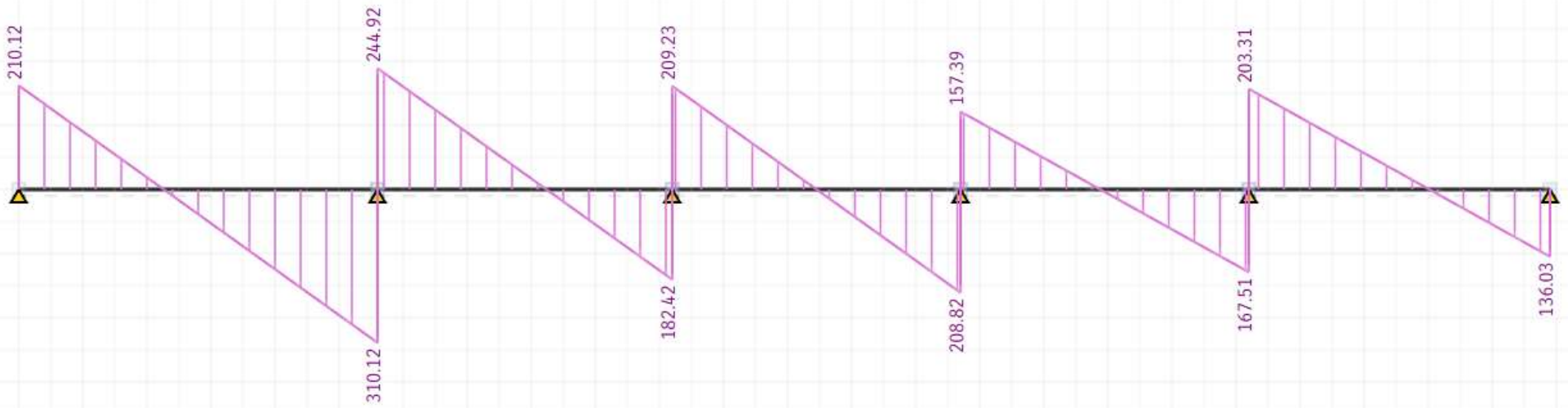


RS1 Y-retning, kombinasjon 4



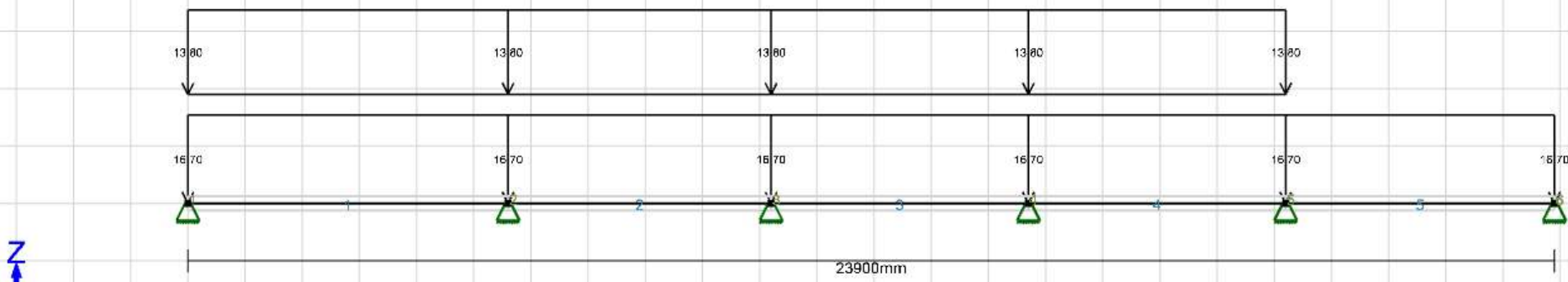
M RS1 Y4 [kNm] (Focus)



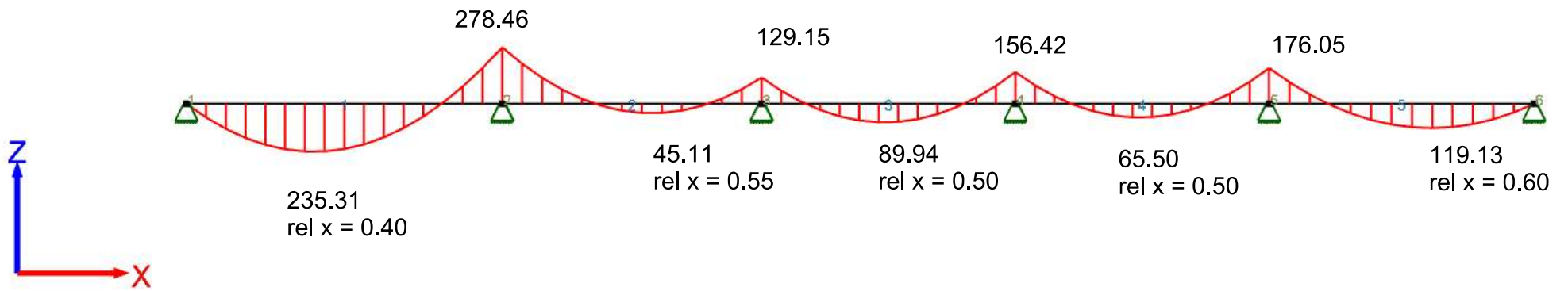


V RS1 Y4 [kN] (STRIAN)

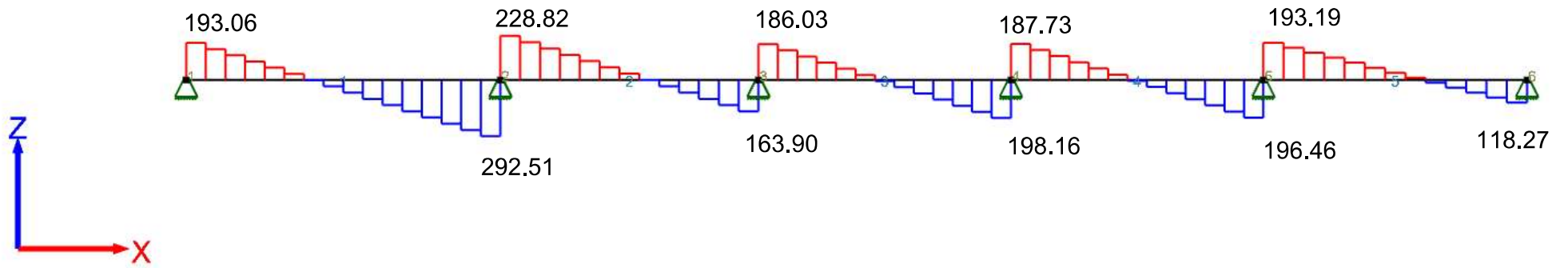




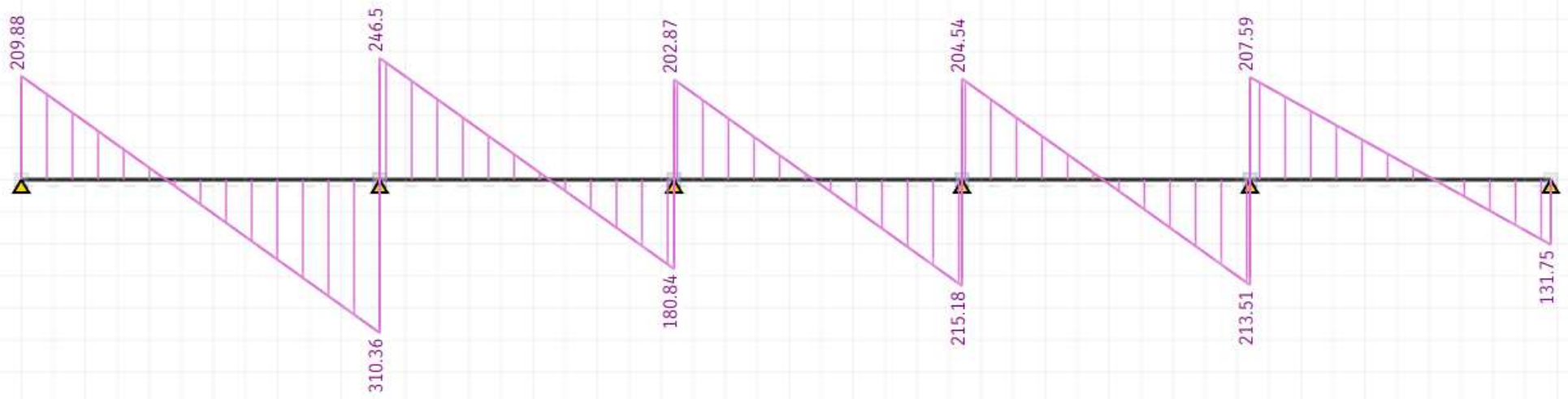
RS1 Y-retning, kombinasjon 5



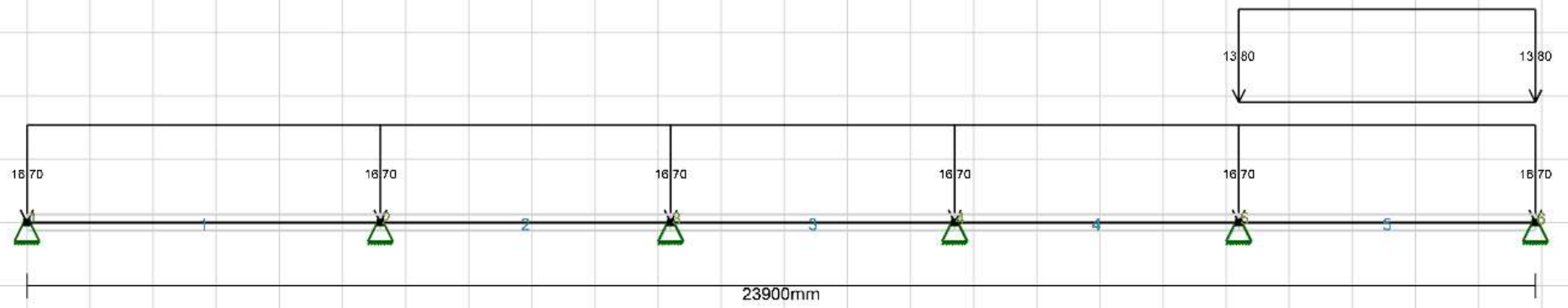
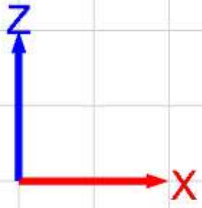
M RS1 Y5 [kNm] (Focus)



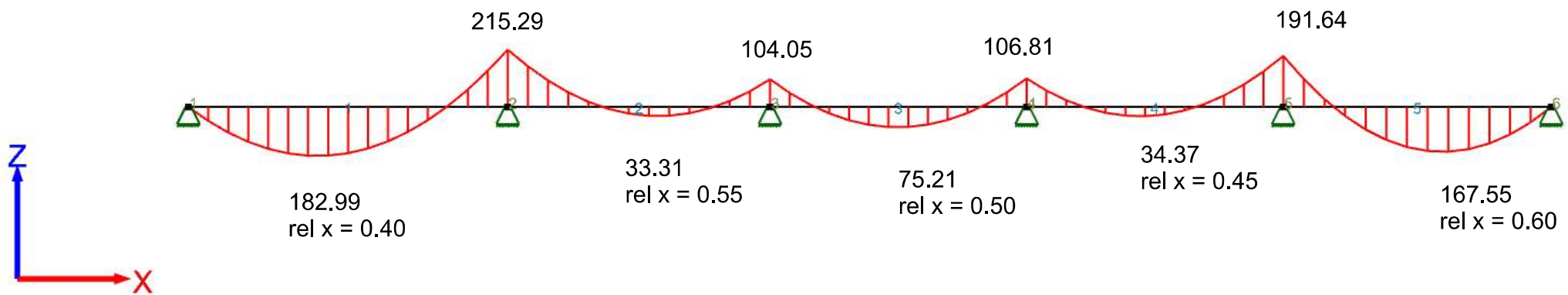
V RS1 Y5 [kN] (Focus)



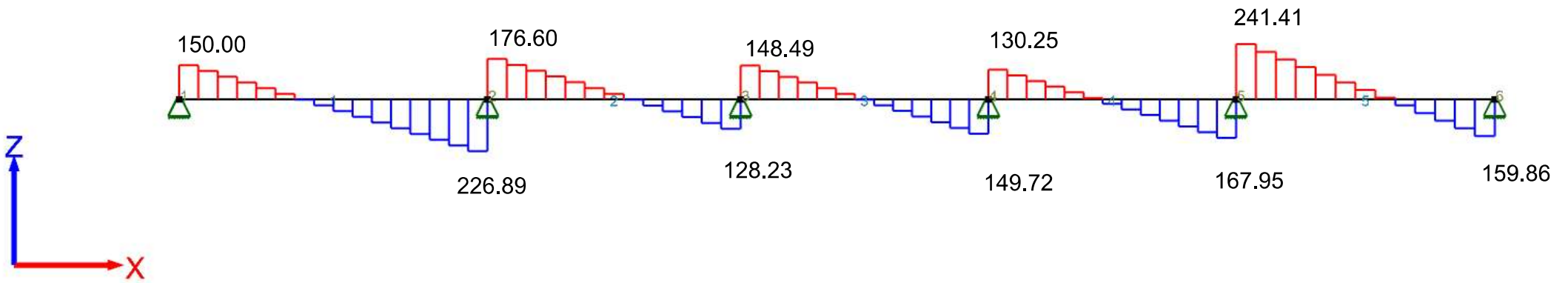
V RS1 Y5 [kN] (STRIAN)



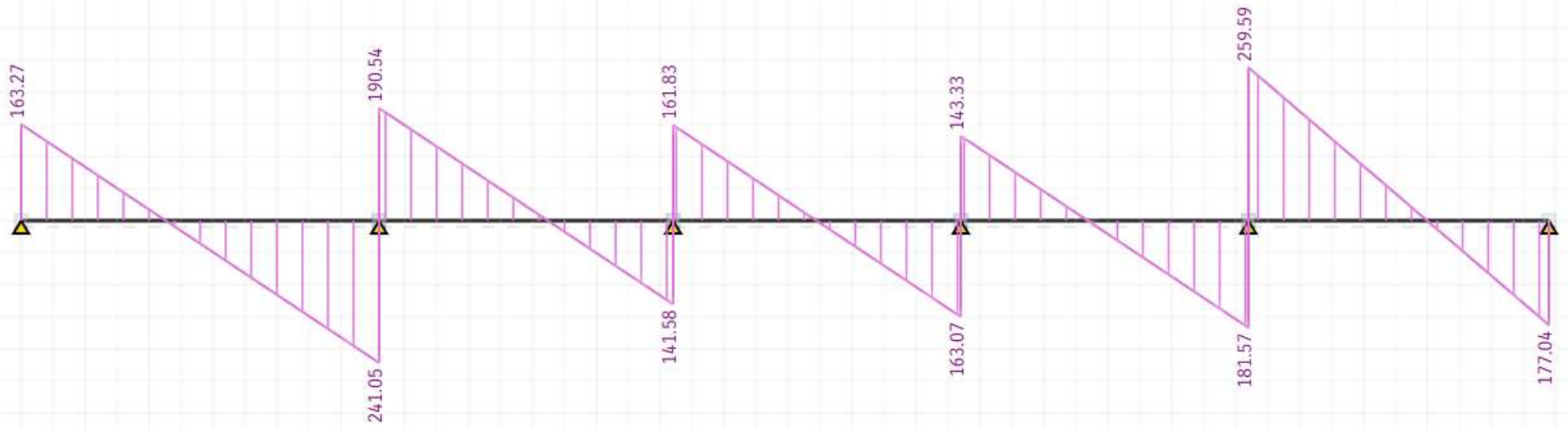
RS1 Y-retning, kombinasjon 6



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 egenlaste 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:

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

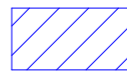
$$p_k = \left( 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6.6 \text{ m} \right) = 13.2 \frac{kN}{m}$$

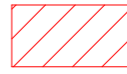
--> I STRIAN skrives inn:

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

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

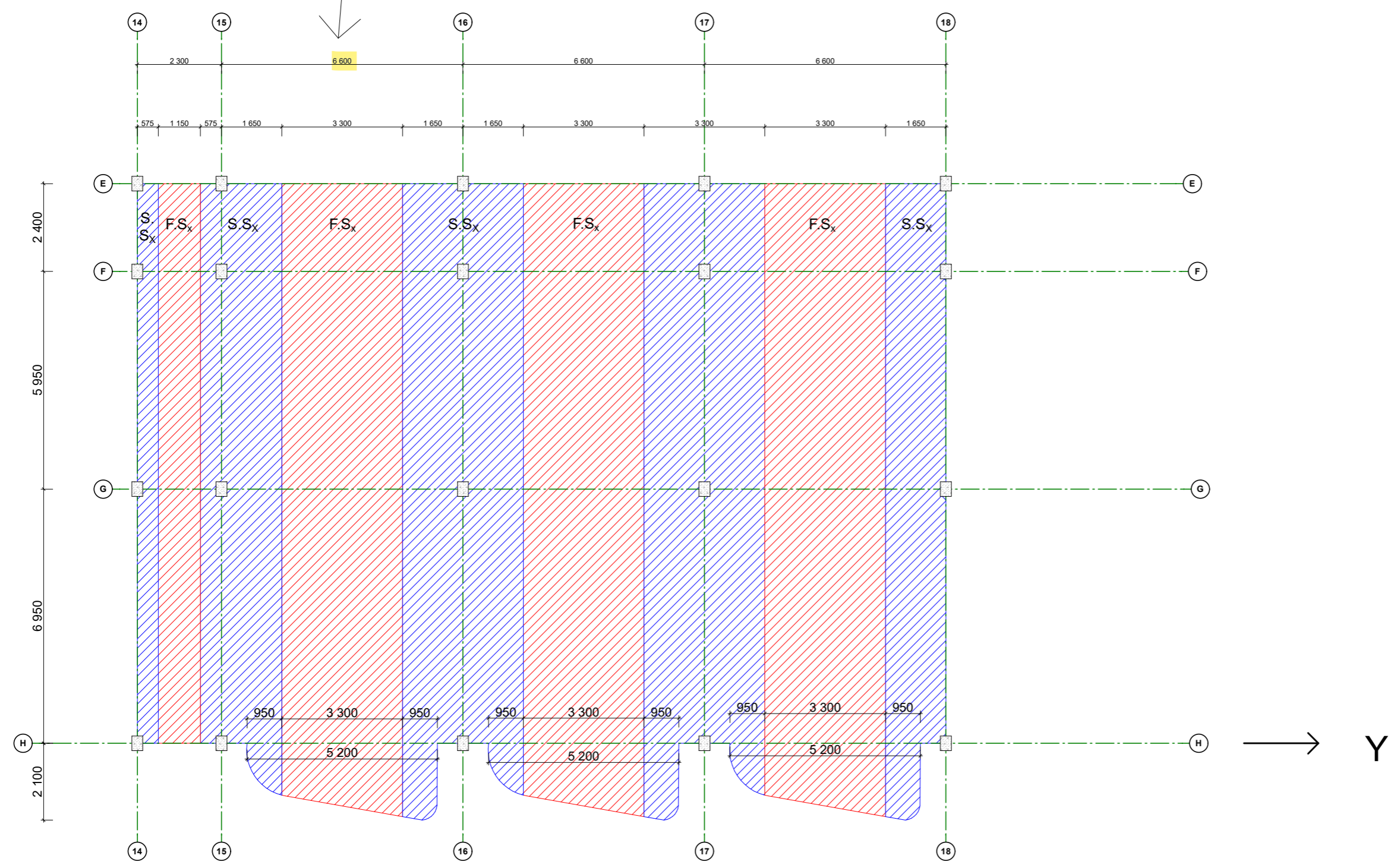
Merknader:

 S.S.= Søyلة stripe

 F.S.= Felt stripe

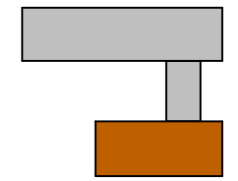
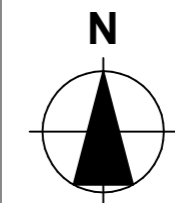


Dimensjonerende stripe i x-retning  
pga. størst bredde



Y

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**

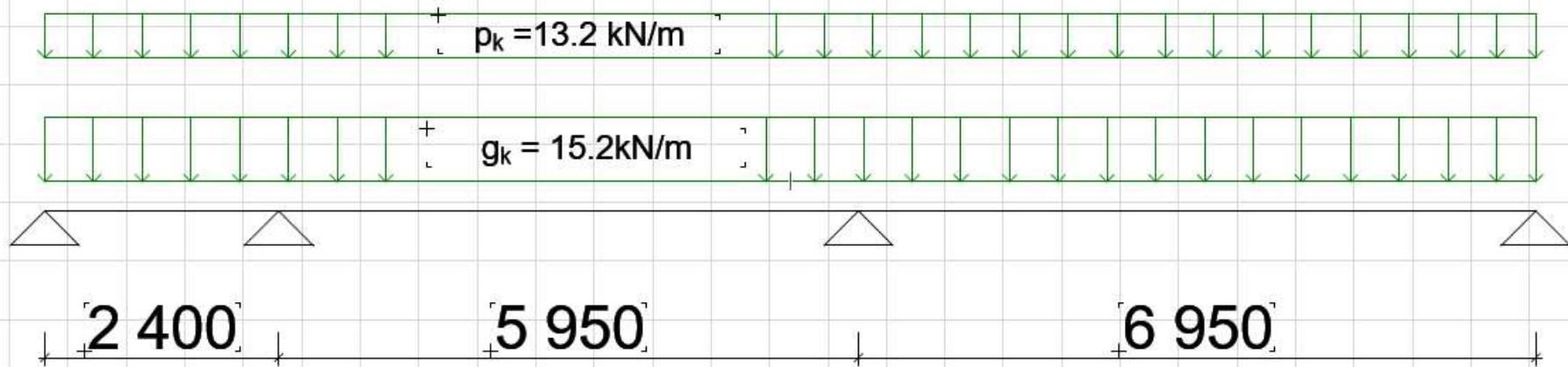
Dato  
**25.03.2023**

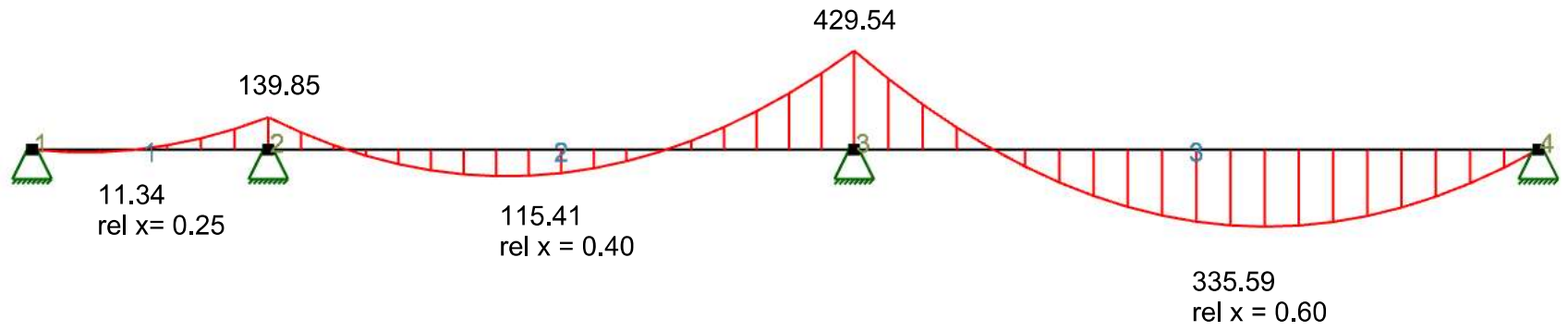
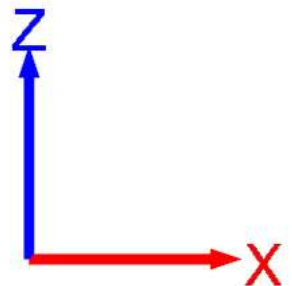
Type tegning:  
**Stripeinndeling RS2 X-retning**

Målestokk  
**1:50**

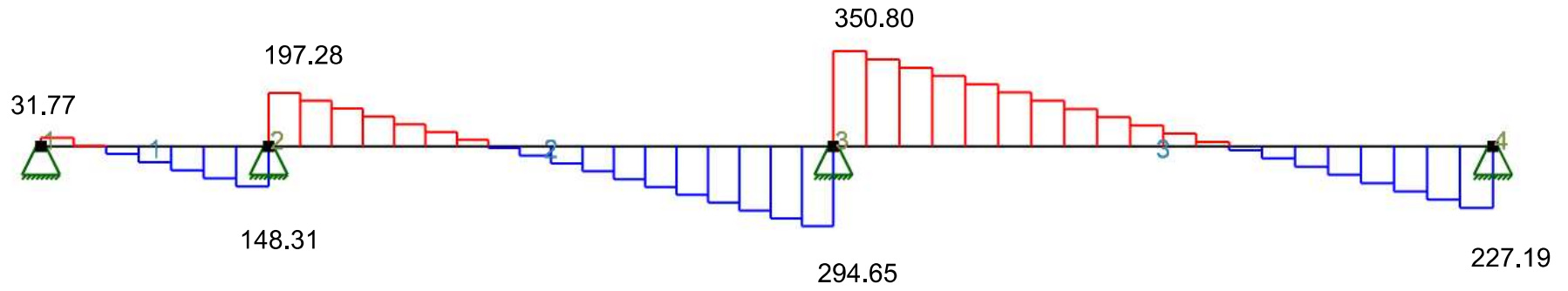
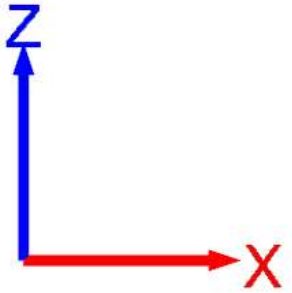
Dimensjonerende dekkestripe i RS2 i X-retning.  $b_{\max} = 6.6$  m

Kombinasjon 1

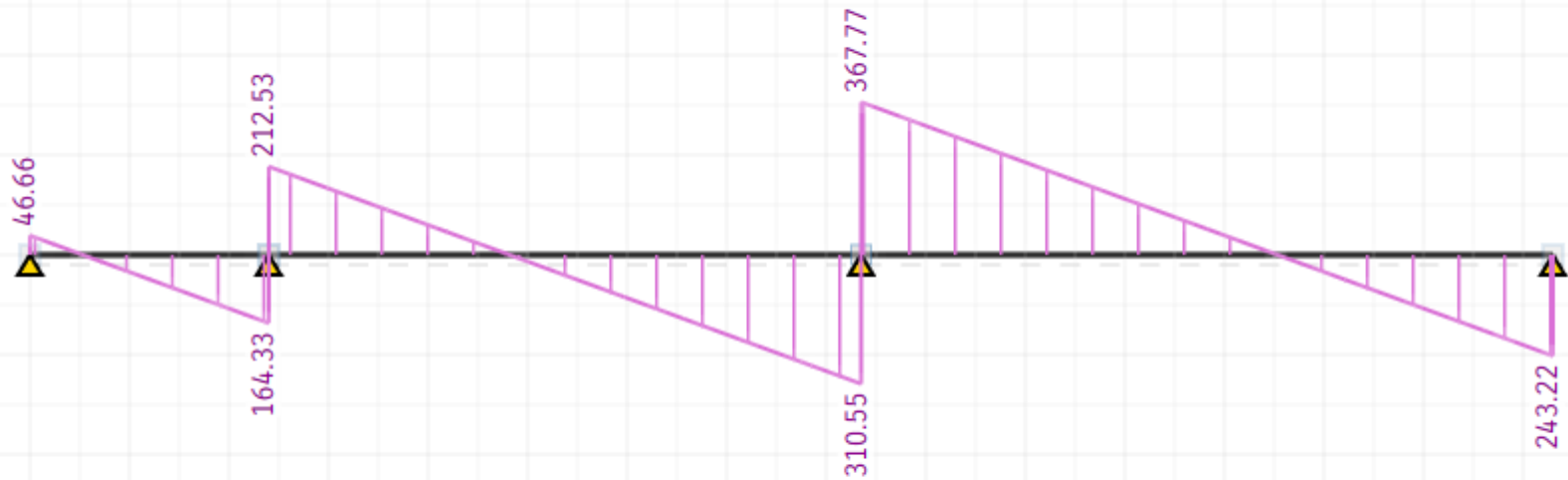




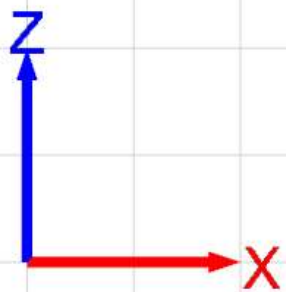
M RS2 X1 [kNm] (Focus)



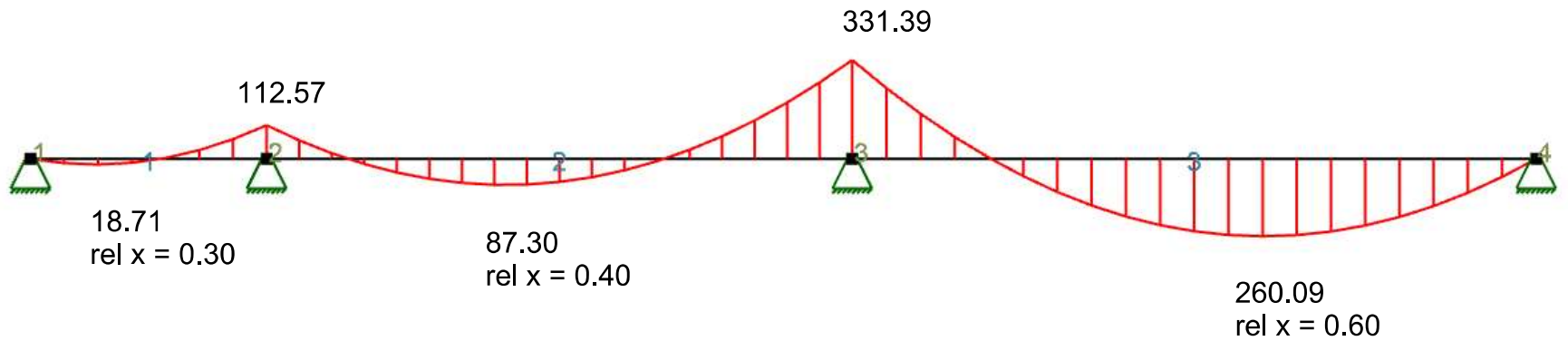
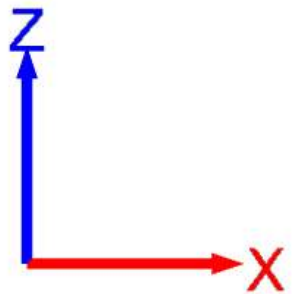
V RS2 X1 [kN] (Focus)



V RS2 X1 [kN] (STRIAN)

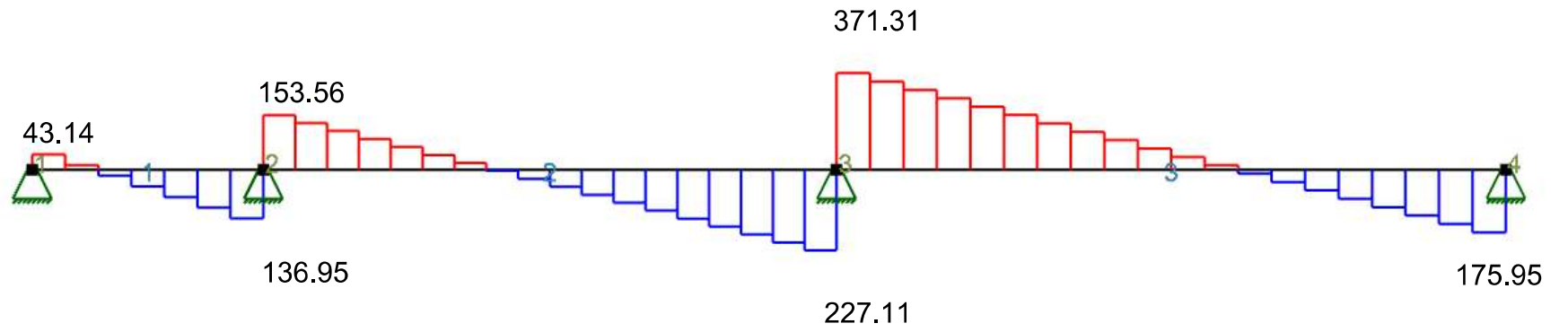
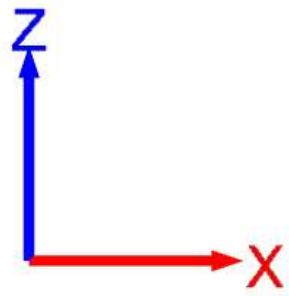


RS2 x-retning, kombinasjon 2

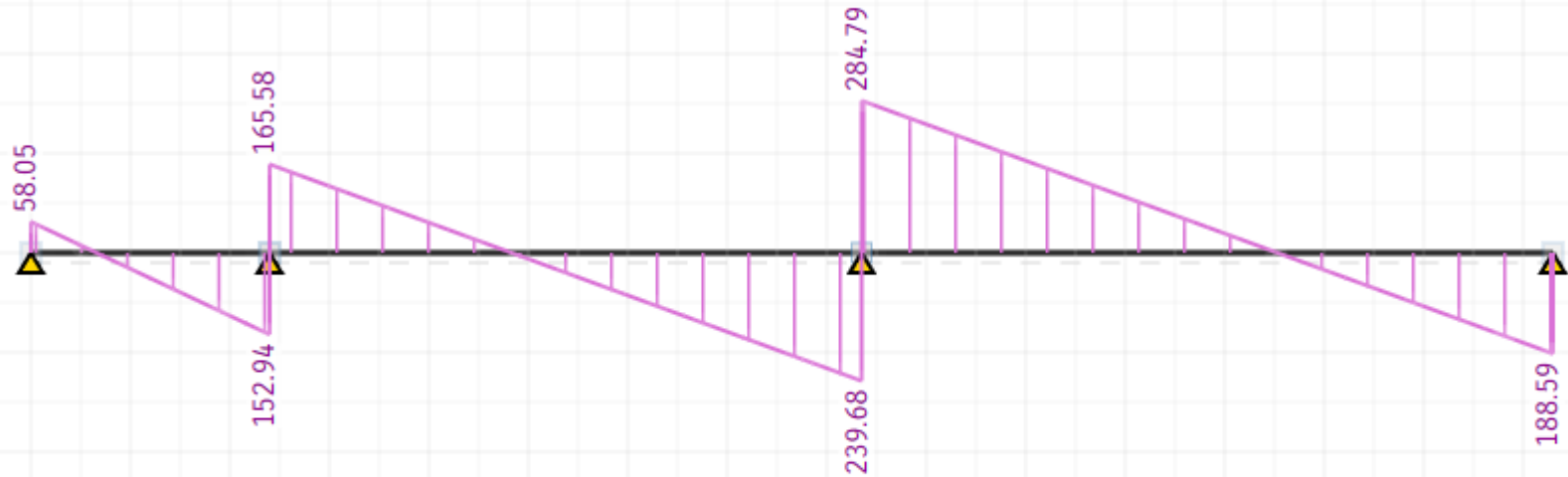


M RS2 X2 [kNm] (Focus)

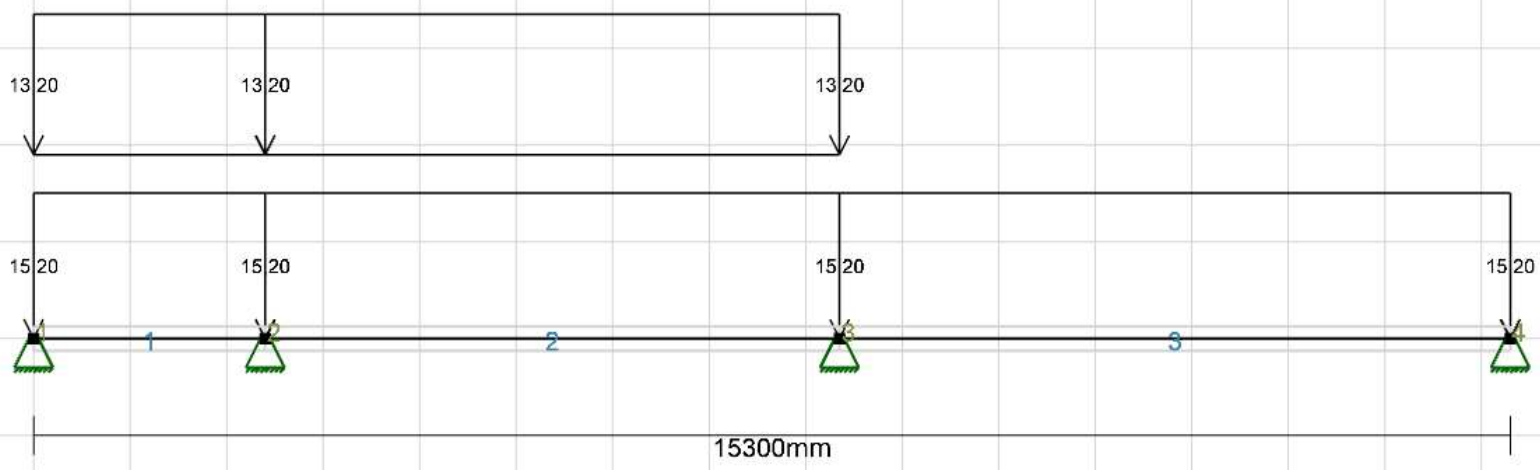




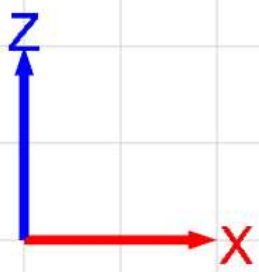
V RS2 X2 [kN] (Focus)

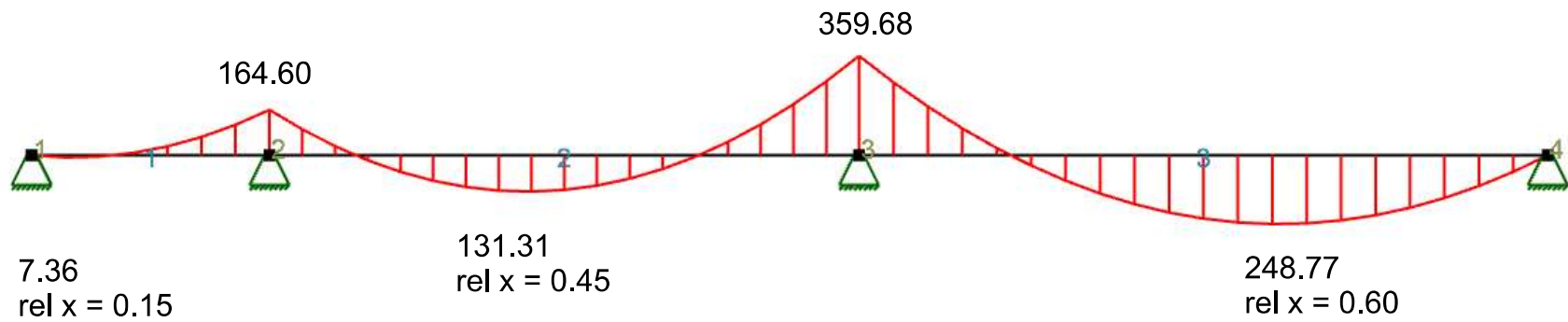
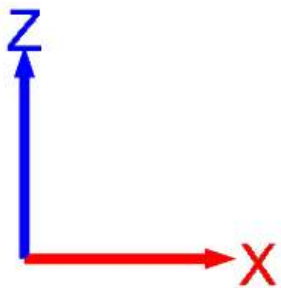


V RS2 X3 [kN] (STRIAN)

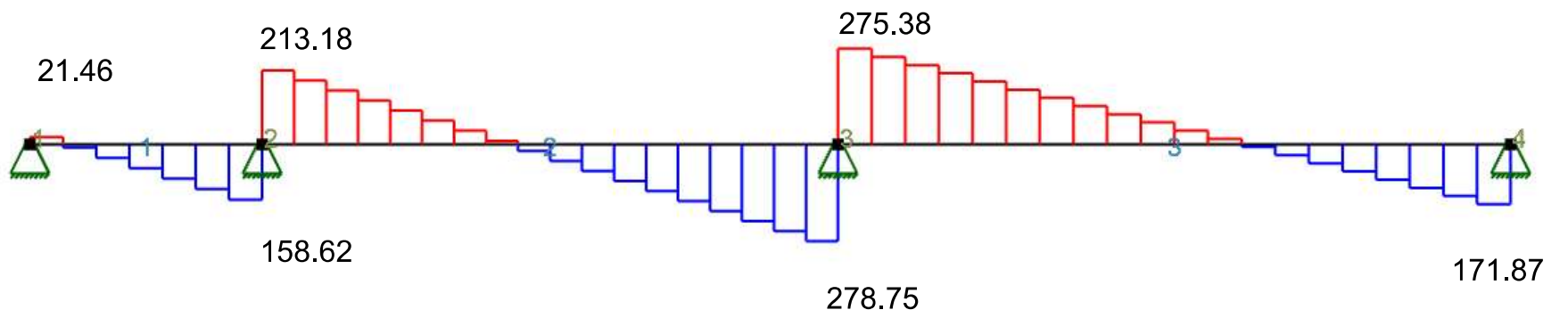


RS2 x-retning, kombinasjon 3

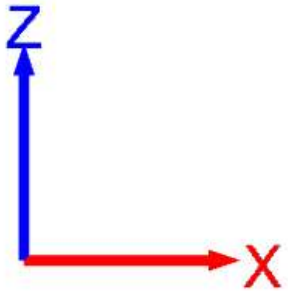


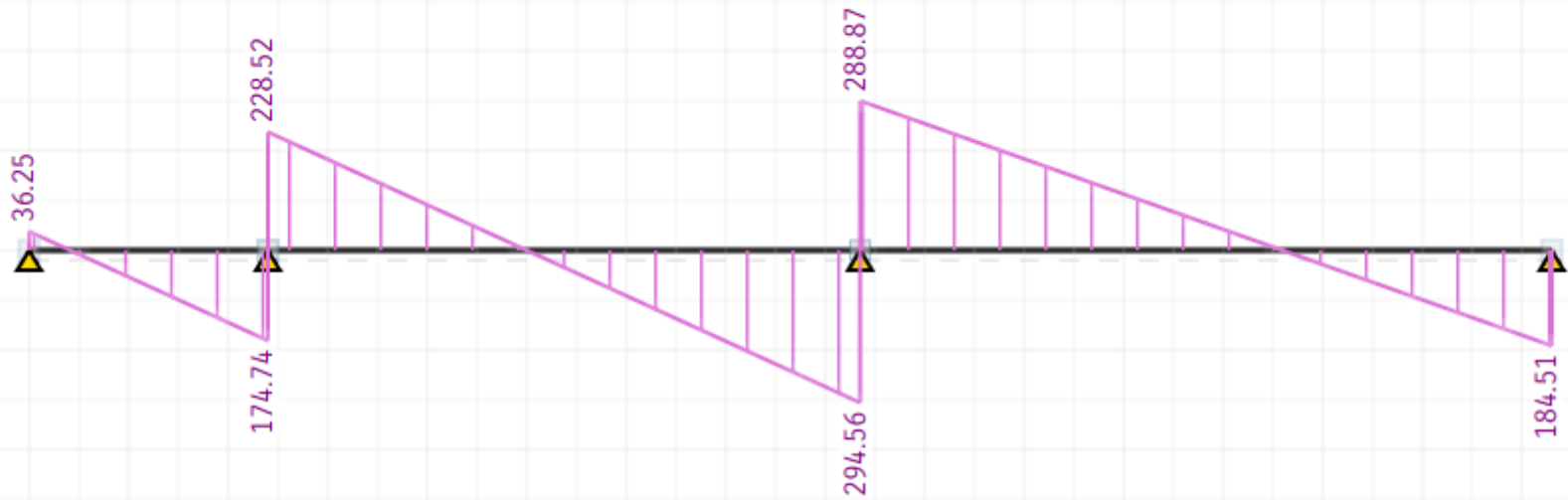


M RS2 X3 [kNm] (Focus)

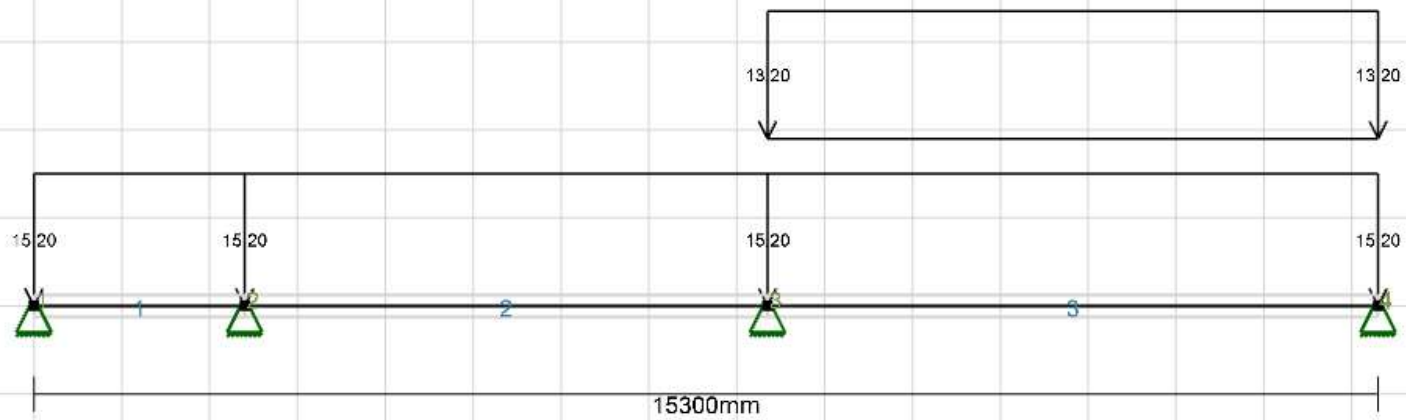
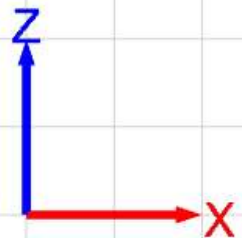


V RS2 X3 [kN] (Focus)

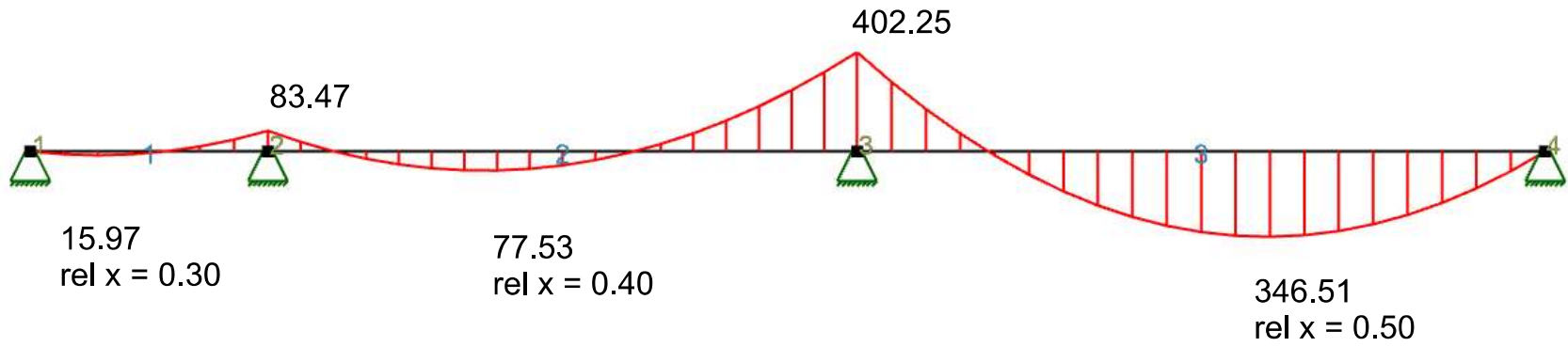
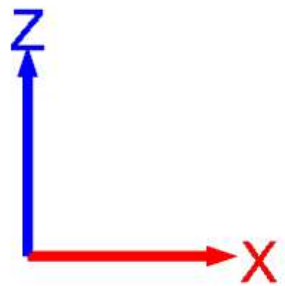




V RS2 X3 [kN] (STRIAN)

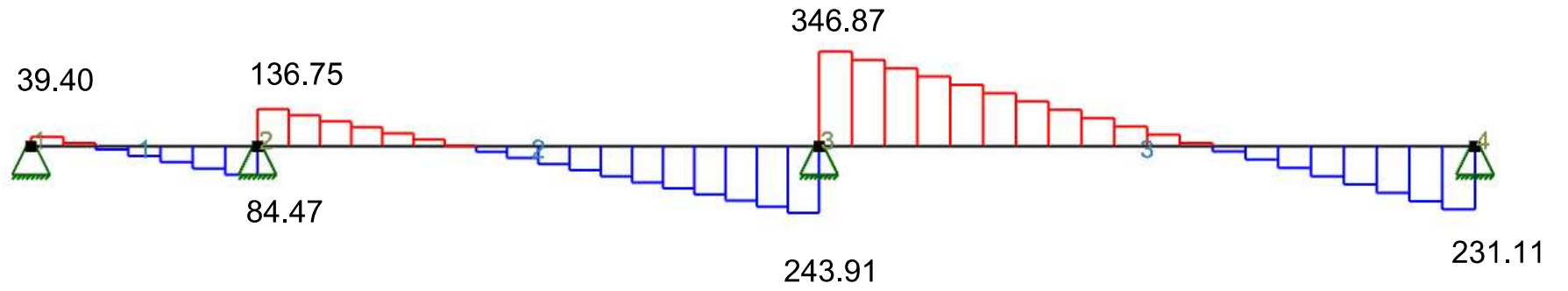
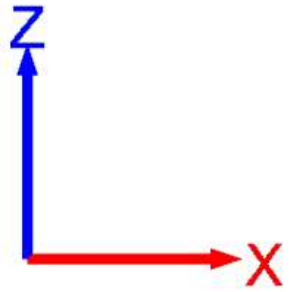


RS2 x-retning, kombinasjon 4

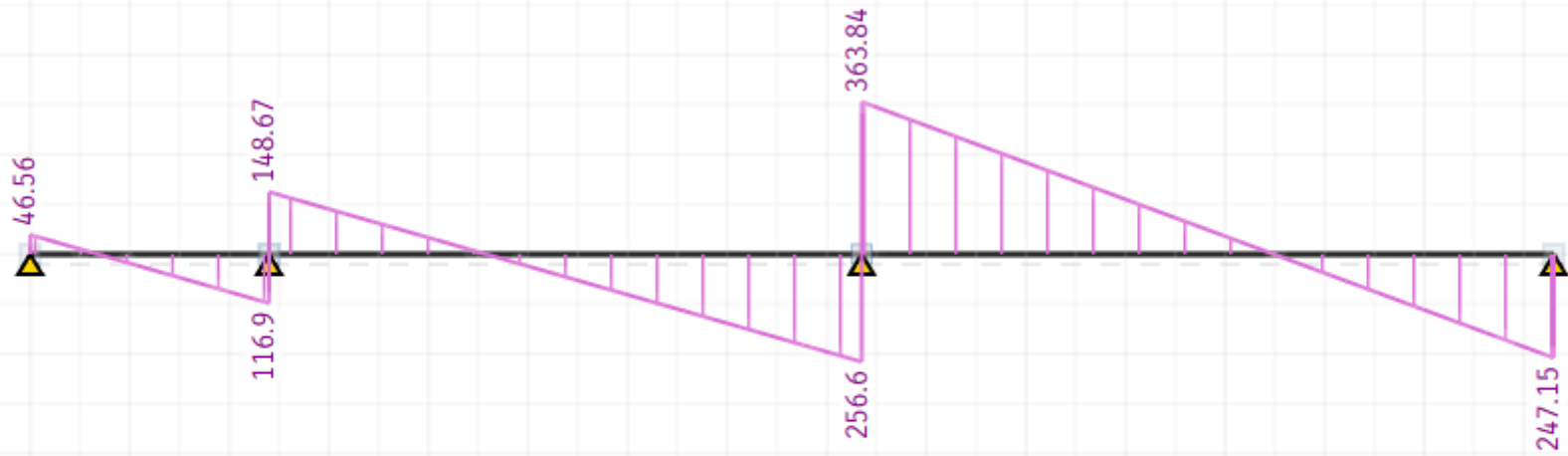


M RS2 X4 [kNm] (Focus)

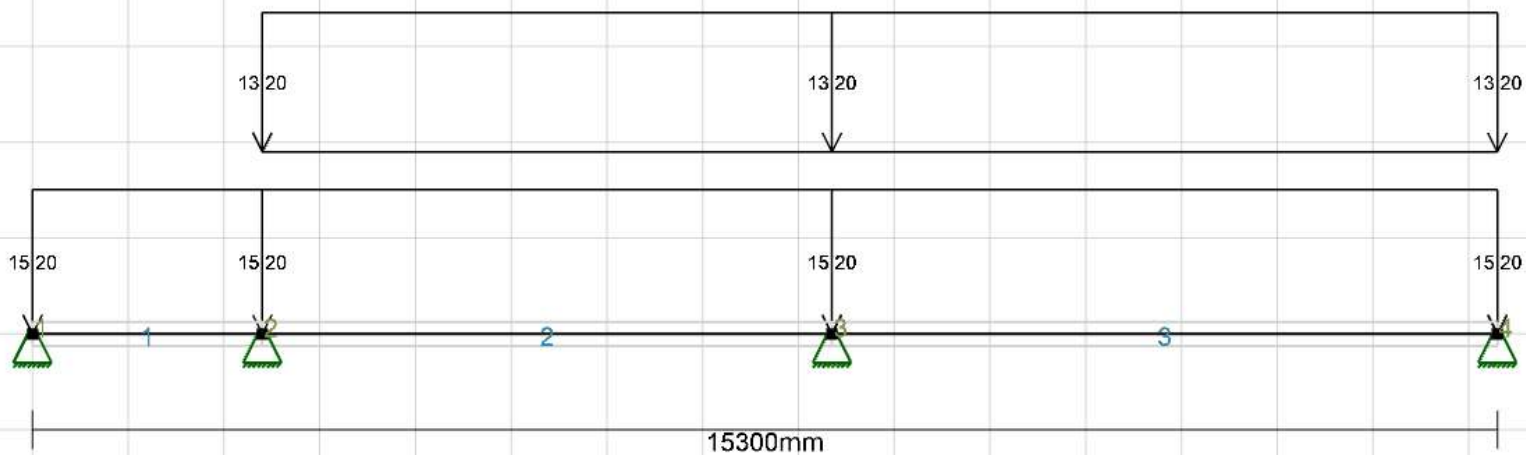
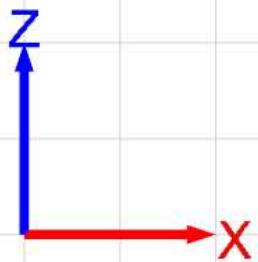




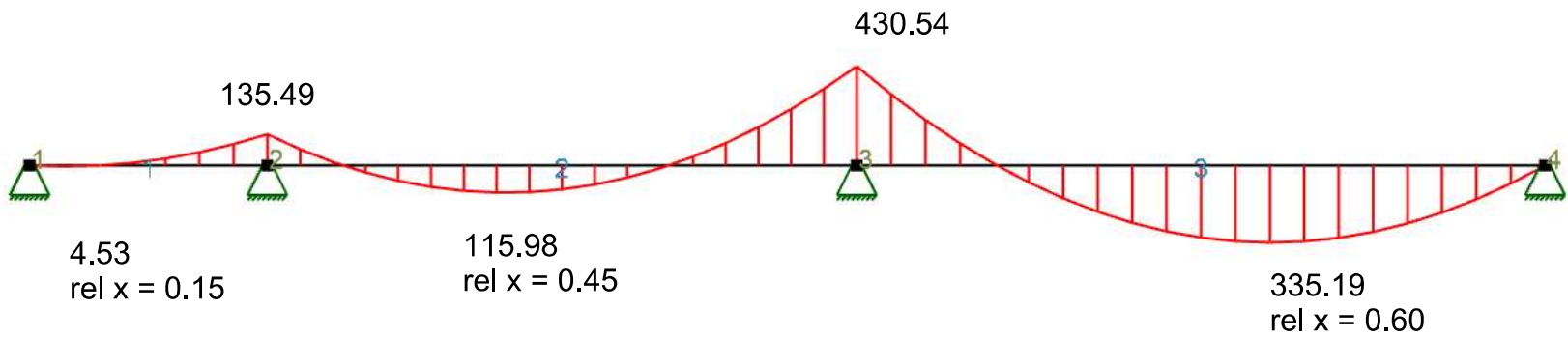
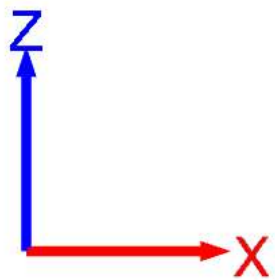
V RS2 X4 [kN] (Focus)



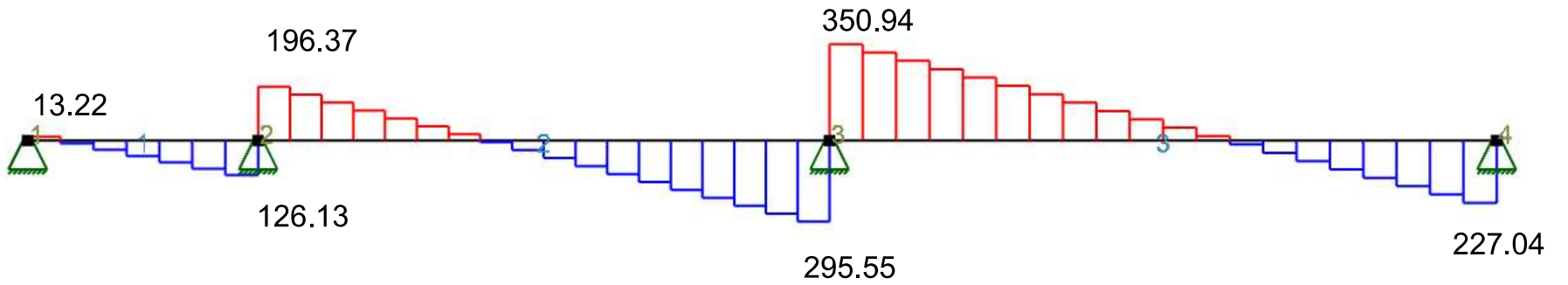
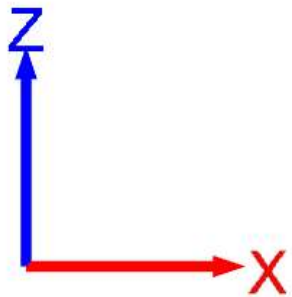
V RS2 X4 [kN] (STRIAN)



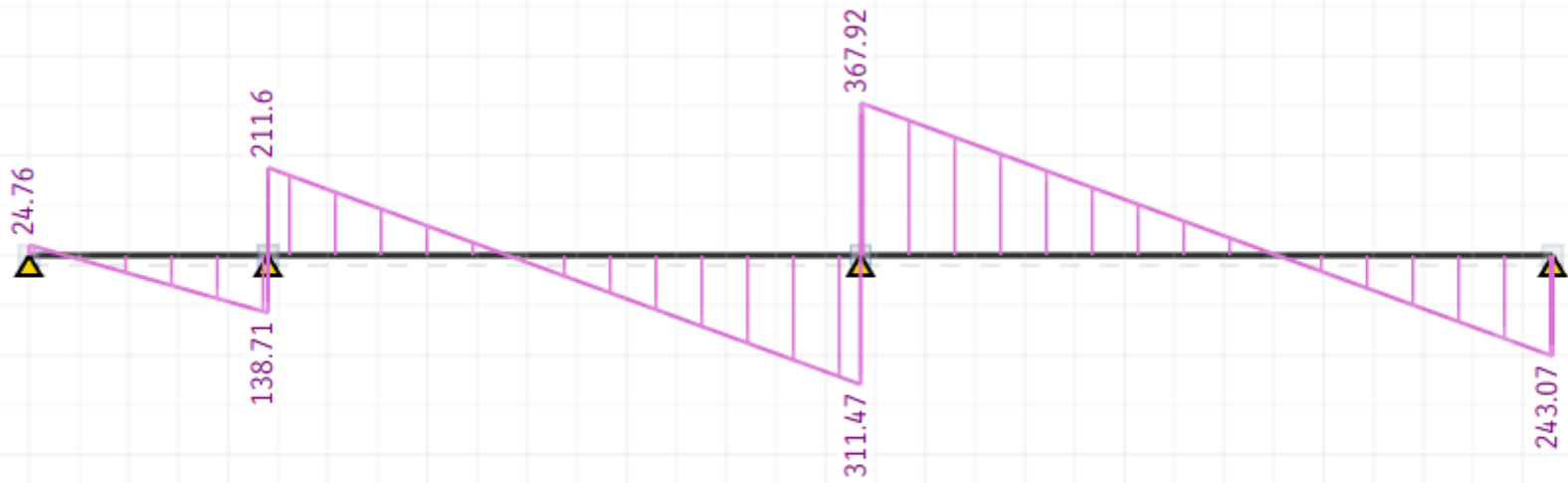
RS2 x-retning, kombinasjon 5



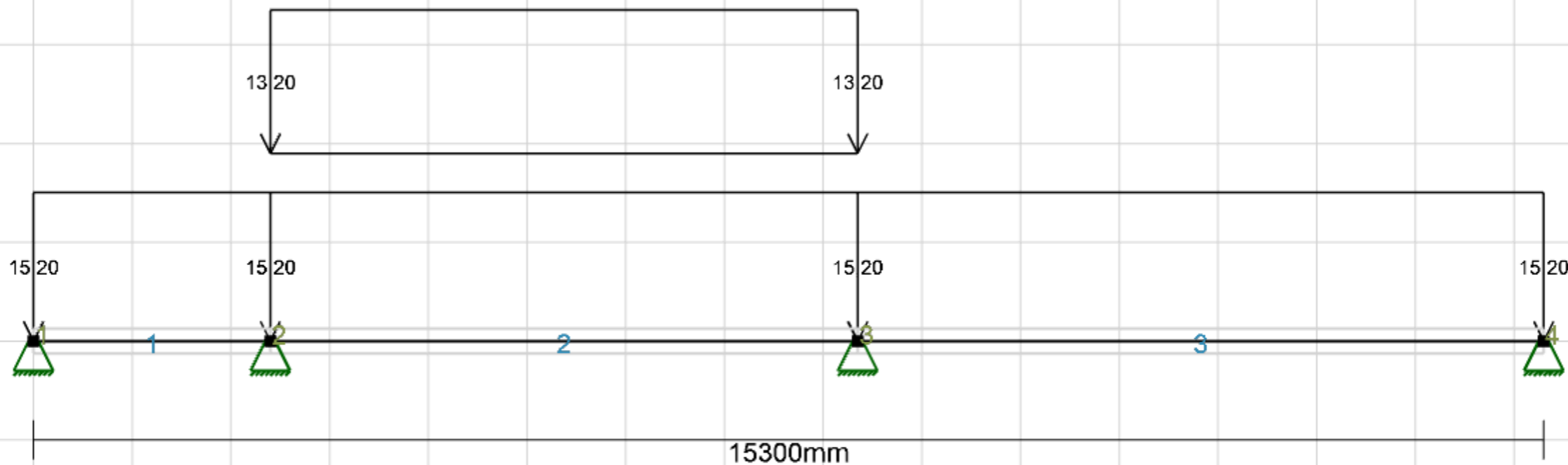
M RS2 X5 [kNm] (Focus)



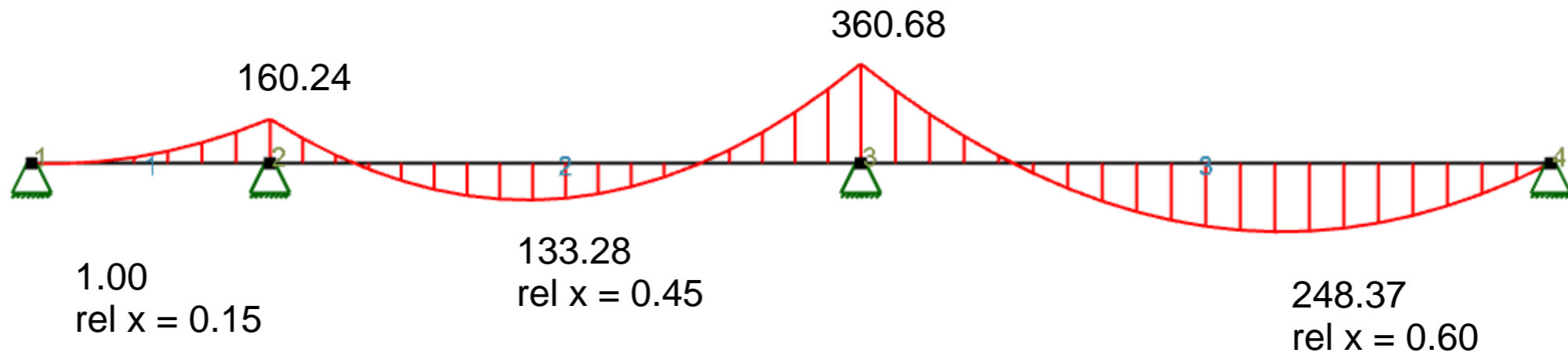
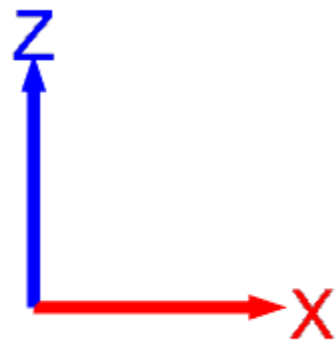
V RS2 X5 [kN] (Focus)



V RS2 X5 [kN] (STRIAN)

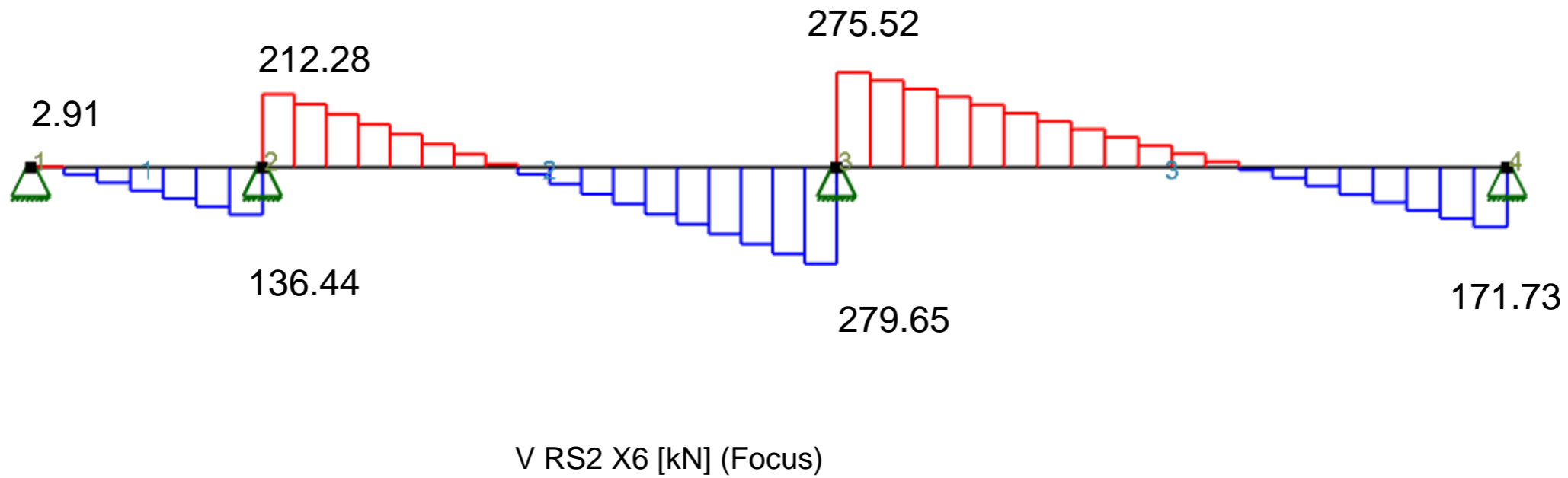
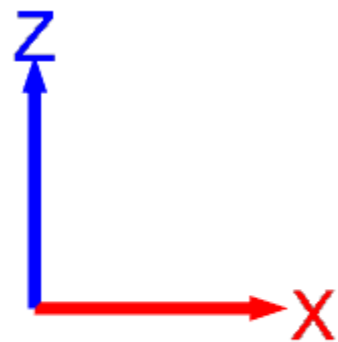


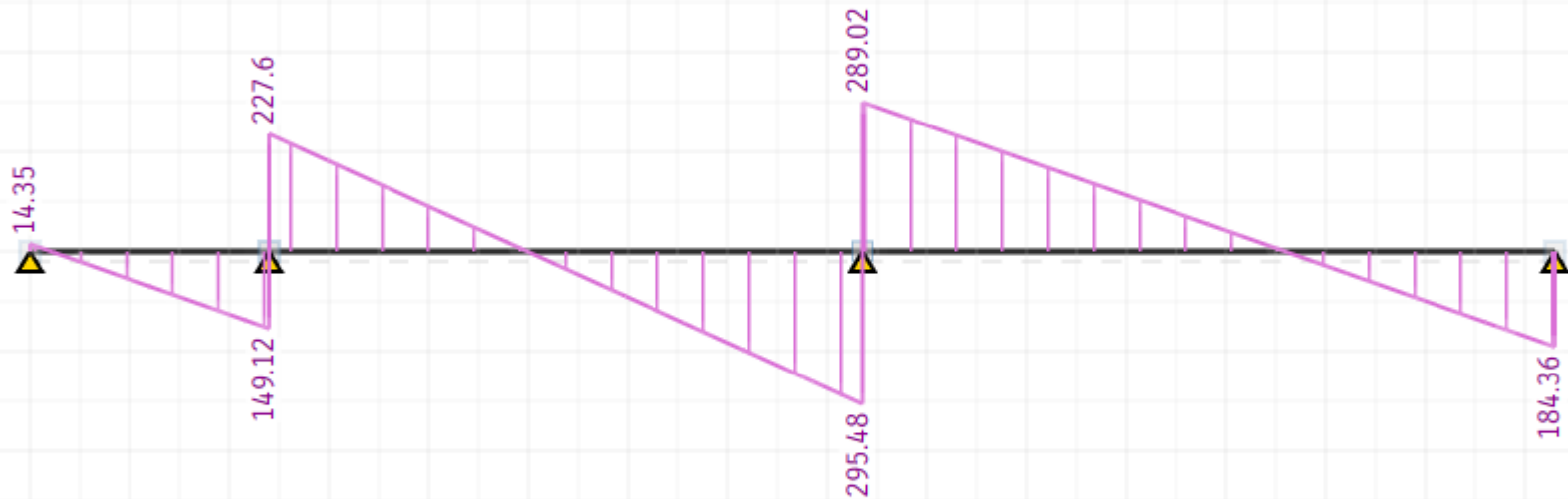
RS2 x-retning, kombinasjon 6



M RS2 X6 [kNm] (Focus)

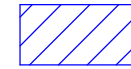






V RS2 X6 [kN] (STRIAN)

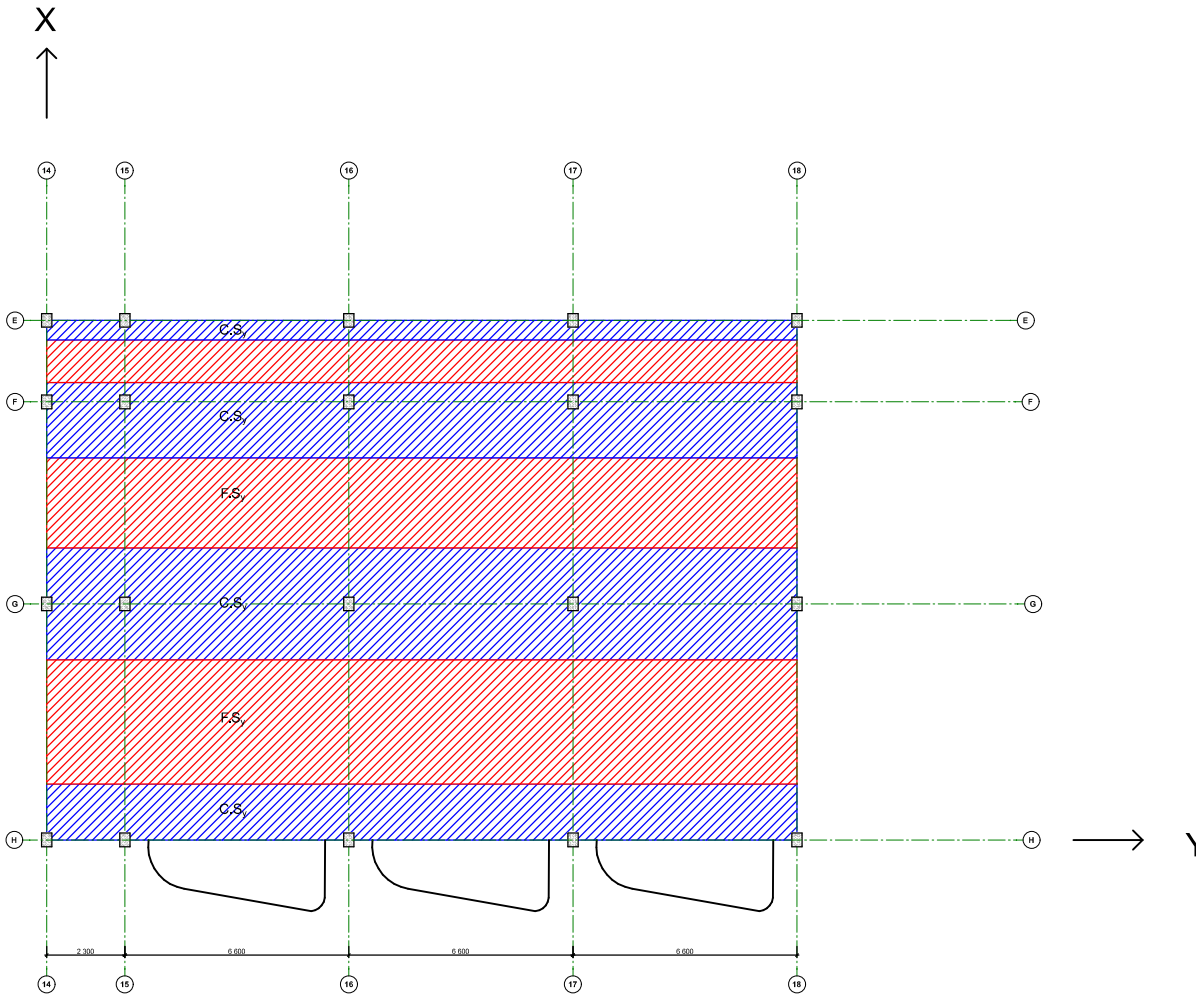
Merknader:



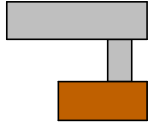
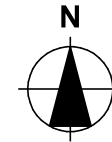
S.S = Søyle stripe



F.S = Felt stripe



Lokalisering:



Prosjekteringsgruppen

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

Fase

**Detaljprisjektering**

Tilakshavere

**Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt

**Bachelor oppgave Lade Alle**  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim

Prosjektnr.:  
**Gruppe9**

Dato  
**25.03.2023**

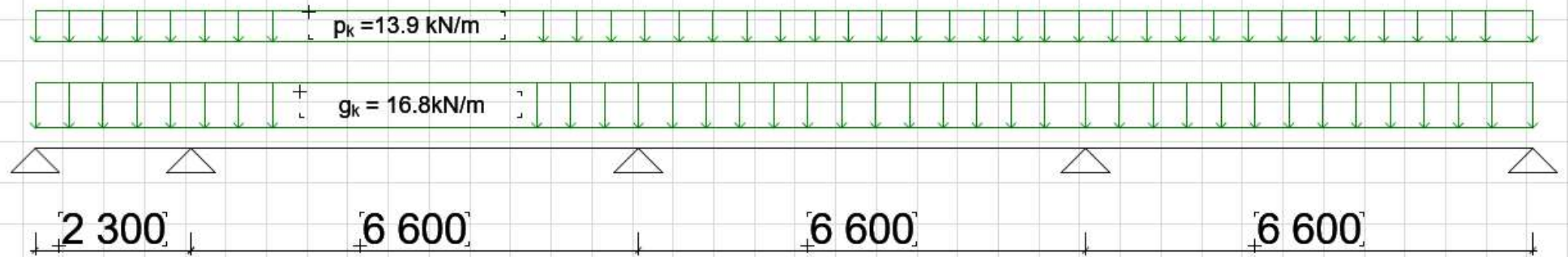
Type tegning:  
**Stripeinndeling RS2 Y-retning**

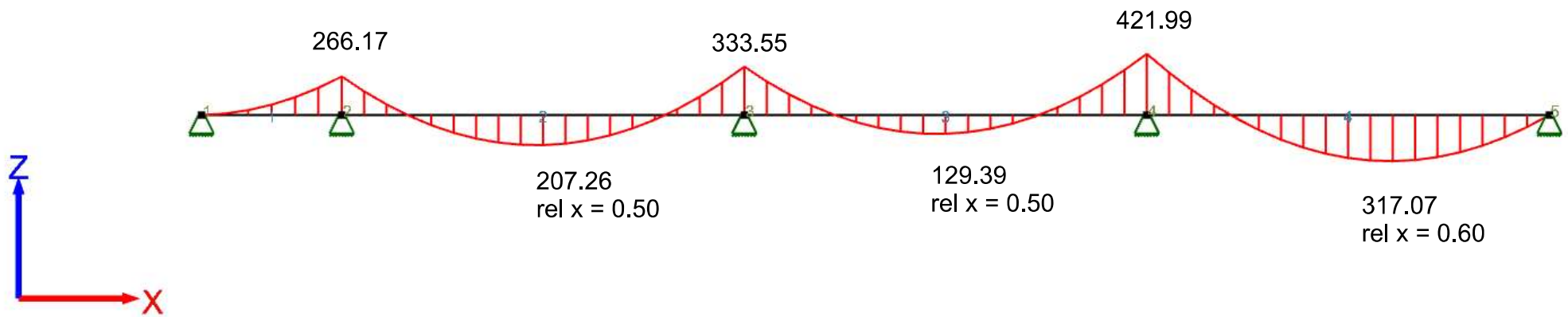
Målestokk  
**1:50**

Dimensjonerende stripe i y-retning pga. størst bredde

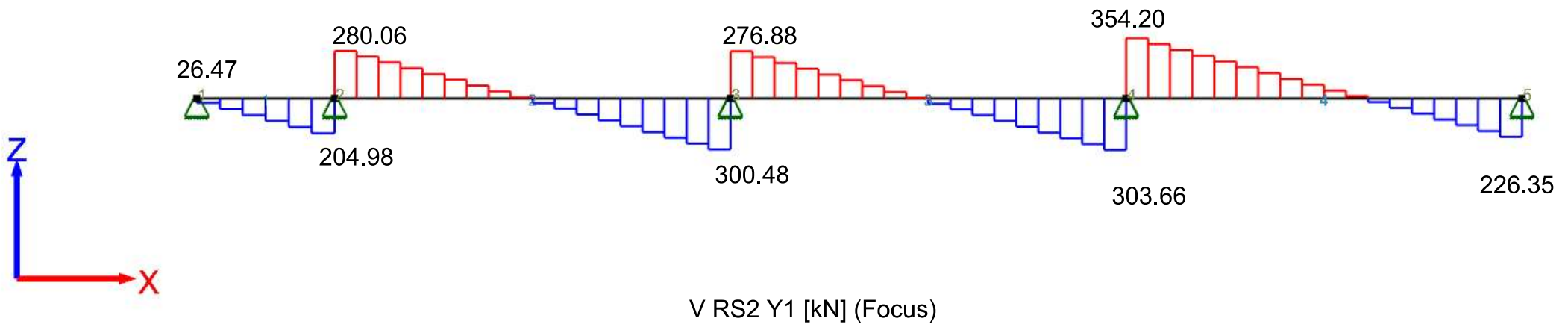
Dimensjonerende dekkestripe i RS2 i Y-retning.  $b_{\max} = 6.95 \text{ m}$

Kombinasjon 1

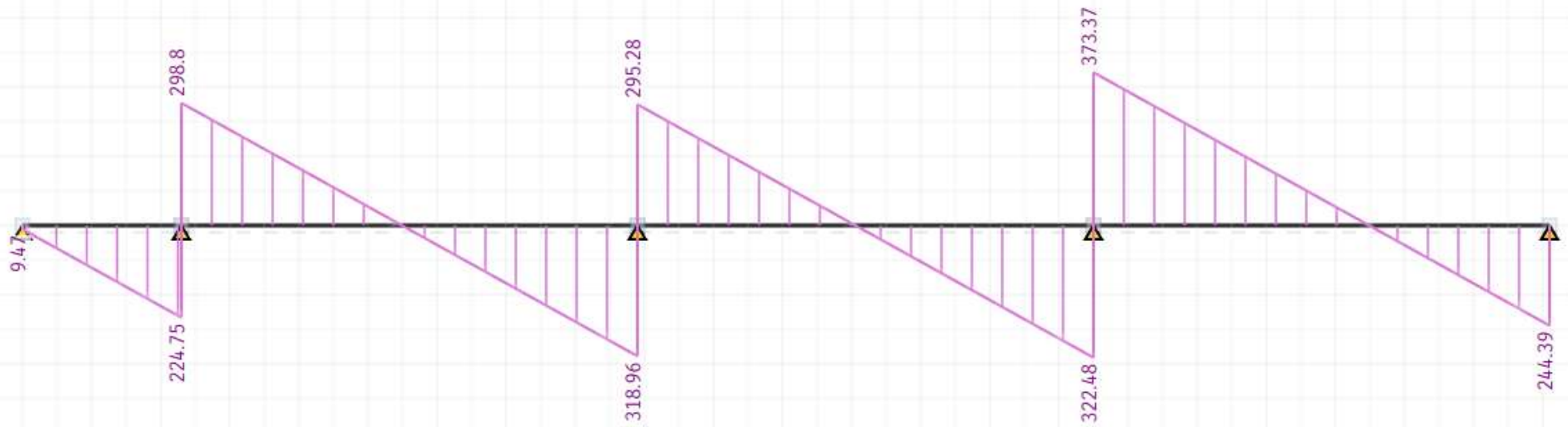




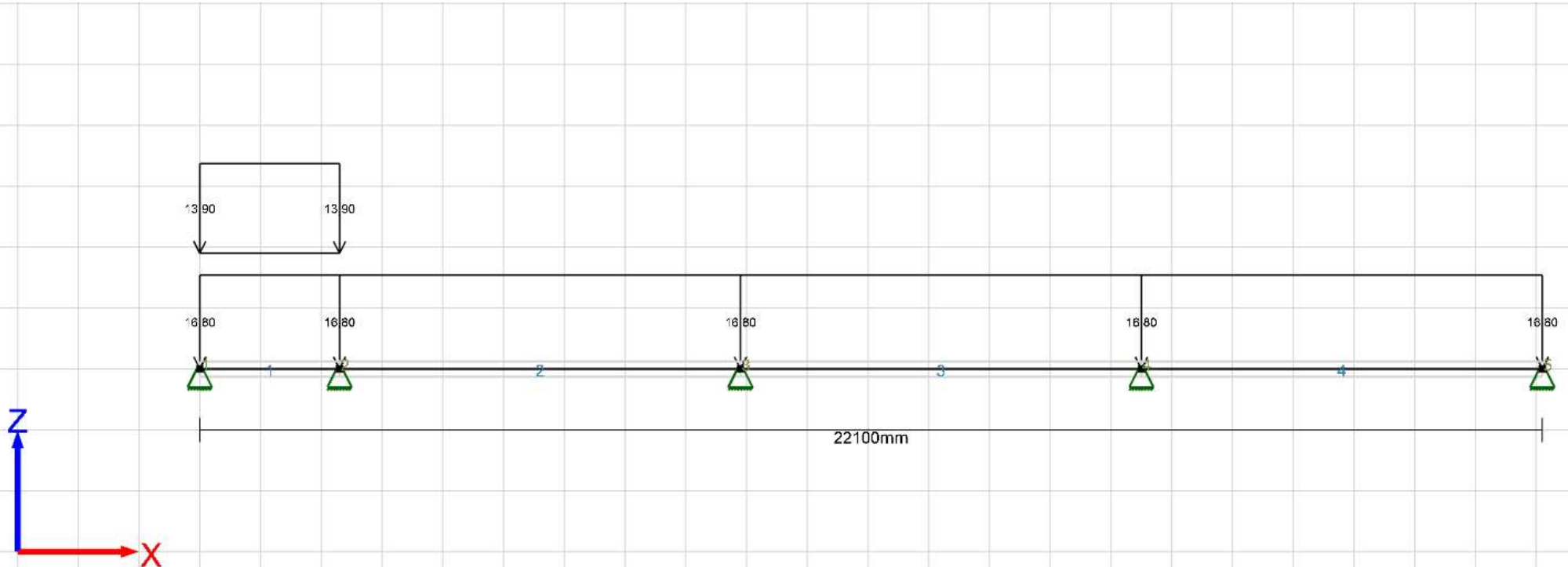
M RS2 Y1 [kNm] (Focus)



V RS2 Y1 [kN] (Focus)

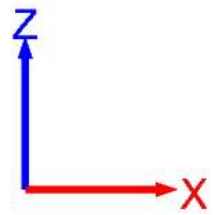
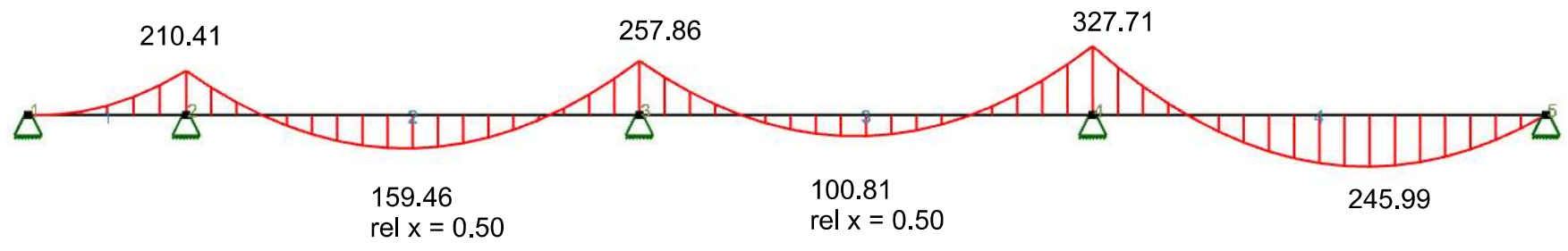


V RS2 Y1 [kN] (STRIAN)

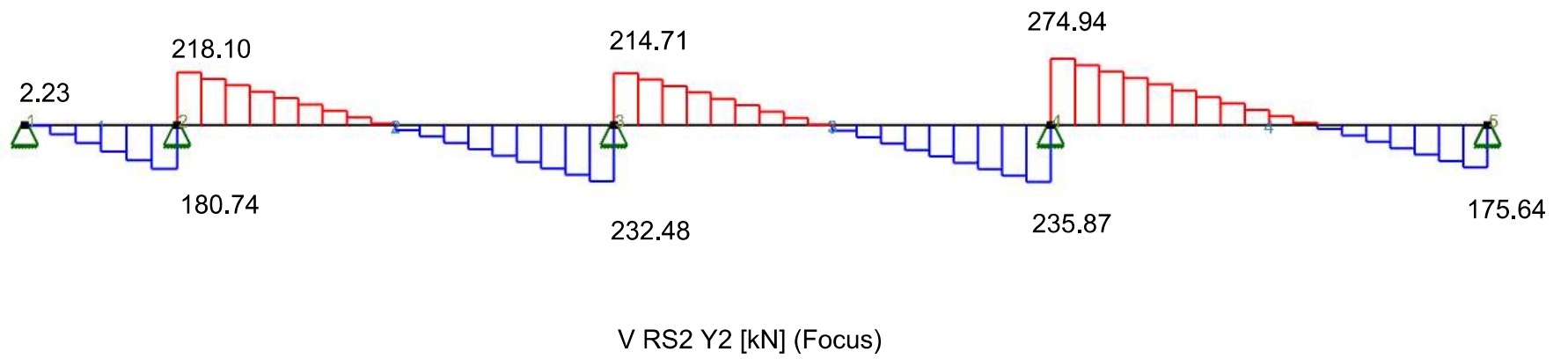
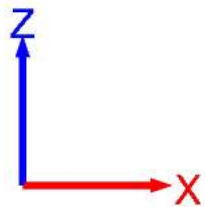


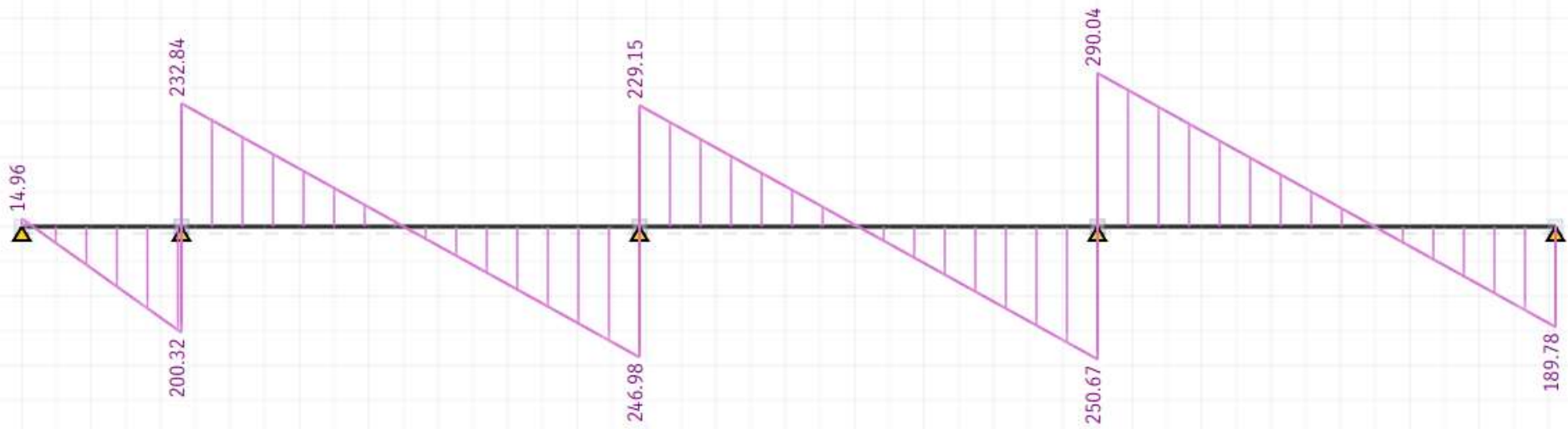
RS2 Y-retning, kombinasjon 2



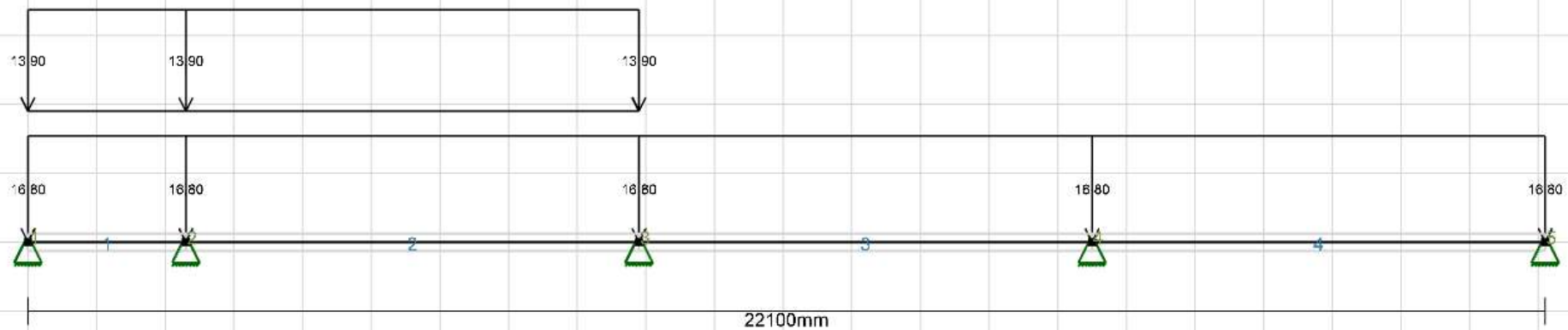


M RS2 Y2 [kNm] (Focus)

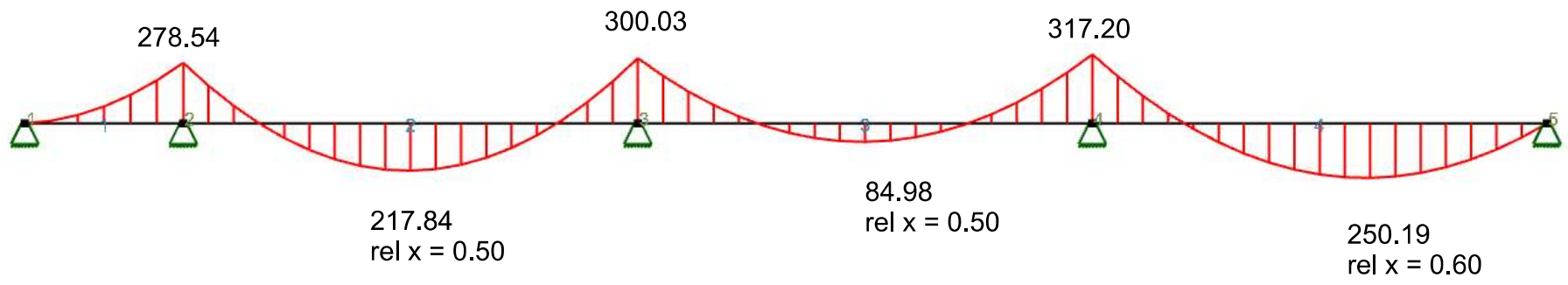
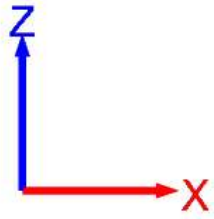




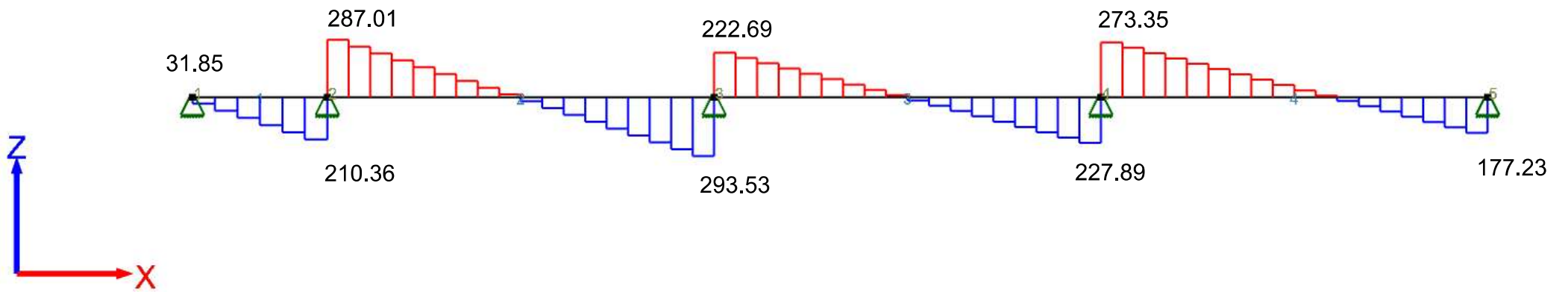
V RS2 Y2 [kN] (STRIAN)



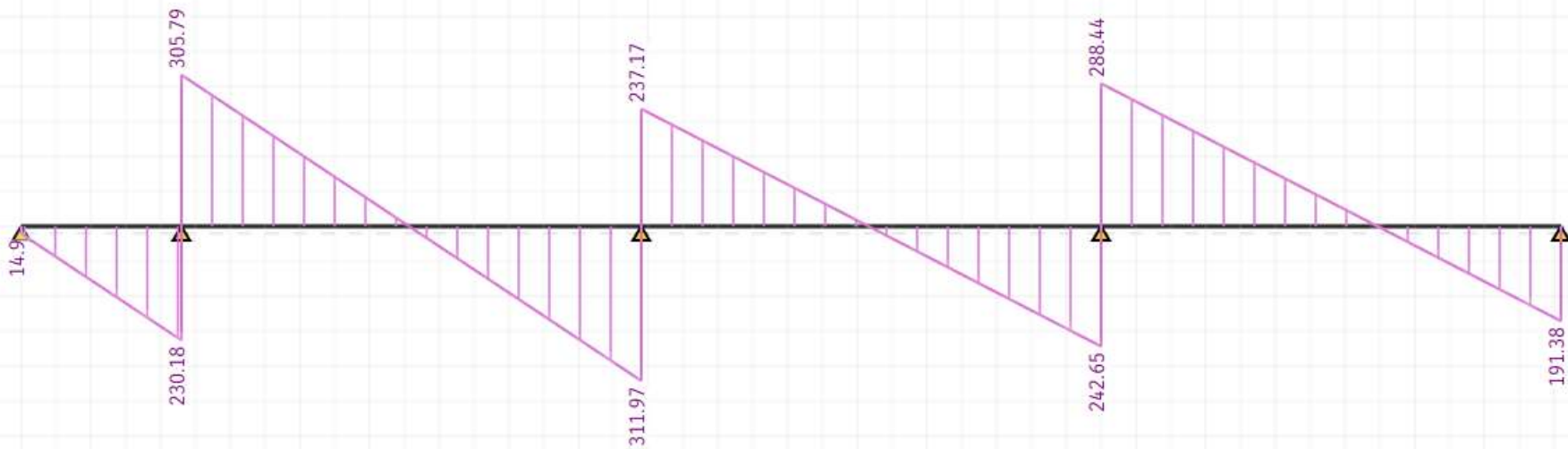
RS2 Y-retning, kombinasjon 3



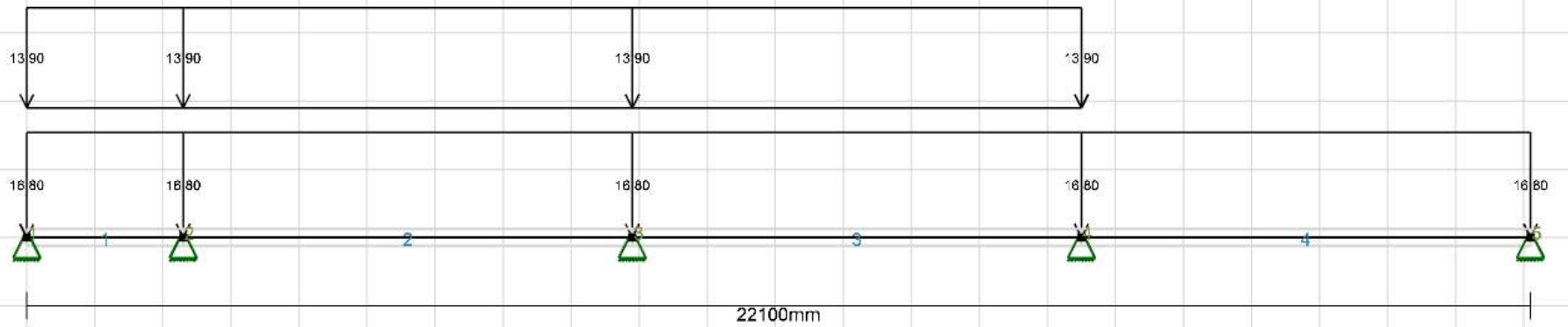
M RS2 Y3 [kNm] (Focus)



V RS2 Y3 [kN] (Focus)

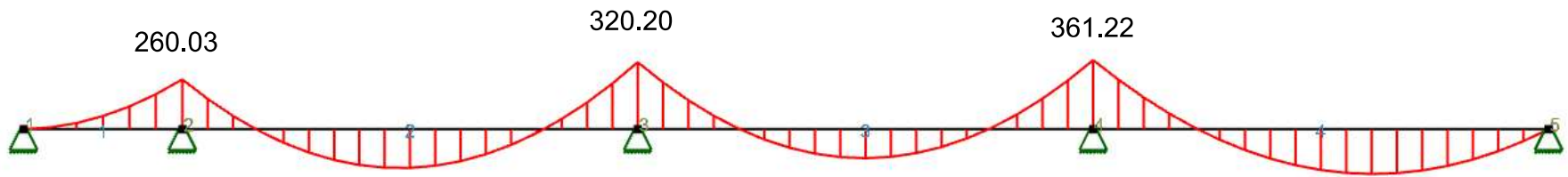
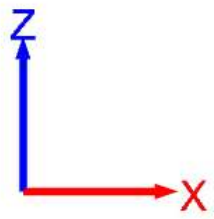


V RS2 Y3 [kN] (STRIAN)



RS2 Y-retning, kombinasjon 4



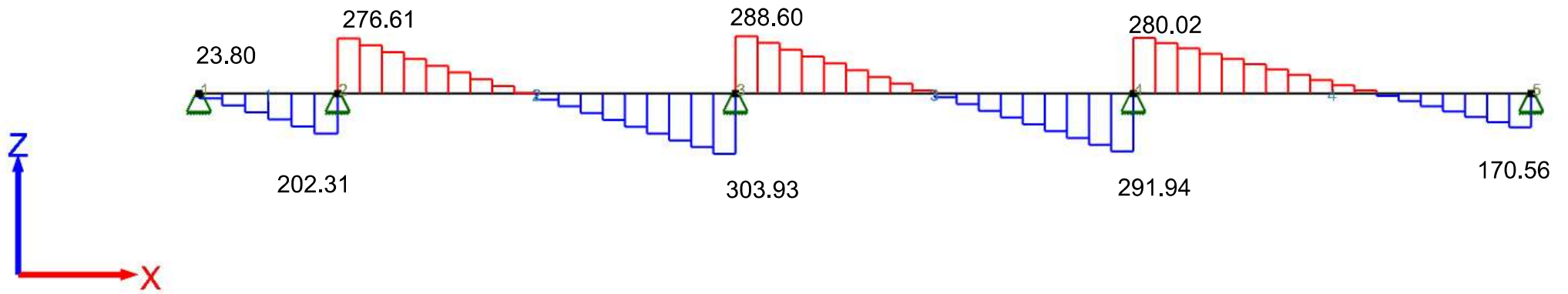


202.01  
rel x = 0.50

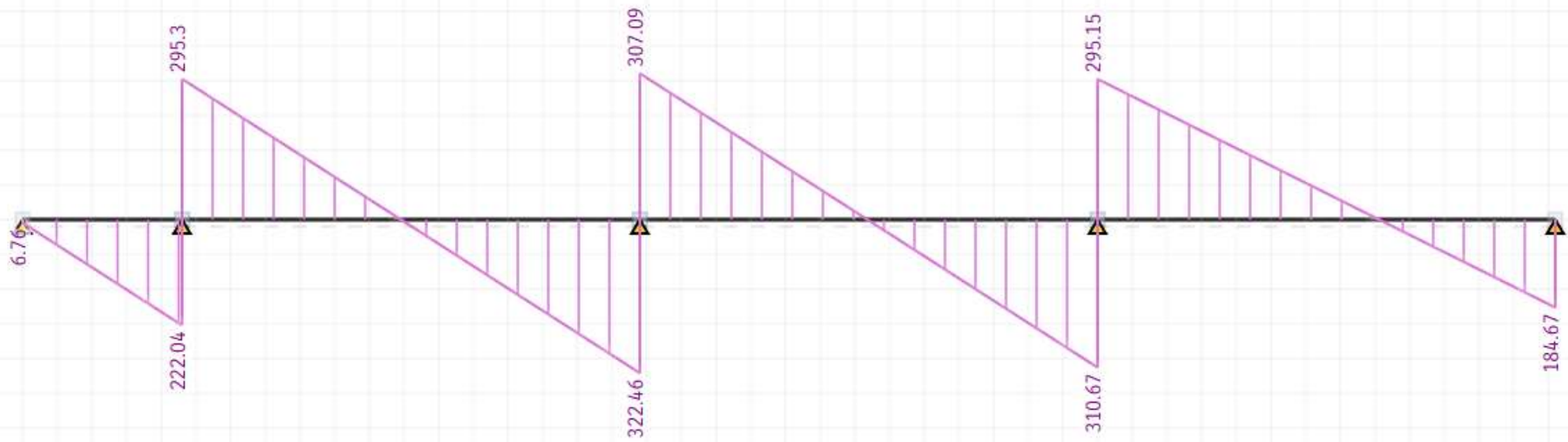
151.41  
rel x = 0.50

233.57  
rel x = 0.61

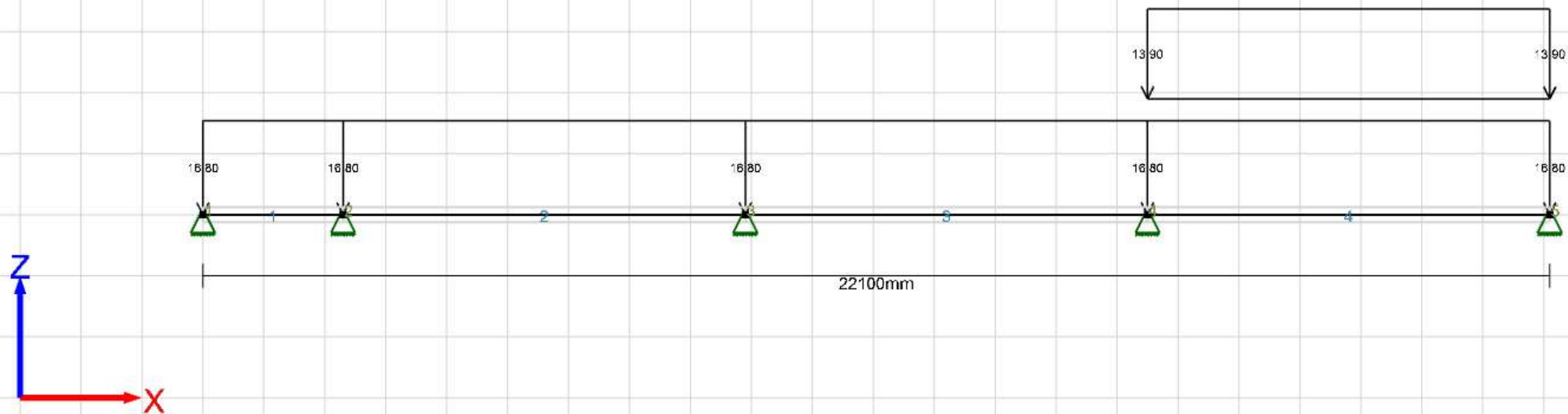
M RS2 Y4 [kNm] (Focus)



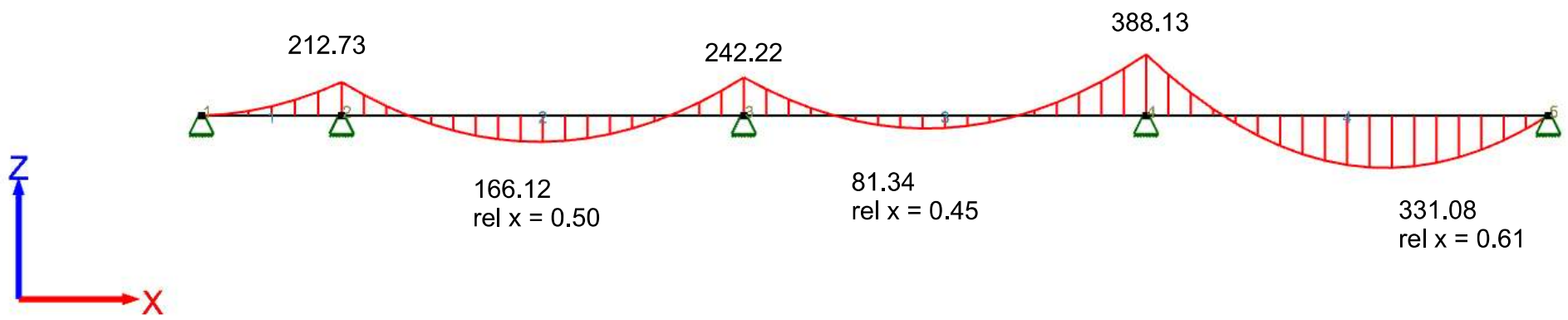
V RS2 Y4 [kN] (Focus)



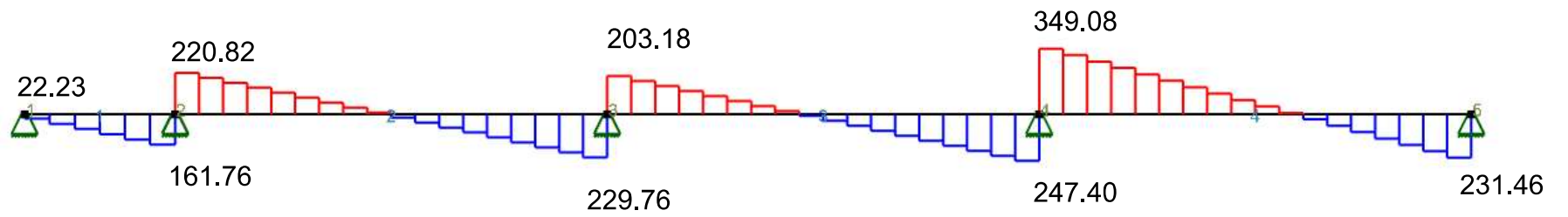
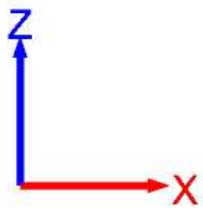
V RS2 Y4 [kN] (STRIAN)



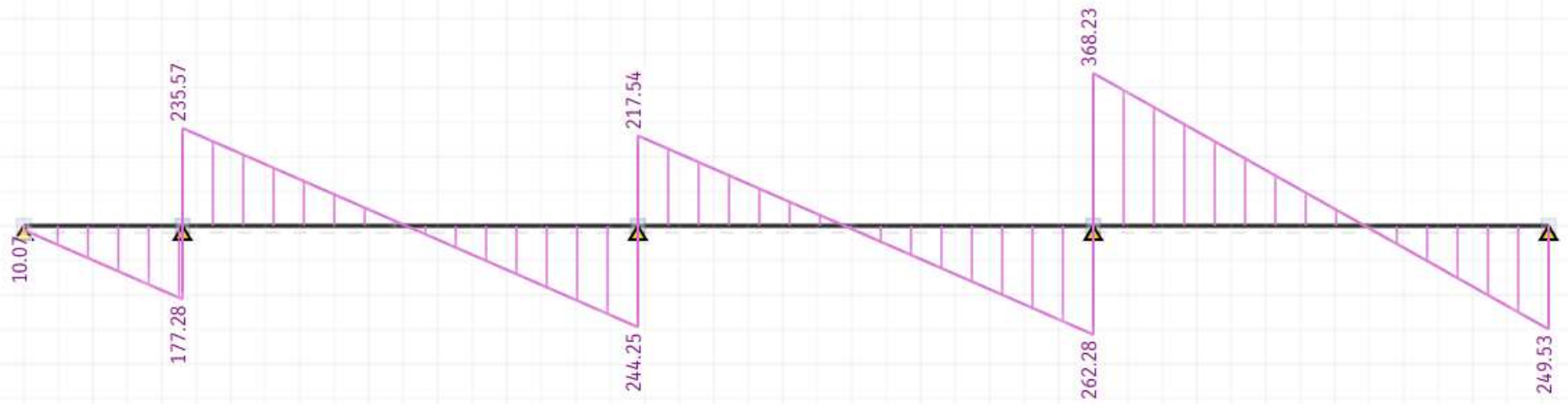
RS2 Y-retning, kombinasjon 5



M RS2 Y5 [kNm] (Focus)



V RS2 Y5 [kN] (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

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

Ytterveggenes egenlaster tas med

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

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

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

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

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

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

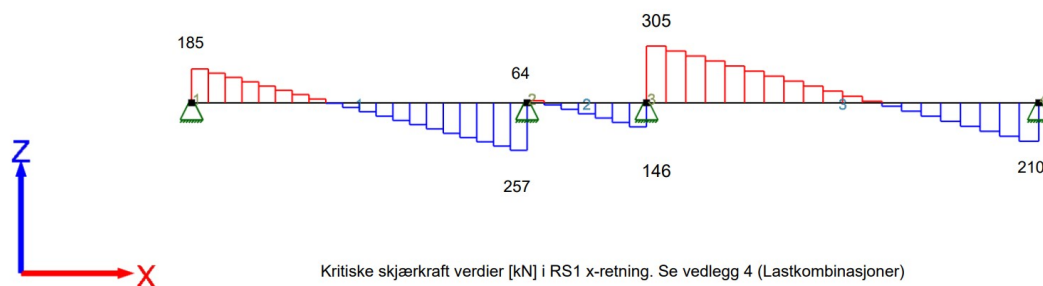
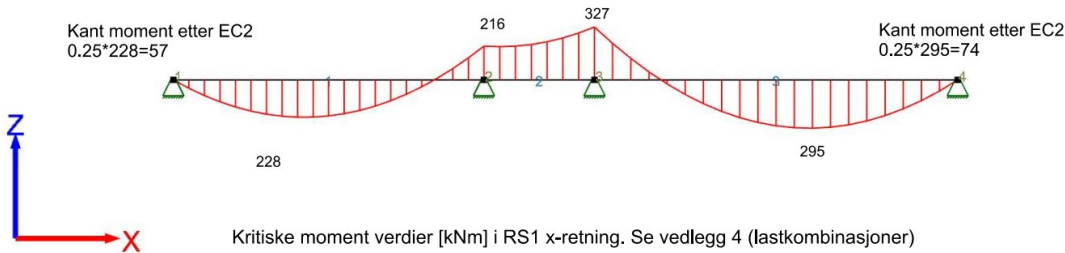


Denne siden er satt med vilje tom

# 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  $\varnothing 16$  som strekkarmering

Benytter  $\varnothing 10$  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  $2.4 \text{ m}$ . 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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

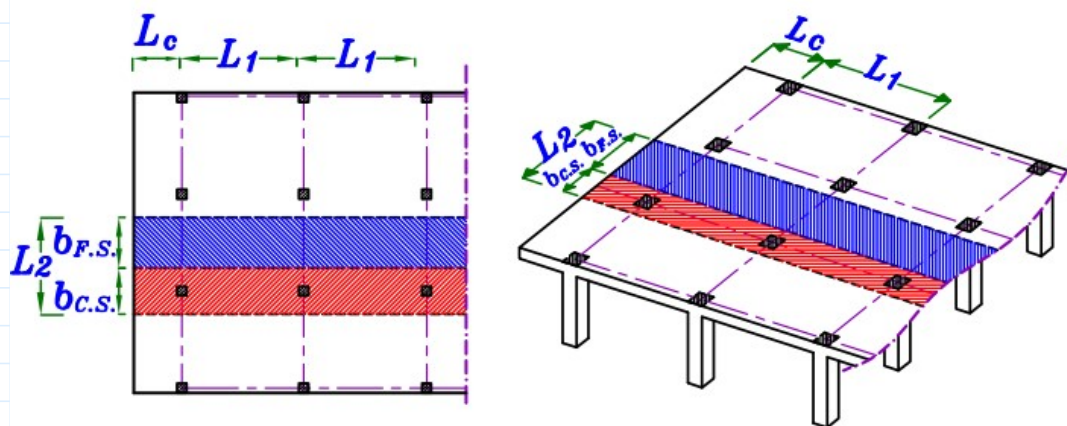
ok

Ingen behov for skjærarmoring av platene, og skjærloppet er tilstrekkelig i både skjærstrekk og skjærtrykk

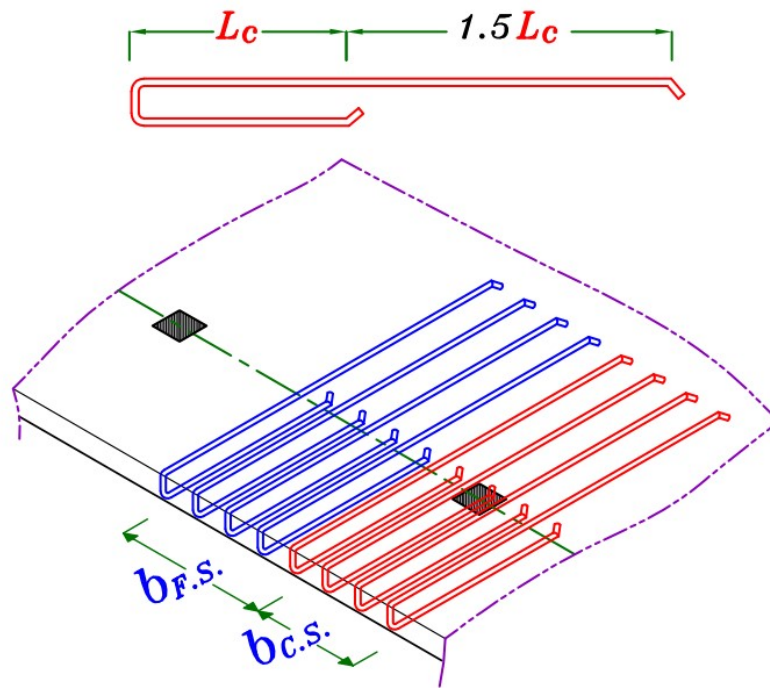
### Forankring av lengde armering i balkongene

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



Created with P...



Dette gir en forankringslengde lik:

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

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

press: see [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

## 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:

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

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

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

### **Topparmring 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

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

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%)**

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

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

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

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

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

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

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

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

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)

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

$$M_{ED} = 0.2 \cdot M_{st\ddot{o}tte.tot} = 0.2 \cdot 327 \text{ kNm} = 65.4 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

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

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

Velger

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

## 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 tistrekkelig, 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). Topp armeringen over alle søyler forankres etter moment nullpunktene til de maksimale momentene (216 i akse B) og (327kNm i akse C). Topp armeringen 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**

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

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

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

EC2-1-1 8.4.3 gir:

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

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

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

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

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

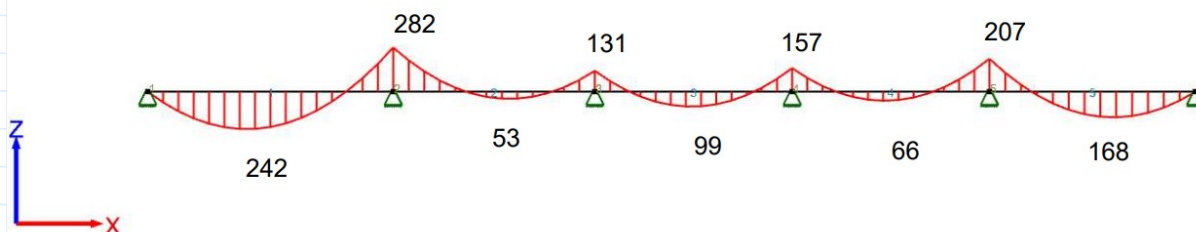
Topparmeringen løper kontinuerlig i feltet mellom aksene B & C

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

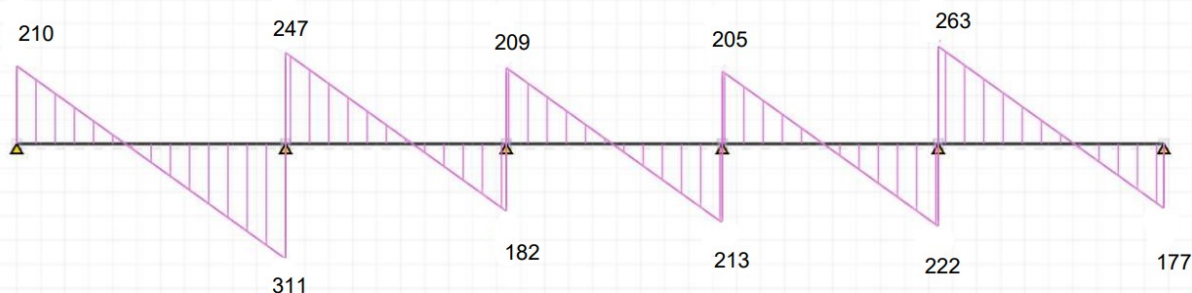
$$l_{b.rqd.tot.2} = 1000 \text{ mm} + 201 \text{ mm} + 200 \text{ mm} \approx 1400 \text{ mm}$$

## 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 sølestiper:

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

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

feltstiper over midt-støtter:

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

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

sølestiper 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)

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

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

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

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

$$z = 0.95 \cdot d = 190.95$$

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

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

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

Bruker maks avstand 250mm

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

### Feltstriper (50% av total moment)

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

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

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

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

$$z = 0.95 \cdot d = 190.95$$

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

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

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

Bruker maksimal avstand=250mm

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

**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)

$$M_{ED} = 0.80 \cdot 282 \text{ kNm} = 225.6 \text{ kNm} \quad M_{Rd} = 718 \text{ kNm}$$

$$d = 217 \text{ mm} \quad A_{s,min} = 1011 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s = \frac{225.6 \cdot 10^6}{434 \cdot 205} = 2536 \text{ mm}^2 \quad A_{s,min} = 1011 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{2536}{\pi \cdot 8^2} \approx 13 \text{ jern} \quad s = \frac{2800}{13} = 215.38 \text{ mm}$$

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. minimumsarmring er dominerende, velger:

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

Alle andre støttemomenter (**aksene 3, 4, & 5**) får minimumsarmring 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 (282kNm 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 sølestripene

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

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

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

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, prøver 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 sølestripene over akse C i x-retning:

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

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

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

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

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

## Vedlegg 6: 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:

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

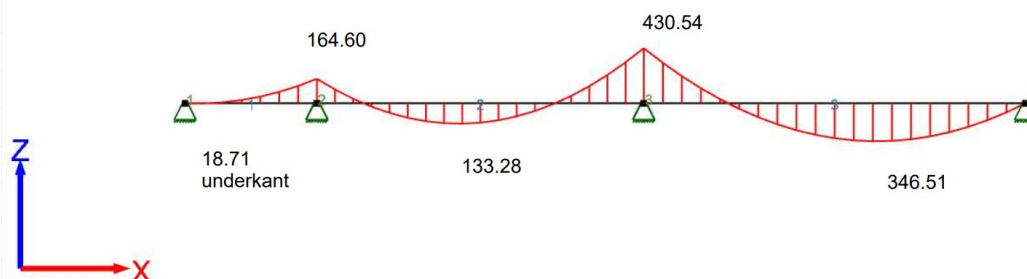
$$g_{ED.balkong} = 5.0 \frac{kN}{m} \cdot 1.2 = 6 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende moment og skjærkraft i balkongene blir:

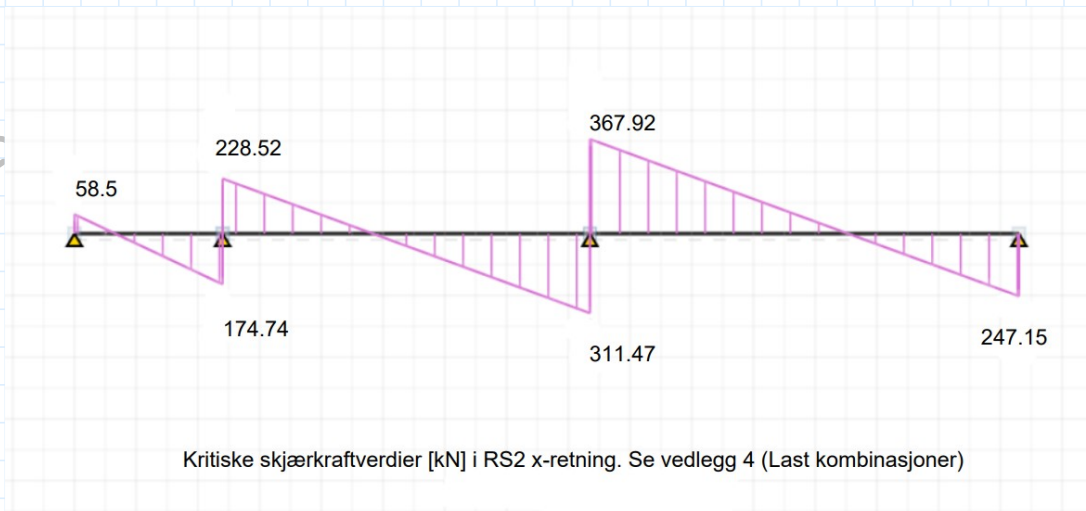
$$M_{ED.balkong} = \frac{q_{ED.balkong} \cdot l_{balkong}^2}{2} = \frac{12 \frac{kN}{m} \cdot (2.1 \text{ m})^2}{2} = 26.5 \text{ kNm}$$

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

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

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

$\epsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$   $\epsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$  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  $C_{nom} = 45$  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 armet tversnitt i hele platen

$\epsilon_s = 2$   $\epsilon_{yk} = 5.0 \text{ ‰}$

$\alpha = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} = 0.412$

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

For betong  $B \leq 50 \text{ MPa}$   $\rightarrow \lambda = 0.8$  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  $z$

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

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

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

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

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

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  $\text{Ø}10$  i tverrretningen av balkongene

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

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  $s=200\text{mm}$

$$A_s = \frac{5 \cdot \text{Ø}16}{m}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

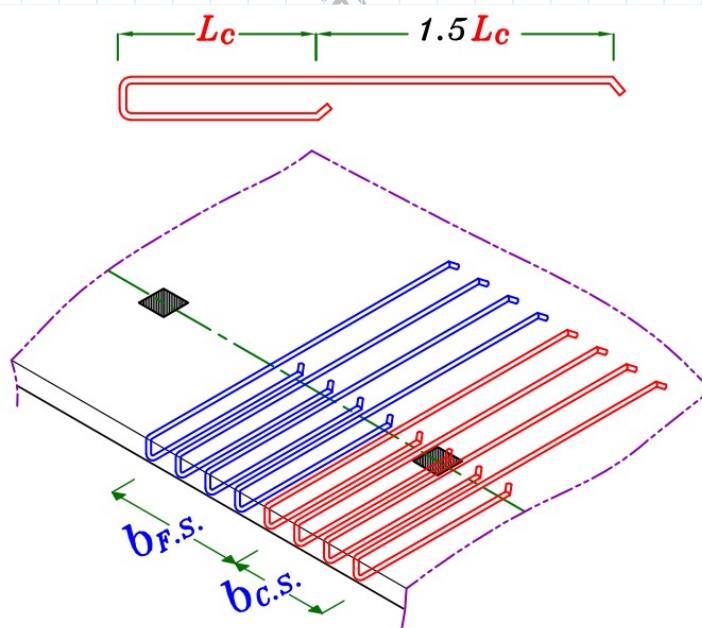
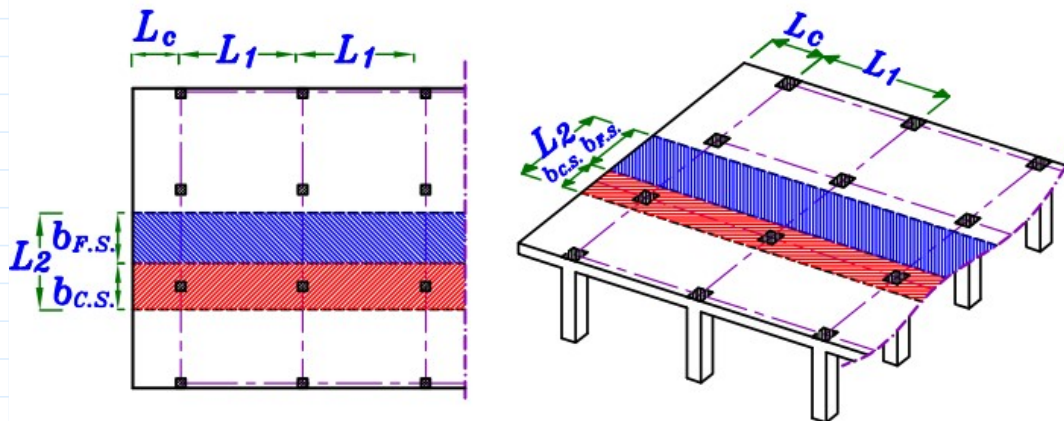
$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \left(0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\right) \cdot f_{cd} = 802 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

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:

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

for more information.

## 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%)

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

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

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

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

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

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

Benytter  $A_{s,min}$ !

$$n = \frac{1104}{\pi \cdot 8^2} = 5.5 \approx 6 \text{ jern} \qquad s = \frac{3300 \text{ mm}}{6} = 550 \text{ mm}$$

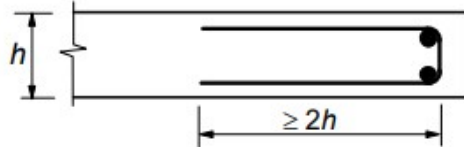
Velger  $s=200\text{mm}$ . Denne avstanden også er viktig å tilredestille kravet til risskontroll etter tabellene 7.2N & 7.3N, hvor rissviddene kan maksimalt bli 0.4 mm etter tabell 7.1N (XC1)

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

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 kantarmoringen



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

#### Feltstriper & søylestriper (momentfordeling 80%-200%)

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

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

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

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

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

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

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

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

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)

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

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

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

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

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

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

$$n = \frac{4192}{\pi \cdot 8^2} \approx 22 \text{ } \varnothing 16$$

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

Velger  $A_s = \frac{22 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$  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

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

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

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

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

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

$$V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 456 \text{ kN} > V_{ED} \quad \text{ok}$$

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

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

NB! maksimal skjærkraft over søylestripene langs akse G er mindre enn skjærkapasiteten, alle andre tværsnitt 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:

$$L_{b.rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad \text{Kontruksjoner uten skjærarmering: } \Delta F_{td} = V_{ED}$$

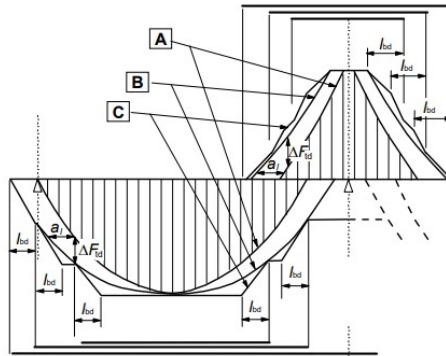
$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{344.432 \cdot 10^6}{189.5} + 294.32 \cdot 10^3}{22 \cdot \pi \cdot 8^2} = 477 \text{ MPa} > f_{yd}$$

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)

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

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

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

$$z = 0.95 d = 190.95$$

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

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

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

Velger:

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

**Regner forankringslengde i feltstripene for topparmeringen over akse G**

\* Maskimal Skjærkraft:  $V_{ED} = 0.20 \cdot 367.9 \text{ kN} = 73.58 \text{ kN}$

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

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td}}{A_s} = \frac{\frac{86.108 \cdot 10^6}{190.95} + 73.58 \cdot 10^3}{14 \cdot \pi \cdot 8^2} = 186 \text{ MPa} < f_{yd}$$

$$f_{bd} = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow L_{bd.rqd} = \frac{16 \text{ mm} \cdot 186 \text{ MPa}}{4 \cdot 3.3 \text{ MPa}} = 225 \text{ mm}$$

\* 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

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

## 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

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

### 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

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

Created with PTC Mathcad Express. See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

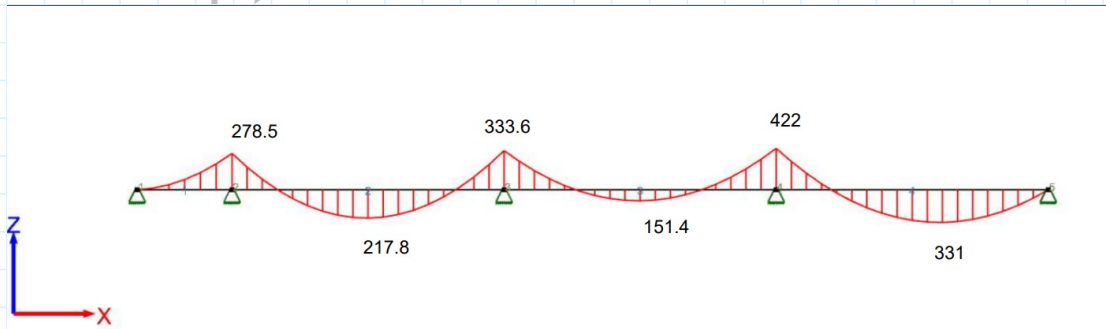
## Y-retning

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

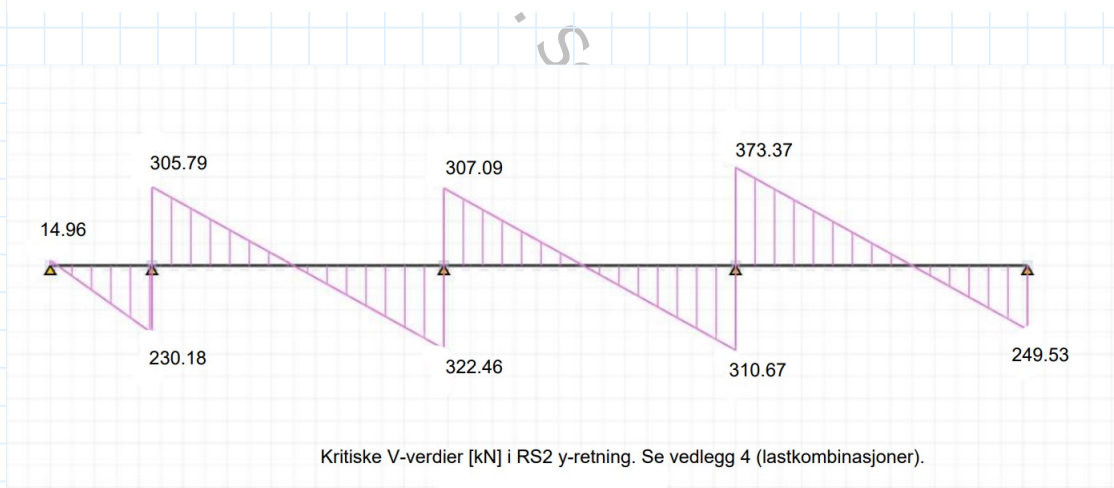
$$b_{S.S} = 3300 \text{ mm}$$

$$b_{F.S} = 3650 \text{ mm}$$

Kritiske M- og V-verdiene fra vedlegg 4:



Kritiske M-verdier [kNm] i RS2 y-retning. Se vedlegg 4 (Lastkombinasjoner).



Kritiske V-verdier [kN] i RS2 y-retning. Se vedlegg 4 (lastkombinasjoner).

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

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

i søylestripene

$$A_s = \frac{19 \text{ } \phi 16}{3650 \text{ mm}}$$

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%)

$$d_y = d_x - \varnothing = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.50 \cdot M_{ED;felt,tot} = 0.50 \cdot 217.8 = 108.9 \text{ kNm}$$

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

$$M_{Rd;F.S} = 802 \text{ kNm} > M_{ED}$$

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

$$A_{s,min;F.S} = 1221 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{108.9 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 1314 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1314 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s_{S.S} = \frac{3300}{7} = 471.42 \text{ mm}$$

$$s_{F.S} = \frac{3650}{7} = 521 \text{ mm}$$

Velger

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

$$A_s = \frac{19 \cdot \varnothing 16}{3650 \text{ mm}} \text{ i feltstriperne}$$

## Armering over **støtte** i akse 17

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

### søylestriper (momentfordeling 80%)

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;støtte,tot} = 0.80 \cdot 333.6 = 266.88 \text{ kNm}$$

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

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{266.88}{846}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 205.4 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{266.88 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 2985 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1192 \text{ mm}^2$$



$$n = \frac{2985 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 15 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3300}{15} \approx 220 \text{ mm}$$

Velger

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

### 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

$$A_s = \frac{19 \cdot \text{Ø}16}{3650 \text{ mm}}$$

### Armering av **midtfelt** mellom aksene 17-18

### Feltstriper & søylestriper (lik total momentfordeling 50%-50%)

$$d_y = d_x - \text{Ø} = 201 \text{ mm}$$

$$M_{ED} = 0.50 \cdot M_{ED;felt,tot} = 0.50 \cdot 151.4 = 75.7 \text{ kNm}$$

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

$$M_{Rd;F.S} = 802 \text{ kNm} > M_{ED}$$

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

$$A_{s,min;F.S} = 1221 \text{ mm}^2$$

$$z = 0.95 d = 190.95$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{75.7 \cdot 10^6}{434 \cdot 190.95} \approx 913 \text{ mm}^2$$

$$n_{S.S} = \frac{1104 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 6 \text{ jern}$$

$$n_{F.S} = \frac{1221 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s_{S.S} = \frac{3300}{6} = 550 \text{ mm}$$

$$s_{F.S} = \frac{3650}{7} = 521 \text{ mm}$$

Kan godkjenne etter EC2:

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

$$A_s = \frac{19 \cdot \text{Ø}16}{3650 \text{ mm}} \quad \text{i feltstripene}$$

### 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)

$$I \text{ Søylestripe akse 18} \quad M_{ED} = 337 \text{ kNm}; \quad V_{ED} = 0.8 \cdot 373.37 = 298.7 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{\frac{337 \cdot 10^6}{202.3} + 298.7 \cdot 10^3}{21 \cdot \pi \cdot 8^2} = 465.3 > f_{yd}$$

\* 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

$$A_s = \frac{23 \text{ } \varnothing 16}{3300 \text{ mm}}$$

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%)

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

$$M_{ED} = 0.80 \cdot M_{ED;st\ddot{o}tte,tot} = 0.20 \cdot 422 = 84.4 \text{ kNm}$$

$$M_{RD;F.S} = 935 \text{ kNm} > M_{ED}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{84.4}{935}\right) \cdot 217 \text{ mm} \approx 214.4 \text{ mm} > 0.95 d = 206 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{84.4 \cdot 10^6}{434 \cdot 206} \approx 944 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min;F.S} = 1318 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1318 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 8^2} \approx 7 \text{ jern}$$

$$s = \frac{3650}{7} \approx 521 \text{ mm}$$

Godkjenner dette

$$A_s = \frac{19 \text{ } \varnothing 16}{3650 \text{ mm}}$$

## Forankringslengder til armering i feltstripene over midtst\ddot{o}tter 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 ogs\ddot{a}**

## 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

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

i søylestripene

$$A_s = \frac{19 \text{ } \phi 16}{3650 \text{ mm}}$$

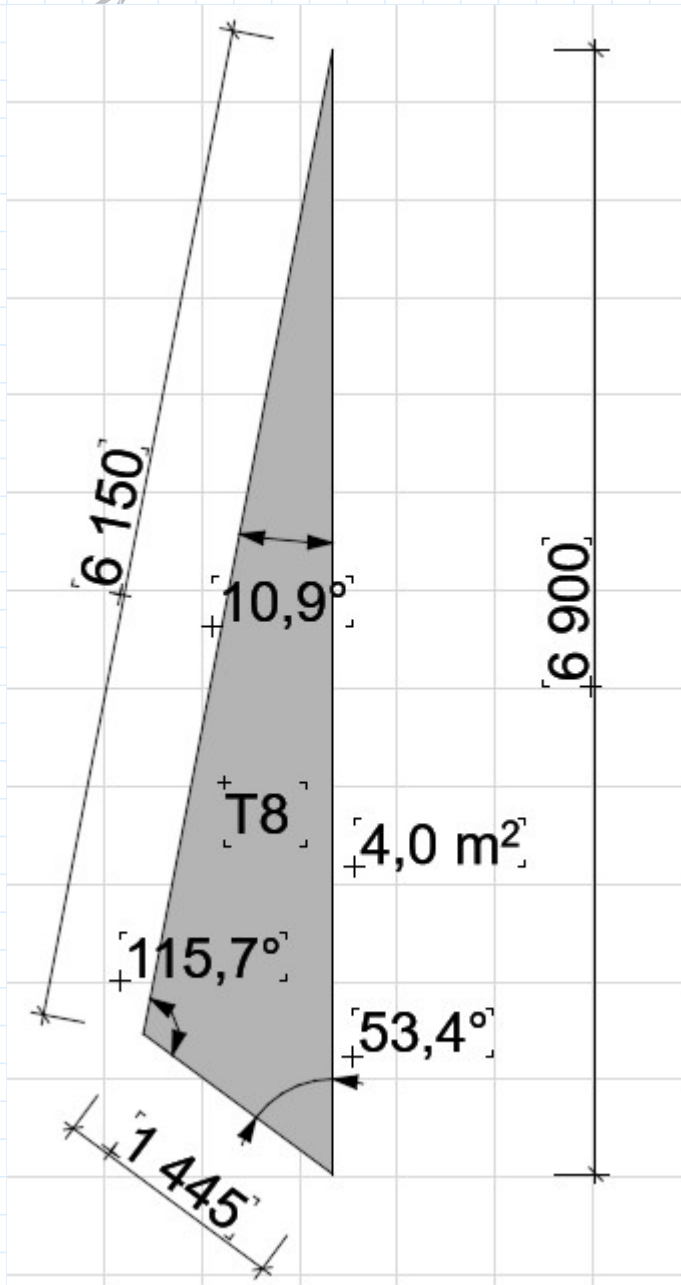
i feltstripene

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

$$Q_{Ed} = 13.32 \frac{kN}{m^2} \qquad q_{Ed} = 13.32 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 m = 13.32 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} = \frac{Q_{Ed} \cdot 1 m \cdot L^2}{8} = \frac{13.32 \cdot 6.9^2}{8} = 79 \frac{kNm}{m}$$

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

$$\rho = \frac{6 \cdot \pi \cdot 8^2}{1000 \cdot 217} = 0.0056$$

$$C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{217}} = 1.96 < 2.0 \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d = 138 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd;c;min} = 0.0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 123 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad \text{ok}$$

**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  $A_{B1} = 14.7 \text{ m}^2$   
 $A_{C1} = 16.6 \text{ m}^2$  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**

$$\rho_x = \frac{384 \pi}{1000 \cdot 217} = 0.0056$$

$$\rho_y = \frac{384 \pi}{1000 \cdot 201} = 0.006$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.0058$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot (100 \cdot 0.0056 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.65 \text{ MPa}$$

## 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 gjennløkkingsarmering 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

$$g_k = 2.3 + 6.3 = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_k = 0.3 \cdot 2.0 = 0.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k = g_k + p_k = 9.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 m = 9.2 \frac{kN}{m}$$

$$M = \frac{9.2 \cdot 6.9^2}{8} = 55 \text{ kNm}$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} = 13 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI = 34000 \cdot 13 \cdot 10^8 = 4.42 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{250} = \frac{6900}{250} = 27.6 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{M}{8 EI} \cdot \left[ \left( \sqrt{2 L^2} \right) - \left( 2 b_{søyle} \right) \right]^2 = \frac{55 \cdot 10^6}{8 \cdot 4.42 \cdot 10^{13}} \cdot \left[ \left( \sqrt{2 \cdot 6900^2} \right) - \left( 2 \cdot 300 \right) \right]^2 = 13 \text{ mm}$$

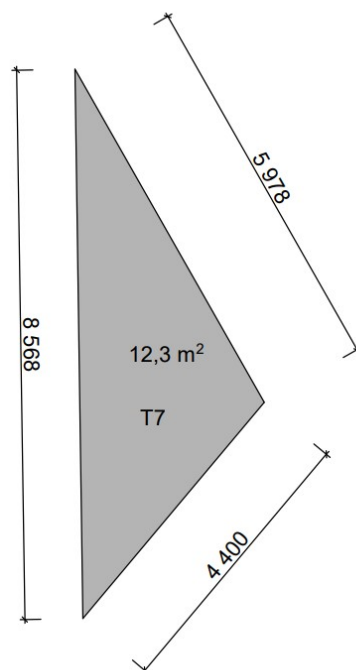
$$\delta < \delta_{tillatt} \quad \text{ok}$$

### Steg 10: Detlajering og armeringstegning

Se vedlagte aremringstegninger

**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

$$Q_{Ed} = 13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed} = 13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} = 13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} = \frac{Q_{Ed} \cdot 1 \text{ m} \cdot L^2}{8} = \frac{13.32 \cdot 8.6^2}{8} = 123 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Velger  $M_{ED} = 150 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

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, armeringsdiameter, og overdekning. Trengs ikke å beregne den

**Steg 5:** Beregn momentkapasiteten

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 217^2 \cdot 10^{-6} = 256 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > M_{Ed} \quad \text{ok}$$

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

$$\rho = \frac{9 \cdot \pi \cdot 8^2}{1000 \cdot 217} = 0.0083 \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{217}} = 1.96 < 2.0 \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d = 156 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad \text{ok}$$

$$V_{Rd,c;min} = 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 123 \text{ kN} > V_{Ed1} \quad \text{ok}$$

### 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 skrijving.

**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

www.mathcad.com for more information.

### Steg 9: Tilnærmet nedbøyningskontroll

$$g_k = 2.3 + 6.3 = 8.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_k = 0.3 \cdot 2.0 = 0.6 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_k = g_k + p_k = 9.2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \text{ m} = 9.2 \frac{kN}{m}$$

$$M = \frac{9.2 \cdot 8.6^2}{8} = 85 \text{ kNm}$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} = 13 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI = 34000 \cdot 13 \cdot 10^8 = 4.42 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{250} = \frac{8600}{250} = 34.4 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{M}{8 EI} \cdot \left[ \left( \sqrt{2 L^2} \right) - \left( 2 b_{søyle} \right) \right]^2 = \frac{85 \cdot 10^6}{8 \cdot 4.42 \cdot 10^{13}} \cdot \left[ \left( \sqrt{2 \cdot 8600^2} \right) - \left( 2 \cdot 300 \right) \right]^2 = 32 \text{ mm}$$

$$\delta < \delta_{tillatt} \quad \text{ok}$$

### Steg 10: Detlajering og armeringstegning

Se vedlagte aremrings tegninger

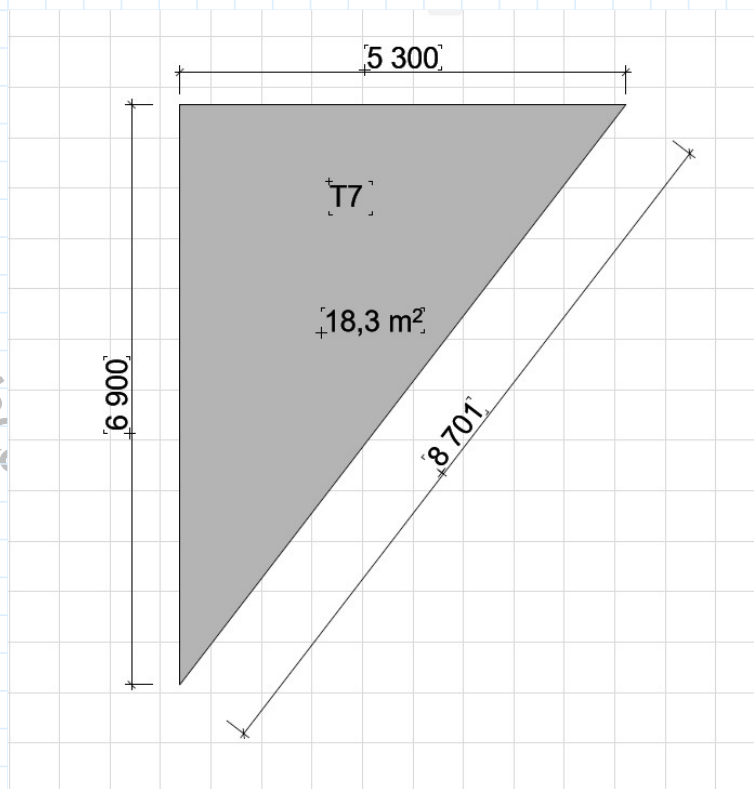
---

See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.



### IRS3

Velg trekanten med lengste sidekant:



Trenger ikke å gjenta beregninger siden armeringsmengde blir i x- og y-retnign den samme som IRS2

$$A_s = \frac{9 \cdot \text{Ø}16}{m}$$

$$\rho_x = \frac{576 \pi}{1000 \cdot 217} = 0.0083 \quad \rho_y = \frac{576 \pi}{1000 \cdot 201} = 0.0090$$

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

$$u_1 = 2 c_1 + 2 c_2 + 4 \pi d = (2 \cdot 400) + (2 \cdot 300) + (4 \cdot \pi \cdot 209) = 4026 \text{ mm}$$

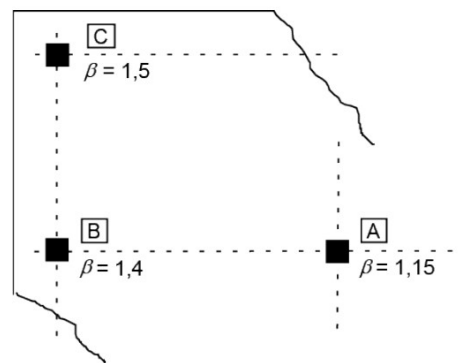
Kontroll omkrets for kantsøylene i RS1

$$u_1 = 2 c_1 + c_2 + 2 \pi d = (2 \cdot 300) + 400 + (2 \cdot \pi \cdot 209) = 2313 \text{ mm}$$

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 ivaretatt av annet system enn rammevrikingen mellom søylene-platene, kan figur 6.21N benyttes for å finne økningsfaktoren (B) av skjærspenningene. I denne oppgaven, er vindavstivning tatt av vertikaleskiver, så B-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  $\beta$

om for more information.

## RS1

### 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

$$n_{req} = \frac{l_{req} - s_0}{s_l} + 1 = \frac{207 - 70}{150} + 1 = 1.88 \quad n_{prov} = 2$$

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

$$v_{Ed;out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{out;prov} \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{279 \cdot 10^3}{3727 \cdot 209} = 0.50 \text{ MPa} < v_{Rd;c;out} = 0.61 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

### Antall armeringsenheter

1. Fasthetstilstand  $m_{c;req} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd}} \quad \eta = 1.0 \text{ for } d \leq 200 \text{ mm}$

$$\eta = 1.0 \text{ for } d \geq 800 \text{ mm}$$

$A_{si}$  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

$$V_{Rd;sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 500}{4 \cdot 1.15 \cdot 1.015} = 403 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} = 1.40 \cdot 279 \text{ kN} = 391 \text{ kN} < V_{Rd;sy} \quad \text{ok}$$

**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.

$$A = 24.3 \text{ m}^2 \quad \text{Areal fra platen}$$

$$A = (3.6 + 5) = 8.6 \text{ m}^2 \quad \text{Areal fra balkonger}$$

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:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3 \text{ N}}{2413 \text{ mm} \cdot 209 \text{ mm}} = 1.18 > v_{Rd;c} \quad \text{ikkeok!}$$

Skjærspenninger ved søylekant:

$$u_0 = c_2 + 3d = 300 + (3 \cdot 209) = 927 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_0 \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3}{927 \cdot 209} = 3.08 \text{ MPa} < v_{Rd,max} \quad \text{ok}$$

## 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 kantsøylene liv til den første omkretsen hvor skjærarmering er ikke nødvendig

$$u_{out;eff} = c_1 + 2 c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{out}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{u_{out;eff} - (2 c_1 + c_2)}{\pi} = \frac{4689 - (2 \cdot 400 + 300)}{\pi} = 1047 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 2 d_{out} = \frac{1047}{d = 209} = 5 d$$

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

$$v_{Ed;out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{out;prov} \cdot d} = 1.40 \cdot \frac{427 \cdot 10^3}{8109 \cdot 209} = 0.35 \text{ MPa} < v_{Rd;c;out} = 0.61 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

### Antall armeringsenheter

1. Fasthetstilstand  $m_{c;req} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd}} \quad \eta = 1.0 \text{ for } d \leq 200 \text{ mm}$

$$\eta = 1.0 \text{ for } d \geq 800 \text{ mm}$$

$A_{si}$  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 bøyer 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

$$V_{Rd;sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 9 \cdot 2 \cdot \frac{10^2 \cdot \pi \cdot 500}{4 \cdot 1.15 \cdot 1.015} = 606 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} = 1.40 \cdot 597.8 \text{ kN} = 598 \text{ kN} < V_{Rd;sy} \quad \text{ok}$$

**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

$$V_{Ed2} = 13.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 42.57 \text{ m}^2 = 567 \text{ kN}$$

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

$$C_{Rd;c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{209}} = 1.98$$

$$v_{Rd;c} = C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 \cdot 1.98 \cdot (100 \cdot 0.0053 \cdot 35)^{\frac{1}{3}} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd;c} > v_{min} \quad \text{ok}$$

## 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:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed2}}{u_1 \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{567 \cdot 10^3 \text{ N}}{4026 \text{ mm} \cdot 209 \text{ mm}} = 0.77 > v_{Rd,c}$$

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

$$\Rightarrow \text{velger } s_l = 150 \text{ mm}$$

$$s_0 > 0.35 d < 0.5 d$$

$$0.35 d = 73.15 \text{ mm}; \quad 0.5 d = 104.5$$

$$\Rightarrow \text{velger } s_0 = 75 \text{ mm}$$

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

$$v_{Ed;out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{out;prov} \cdot d} = 1.15 \cdot \frac{567 \cdot 10^3}{9750 \cdot 209} = 0.32 \text{ MPa} < v_{Rd;c;out} = 0.63 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

## 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  $\text{Ø}10$ )

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 skjærarmoring med bøyer 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  $\text{Ø}10$  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 tilfredsstillt 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

# PSB®

## Reinforcement against punching failure of slabs

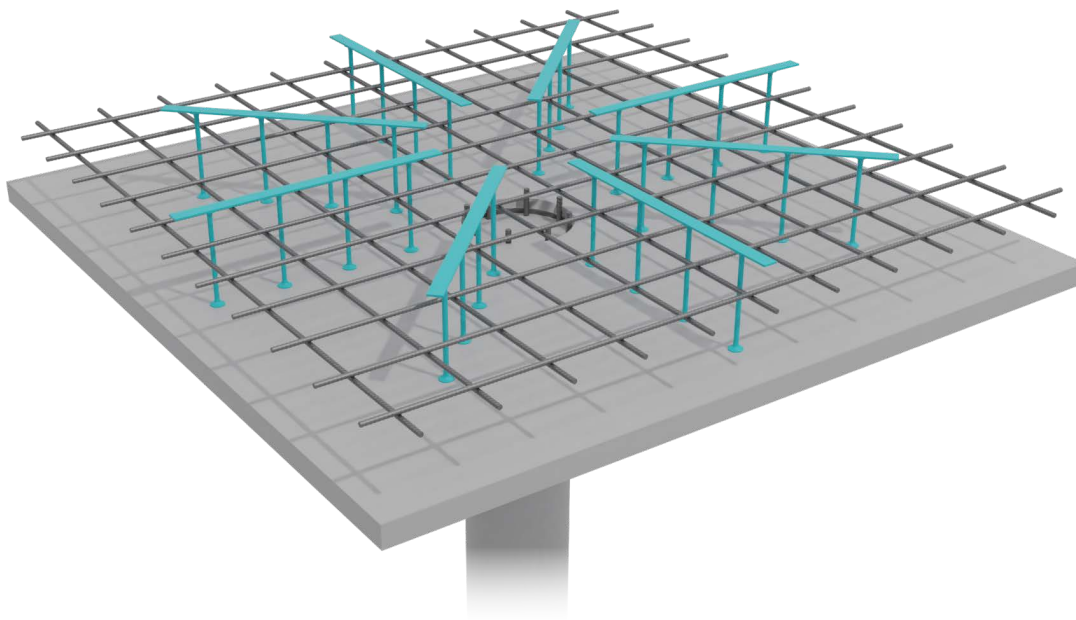
- Higher resistances than stirrups
- Simple and efficient installation
- Optimizing the construction height of the building
- Approved acc. to ETA-13/0151 for static and non-predominantly static loading
- Available in Peikko Designer®

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.



[www.peikko.com](http://www.peikko.com)

# CONTENTS

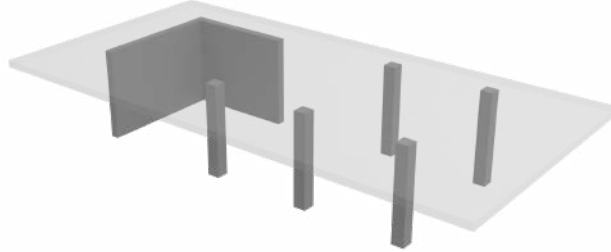
<b>About PSB® .....</b>	<b>4</b>
<b>1. Product properties .....</b>	<b>4</b>
1.1 Structural behavior.....	5
1.2 Limitations for application.....	7
1.3 Other properties.....	8
<b>2. Resistances .....</b>	<b>8</b>
<b>Selecting PSB® .....</b>	<b>9</b>
<b>Installation of PSB® .....</b>	<b>15</b>

## 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.

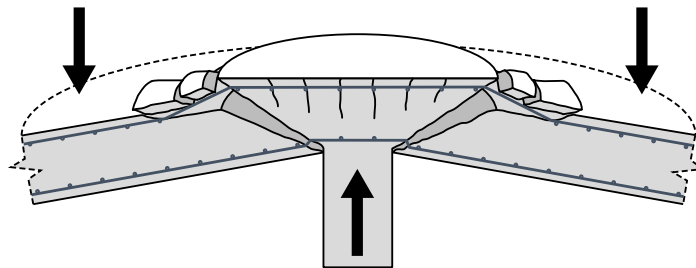
Figure 1. Flat slab supported on columns and walls.



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.

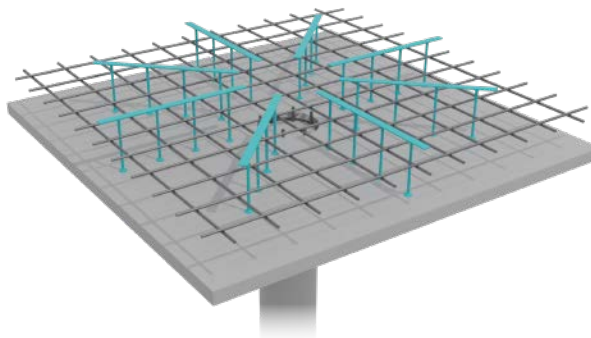
Punching usually occurs so that a concrete cone is separated from the slab, bending reinforcement is pulled away from concrete and the slab falls down due to gravity forces (Figure 2). Experience shows that failure by punching is particularly dangerous since it is a brittle phenomenon that happens suddenly 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.



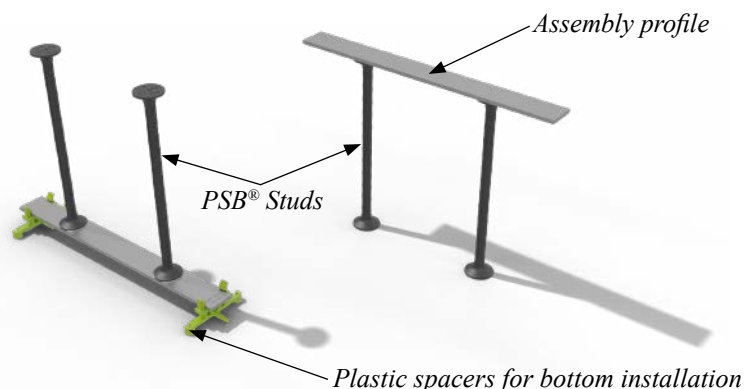
A slab without vertical reinforcement has only a very limited resistance against punching failure. This resistance may be increased by placing PSB® elements in the concrete slab in such a manner that they prevent the concrete cone to develop (Figure 3). Besides increasing the resistance of the slab, 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.

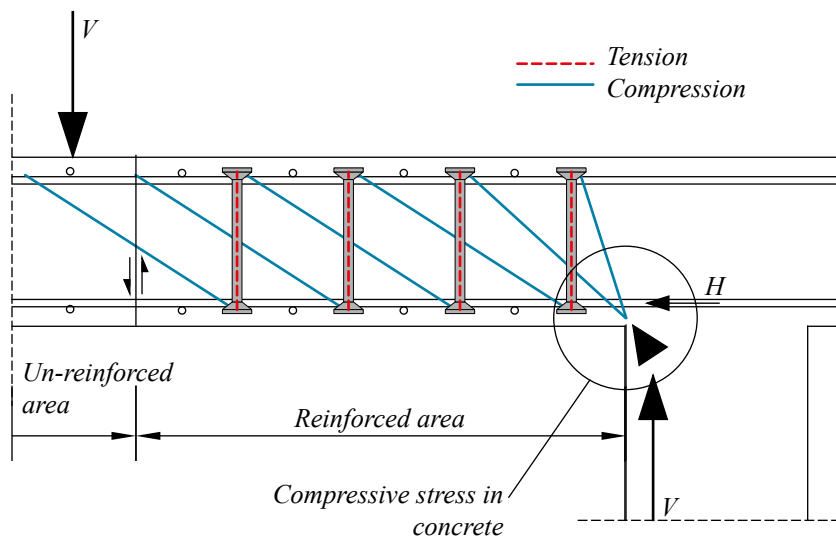
Figure 4. Available types of PSB® elements.



### 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].

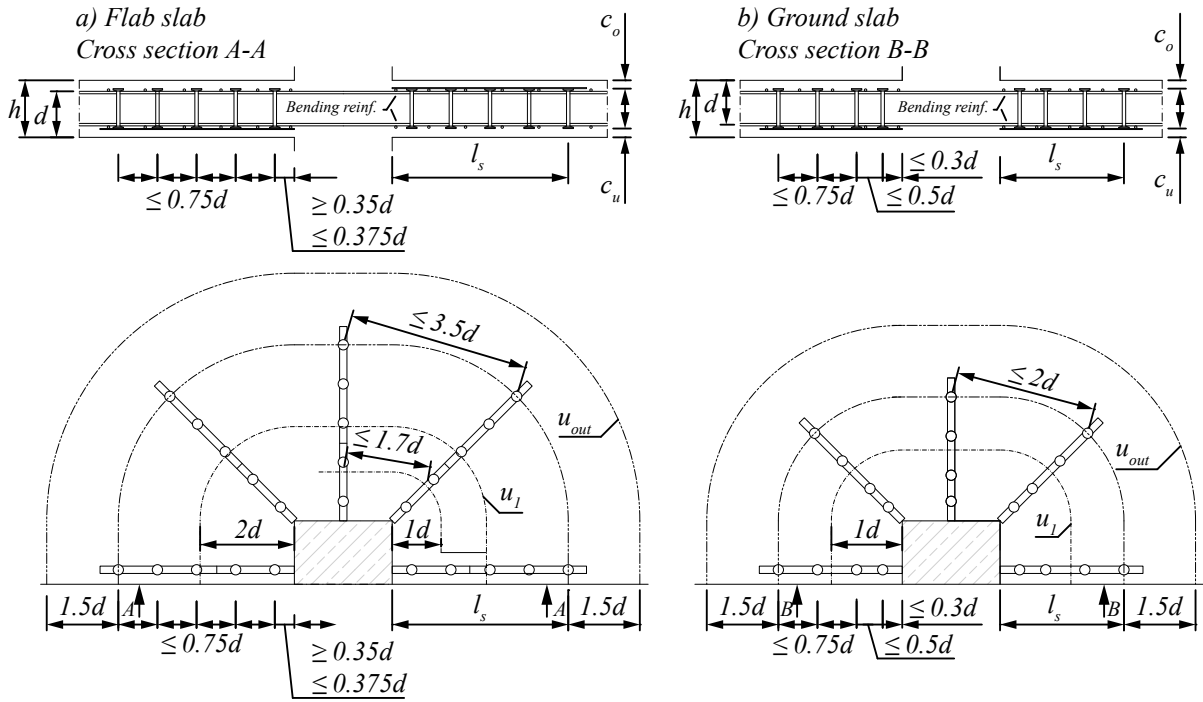
ETA-13/0151 defines a set of rules to determine:

- 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:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

The shear stress at the basic control perimeter is calculated according to Eq. (2.5) of EOTA TR 060:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

where  $\beta$  is the load increase factor defined depending on the position of the column acc. to NA to EN 1992-1-1,  $u_1$  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:

Flat slabs 
$$v_{Rd,max} = 1.96 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

Ground slabs and footings 
$$v_{Rd,max} = 1.62 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

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:

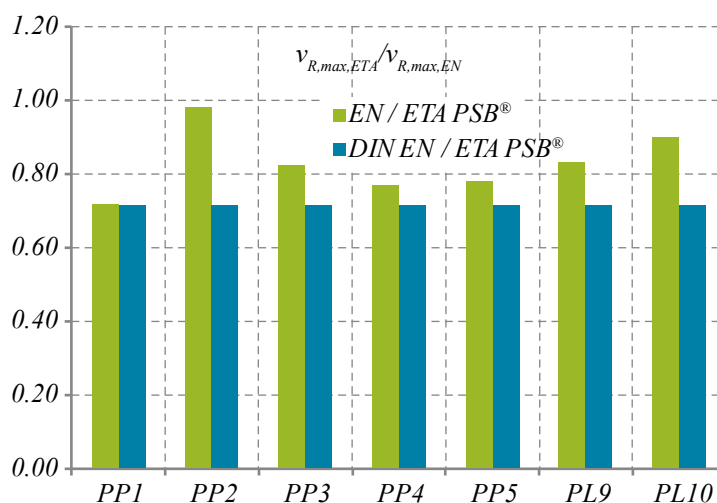
$$v_{Rd,max} = 1.4 \cdot v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

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.*

	$v_{R,max,ETA}$ [kN]	$v_{R,max,EN}$ [kN]	$v_{R,max,DIN EN}$ [kN]
PP1	774.9	554.9	553.5
PP2	1050.2	1027.7	750.1
PP3	4070.8	3346.2	2907.7
PP4	1856.0	1426.2	1325.7
PP5	1808.1	1408.7	1291.5
PL9	2923.9	2429.1	2088.5
PL10	4606.2	4150.0	3290.1





### 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.

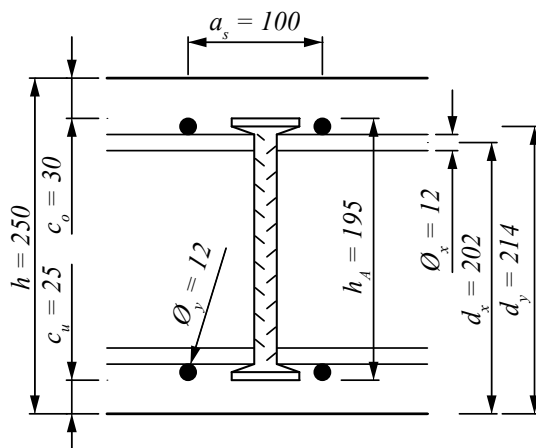
## Selecting PSB®

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](http://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	$\Phi = 12 \text{ mm}$
Reinforcement	$\Phi_x = 12 \text{ mm}$
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

$$A_{s,x} = \frac{\pi \cdot \Phi_x^2}{4}$$

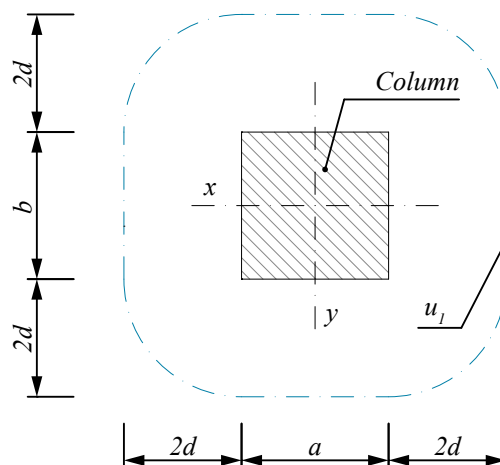
Area of one reinforcement bar in y direction

$$A_{s,y} = \frac{\pi \cdot \Phi_y^2}{4}$$

### Basic control perimeter ( $u_1$ ) and perimeter of column ( $u_0$ ) (EN 1992-1-1 6.4.2)

$$u_1 = 2\pi \cdot 2 \cdot d + 2 \cdot a + 2 \cdot b = 3813.8 \text{ mm}$$

$$u_0 = 2 \cdot (a + b) = 1200 \text{ mm}$$



**Load increase factor  $\beta$  (EN 1992-1-1)**

- Recommended value for internal column  
 $\beta = 1.15$

**Punching shear resistance of slab without punching reinforcement (EOTA TR 060)**

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[ C_{Rd,c} \cdot k_d \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \\ \frac{0.0525}{\gamma_c} \cdot k_d^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \end{array} \right\} = 0.603 \text{ MPa}$$

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.0 \\ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \end{array} \right\} = 1.98$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

**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)**

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1.058 \text{ MPa}$$

**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  
 $s_l = 150 \text{ mm}$   
 $s_0 = 75 \text{ mm}$
- Check spacing  
 $s_l = 150 \Rightarrow \frac{s_l}{d} = 0.72 < 0.75$   
 $s_0 = 75 \Rightarrow \frac{s_0}{d} = 0.37 \left\{ \begin{array}{l} < 0.5 \\ > 0.35 \end{array} \right.$

Position	$\beta$ 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 (ETA-13/0151)  $k_{pu,fo} = 1.62$

No PSB® reinforcement is needed if:

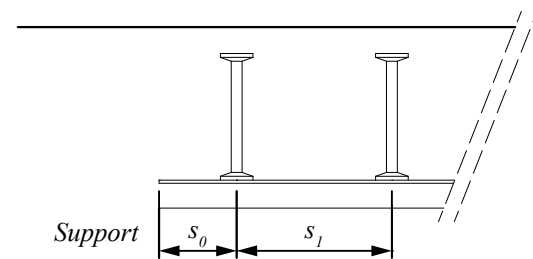
$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

PSB® reinforcement can be used if:

$$v_{Rd,c} < v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

Maximum resistance of slab exceeded if:

$$v_{Ed} > v_{Rd,max}$$



$$s_l \leq 0.75 \cdot d \\ 0.35 \cdot d \leq s_0 \leq 0.5d \\ \text{(ETA-13/0151)}$$

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

$$n_{req} = \frac{l_{s,req} - s_0}{s_1} + 1 = 4.25 \Rightarrow n_{prov} = 5$$

- Provided length of one element

$$l_{s,prov} = s_0 + (n_{prov} - 1) \cdot s_1 = 675 \text{ mm}$$

- 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  $\beta_{red} = 1.15$

$$v_{Rd,c,out} \geq \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{u_{out,req} \cdot d}$$

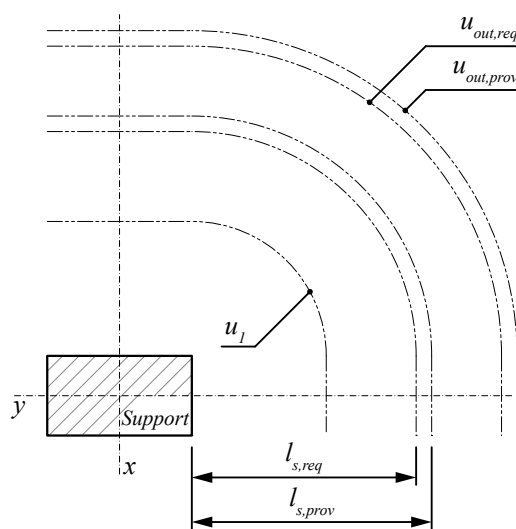
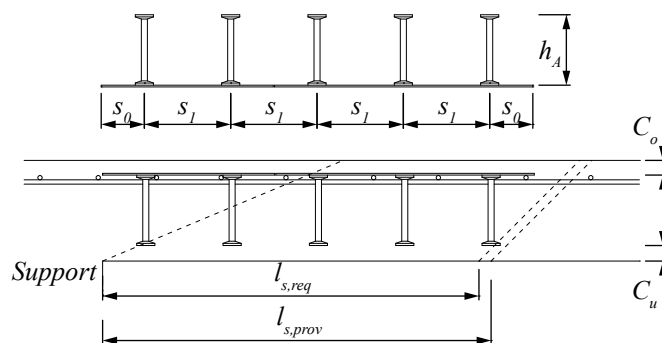


Figure 8. Layout of studs in slab reinforced with PSB®.

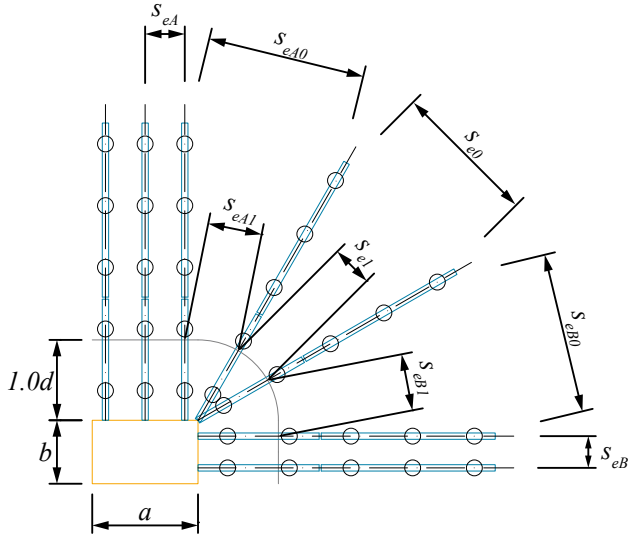


Number of reinforcement elements (EOTA TR 060)

1. Strength condition –  $m_{c,reg}$

$$m_{c,req} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} \cdot \eta}{n_c \cdot A_{st} \cdot f_{yd}}$$

2. Spacing condition –  $m_{spac}$



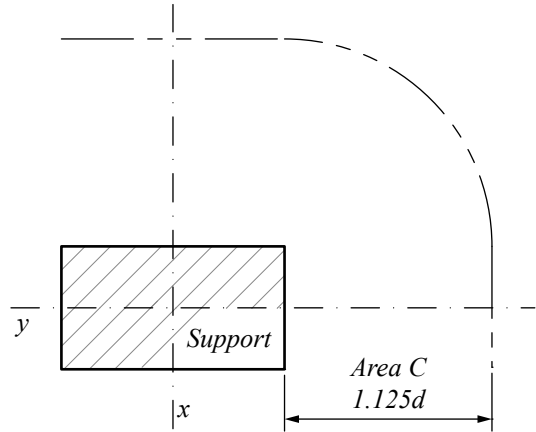
$A_{st}$  – is the cross section area of one stud

$$\eta = \begin{cases} = 1.0 & \text{for } d \leq 200\text{mm} \\ = 1.6 & \text{for } d \geq 800\text{mm} \end{cases}$$

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
$m_{c,req}$	12	9	7	5	3	2
$m_{c,spac}$	8	8	8	8	8	8
$m_{c,prov} = \max \begin{Bmatrix} m_{c,req} \\ m_{c,spac} \end{Bmatrix}$	12	9	8	8	8	8

Total resistance of PSB® (EOTA TR 060)

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta} = 1060.3 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}$$

$$839.5 < 1060.3$$

$$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta}$$

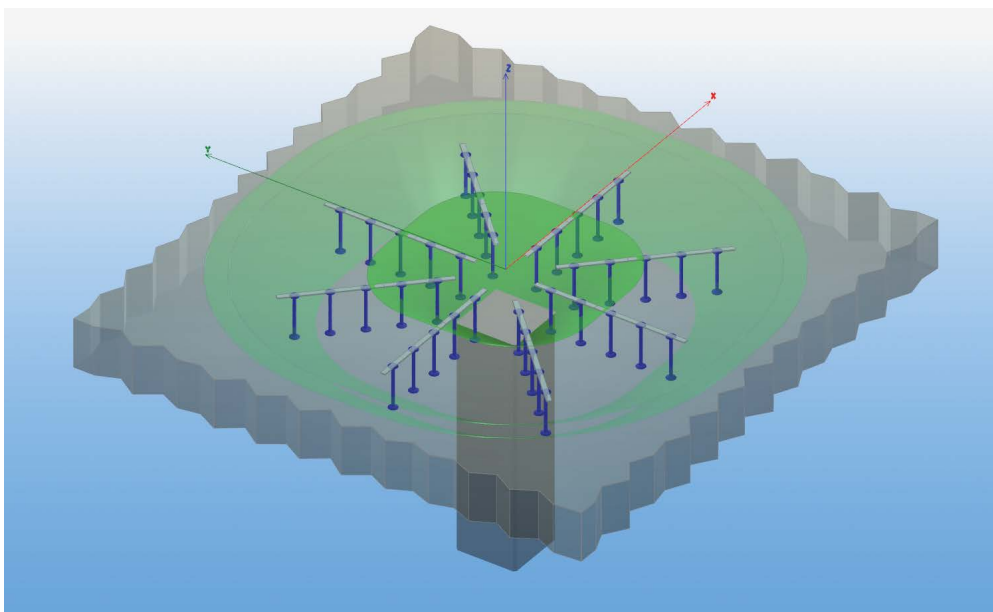
$m_c$  = number of elements

$d_A$  = 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)

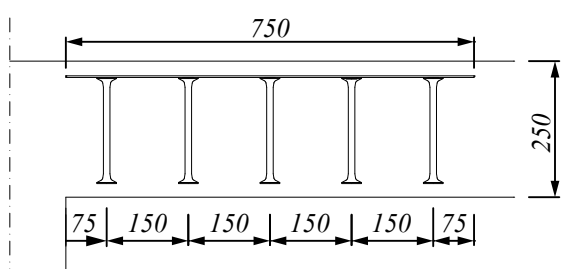


The resulting type and layout of the reinforcement proposed by Peikko Designer® is the most economical one. If needed, the diameter of studs and the number of PSB® elements may be modified manually by the user. The selected PSB® elements are described by a specific code. Plan and section drawings of 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®.

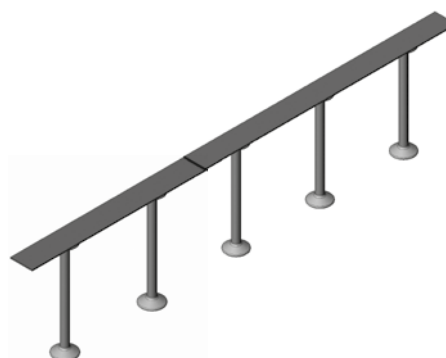
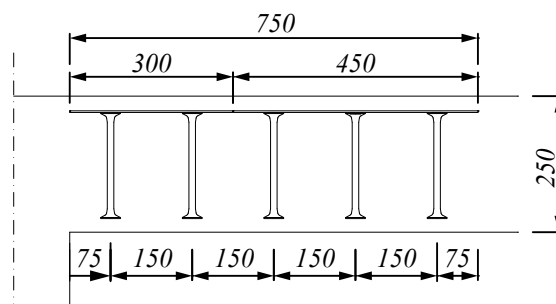
The reinforcement of flat slabs with PSB® may be provided as a combination of 2/3 stud elements or by complete elements where all studs are welded to one assembly profile. Equivalence between a solution with 2/3 stud elements and a complete element is shown on Figure 9.

Figure 9. Complete element and combination of 2/3 stud elements.

**8×PSB-14/195-5/750 (75/4×150/75)**

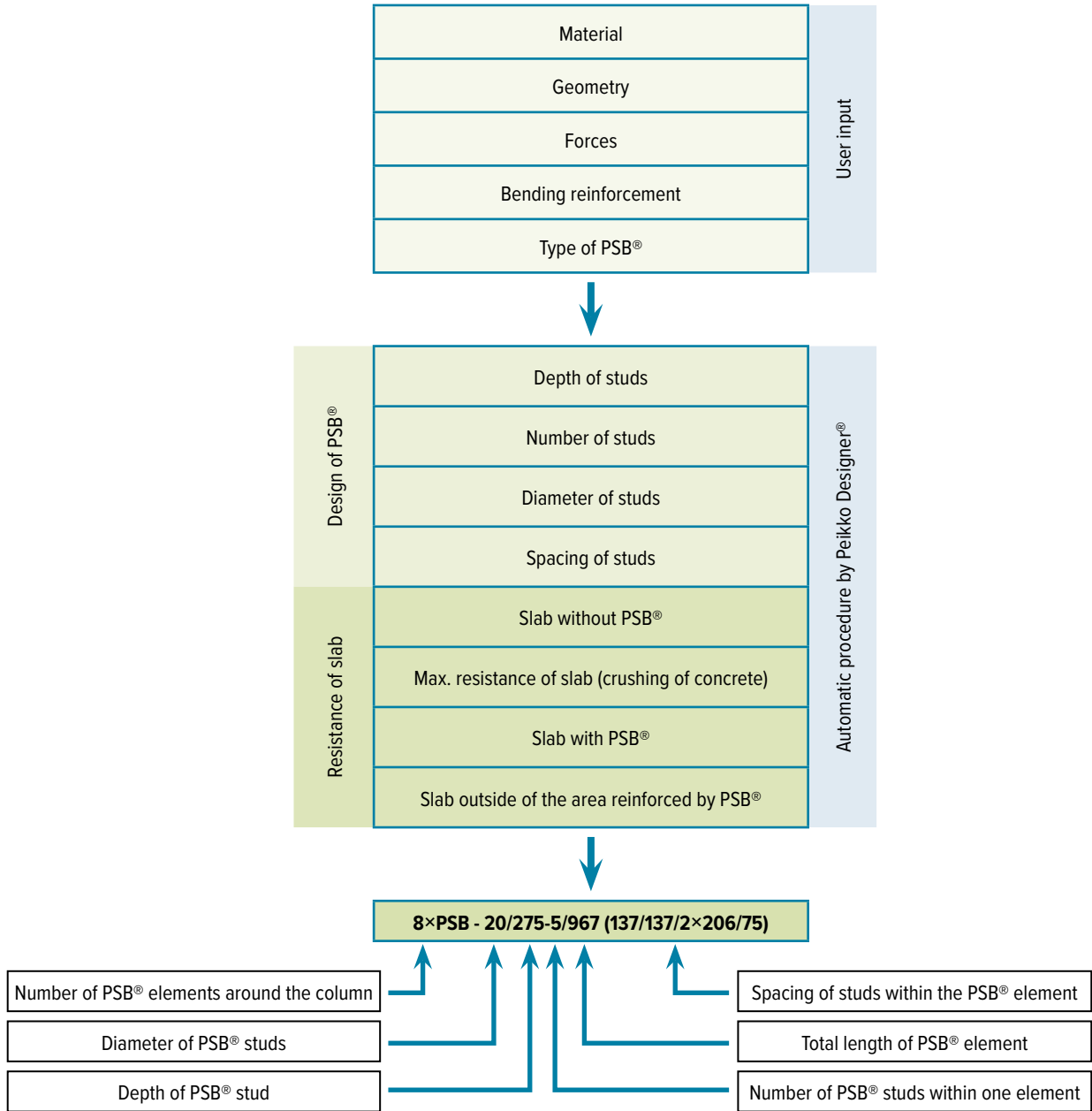


**8×PSB-14/195-2/300(75/150/75)  
& 8×PSB-14/195-3/450(75/150/150/75)**



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.



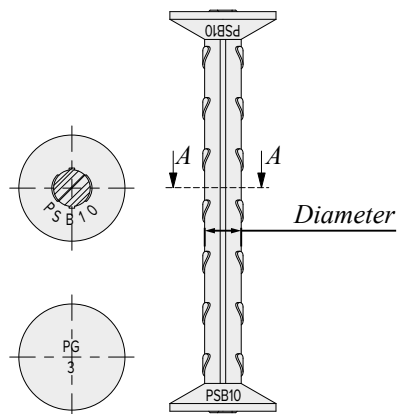
## Installation of PSB®

### 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.

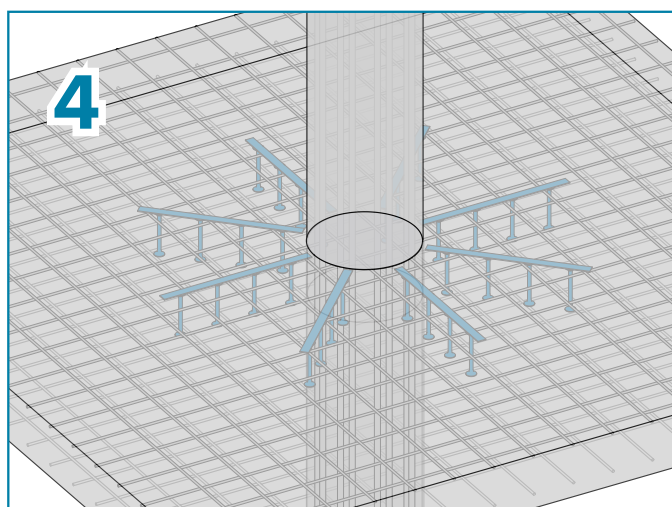
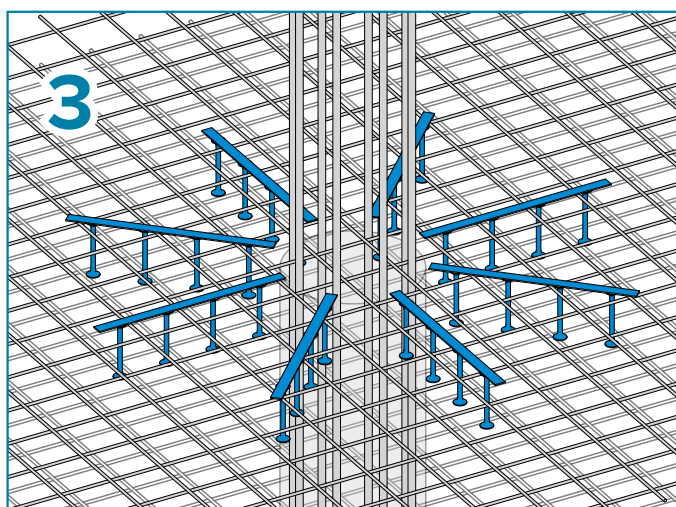
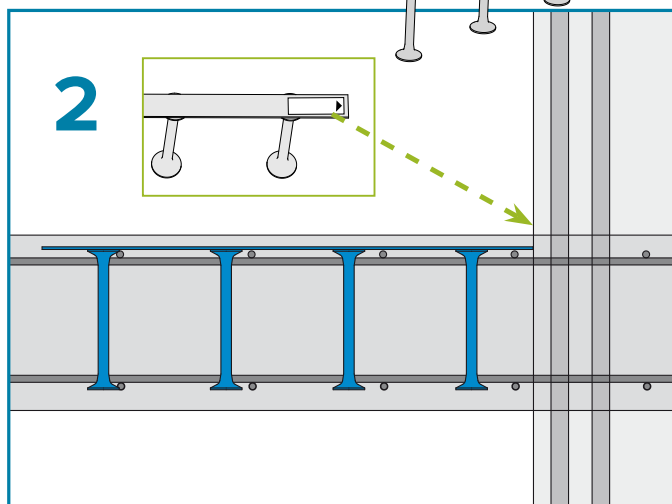
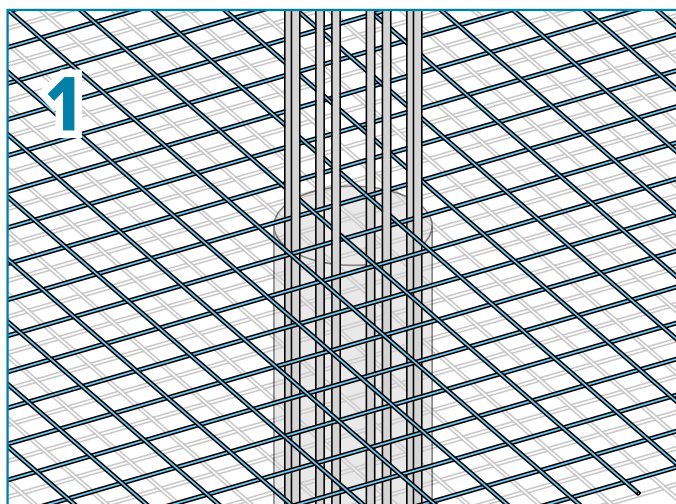
Typical shape of a PSB® stud.



### Cast in-situ monolithic slabs and footings

PSB® elements may be installed to cast in-situ monolithic slabs:

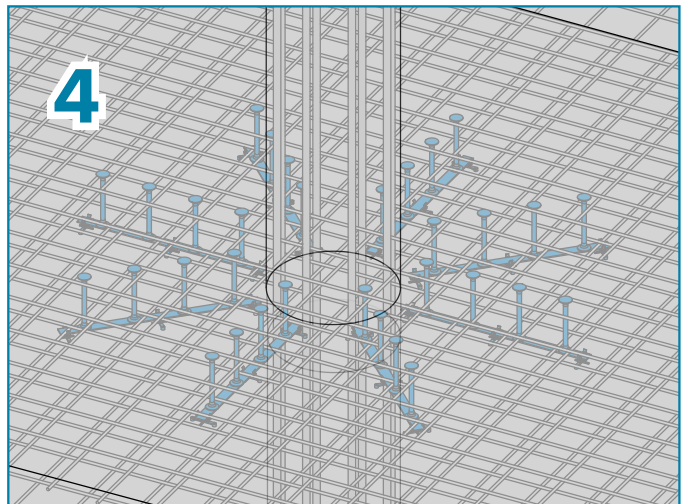
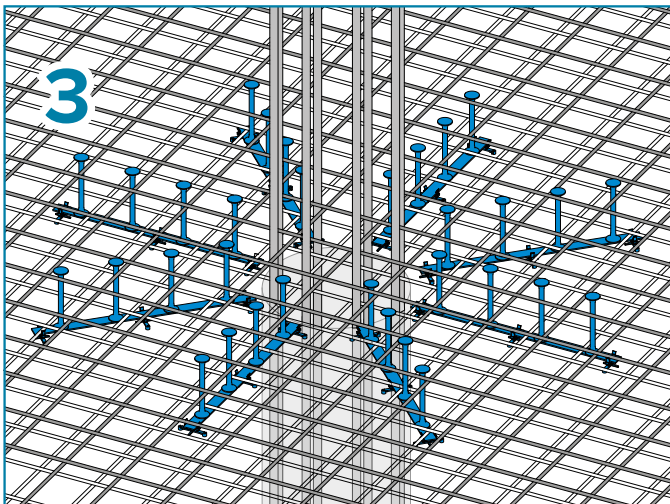
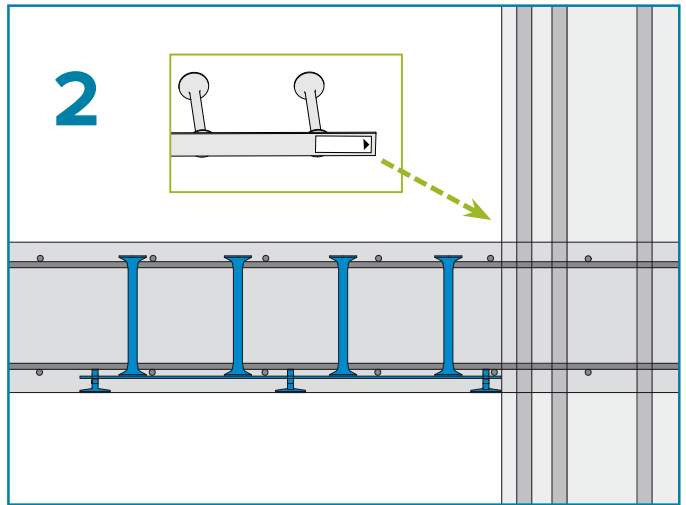
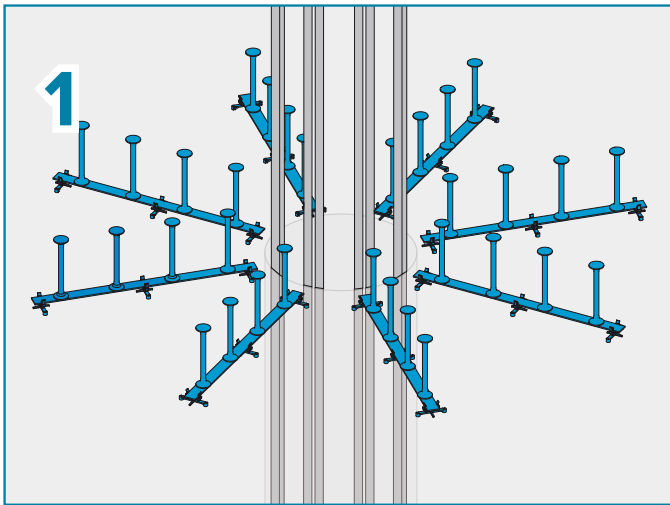
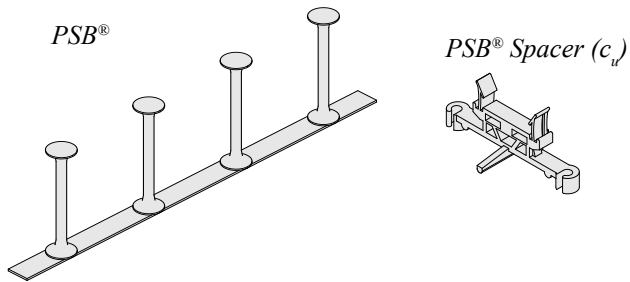
- **Top installation:** The PSB® elements are hanged to the main reinforcement of the PSB® slab. The whole bending reinforcement is installed to the mould prior to PSB®.





## INSTALLING

- **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 of 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](https://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](https://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](https://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](https://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=2.4m

\* 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 flattdekker, 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 tillater at det sees bort fra nedbøyningsberegning**



\* For en balkong av type 1 i RS1,  $l = 2.4\text{m}$ :

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

$$l = 2400 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 4 \text{ } \varnothing 16; s250$$

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

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b_w d} = 0.00550 < \rho_0$$

$$\frac{L}{d} (\text{tillat}) = 0.4 \cdot \left[ 11 + 1.5 \cdot \sqrt{35} \cdot \frac{0.00592}{0.00550} + 3.2 \cdot \sqrt{35} \cdot \left( \frac{0.00592}{0.00550} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 8.4$$

$$\frac{L}{D} (\text{aktuell}) = \frac{2400}{147} = 16.3$$

$$\frac{L}{D} (\text{aktuell}) > \frac{L}{d} (\text{tillat}) \quad \text{ikke ok}$$

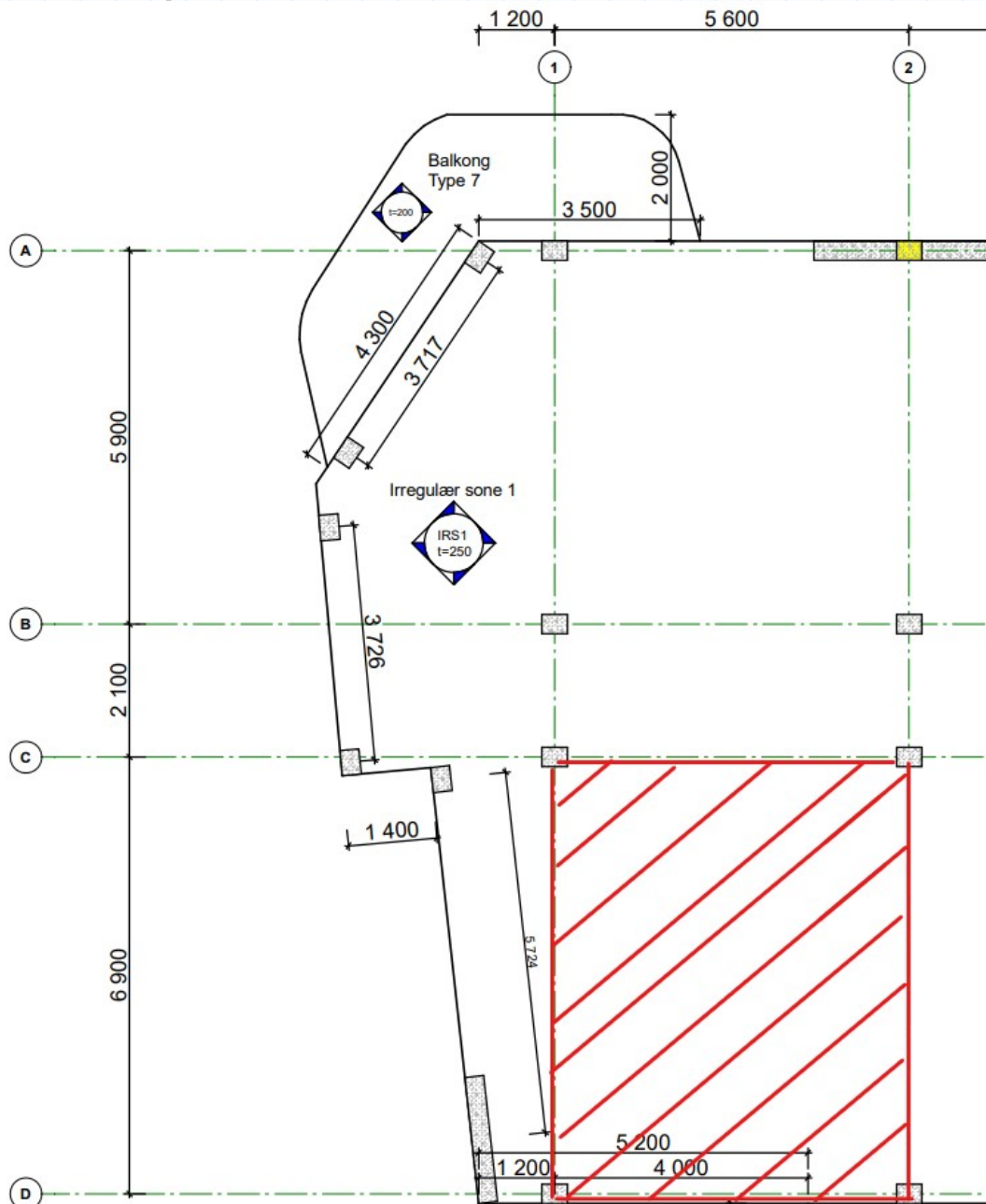
**Nedbøylingskontroll må gjennomføres!!**

Created with PTC Mathcad Express. See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

## Nedbøyningsberegninger i RS1 i SLS

### Nedbøyningsberegning av flattdekke i etasjeskillere

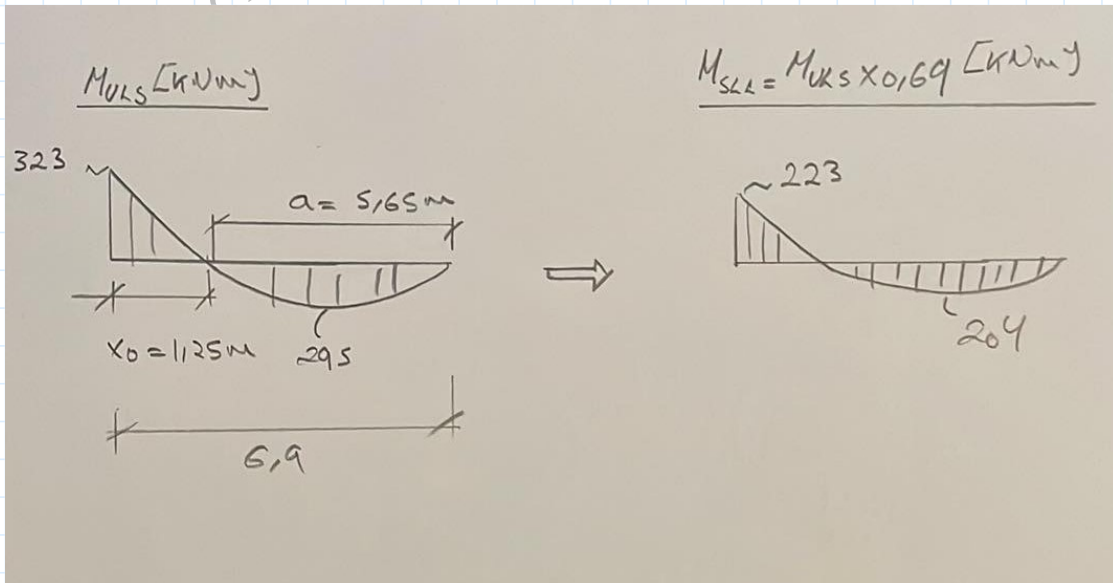
Kontrollerer et dekke panel mellom aksene C & D i x-retning, og aksene 1 & 2 i y-retning pga største sepnvidder og momenter



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):



$$b_{SS} = b_{FS} = 2.8 \text{ m}$$

Topparring ved akse C (søylen):

$A_s = 20 \text{ } \varnothing 16$  i søylestripen

$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16$  i feltstripen

$d = 201 \text{ mm}$

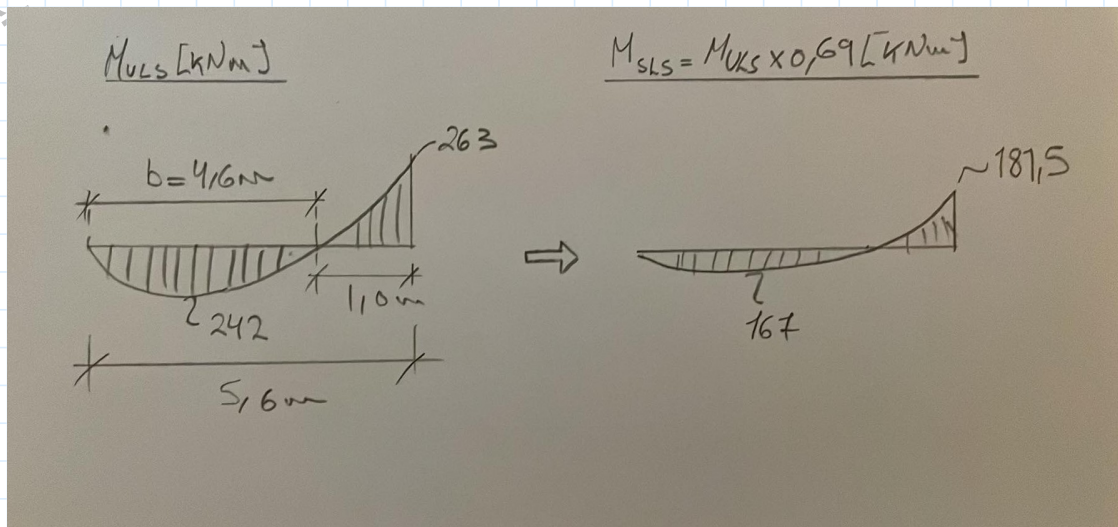
Bunnarmering i midt-felt mellom aksene C-D:

$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16$  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):



$$b_{SS} = 2.8 \text{ m}$$

$$b_{FS} = 4.1 \text{ m}$$

Topparmering ved akse 2 (søylen):

$$A_s = 16 \text{ } \varnothing 16 \quad \text{i søylestripen}$$

$$A_s = 17 \text{ } \varnothing 16 \quad \text{i feltstripen}$$

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

Bunnarmering i midt-felt mellom aksene 1-2:

$$A_s = 12 \text{ } \varnothing 16 \quad \text{i søylestripen}$$

$$A_s = 17 \text{ } \varnothing 16 \quad \text{i feltstripen}$$

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

**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**

$$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$$

$$h_{0;x} = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 5600 \cdot 250}{(2 \cdot 5600) + (2 \cdot 250)} = 239 \text{ mm}$$

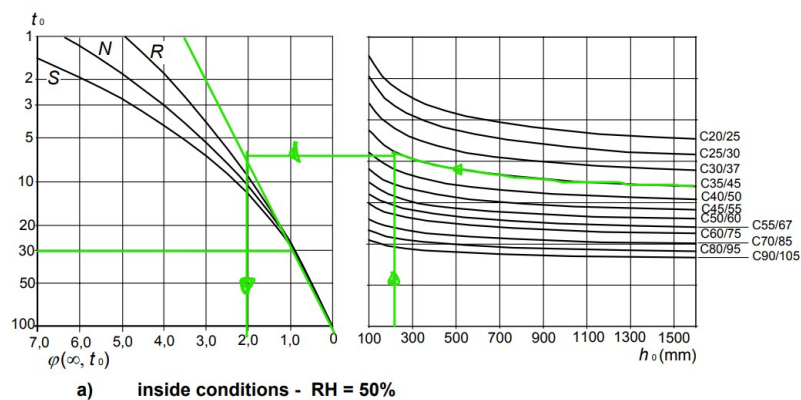
$$h_{0;y} = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 6900 \cdot 250}{(2 \cdot 6900) + (2 \cdot 250)} = 241 \text{ mm}$$

$$h_{\text{middel}} = \frac{239 + 241}{2} = 240 \text{ mm}$$

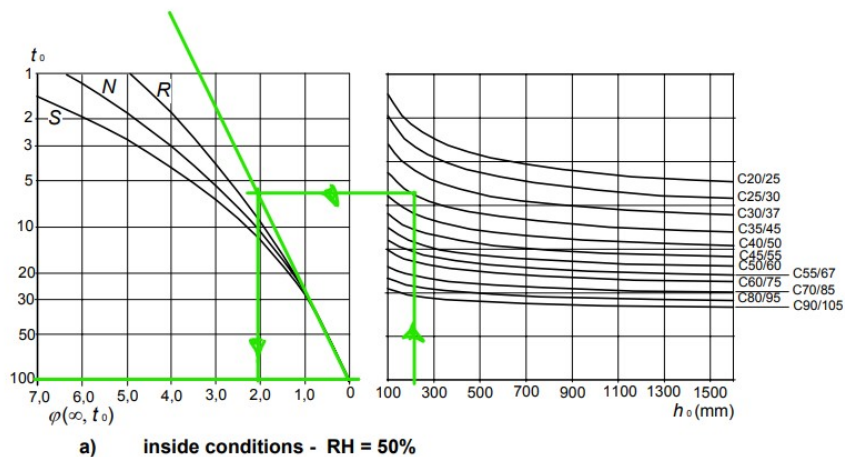
\* Kryptall etter EC2 figur 3.1a) for innvedige relativfuktighetsforhold

$$\varphi_g(\infty, t_0 = 30 \text{ d}) \approx 2.0$$

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

$$\rho = \frac{24 \cdot \pi \cdot 8^2}{5600 \cdot 217} = 0.00397 \quad \eta\rho = 0.070$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2(\eta\rho)} - (\eta\rho) = 0.31$$

$$I_{c;x;U.K} = \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = 24.65 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$EI_{x;U.K.} = E_{c;middel} \cdot I_{c;x;O.K} = 11333.33 \text{ MPa} \cdot 24.65 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 2.79 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

\* Midlere 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**

$$h_{0;x} = 239 \text{ mm} \quad \text{CEM-N} \quad A_s = 24 \text{ } \varnothing 16 = 1536 \pi$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(t; t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd;0} \quad t \rightarrow \infty \quad ; \quad \beta_{ds}(t; t_s) \rightarrow 1.0$$

$$\text{Tabell 3.2 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes: } \varepsilon_{cd;0} = 0.46 \text{ } \text{‰}$$

$$\text{Tabell 3.3 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes: } k_h = 0.811$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 1.0 \cdot 0.811 \cdot 0.46 \text{ } \text{‰} = 0.37 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0.062 \cdot \text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 0.37 \text{ } \text{‰} + 0.062 \cdot \text{‰} = 0.43 \text{ } \text{‰}$$

$$N_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A_s = 2.10^5 \text{ MPa} \cdot 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 1536 \pi = 415 \text{ kN}$$

\* Forutsetter at svinnkrumningen fører ikke til opprissing og regner tverrsnittsparemetre for uopprisset tverrsnitt (sørensen kapittel 5.24), men bruker langtids E-modul siden svinn foregår over langtid:

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot \frac{1}{2} h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} = \frac{(5600 \cdot 250 \cdot 125) + (17.65 \cdot 1536 \pi \cdot 217)}{(5600 \cdot 250) + (17.65 \cdot 1536 \pi)} = 130.3 \text{ mm}$$

$$e = d - \alpha d = 86.7 \text{ mm}$$

$$I_{transformert} = \left( \frac{bh^3}{12} + bh \cdot \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \right) + (\eta \cdot A_s \cdot (d - \alpha d)^2) = 79.7 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

\* 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

$$h_{0;y} = 241 \text{ mm}$$

$$CEM-N \quad A_{s,U.K} = 29 \text{ } \varnothing 16 = 1856 \pi$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = \beta_{ds}(t; t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd;0} \quad t \rightarrow \infty ; \quad \beta_{ds}(t; t_s)$$

Tabell 3.2 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes:  $\varepsilon_{cd;0} = 0.46 \text{ } \text{‰}$

Tabell 3.3 i EC2: ved linærinterpolasjon finnes:  $k_h = 0.809$

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 1.0 \cdot 0.809 \cdot 0.46 \text{ } \text{‰} = 0.37 \text{ } \text{‰}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0.062 \cdot \text{‰}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 0.37 \text{ } \text{‰} + 0.062 \cdot \text{‰} = 0.43 \text{ } \text{‰}$$

$$N_s = E_s \cdot \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot A_s = 2.10^5 \text{ MPa} \cdot 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 1856 \pi = 501 \text{ kN}$$

\* Svinnkrumningen fører ikke til opprissing og regner tverrsnittsparemetre for uopprisset tverrsnitt (sørensen kapittel 5.24), men bruker langtids E-modul siden svinn foregår over langtid:

$$\alpha d = \frac{A_c \cdot \frac{1}{2} h + \eta \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_s} = \frac{(6900 \cdot 250 \cdot 125) + (17.65 \cdot 1856 \pi \cdot 201)}{(6900 \cdot 250) + (17.65 \cdot 1856 \pi)} = 129.3 \text{ mm}$$

$$e = d - \alpha d = 71.7 \text{ mm}$$

$$I_{transformert} = \left( \frac{bh^3}{12} + bh \cdot \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \right) + (\eta \cdot A_s \cdot (d - \alpha d)^2) = 95.5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

\* EC2 7.4.3(6) gir et uttrykk for beregning av svinnkrumningen:

$$\kappa_s = \frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{S}{I} = \varepsilon_{cs} \cdot \eta \cdot \frac{A_s \cdot e}{I} = 0.43 \cdot 10^{-3} \cdot 17.65 \cdot \frac{1856 \pi \cdot \text{mm}^2 \cdot 71.7 \text{ mm}}{95.5 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}$$

$$\kappa_s = 3.3 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\delta_{y;svinn} = \frac{\kappa_s \cdot L_x^2}{8} = \frac{3.3 \cdot 10^{-7} \cdot 5600^2}{8} = 1.3 \text{ mm}$$

$$\delta_{y,tot} = \delta_y + \delta_{y,svinn} = 14 \text{ mm} + 1.3 = 15.3$$

\* 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 tilfredstilt, trenger man ikke å regne nedbøyninger som i dette tilfellet.

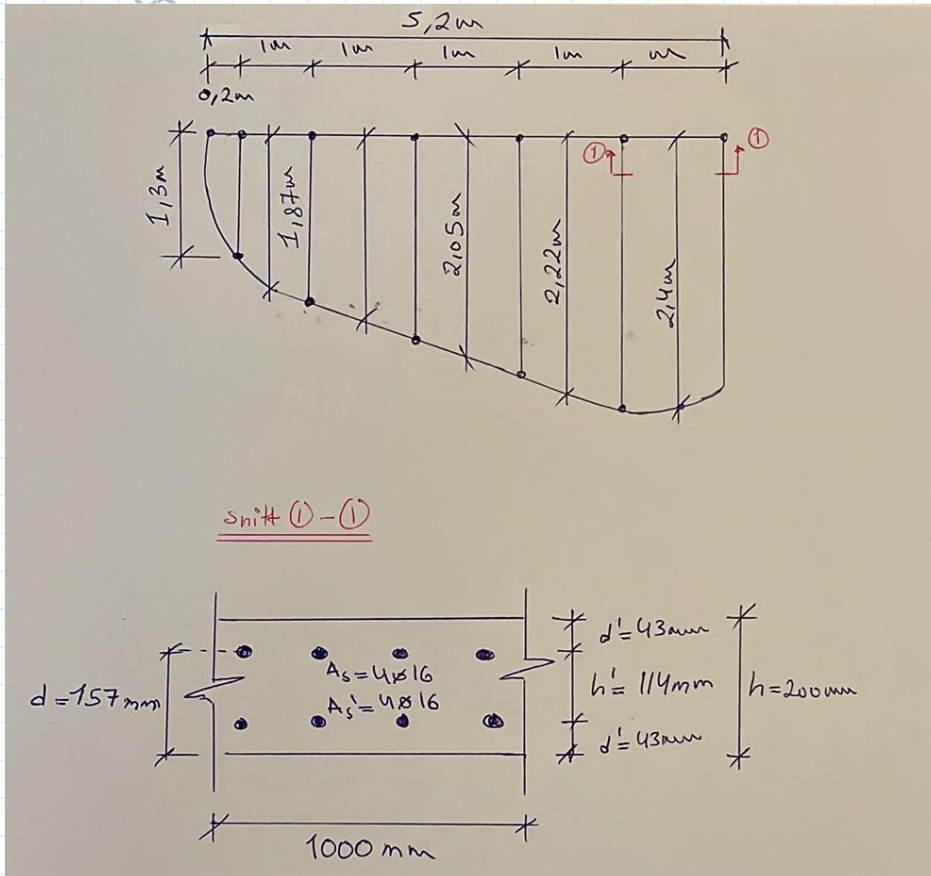
Det trenges ikke å kontrollere nedbøyningen i andre steder i dekket siden nedbøyningen er regnet for feltet med største momenter og spennvidder.

## Nedbøyningsberegning av utkargerplater i balkonger

Siden kravet i EC2 7.4.2(2) er ikke tilfredsstillt, 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:

$$p_{k,balkong;permanent} = 0.3 \cdot 4.0 \frac{kN}{m} = 1.2 \quad t_0 \geq 100 d$$

$$g_{k,balkong} = 5 \frac{kN}{m} \quad t_0 = 30 d$$

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 tilfredsstillt. Armeringen ble økt til 5Ø16/m. Bildet øvenfor er tegnet for endringen.

Lastvirkninger ved innspenningen i SLS

$$M = \frac{6.2 \cdot 2.4^2}{2} = 17.9 \text{ kNm} \quad M_g = 14.4 \text{ kNm} \quad M_p = 3.5 \text{ kNm}$$

$$V = 6.2 \cdot 2.4 = 15 \text{ kN}$$

### Urisset 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)

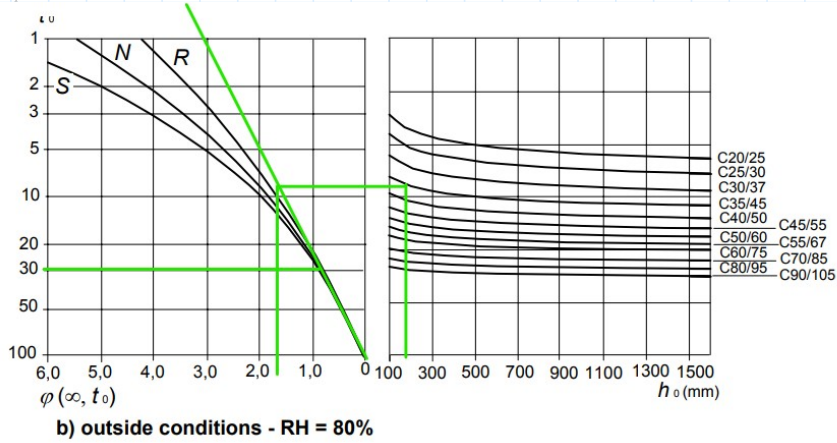
$$h_o = \frac{2 A_c}{U} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 200}{(2 \cdot 1000) + (2 \cdot 200)} \approx 167 \text{ mm}$$

Sement type N

Kryppkoeffisienter fra nomogram i figur 3.1 i EC2 (Utvendig relativ fuktighetsforhold):

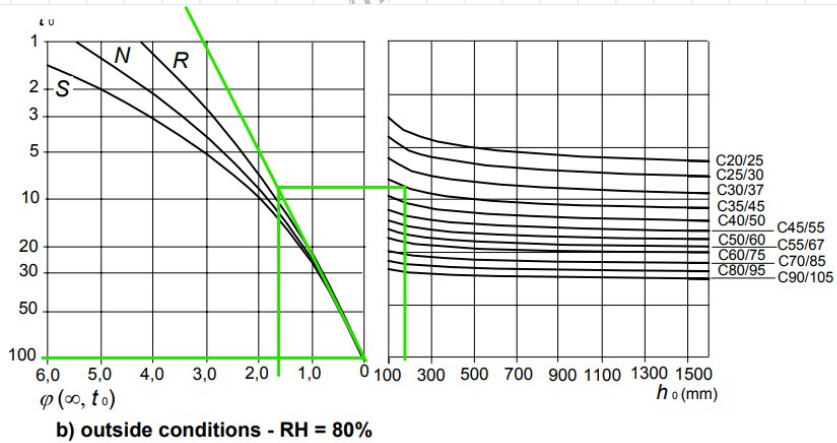
Egenlast

$$\varphi_g(\infty, t_0 = 30 \text{ d}) \approx 1.7$$



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:

$$w_{cr,max} = 0.30 \cdot k_c \quad k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1.3$$

$$\rightarrow k_c = \frac{25 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 1.7 \quad \rightarrow k_c = 1.3$$

$$\rightarrow w_{cr,max} = 0.30 \cdot 1.30 = 0.39 \approx 0.40 \text{ mm}$$

Øvest i dette vedlegget har vi funnet:

$$EI_{x,middel} = 2.82 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$M_{x;U.K} = 204 \text{ kNm} \quad A_{s;x;U.K} = 24 \text{ } \varnothing 16 = 1536 \pi \quad d_{x;U.K} = 217 \text{ mm}$$

$$M_{x;O.K} = 223 \text{ kNm} \quad A_{s;x;O.K} = 32 \text{ } \varnothing 16 = 2048 \pi \quad d_{x;O.K} = 201 \text{ mm}$$

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  $\phi_s$  for crack control<sup>1</sup>

Steel stress <sup>2</sup> [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 lineær interpolasjon)

ok

Table 7.3N Maximum bar spacing for crack control<sup>1</sup>

Steel stress <sup>2</sup> [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 lineær interpolasjon). Armeringen er plassert maksimalt 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**

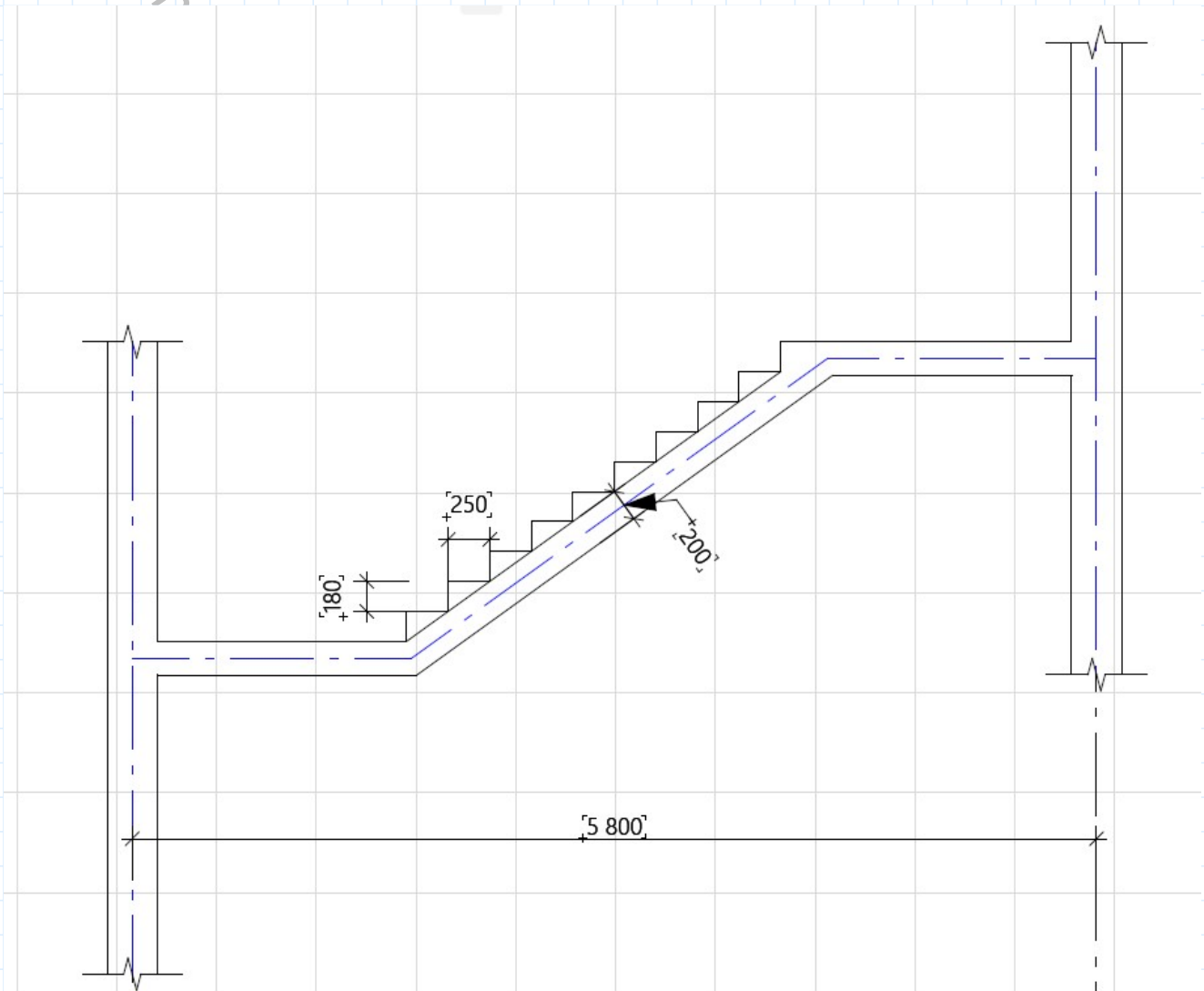
\* Etasjeskillere tilfredsstillere kravene til vanlig bruk hvis ikke ekstra laster er innført

Denne siden er satt med vilje tom

## Vedlegg11: Dimensjonering av trapp

Fra AchiCad modellen, er geometrien til trappa slik:

Kun ett løp er vist siden de andre løpene er lik og symmetrisk i alle etasjene

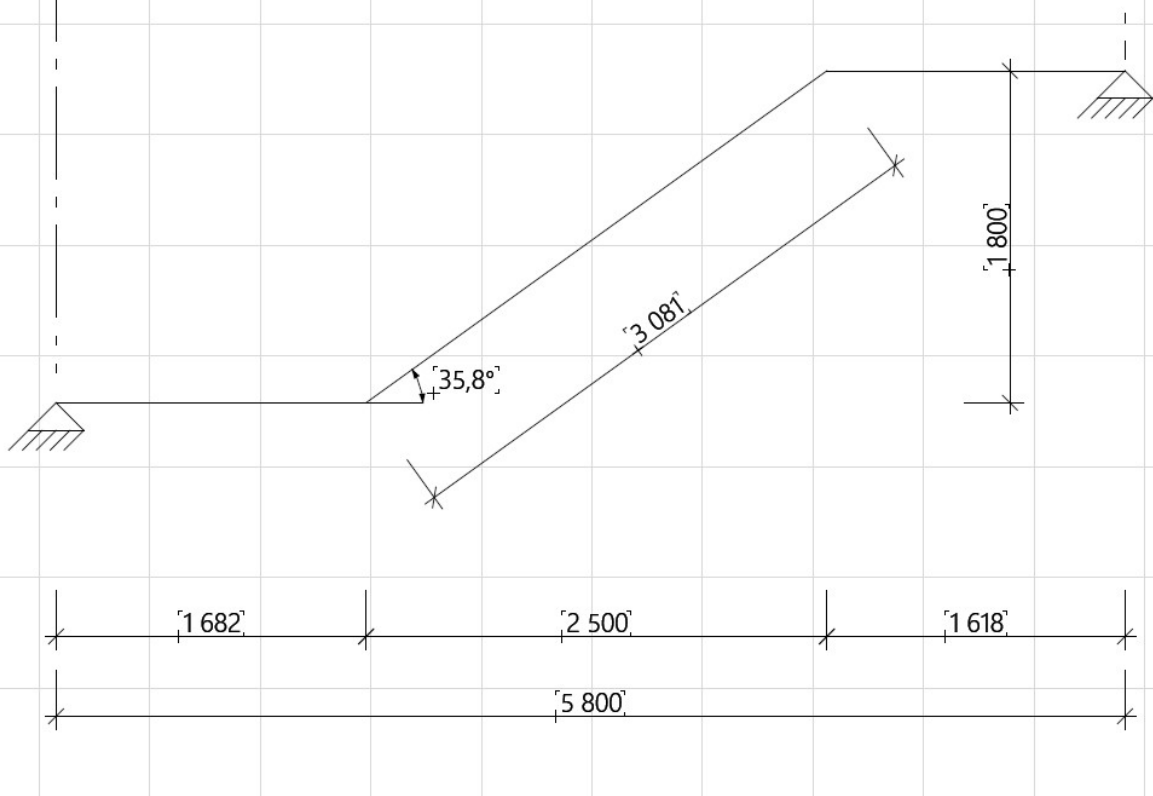


Trappen er frittøplagt enveisplate som ligger over veggskivene i aksene 11 & 14. I knutepunktene mellom reposene, er det antatt ingen moment overførsel til veggskivene om sine svake akser, men EC2 9.3.1.2(2) likevel krever at det armeres med overkant armering for et lite moment som gir strekk O.K. pga delvis innspenning pga. monotont forbindelse pga. støping av veggene og reposene sammen. Dette momentet skal brukes for kontrollere kapasiteten av veggskivene om sine svak aksene.

EC2 9.3.1.2(2) krever at  $M_{edge;topp} = 0.25 \cdot M_{max;adjacentspan}$

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

$$g_k = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.20 m = 5 \frac{kN}{m^2}$$

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:

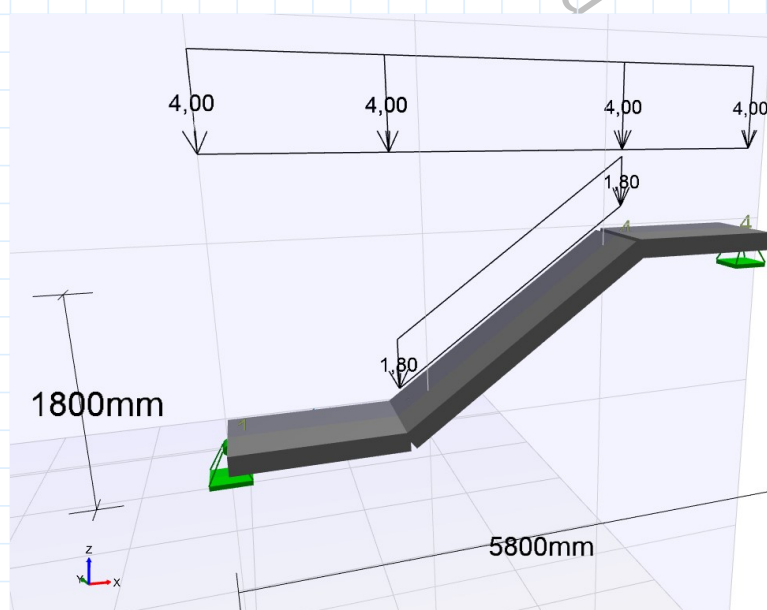
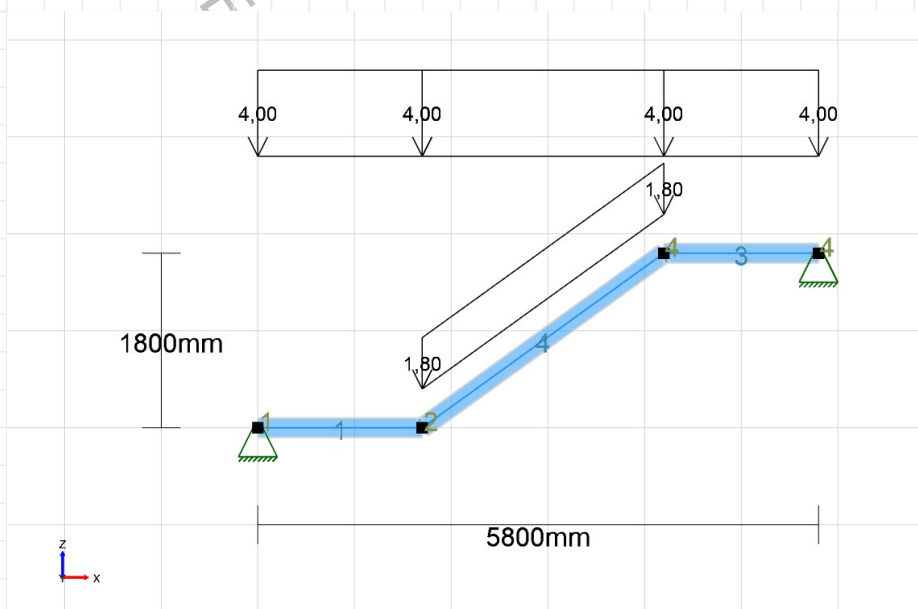
$$g_{k;trinn} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.180 m \cdot 0.250 m \cdot 3.2 = 1.8 \frac{kN}{m}$$

## Lastkombinasjoner, modellering, og lastvirkninger

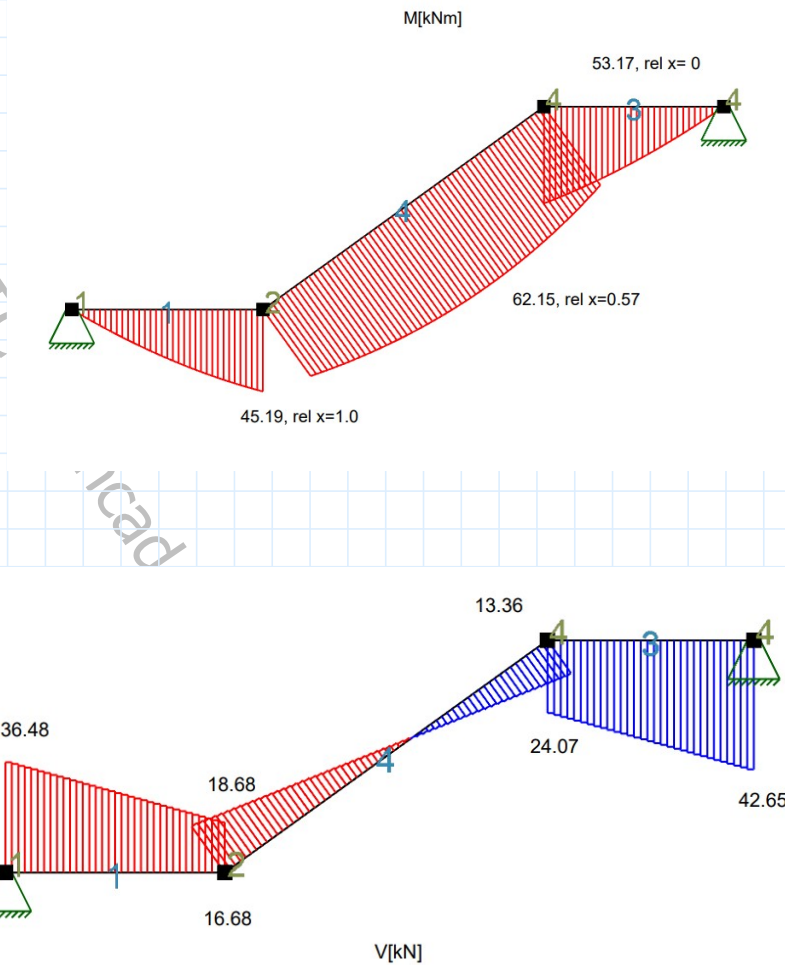
Modellering er gjennomført i Focus Konstruksjon, hvor:

- \* 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 ugunstige 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

$$\varepsilon_s = 2 \quad \varepsilon_{yk} = 5.0 \text{ ‰}$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + 2 \varepsilon_{yk}} = \frac{3.5}{3.5 + 5.0} = 0.412$$

$$B \leq 50 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \eta = 1.0 \quad \text{og} \quad \lambda = 0.8$$

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

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)

$$M_{Rd} = 0.275 \cdot 19.8 \cdot 1000 \cdot 169^2 \cdot 10^{-6} = 155.5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62.15 \text{ kNm} \quad \text{ok}$$

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{62.15}{155.5}\right) \cdot 169 = 157.5 \text{ mm}$$

$$A_{s,skrå} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{62.15 \cdot 10^6}{434 \cdot 157.5} = 909 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{909}{\pi \cdot 6^2} = 8.03 \approx 9 \qquad s = \frac{1000}{9} \approx 111$$

Bruker  $\frac{9 \text{ } \varnothing 12}{m}$  som **hoved armering**

Fordelsarmering etter EC2 9.3.1.1(2)  $A_{s,fordel} = 0.20 \cdot A_s = 0.20 \cdot 909 \text{ mm}^2 \approx 182 \text{ mm}^2$

Sammenligner med minimums armeringsareal og bruker den største (konservativt valg)

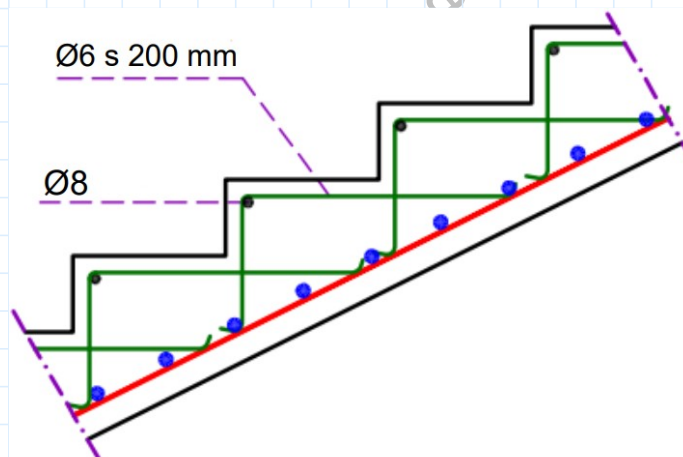
$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \cdot 169 = 281.2 \text{ mm}^2$$

Bruker  $A_{s,min}$  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:

$$M_{Ed} = 0 \quad V_{Ed} \approx 43 \text{ kN}$$

$$f_{ctk;0.05} = 2.2 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 3.1}$$

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} = 2.81 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1 8.4.2(2)}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Ed} + \Delta F_{td}}{A_s} \quad \text{For konstruksjoner uten skjærarmering}$$

$$\Delta F_{td} = V_{Ed}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{0 + 43 \cdot 10^3 \text{ N}}{7 \cdot \pi \cdot 6^2} = 54.3 \text{ MPa}$$

$$l_{b;rqd} = \frac{1}{4} \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1}{4} \cdot 12 \cdot \frac{54.3}{2.81} = 58 \text{ mm}$$

EC2-1-1 8.4.4(1)

For foankringer i strekk, er minsteforankringslengde

$$L_{b,min} = \max [ 0.3 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{mm} ]$$

-->  $l_{b,rqd} = L_{b,min} = 10 \varnothing = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm}$

Gjelder både topp og bunn armering ved veggskivene!

Ved overgang mellom reposesene og skrå platen:

For å være konservativt, bruker en forankringslengde mellom stengene ved overgangen mellom reposesene 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

See [www.mathcad.com](http://www.mathcad.com) for more information.

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 ihht. 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 =  $b \times h = 300 \times 400 \text{ mm}$

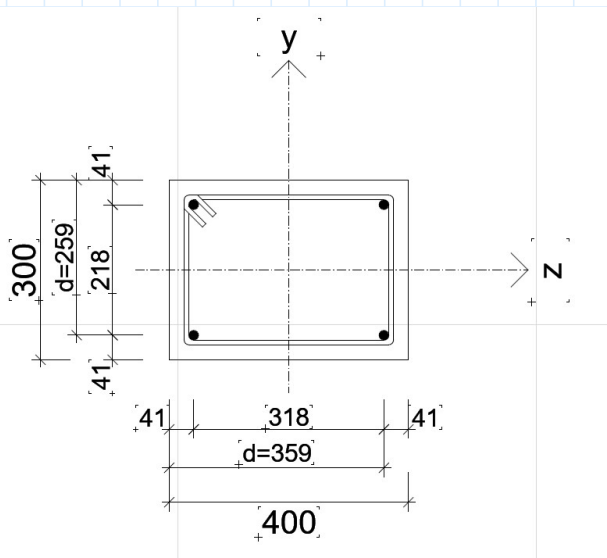
$\varnothing_{lengde} = 16 \text{ mm}$

$\varnothing_{bøylor} = 8 \text{ mm}$

$c_{com} = 25 \text{ mm}$

Armering skjøtes kun ved etasjeovergang, siden lengde på armeringsprodukter i markedet tilfredstiller 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:  $g = 2.3 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.475 m \approx 8 \frac{kN}{m}$

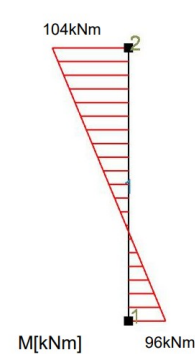
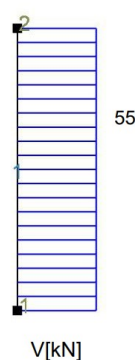
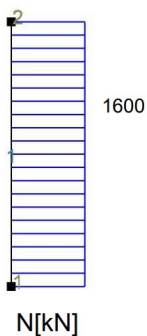
Nyttelast dekke påføres som karakteristisk:  $q = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.475 m \approx 7 \frac{kN}{m}$

I focus er det innført lastfaktorer 1.2 for egenlast og 1.5 for nytte laster  
Focus regner egenlaster for den modellerte rammen automatisk

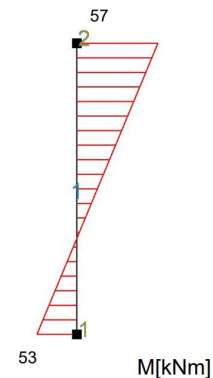
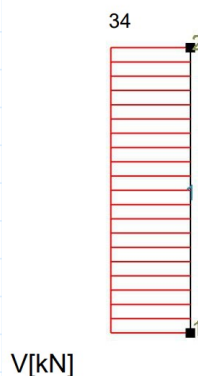
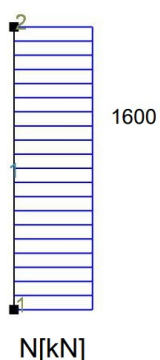
Dimensjonerende Lastvirkninger fra statisk analyse i Focus

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

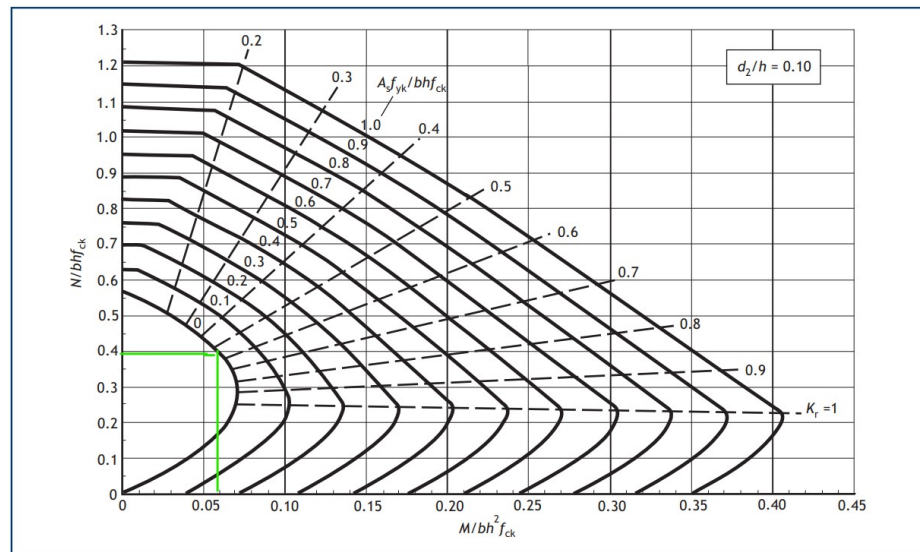
$$n = \frac{N_{ED}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = \frac{1600 \cdot 10^3}{35 \cdot 300 \cdot 400} = 0.38$$

$$m = \frac{M_{ED}}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = \frac{104 \cdot 10^6}{35 \cdot 300 \cdot 400^2} \approx 0.062$$

$$\frac{d_2}{h} = \frac{41}{400} \approx 0.10$$

Benytter M-N diagram:

m-n diagram



Avlest  $w = 0$  ; Dvs. at søyla krever bare minimumsarmering

$$A_{s,min} = \left( 0.20 \cdot \frac{400 \cdot 300 \cdot 19.8}{434} = 1200 \text{ mm}^2 \right) \leq \left( 0.5 \cdot \frac{1600}{434} = 1843 \text{ mm}^2 \right) \geq (0.01 A_c = 1200 \text{ mm}^2)$$

$$A_{s,min} = 1200 \text{ mm}^2$$

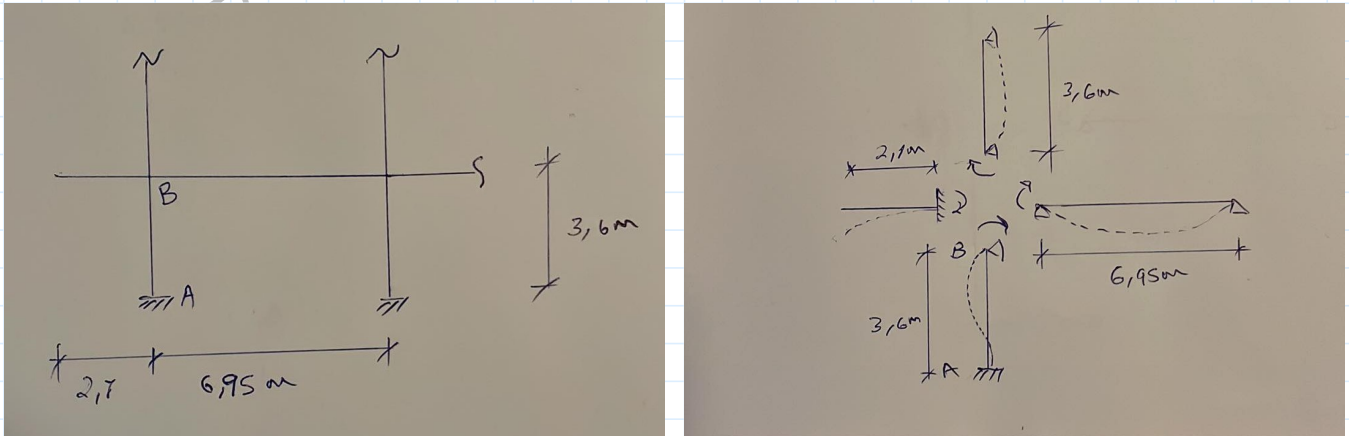
$$n_{jern} = \frac{1200}{\pi \cdot 8^2} = 5.97 \approx 6$$

$$A_s = 384 \pi = 1206 \text{ mm}^2$$

## Knekk lengde 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 stivhetskoeffisientene. 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:

$$k_{\varphi; \text{søyle}; 1\text{ETG}} = \frac{EI_{\text{søyle}}}{L_{\text{søyle}}}$$

$$k_{\varphi; \text{søyle}; 2\text{ETG}} = 3 \frac{EI_{\text{søyle}}}{L_{\text{søyle}}}$$

$$k_{\varphi; \text{dekke}} = 3 \frac{EI_{\text{dekke}}}{L_{\text{dekke}}}$$

For en balkong som er fastinnsprent 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 sølebunnen, 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  $A_{sy} = 4 \text{ } \varnothing 16 = 256 \pi$

$$n = \frac{N_{ED}}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{1600 \cdot 10^3}{19.8 \cdot 300 \cdot 400} = 0.67$$

$$\omega = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{434 \cdot 256 \pi}{19.8 \cdot 300 \cdot 400} = 0.15$$

$$i_c = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{400}{\sqrt{12}} = 115.5$$

$$i_s = \frac{h'}{2} = \frac{318}{2} = 159$$

$$K_a = \left( \frac{i_s}{i_c} \right)^2 = 1.90$$

$$\text{Geometrisk slankhet } \lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{2016 \text{ mm}}{115.5 \text{ mm}} = 17.5$$

$$\text{Normalisert slankhet } \lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 K_a \omega}} = 11.43$$

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

$$A_{\varphi} = \frac{1}{1 + 0.20 \varphi_{ef}} = \frac{1.25}{1 + 0.20 \cdot 1} = 1.04 \approx 1.0 \quad (\text{Antar effektive krypkoeffisient lik 1.0})$$

$$\rightarrow \lambda_{n,lim} = 13 \cdot \left( 2 - \left( \frac{12}{13} \right) \right) = 38$$

$\rightarrow \lambda_{n,lim} > \lambda_n$  **Søylen er ikke slank, trenger ikke å regne 2.ordens momenter på søyla**

### Beregning i y-retning

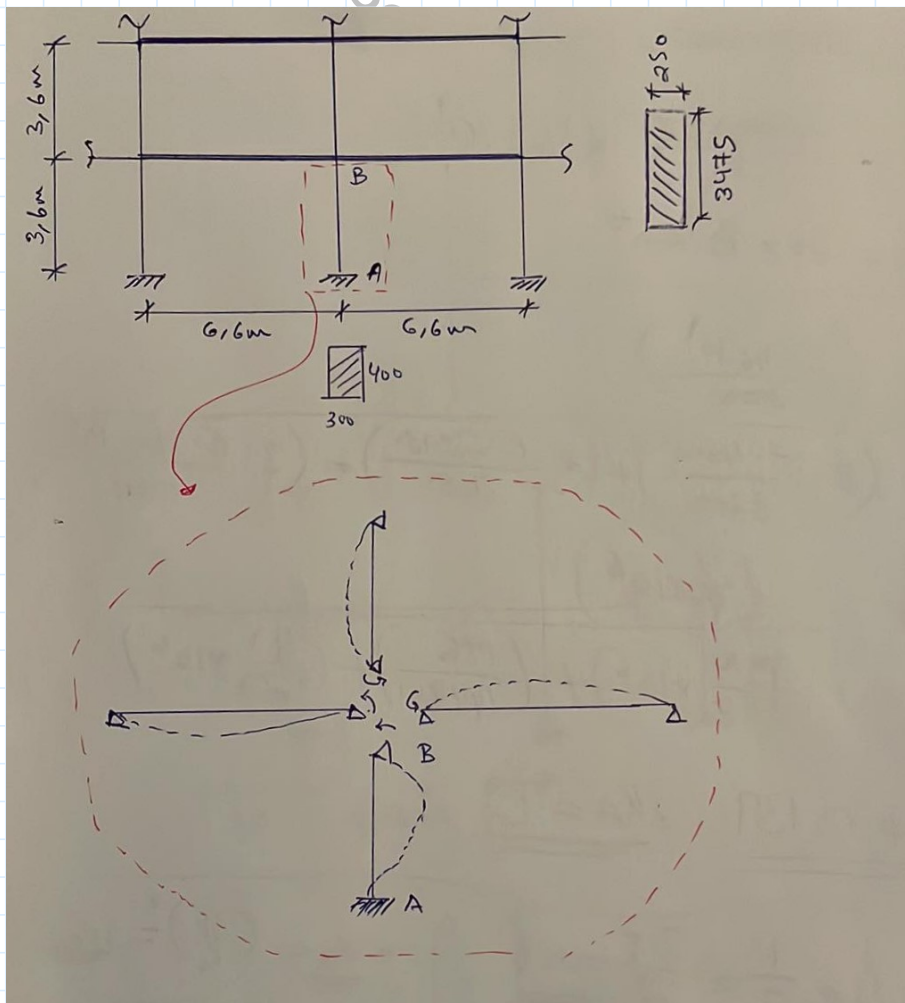
#### Beregning som kort søyle

Igjen, det er bare minimumsarmering som kreves basert på dimensjonsløs kraft og moment. Ved å benytte M-N diagram med  $d/h = 41/300 = 0.14 \approx 0.15$ , 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)



information.

Ved å benytte samme fremgangsmåten som i x-retning, finnes:  $k_A = 0$  og  $k_B = 0.60$

Knekk lengdefaktor (uforskyvelig søyle):  $\beta_0 = 0.60$

Knekk lengde:  $l_0 = 0.60 \cdot 3600 = 2160 \text{ mm}$

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)

$$N_{Ed} = 1600 \text{ kN} \qquad n = 0.38 \qquad M_{Ed;y} = M_{02y} = 104 \text{ kNm} \qquad A_{sy} = 256 \pi$$

$$\omega = \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = \frac{500 \cdot 256 \pi}{35 \cdot 300 \cdot 400} = 0.096 \quad \rightarrow \quad d/h = 0.10 \text{ M-N diagram} \quad \rightarrow \quad m \approx 0.09$$

$$M_{RD} = m \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h^2 = 151 \text{ kNm}$$

Om z-akse (svak aske)

$$N_{Ed} = 1600 \text{ kN} \qquad n = 0.38 \qquad M_{Ed;z} = M_{02z} = 57 \text{ kNm} \qquad A_{sz} = 384 \pi$$

$$\omega = \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = \frac{500 \cdot 384 \pi}{35 \cdot 300 \cdot 400} = 0.14 \quad \rightarrow \quad d/h = 0.15 \text{ M-N diagram} \quad \rightarrow \quad m \approx 0.10$$

$$M_{RD} = m \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h^2 = 126 \text{ kNm}$$

$$N_{RD} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s = (19.8 \cdot 400 \cdot 300) + (434 \cdot 512 \pi) = 3074 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1600}{3074} = 0.52$$

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  $x = 0.52 \quad \rightarrow$

$$y(0.52) = 1.35 = a$$

Kapasitetskontroll med likning 5.39

$$\left( \frac{M_{Ed;z}}{M_{Rd;z}} \right)^a + \left( \frac{M_{Ed;y}}{M_{Rd;y}} \right)^a \leq 1.0$$

$$\rightarrow \left( \frac{57}{126} \right)^{1.35} + \left( \frac{104}{151} \right)^{1.35} = 0.94 \leq 1.0$$

**ok**

## Skjærkapasitet

I z-retning  $V_{Ed;z} = 55 \text{ kN}$   $A_s = 2 \cdot \emptyset 16 = 128 \pi$   $b = 300$   $d = 359$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0037$$

I y-retning  $V_{Ed;y} = 34 \text{ kN}$   $A_s = 3 \cdot \emptyset 16 = 192 \pi$   $b = 400$   $d = 259$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0058$$

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

Kapasitet z-retning  $C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$   $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{359}} = 1.74$   $k_1 = 0.15$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{bh} = \frac{1600 \cdot 10^3}{300 \cdot 400} = 13.33 = 13.33 \text{ MPa} \leq 0.20 f_{cd} = 3.96 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd;c} = \left( C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + (k_1 \cdot \sigma_{cp}) \right) b_w \cdot d = 116.8 \text{ kN} < V_{Ed}$$

Sjekker skjærtrykk kapasitet

$$V_{Rd;y;max} = 0.5 \cdot 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 550 \text{ kN} > V_{Ed} \quad \text{ok}$$

Kapasitet y-retning  $C_{Rd;c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$   $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{259}} = 1.88$   $k_1 = 0.15$

$$\sigma_{cp} = 3.96 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd;c} = \left( C_{Rd;c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + (k_1 \cdot \sigma_{cp}) \right) b_w \cdot d = 116.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd;c;z;min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 55.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd;c;z} > V_{Rd;c;z;min} > V_{Ed}$$

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 bøyler ved å se søyle og bjelke kravene i EC2, hvor de strengeste brukes for sikkerhetsskyld

$$\text{EC2-1-1 9.2.(6) + NA.:} \quad s_{l,max} = 0.6 h' (1 + \cot \alpha) = 0.6 \cdot 318 \cdot \left( 1 + \frac{\cos(90^\circ)}{\sin(90^\circ)} \right) = 190.8 \text{ mm}$$

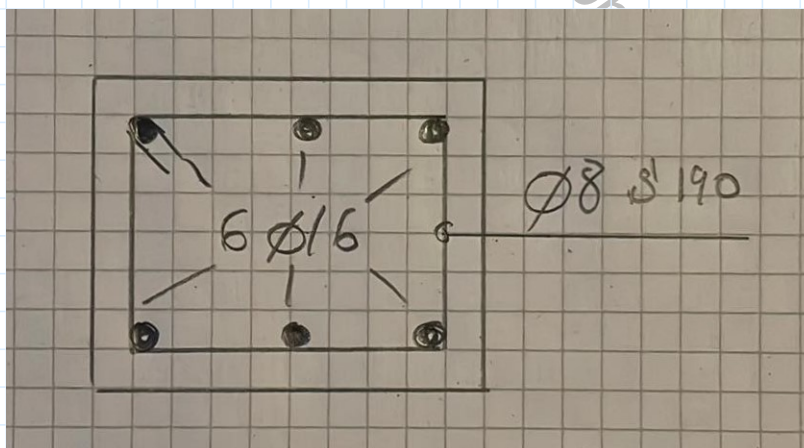
$$\text{EC2-1-1 9.2.(6) + NA.:} \quad s_{c,t,max} = [ 15 \varnothing_{min}; \min(b, h) ; 400\text{mm} ]$$

$$15 \varnothing = 15 \cdot 16 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

$$\min(b, h) = \min(300, 400) = 300 \text{ mm}$$

--> **Velger Ø8 bøyler s 190mm**

Konklusjon kantsøyler:

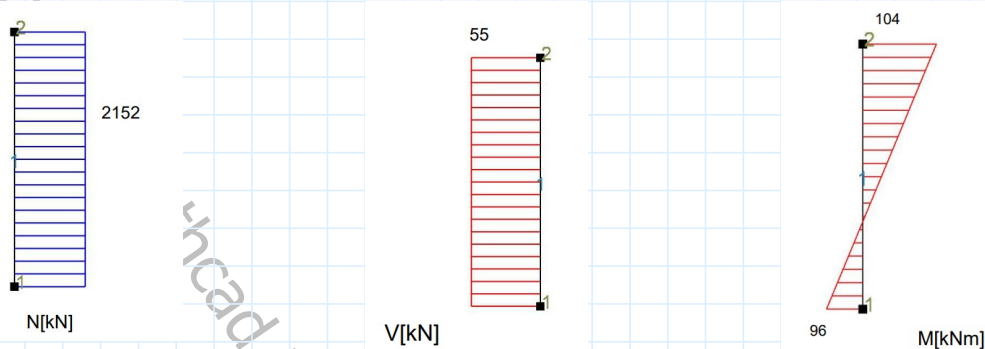


## Innersøyle G-18

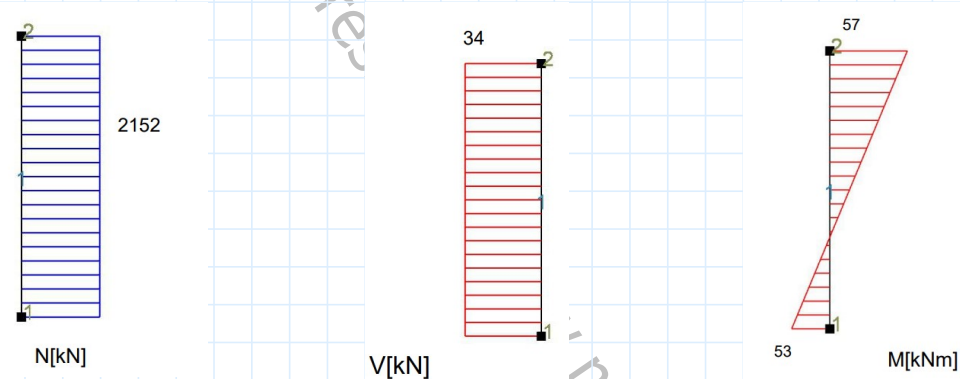
Dimensjonerende Lastvirkninger fra statisk analyse i Focus

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 innersøyler 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:

$$l_{bd} = 50 \cdot \varnothing = 50 \cdot 16 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$$

## Skjærfriskjonskapasitet for søylene i etasjeskjøtene

Krav for skjærkapasitet mellom kalde fuger står i EC2-1-1 6.2.5

$$v_{Rd,i} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} > v_{Ed} ; \rho = \frac{A_s}{A_i} ; v = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) ;$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_i} ; f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{2.2}{1.50} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{b_i \cdot z} ; \text{ Full overførsel av skjærkraften, altså } \beta = 1.0$$

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

$$\mu = 0.70 \text{ og } c = 0.45$$

De største lastvirkningene (N & V) er i innersøylene (x-retning er kritisk)

$$N_{Ed} = 2152 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 55 \text{ kN}$$

Armering som går gjennom fugen  $A_s = 6 \cdot \varnothing 16 = 384 \pi$

Regner de nødvendige størrelsene:

$$\rightarrow v_{Ed} = \frac{55 \cdot 10^3}{400 \cdot 300} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{384 \pi}{400 \cdot 300} = 0.010$$

$$\rightarrow \sigma_n = \frac{2152 \cdot 10^3}{400 \cdot 300} = 17.9 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v = 0.6 \left( 1 - \frac{35}{250} \right) = 0.516 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v_{Rd,i} = (0.45 \cdot 1.25) + (0.70 \cdot 17.9) + 0.010 \cdot 384 \pi (0.70 \cdot \sin 90 + \cos 90) = 38.6 \text{ MPa}$$

$$0.5 v f_{cd} = 0.5 \cdot 0.516 \cdot 19.8 \text{ MPa} = 5.1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow v_{Ed} = 0.46 \text{ MPa} < 5.1 \text{ MPa}$$

ok

Nok skjærfriskjonskapasitet

## 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

$$a_1 = 50 + 3 t_u \qquad b_1 = (0.8 b' + 3 t_u) \leq b'$$

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  $b' = 280 \text{ mm}$

$$a_{1u} = 50 + 3 \cdot 15 = 95 \text{ mm}$$

$$b_{1u} = 0.8 \cdot 280 + 3 \cdot 15 = 269 \text{ mm}$$

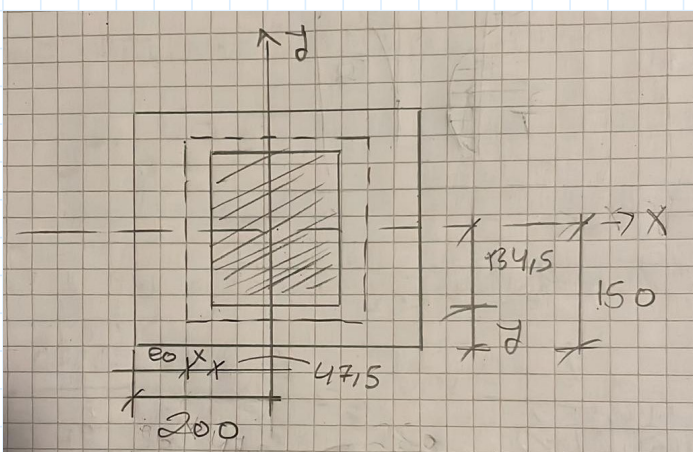
$$A_{c0} = a_1 \cdot b_1 = 95 \cdot 269 = 25555 \text{ mm}^2$$

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)

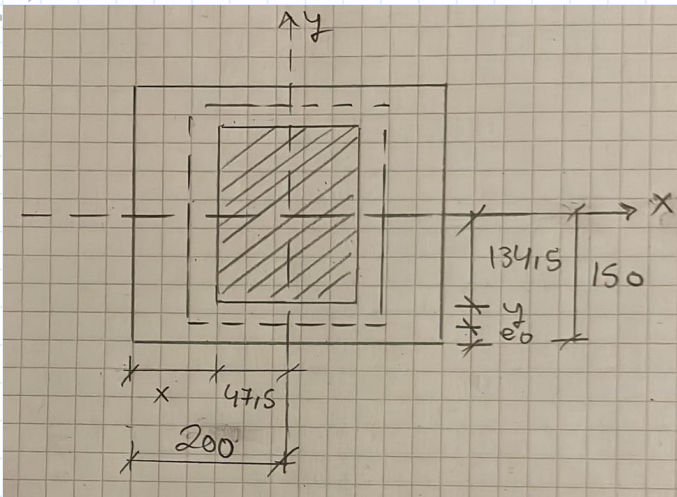
$$(a_1 + 2 y) = 95 + (15.5 \cdot 2) = 126 \text{ mm}$$

$$(b_1 + 2 y) = 269 + (15.5 \cdot 2) = 300 \text{ mm}$$

$$A_{c1} = (a_1 + 2 y) \cdot (b_1 + 2 y) = 37800 \text{ mm}^2$$



## 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. tempertur eller vind virker i denne retningen sammen med aksialkraften:

$$\text{EC2-1-1 6.5.3(3): for delvis diskontinuelrige regioner, blir } T = \frac{1}{4} \cdot \frac{b-a}{b} \cdot F \quad ; \quad \text{hvor:}$$

$$b = a_2 = 126 \text{ mm} \quad ; \quad a = a_1 = 95 \text{ mm} \quad ; \quad F = N_{Ed} = 350 \text{ kN}$$

$$\rightarrow T \approx 22 \text{ kN}$$

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

$a = 400 \text{ mm}$  Søyrens 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 spaltestrek-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  $n = \frac{196}{2 \cdot \pi \cdot 4^2} = 1.94 \approx 2 \text{ bøyler}$

$$s = \frac{126}{2} = 63 \text{ mm}$$

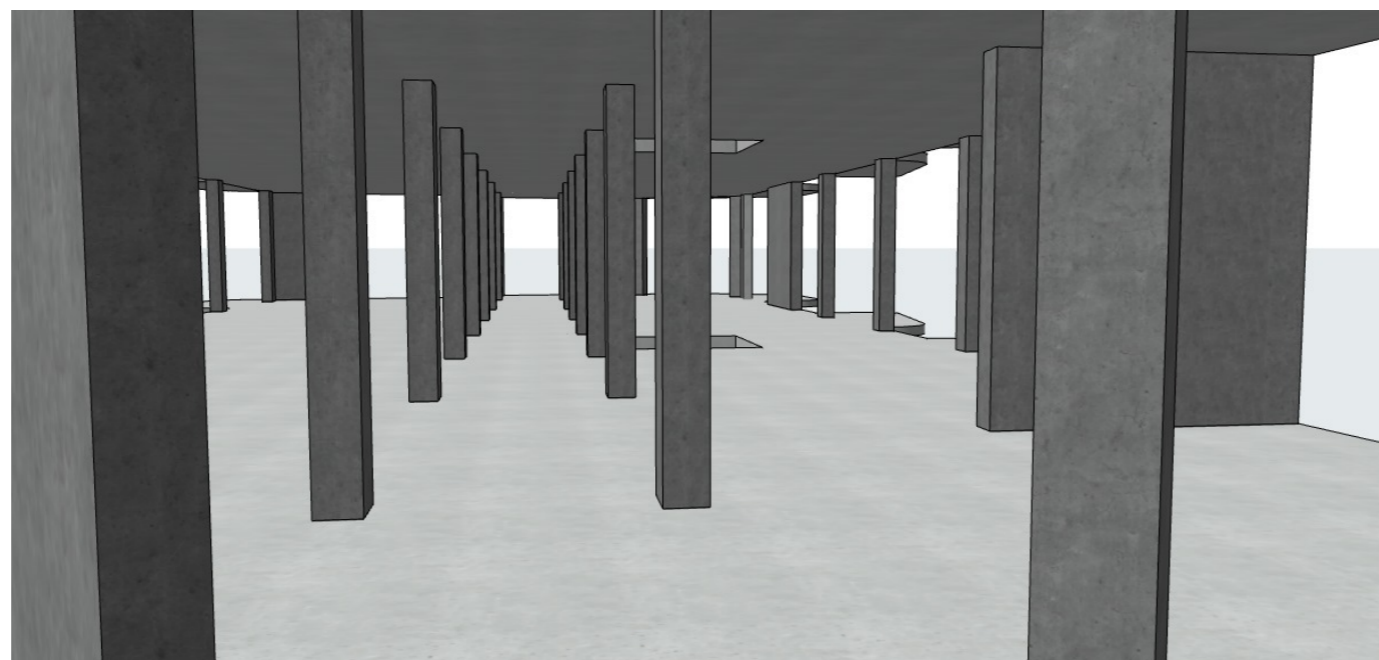
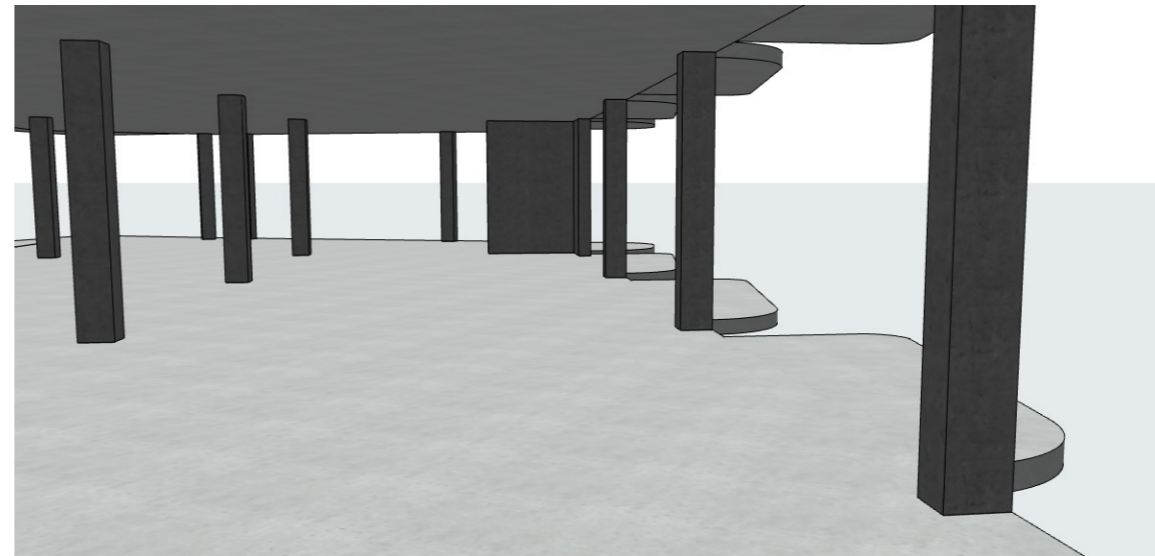
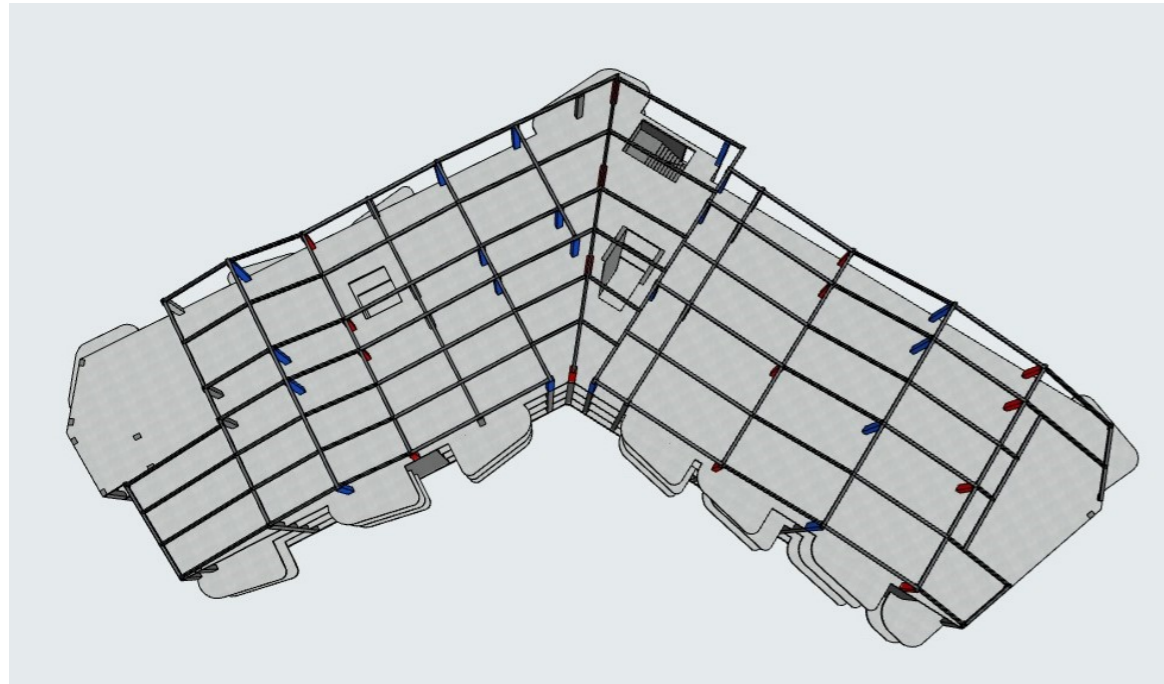
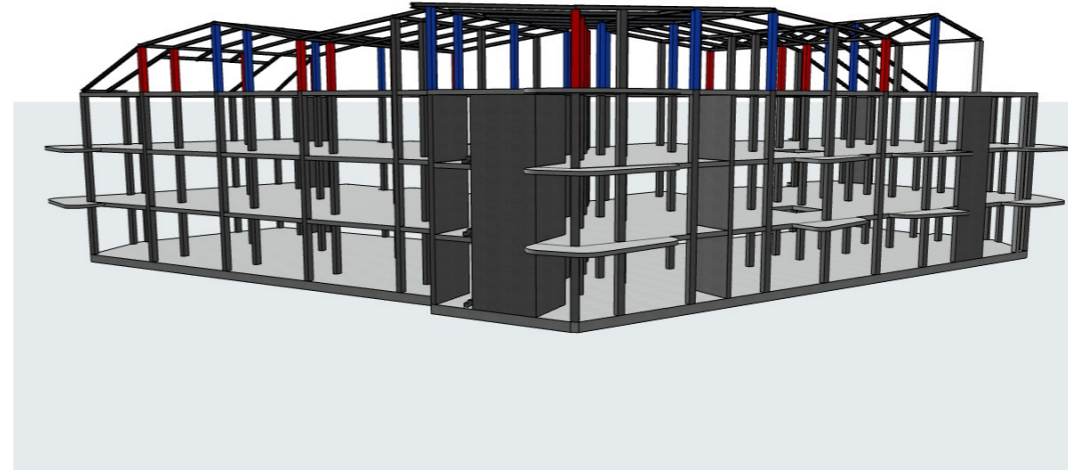
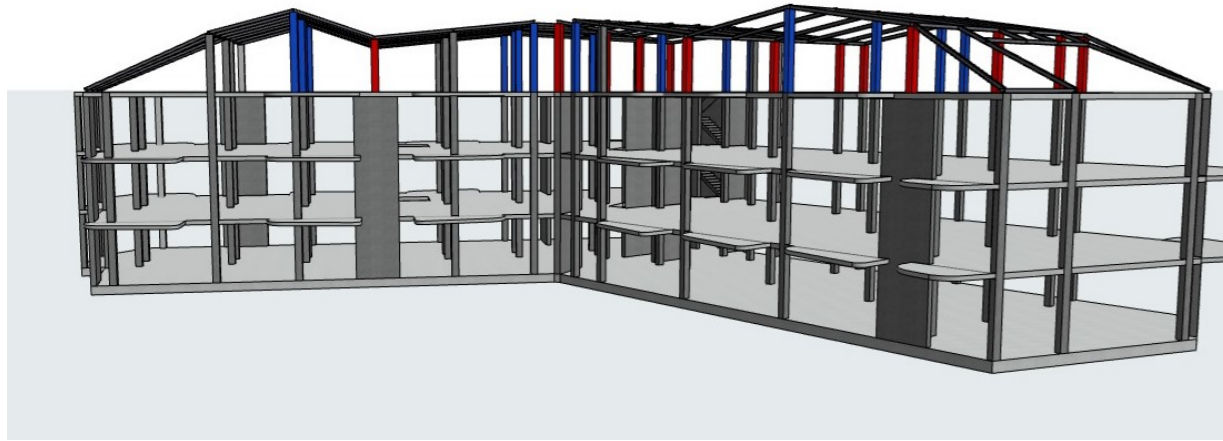
--> **Benytter 2Ø8 s63 i alle søyletopp i bygget.** Siden  $Z_{s2}$  var inkludert i beregningen må disse plasseres nærmest toppen, men dette ivaretas av lengdearmeringen som blir bøyd som kryssende kroker i søyletoppen  
Se tegning 16 for resultatene

Denne siden er satt med vilje tom

Tegninger

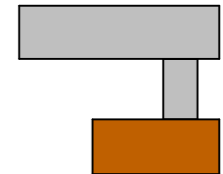
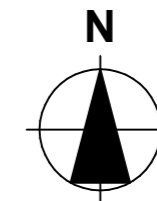
Denne siden er satt med vilje tom

# 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

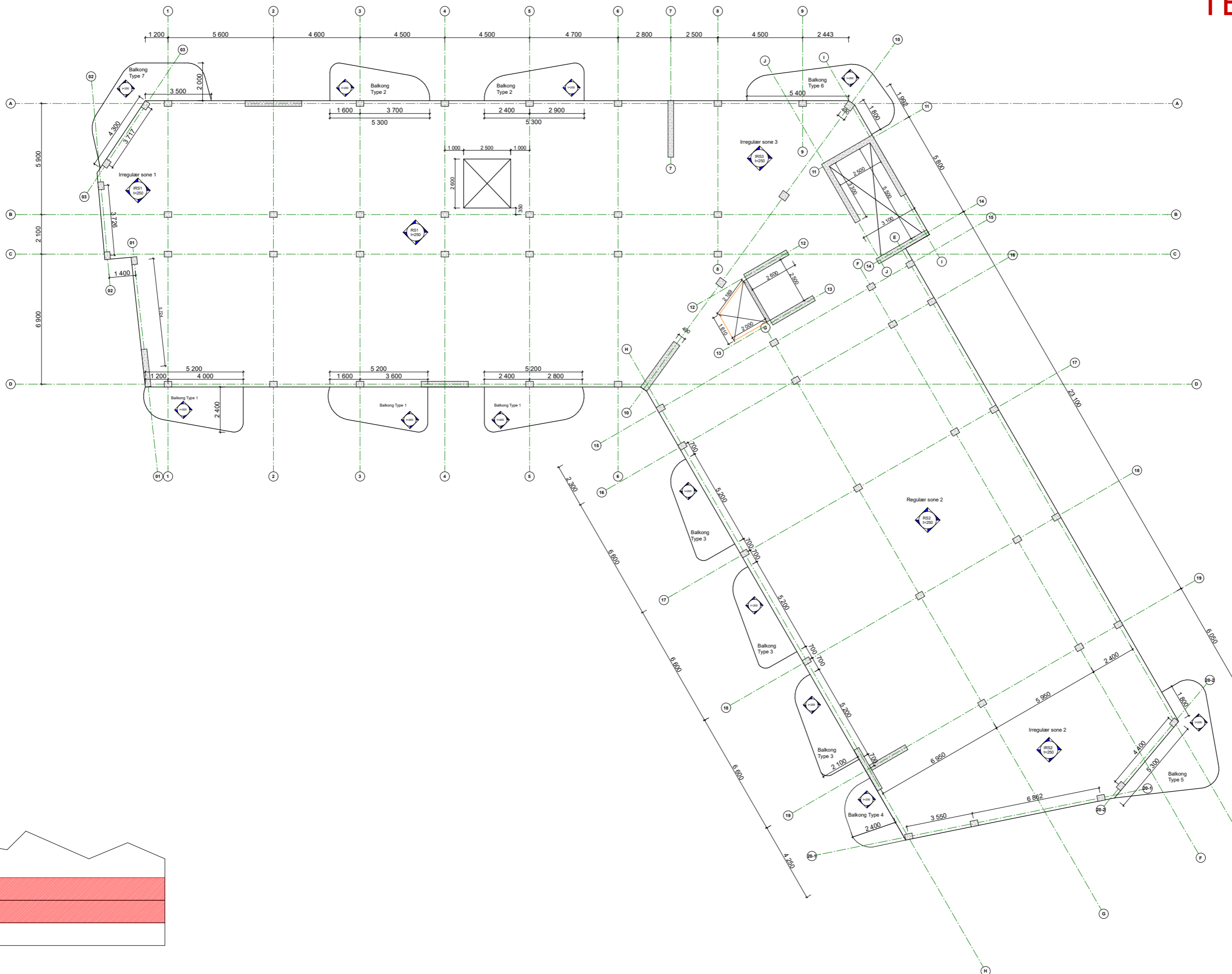
**Bachelor oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

Prosjektnr.: <b>Gruppe9</b>	Dato <b>26.04.2023</b>
--------------------------------	---------------------------

Type tegning: <b>3D visninger fra konstruksjonsmodellen</b>	Målestokk
--	-----------



# TEGNING 3



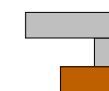
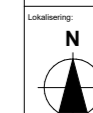
**Merknader:**

\* RS1 & RS2 er soner med jevn rektangulær søyleplassering. Området er analysert med bjelkemethoden

\* 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

\* 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 Dronningens gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf: 735 16 830  
ark@skibnes.no
- RB : K.K, A.R, & M.A. NTNU, Institutt for konstruksjonsteori
- Vælder : Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteori

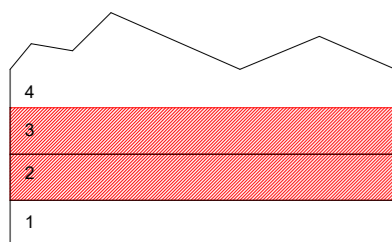
From  
**Detaljprosjektering**

Tiltaleshavere  
**Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt  
**Bachelor oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

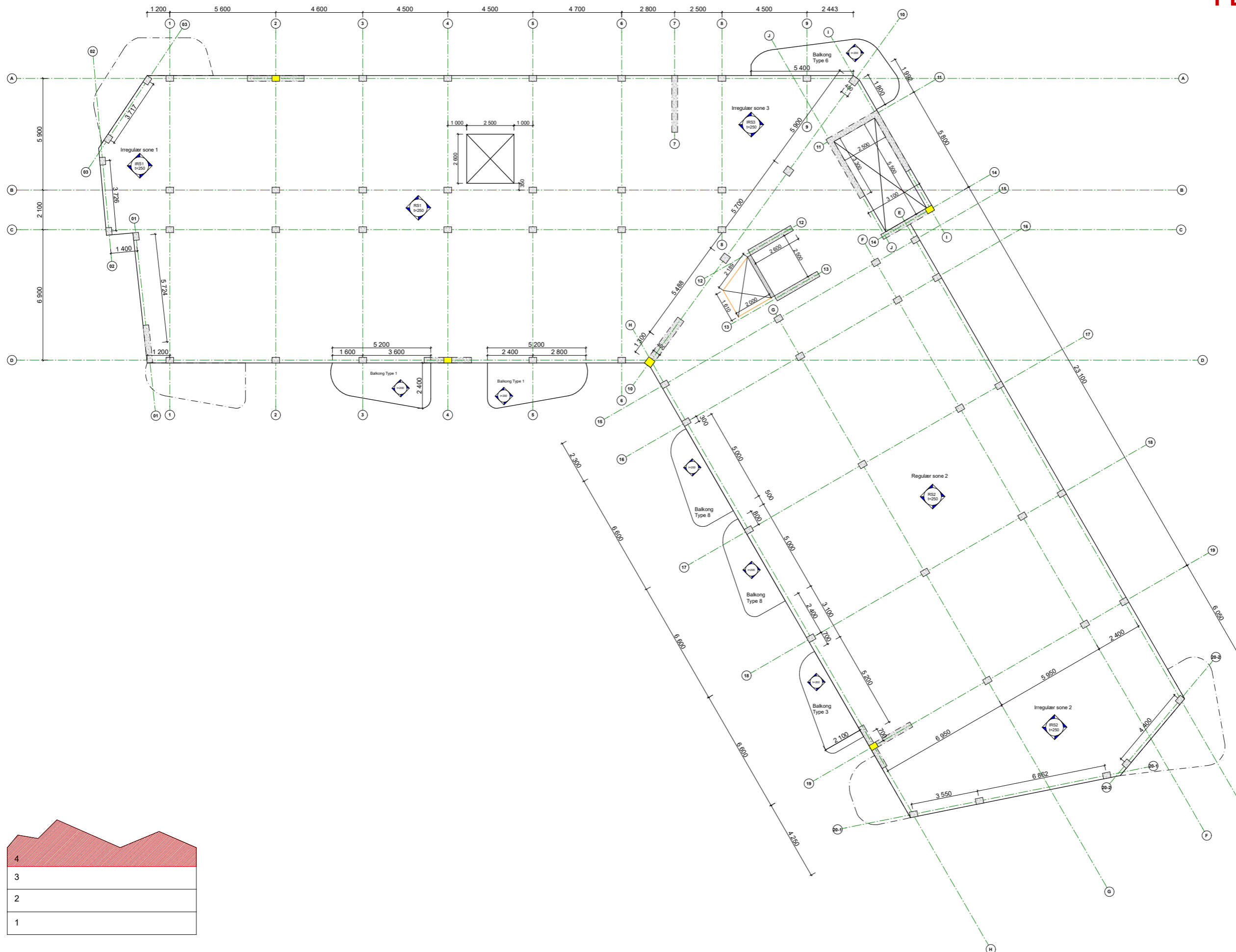
Prosjekt: **Gruppe9** Dato: **29.04.2023**

Type tegning: **Dekke oppsett og akser 2- & 3-ETG** Målestokk: **1:100**





# TEGNING 4



- Merknader:**
- \* RS1 & RS2 er soner med jevn rektangulær søyleplassering. Området er analysert med bjelkemethoden
  - \* 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: 1 stk  
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
  - \* Søylene markert med gul er søyler plantet over veggskiver i 3-ETG

Lokalisering:

Prosjektgruppe:

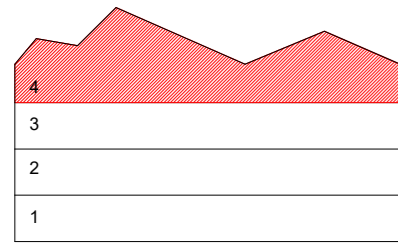
- ARK : Skibnes Arkitekter
- RB : K.K, A.R, & M.A
- Vælder : Jan Arve Øverli

From: **Detaljprosjektering**

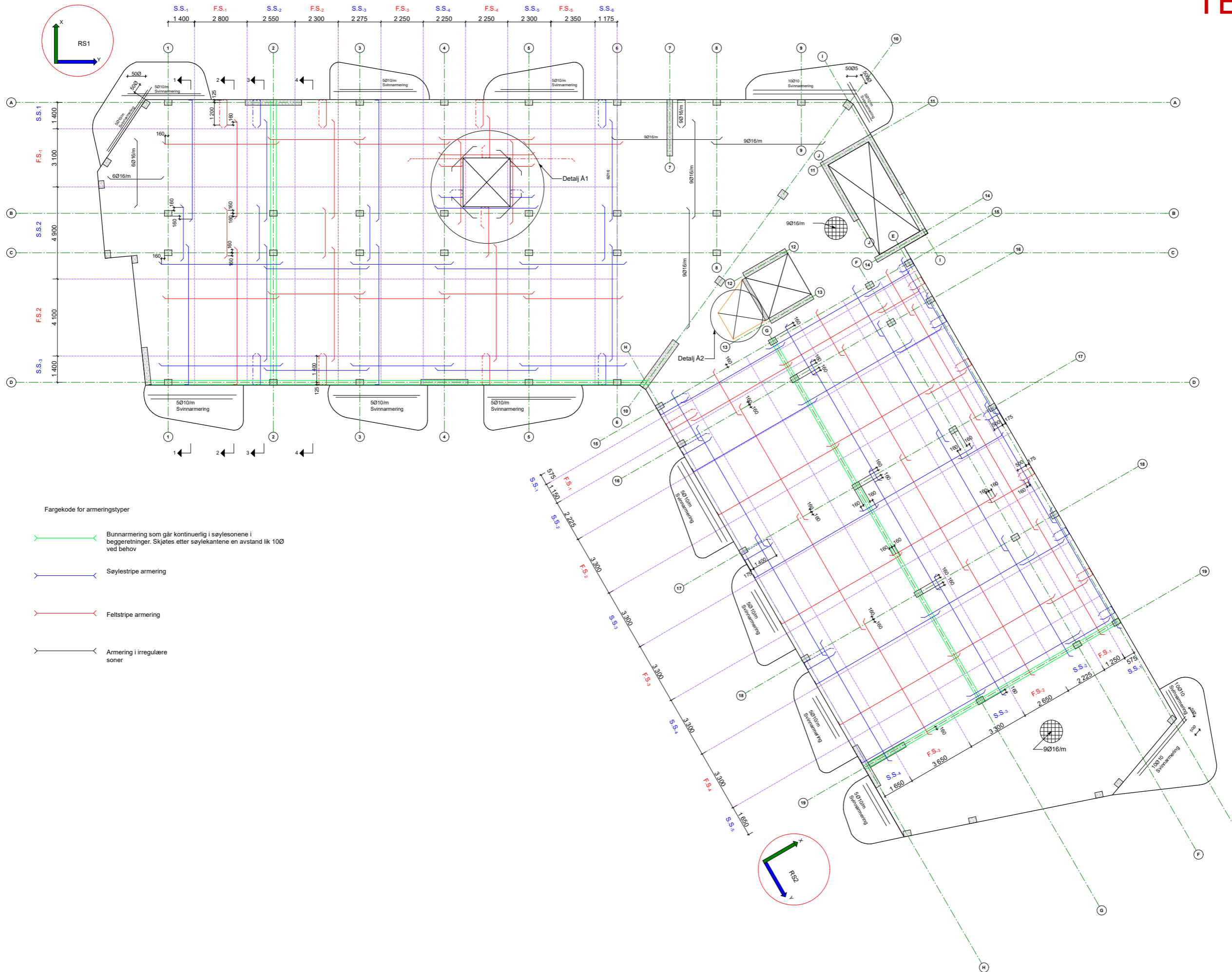
Tilskrivning: **Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt: **Bachelor oppgave Lade Alle Lade Alle 84 7041 Trondheim**

Prosjektgruppe: <b>Gruppe9</b>	Dato: <b>29.04.2023</b>
Type tegning: <b>Dekke oppsett og aksennett 4-ETG</b>	Målestokk: <b>1:100</b>



# TEGNING 5



**Merknader:**

Platen var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:  
 Egenlast: 10.32 kN/m<sup>2</sup>  
 Nyttelast: 3.0 kN/m<sup>2</sup>

Balkongene var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:  
 Egenlast: 5.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Nyttelast: 4.0 kN/m<sup>2</sup>

Overdekninger:  
 Etasjeskiller: C<sub>nom</sub>=25mm (XC1)  
 Balkonger: C<sub>nom</sub>=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 åpningene 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

- Fargekode for armeringstyper
- Bunnarmering som går kontinuerlig i søylesonene i begge retninger. Skjøtes etter søylekantene en avstand lik 10Ø ved behov
  - Søylestripe armering
  - Feltstripe armering
  - Armering i irregulære soner

Lokalisering:

Prosjekteringsgruppen:

- ARK : Skibnes Arkitekter Dronningens gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf: 735 16 830  
ark@skibnes.no
- RB : K.K. A.R. & M.A. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Velleier : Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

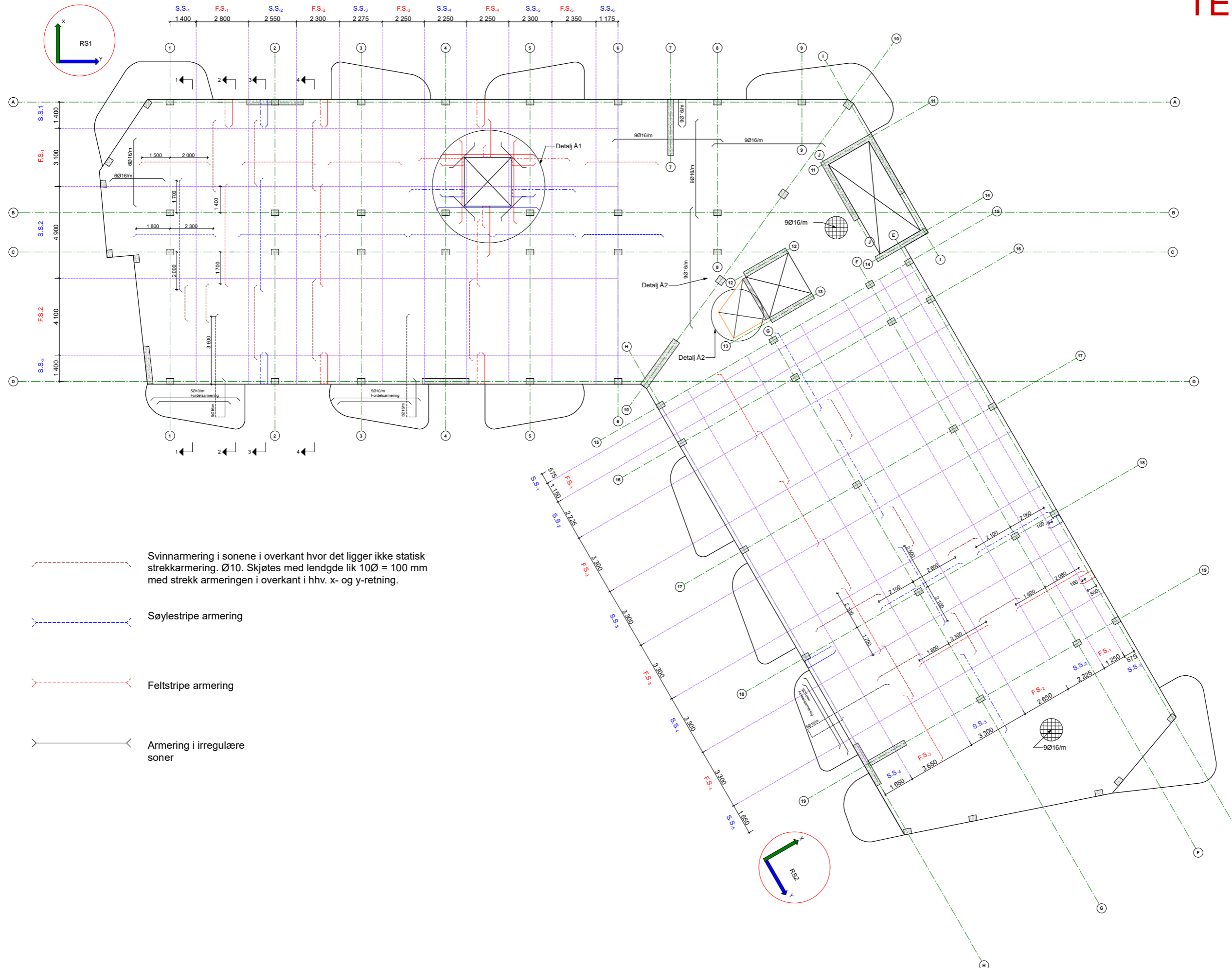
Form: **Detaljprosjektering**

Tilskafavere: **Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt: **Bachelor oppgave Lade Alle**  
 Lade Alle 84  
 7041 Trondheim

Prosjektgruppe: <b>Gruppe9</b>	Dato: <b>29.04.2023</b>
Type tegning: <b>Bunnmatte armering i 2 &amp; 3-ETG</b>	Målestokk: <b>1:100</b>

# TEGNING 6



- Svinnarmering i sonene i overkant hvor det ligger ikke statisk strekkarmering. Ø10. Skjøtes med lengde lik  $10\phi = 100$  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:  $10.32 \text{ kN/m}^2$   
Nyttelast:  $3.0 \text{ kN/m}^2$
- . Balkongene var prosjektert for følgende laster i bruddgrensetilstand:  
Egenlast:  $5.0 \text{ kN/m}^2$   
Nyttelast:  $4.0 \text{ kN/m}^2$
- . overdekninger:  
Etasjeskiller:  $c_{nom}=25\text{mm}$  (XC1)  
Balkonger:  $c_{nom}=35\text{mm}$  (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)

Lokalering:

Prosjekteringsgruppen:

- ARK : Skibnes Arkitekter Doringsengs gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf: 735 16 830  
ark@skibnes.no
- RB : K.K, A.R, & M.A NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Velleier : Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

From: **Detaljprosjektering**

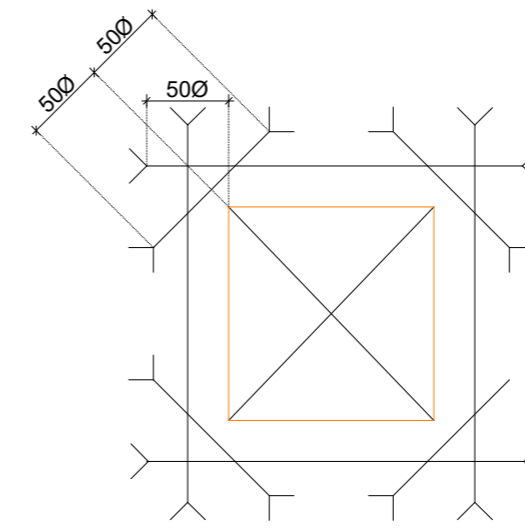
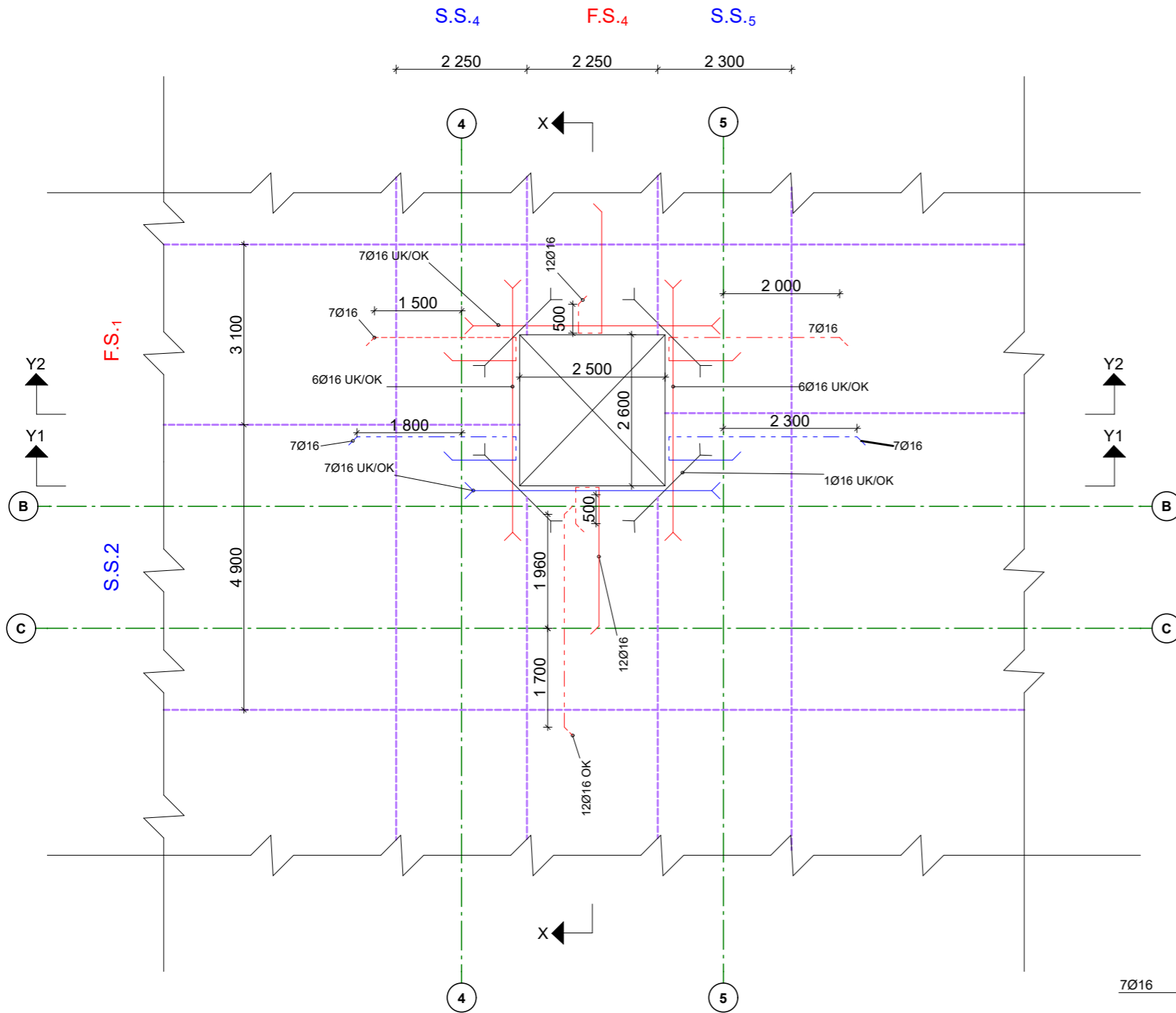
Tilskriver: **Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt: **Bachelor oppgave Lade Alle**  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim

Prosjekt: <b>Gruppe9</b>	Dato: <b>29.04.2023</b>
Type tegning: <b>Toppmatte armering i 2 &amp; 3-ETG</b>	Målestokk: <b>1:100</b>

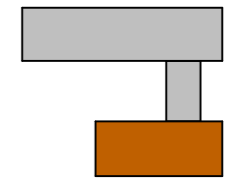
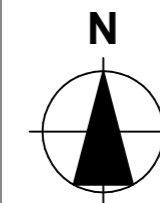
Merknader:

# 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

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

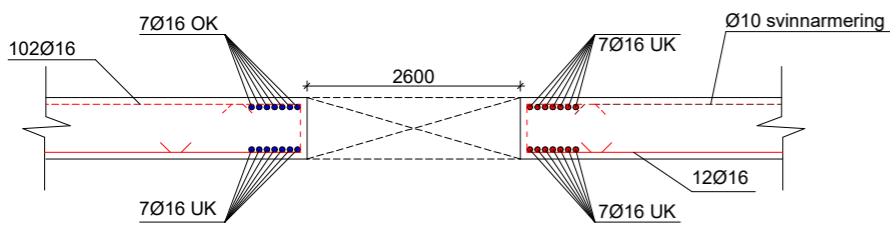
**Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt

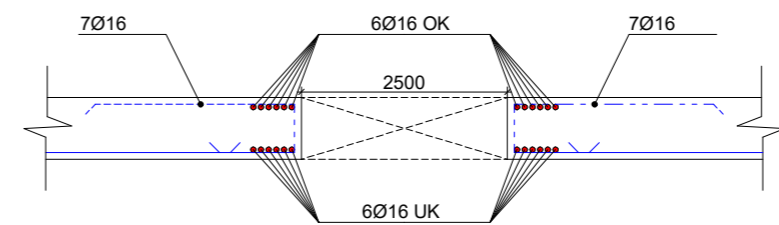
**Bachelor oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

Prosjektnr.:  
**Gruppe9**

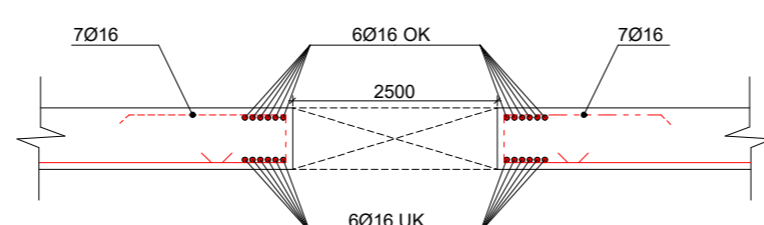
Dato  
**26.04.2023**



Snitt X



Snitt Y1



Snitt Y2

Type tegning:  
**Detalj A1 i flattdekke**

Målestokk  
**1:100**

Armeringsmengder i bunnmatte

RS1

Akser (x-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene					Form og lengder			
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub> - S.S. <sub>5</sub> & F.S. <sub>2</sub> - F.S. <sub>5</sub>	S.S. <sub>6</sub>	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				

TEGNING 8

Akser (y-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene					Form og lengder	
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	F.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub>	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		

RS2

Akser (x-retning)	Mengder fra analyse		Mengder fordelt over alle stripene					Form og lengder			
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub> - S.S. <sub>4</sub> & F.S. <sub>2</sub> - F.S. <sub>4</sub>	S.S. <sub>5</sub>	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 stripene							Form og lengder	
	Søylestriper	Feltstriper	S.S. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	F.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub>	F.S. <sub>3</sub>	S.S. <sub>4</sub>	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. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub>	S.S. <sub>4</sub>	S.S. <sub>5</sub>	S.S. <sub>6</sub>	F.S. <sub>1</sub>	F.S. <sub>2</sub> - F.S. <sub>5</sub>
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. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	F.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub>
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. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	F.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub>	F.S. <sub>3</sub>	S.S. <sub>4</sub>	F.S. <sub>4</sub>	S.S. <sub>5</sub>
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. <sub>1</sub>	F.S. <sub>1</sub>	S.S. <sub>2</sub>	F.S. <sub>2</sub>	S.S. <sub>3</sub>	F.S. <sub>3</sub>	S.S. <sub>4</sub>
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

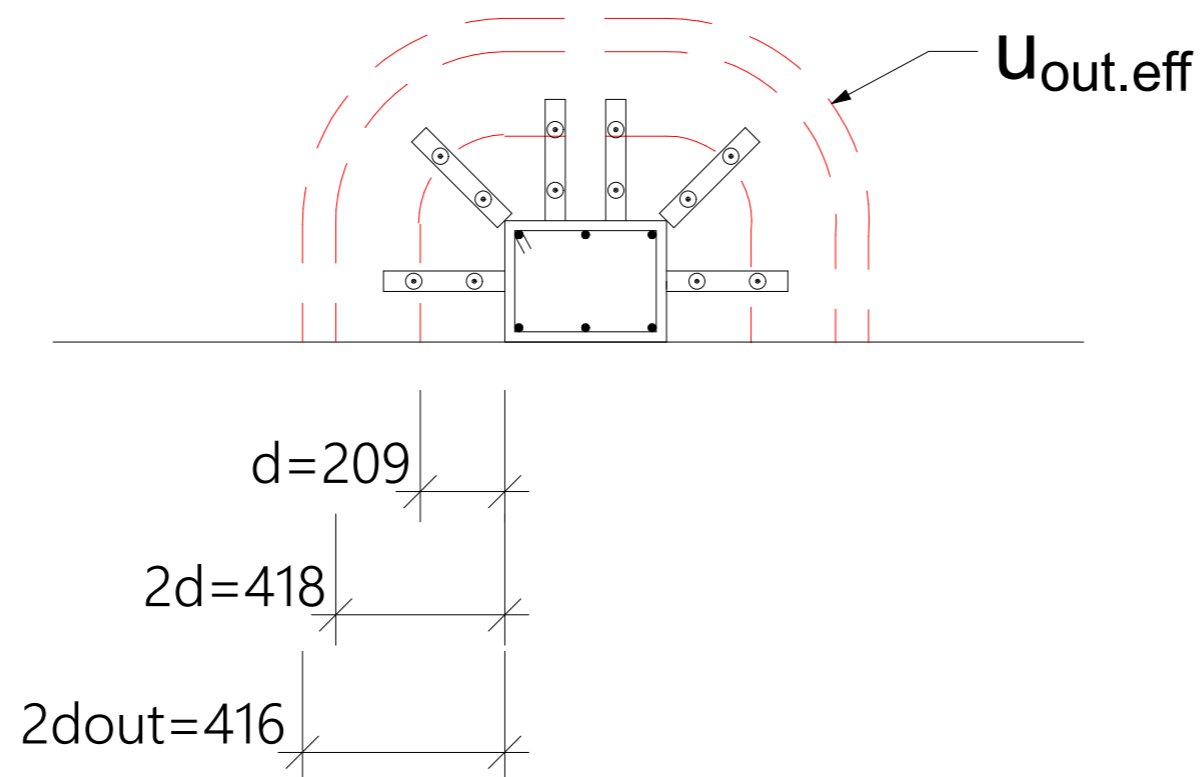
Prosjektnr..  
**Gruppe 9**

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):

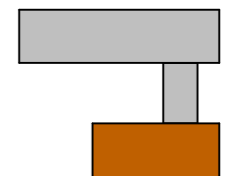
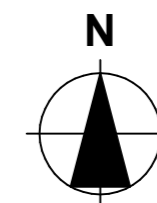
- Kantsøyle D2 i sone RS1
- Kantsøylene H16, H17, & H18 i sone RS2
- Innersøylene G17 & G18 i sone RS2

. Valgt plassering av armering:

- $s_0=75$ mm (fra søylens kant til senteret av første stang)
- $s_1= 150$  mm (c/c mellom stengene)
- $s_{t,max}=1.7d=353.6$ mm (innenfor omkrets med  $r = 1d$  fra søylen)
- $s_{t,max}= 3.5d= 731.5$  (utenfor omkrets 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 oppgave Lade Alle**  
**Lade Alle 84**  
**7041 Trondheim**

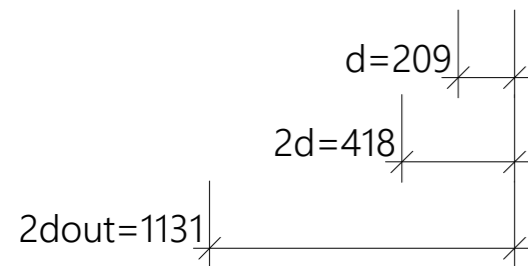
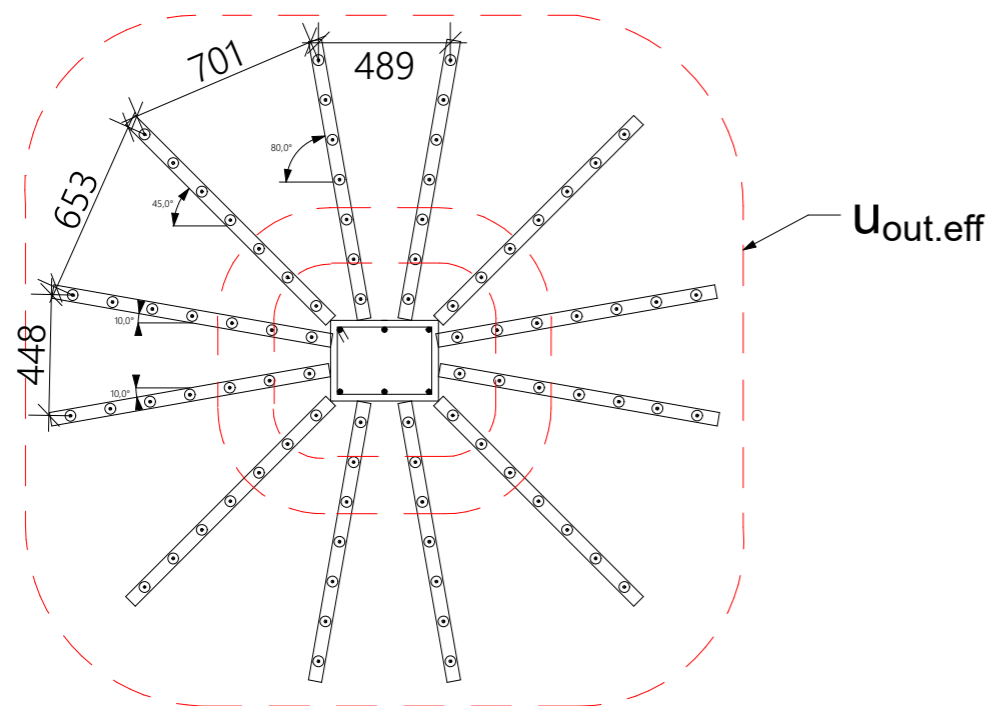
Prosjektnr.:  
**Gruppe9**Dato  
**26.04.2023**Type tegning:  
**Gjennomlokkingsarmering 1**

Målestokk

# TEGNING 11

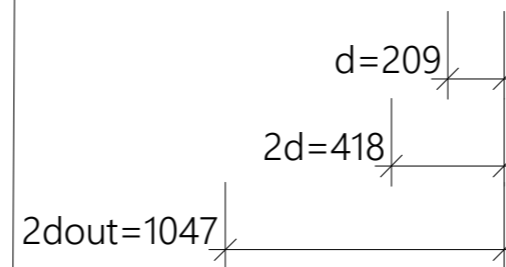
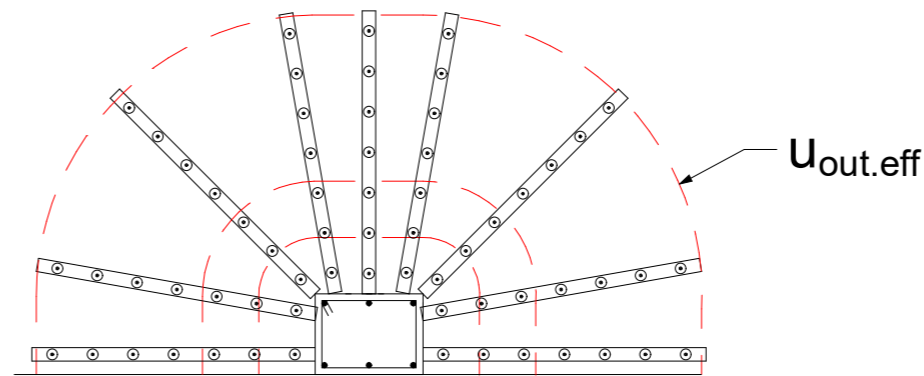
Sone: RS2  
Innersøylene G17 og G18

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):

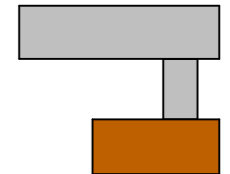
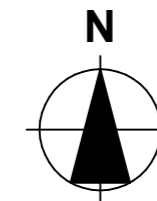
- Kantsøyle D2 i sone RS1
- Kantsøylene H16, H17, & H18 i sone RS2
- Innersøylene G17 & G18 i sone RS2

. 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 omkrets 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 oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

Prosjektnr.:  
**Gruppe9**

Dato  
**26.04.2023**

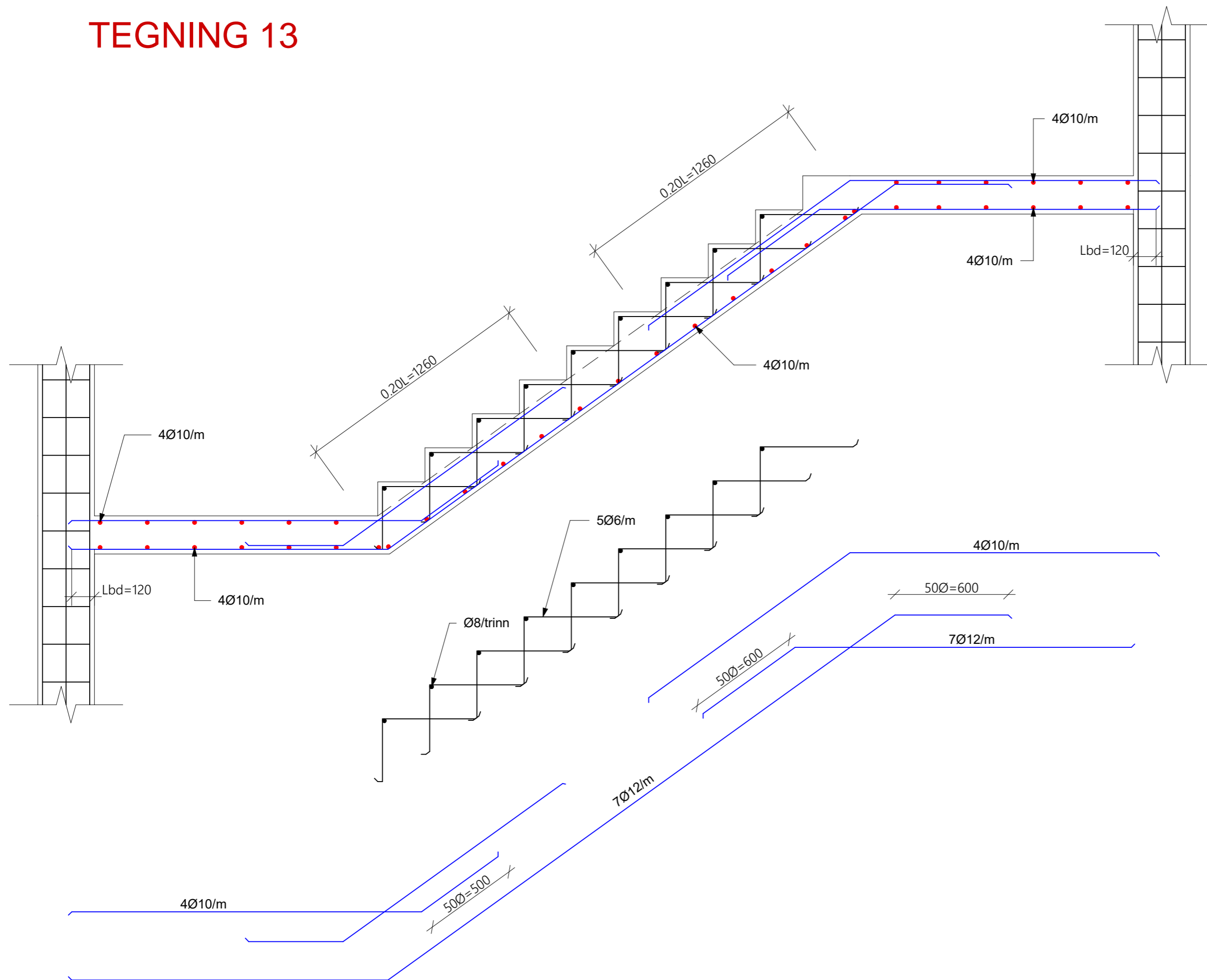
Type tegning:  
**Gjennomlokkingsarmering 2**

Målestokk





# TEGNING 13



**Merknader:**

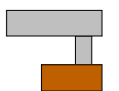
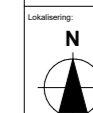
Trappa var prosjektert for følgende laster:

- Egenlast trappeplate: 5.0 kN/m<sup>2</sup>
- Egenlast trappetrinn: 1.8 kN/m<sup>2</sup>
- Nyttelast: 4.0 kN/m<sup>2</sup>

Saksformet utførelse av armeringen som vist på tegningen er viktig for å unngå store trykkspenningkonsentrasjoner som medfører sprø lokal trykkbrudd i betongen

**Materialer:**

Betong: B35  
Stål: B500NC



- Prosjekteringsgruppen
- ARK: Skibnes Arkitekter Dronningens gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf: 735 16 830  
ark@skibnes.no
  - RB: K.K, A.R, & M.A. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
  - Veileder: Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

**Form:**  
Detaljprosjektering

Tiltaleshavere  
**Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

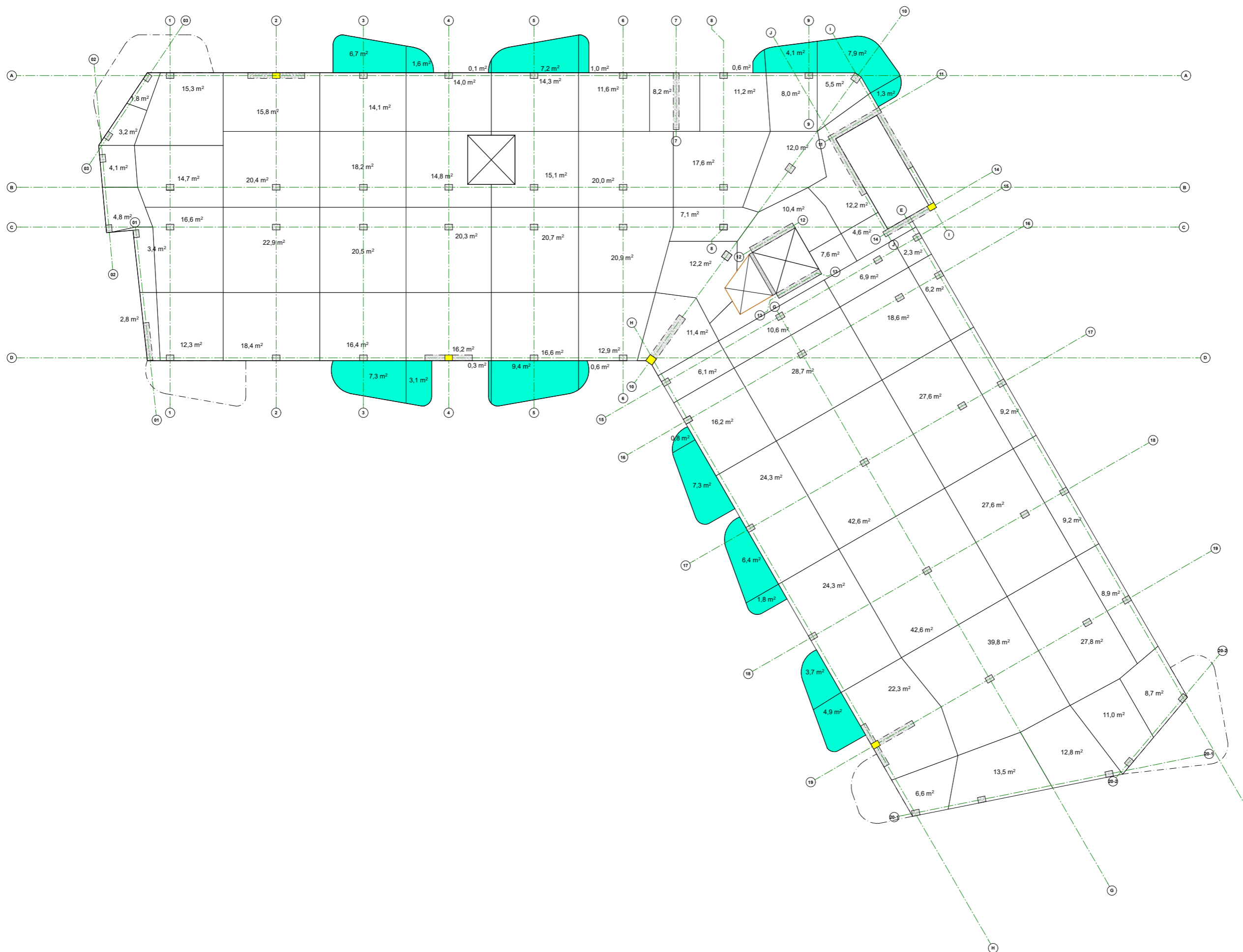
Prosjekt  
**Bachelor oppgave Lade Alle**  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim

Prosjekt: Gruppe9  
Dato: 29.04.2023

Type tegning: Detalj trappearmering  
Målestokk: 1:10



# TEGNING 15



- Merknader:**
- . 6 balkonger forsvinner i denne etasjen (stiplede linjene)(se plantegningene for dekkene)
  - . Balkongene i RS2 i 4-ETG forskyves relativt til de balkongene som ligger i 3-ETG, noe som gir forskjellig aksialkrefter i søylene nærmest balkongene enn i 3-ETG(se plan tegningene for dekke i 4-ETG)
  - . ALLE de vertikale veggskivene stopper inntil nivået O.K. 4ETG nivå (+10.80m) fra nivået O.K i 1-ETG
  - . De gul fargede søylene er søyler plantet over veggskivene som stoppes inntil O.K 4-ETG
  - . Sonen mellom bunnen av disse søylene og toppen av skivene er D-regioner. Det plasseres ekstra bøyer der for å ta opp spaltestrekk krefter som oppstår av diskontinuiteten.

Lokalisering:

Prosjektgruppe:

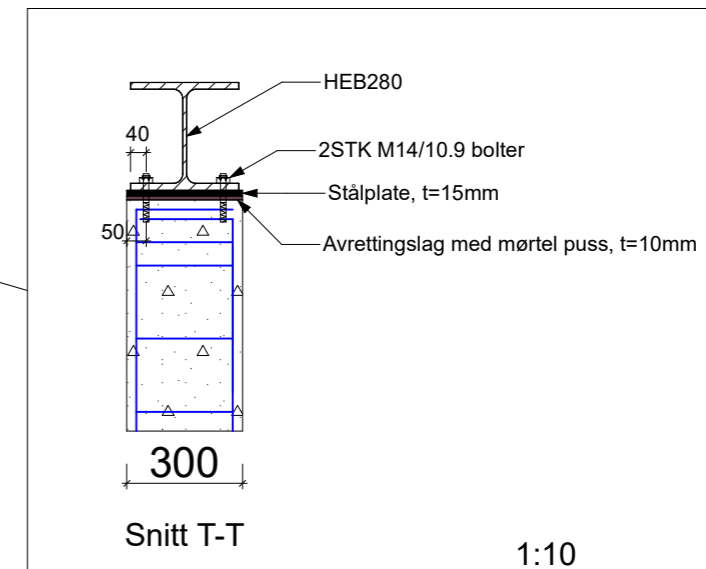
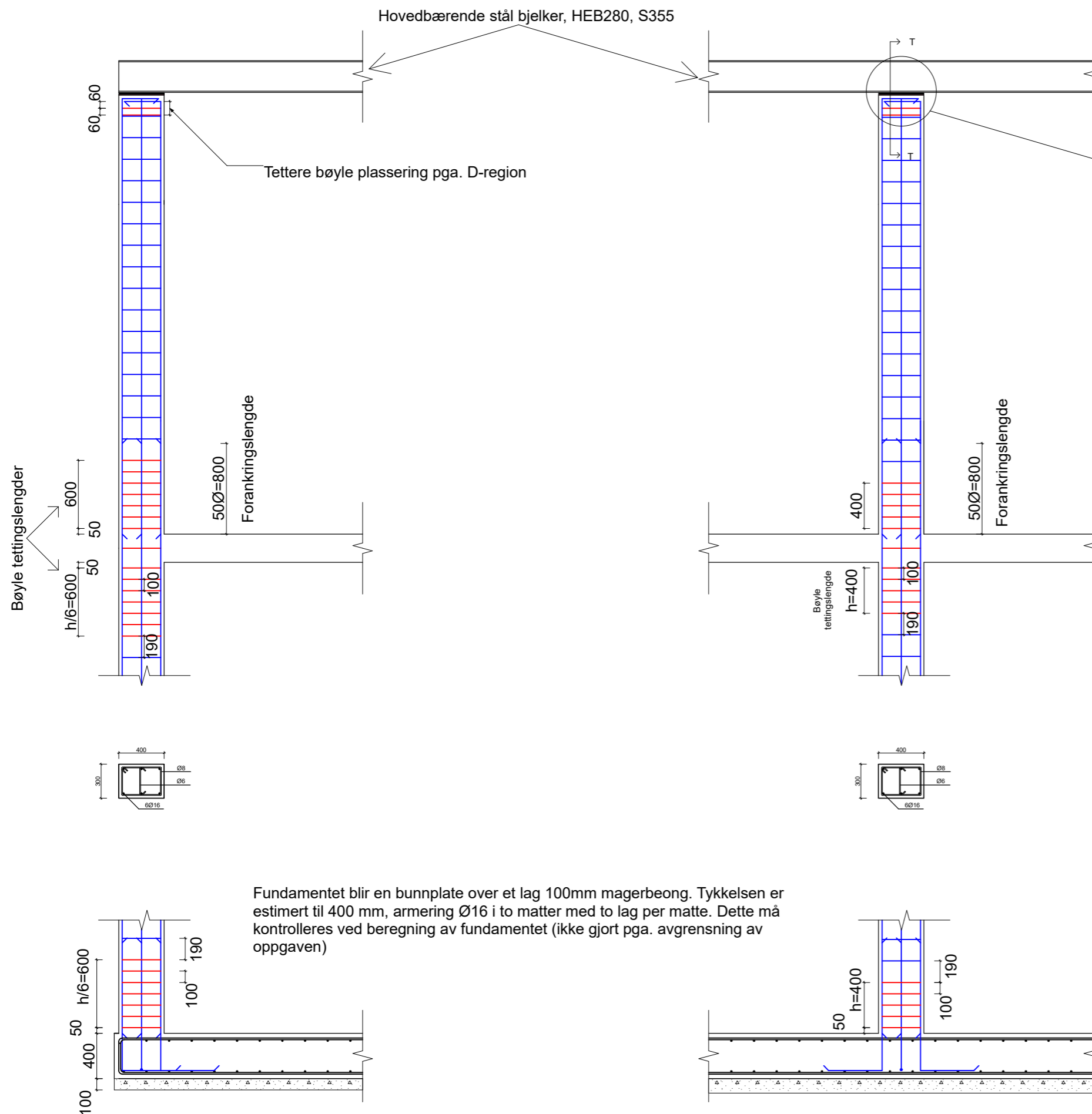
- ARK : Skibnes Arkitekter Domstorgens gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf. 735 16 830  
ark@skibnes.no
- RIB : K.K. A.R. & M.A. NTNU, Institutt for  
konstruksjonsteknikk
- Velleider : Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for  
konstruksjonsteknikk

Form: **Detaljprosjektering**

Tilskafavere: **Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

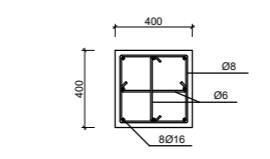
Prosjekt: **Bachelor oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

Prosjekt: <b>Gruppe9</b>	Dato: <b>29.04.2023</b>
Type tegning: <b>Søyle bærealer 4-ETG</b>	Målestokk: <b>1:100</b>



**Merknader:**

- . Dette er en tegning som viser søyledetaljer for kant og innersøyler i RS2
- . For søyler langs akse 10 og søyler i RS1, er armerings detaljer 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
- . Bøyfle senteravstander utenfor tettingssoner er 190mm i alle søyler
- . Den nominelle overdekningen er satt til 25mm (XC1)
- . De første bøyflene plasseres 50 mm fra dekkets OK/UK



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

Lokalisering:

Prosjektgruppe:

- ARK: Skibnes Arkitekter
- RB: K.K, A.R, & M.A
- Veileder: Jan Arve Øverli

Prosjekt: **Detaljprosjektering**

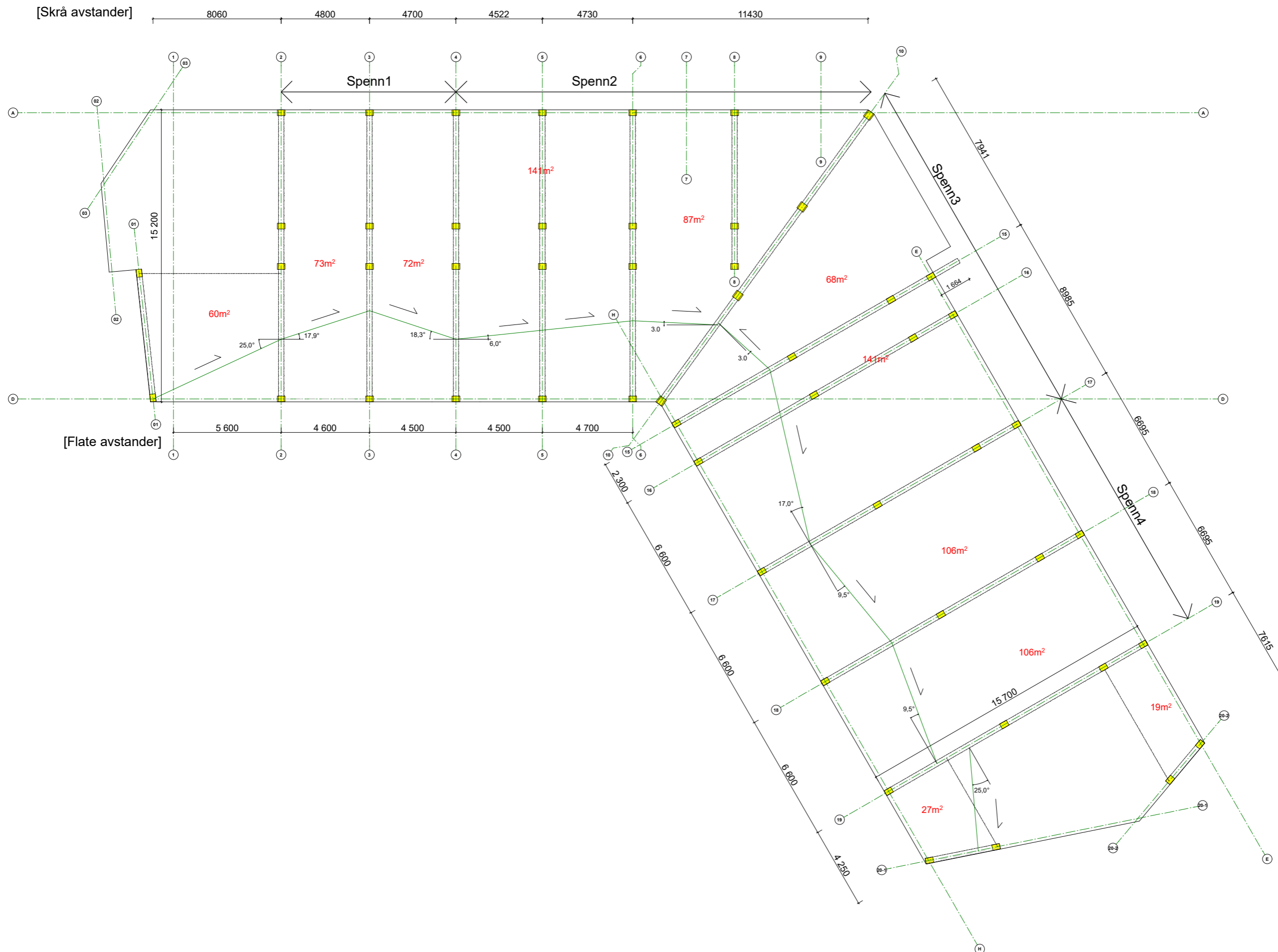
Tilskrivning: **Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt: **Bachelor oppgave Lade Alle**  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim

Prosjekt: **Gruppe9** 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/m<sup>2</sup>  
 Snølast: 5.4 kN/m<sup>2</sup>  
 Vindlast: 0.12 kN/m<sup>2</sup>  
 Total last: 6.91 kN/m<sup>2</sup>  
 Hovedbjelkene er av stål kvalitet S355 (materiale etter EN 10025-2), og tverrnitstypen er HEB-280

Lokalisering:

Prosjekteringsgruppen:

- ARK: Skibnes Arkitekter Domstorgens gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf: 735 16 830  
ark@skibnes.no
- RB: K.K. A.R. & M.A. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Veileder: Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

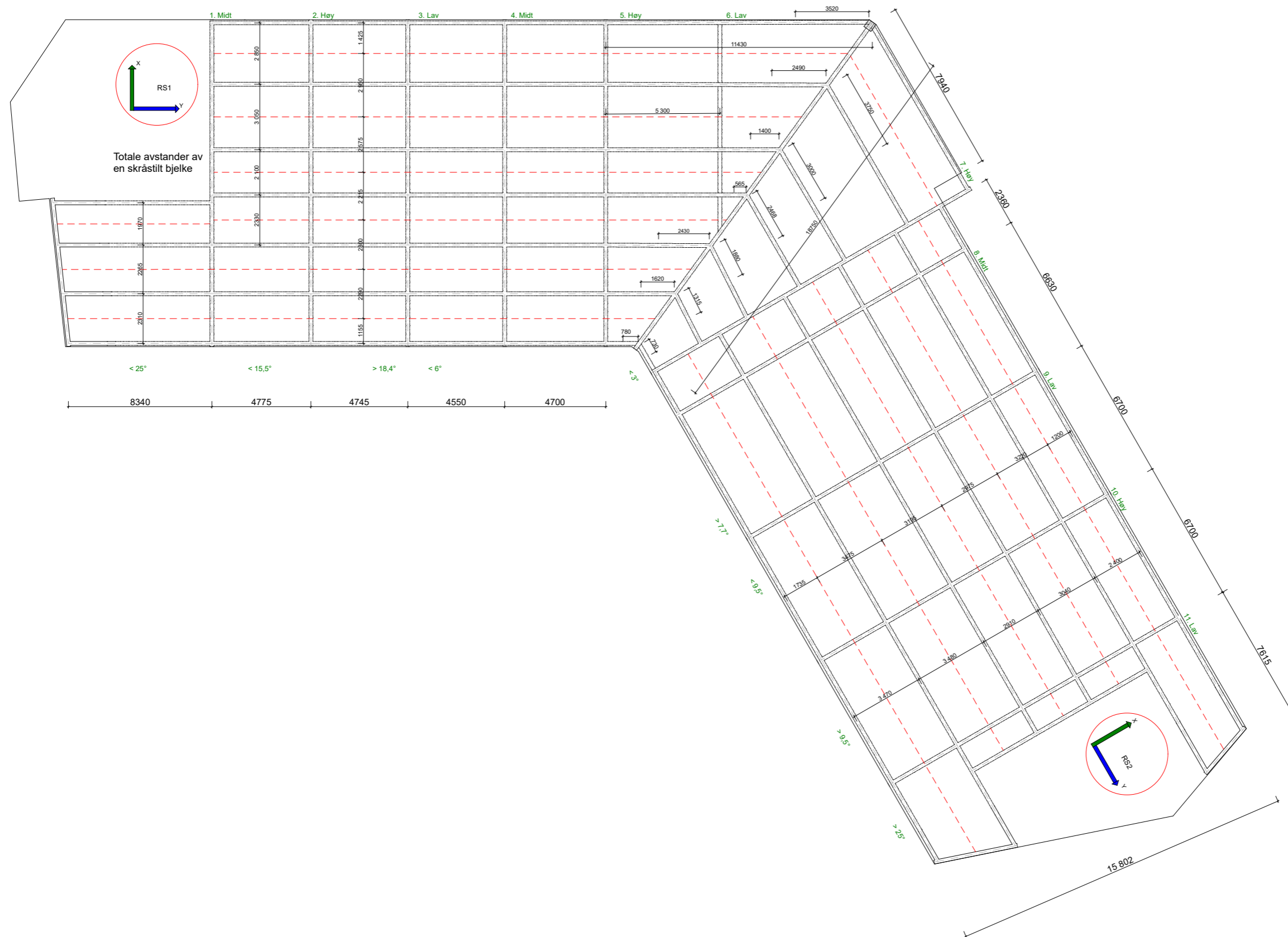
Form: **Detaljprosjektering**

Tilskaffer: **Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

Prosjekt: **Bachelor oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

Prosjektgruppe: <b>Gruppe9</b>	Dato: <b>29.04.2023</b>
Type tegning: <b>Plan hoved takbjelker</b>	Målestokk: <b>1:100</b>

# TEGNING 18

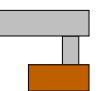
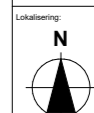


**Merknader:**

Taket ble dimensjonert for følgende laster:

- Egenlast:  $1.39 \text{ kN/m}^2$
- Snølast:  $5.4 \text{ kN/m}^2$
- Vindlast:  $0.12 \text{ kN/m}^2$
- Total last:  $6.91 \text{ kN/m}^2$

Hovedbjelkene er av stål kvalitet S355 (materiale etter EN 10025-2), og tverrnitstypen er HEB-260



Prosjekteringsgruppen

- ARK : Skibnes Arkitekter Domstorgens gate 66  
7012 Trondheim  
Tlf: 735 16 830  
ark@skibnes.no
- RB : K.K. A.R. & M.A. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk
- Velleder : Jan Arve Øverli NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk

Form  
**Detaljprosjektering**

Tilskafavere  
**Arijus Ruzgys, Konstantin Koval, & Musab Ahmad**

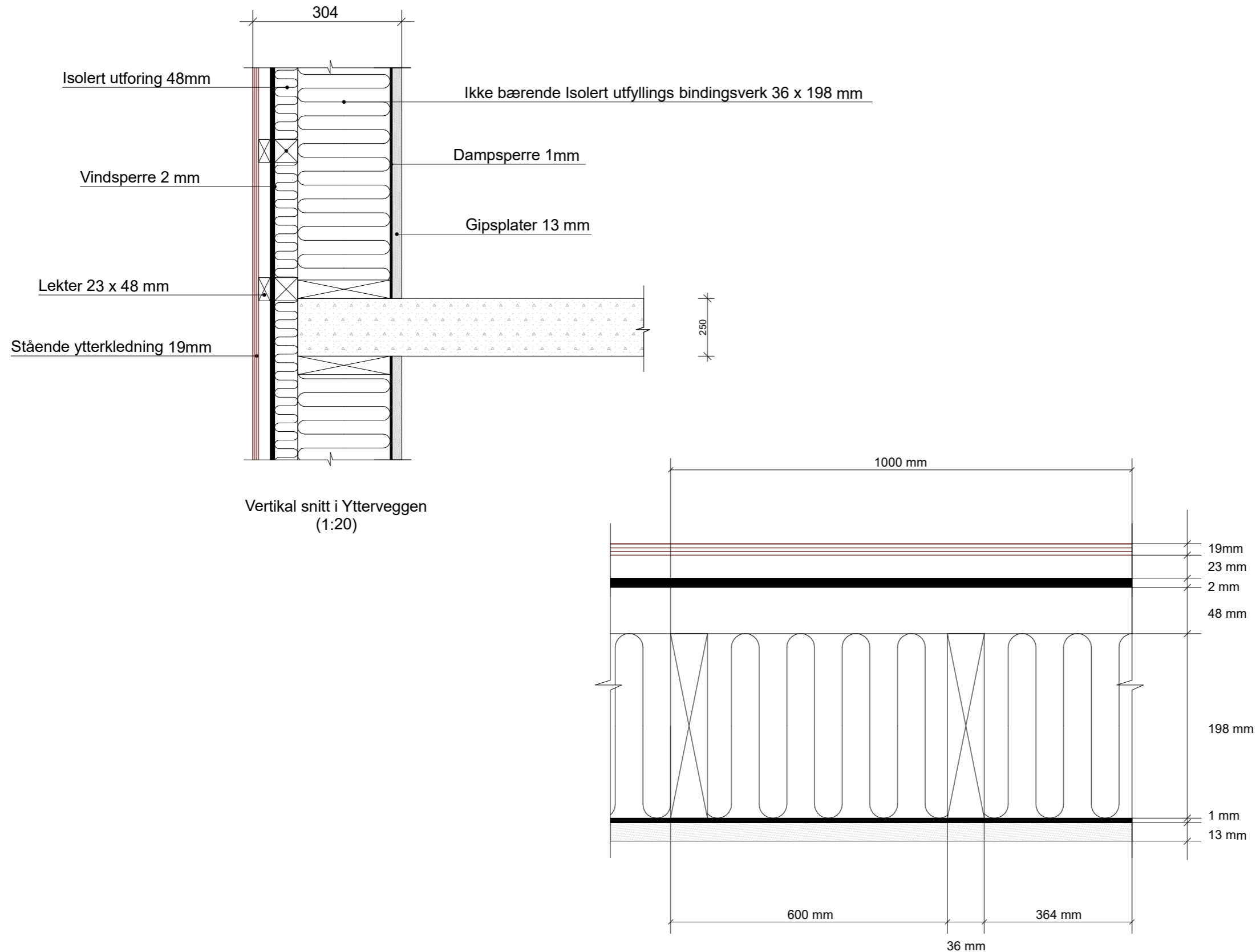
Prosjekt  
**Bachelor oppgave Lade Alle**  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim

Prosjektgruppe	Dato
<b>Gruppe9</b>	<b>29.04.2023</b>

Type tegning	Målestokk
<b>Plan sekundær takbjelker</b>	<b>1:100</b>

# TEGNING 19

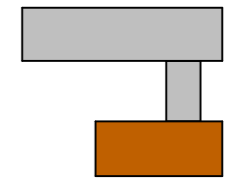
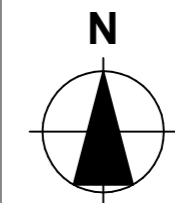
Merknader:



Vertikal snitt i Ytterveggen  
(1:20)

Horisontal snitt i ytterveggen  
(1:10)

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

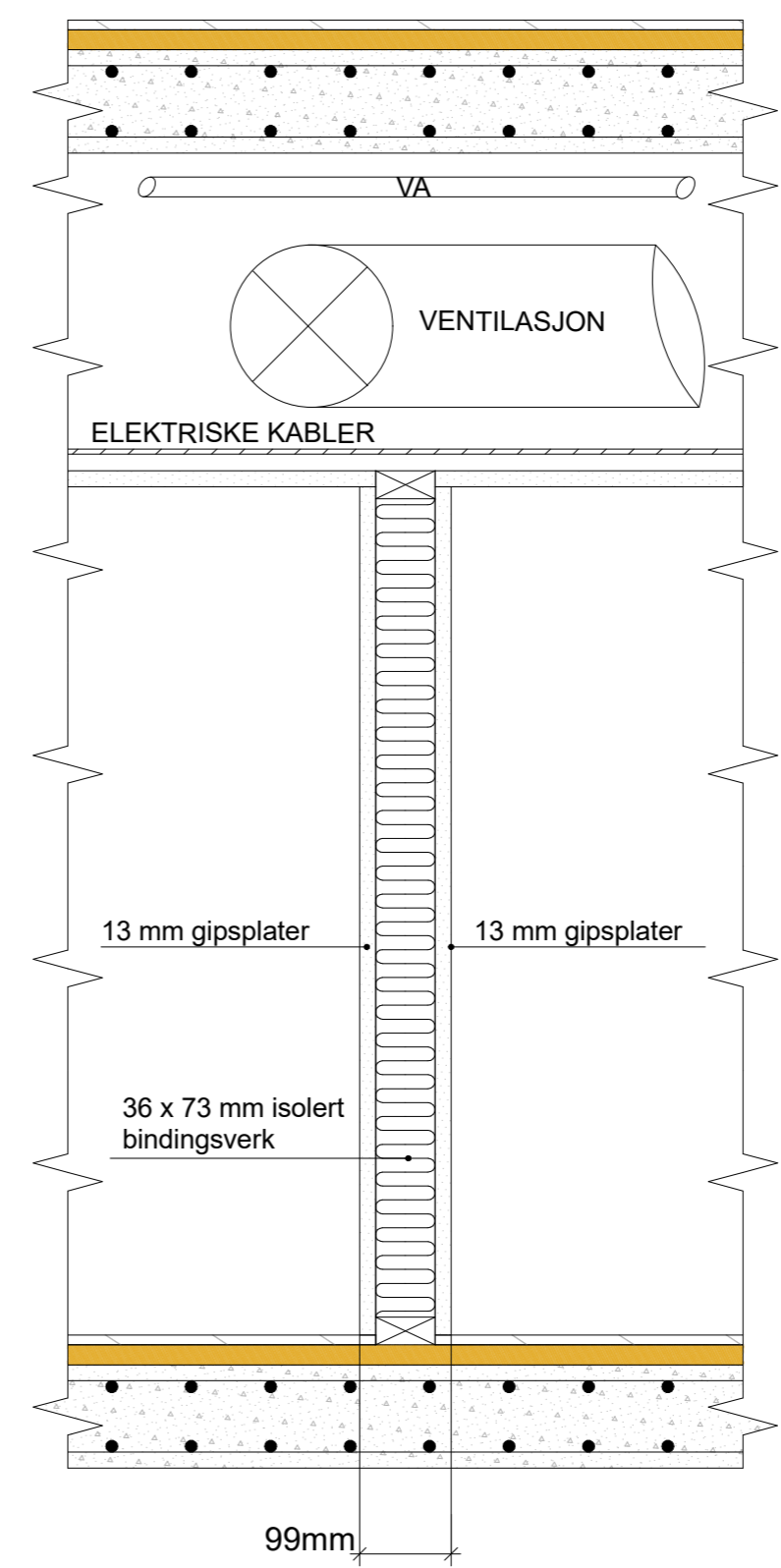
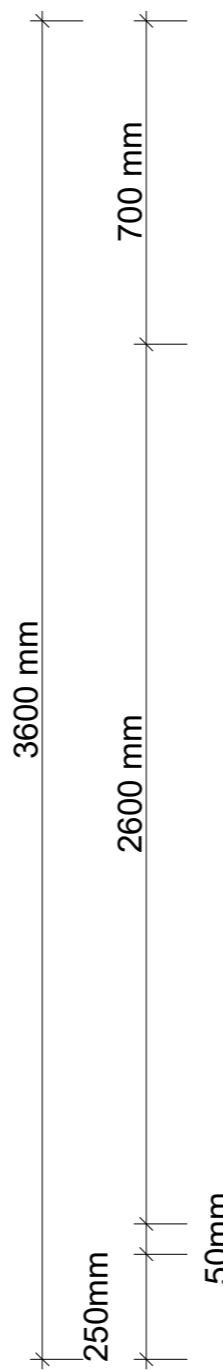
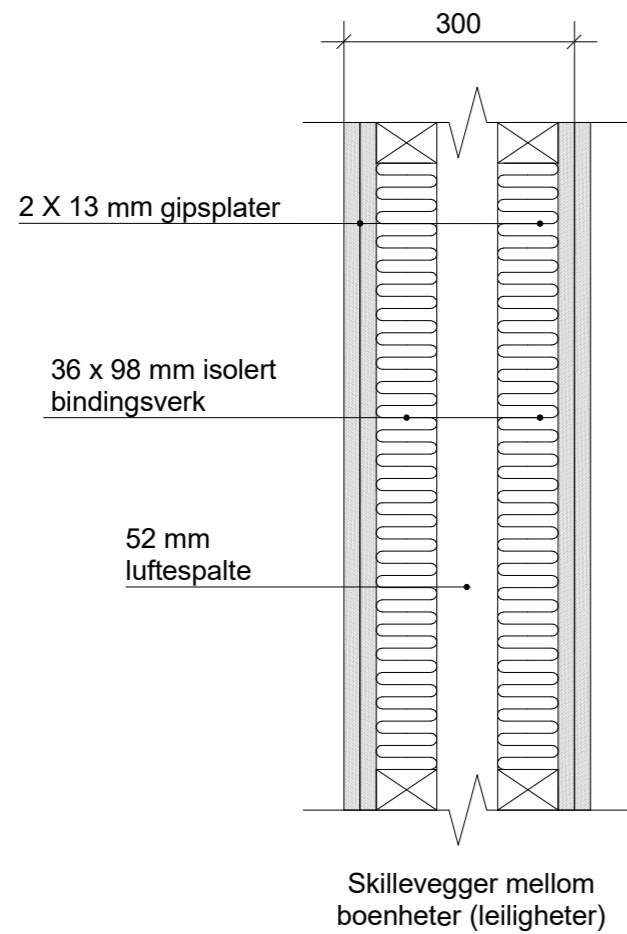
**Bachelor oppgave Lade Alle  
Lade Alle 84  
7041 Trondheim**

Prosjektnr.: <b>Gruppe9</b>	Dato <b>26.04.2023</b>
--------------------------------	---------------------------

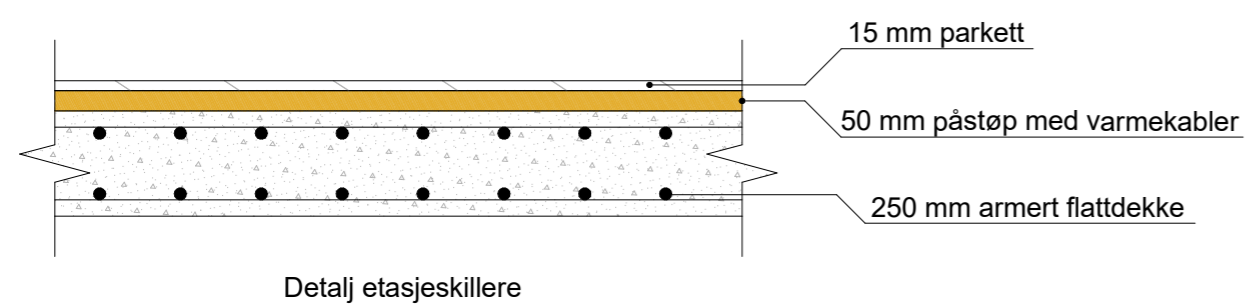
Type tegning: <b>Detalj Yttervegger</b>	Målestokk
--	-----------



# TEGNING 20

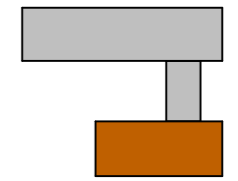
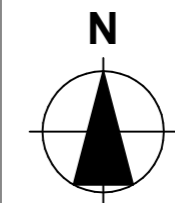


Etajsehøyde/ detalj skillevegger mellom rom i samme boenhet (leilighet)



**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**

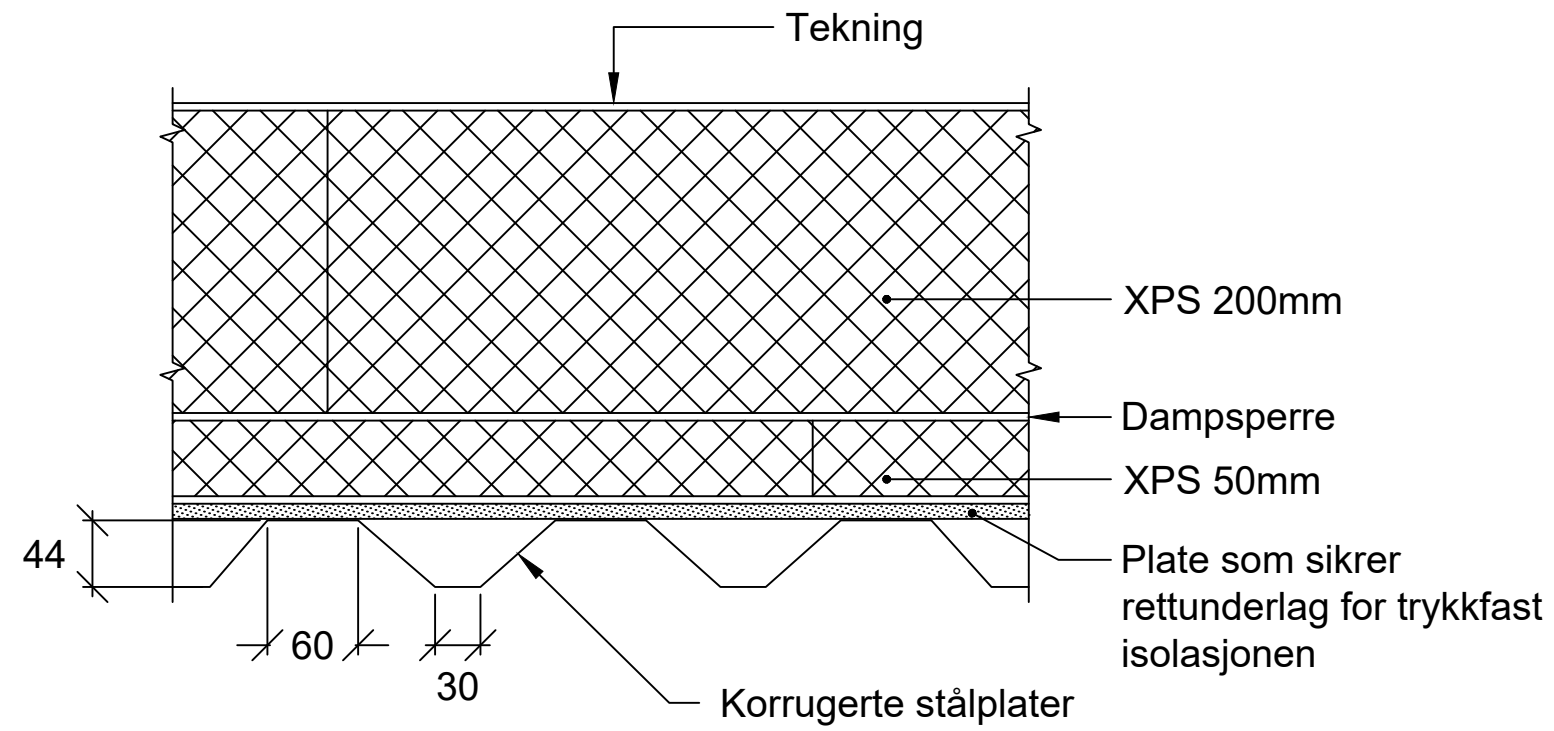
Prosjektnr.:  
**Gruppe9**

Dato  
**26.04.2023**

Type tegning:  
**Detalj skillevegger og etasjeskillere**

Målestokk  
**1:20**

# TEGNING 21



Bacheloroppgave, Gruppe 9	Tegn.: M.A	Tegn.kontroll: K.K&A.R	Målstokk:	
	Godkjent: GODK	Dato: 22.04.2023	1:5	
Lade Alle 84, 7041 Trondheim	Tegningstype: Oppbygning og detalj av takkonstruksjonen Kompakte tak på bærende korrugerte stålplater			

Denne siden er satt med vilje tom