



Universitetet  
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

## MASTEROPPGAVE

|  |  |
|--|--|
| Studieprogram/spesialisering:<br><br>Konstruksjoner og materialer/<br>Byggkonstruksjoner   | Vår semesteret, 2014<br><br>Åpen / Konfidensiell   |
| Forfatter:<br><b>Kristine Bjoland</b>  | <i>Kristine Bjoland</i><br>.....<br>(signatur forfatter)   |
| Fagansvarlig: Samindi Samarakoon<br><br>Veileder: Tore Jacobsen (PDS Protek)   |  |
| Tittel på masteroppgaven:<br>Analysere og dimensjonere bærekonstruksjonen til et næringsbygg<br><br>Engelsk tittel:<br>Analysis and design of supporting structural members in 6 story building. |  |
| Studiepoeng: 30  |  |
| Emneord:<br><br>Hulldekker på stålstruktur<br><br>Flatdekker<br><br>Eurocode   | Sidetall: .....87.....<br><br>+ vedlegg/annet: ..63.....<br><br>Stavanger, ....30.6.2014.....<br>dato/år |



# 247 Bygget

Haugalandets kompetansesenter



**Masteroppgave våren 2014**

**Forfatter: Kristine Bjoland**





**FORORD:**

Bakgrunnen for denne rapporten er en avsluttende oppgave på en 2-årig mastergradutdanning i Konstruksjoner og materialer ved Universitetet i Stavanger.

Høsten 2013 tok jeg kontakt med ingeniørfirmaet PDS Protek og spurte om jeg kunne få skrive oppgave for firmaet. De hadde et spennende prosjekt på gang, nemlig et nytt næringsbygg som skulle bli det nye hovedkontoret deres. Det var ekstra interessant at dette bygget skulle oppføres i hjembyen min. Jeg fikk kontor plass hos PDS og har gjennom semesteret blitt godt kjent med firmaet.

Jeg vil her gi en stor takk til:

PDS Protek, (Probygg)

Samindi Samarakoon, veileder fra UiS

Haugesund, 30.mai 2014

  
Kristine Bjoland



**SAMMENDRAG:**

Denne oppgaven går ut på å dimensjonere bærekonstruksjonen til et næringsbygg som skal oppføres i Haugesund kommune. Oppgaven er skrevet i samarbeid med PDS Protek. Næringsbygget, som kalles 247 bygget, skal bli det nye kontorbygget til PDS Protek. PDS Protek var tidlig i oppstarten av dette prosjektet, slik at valg av bæresystem ble en del av oppgaven. Det ble valgt hulldekker opplagt på stålbæresystem. Hulldekker kan ta lange spenn og dermed redusere antall søyler i bygget, noe som er viktig med tanke på en fremtidig planløsning og fleksibiliteten til bygget.

Programvaren som er brukt for å dimensjonere stålstrukturen er Focus Konstruksjon. Det ble utarbeidet en 3D modell i Focus og tilhørende laster ble påført. Lastkombinasjoner og analyse ble kjørt i Focus for å finne lastvirkningene på søylene og bjelkene. Deretter ble kapasiteten til søylene og bjelkene regnet for hånd ved hjelp av Mathcad. Håndberegningene ble sammenlignet med resultatet fra Focus. Resultatene stemte godt overens.

En del av oppgaven var også å finne en løsning på avstivningssystemet til bygget. Her ble det valgt å bruke trappesjakter og heissjakter i betong som avstivende deler i bygget. Beregningsmåten er hentet fra Betongelementboken bind B, og gjennomgått undervisning i konstruksjonslære fra Universitetet i Stavanger. Det ble også utarbeidet armeringstegninger for vegg i kjeller og søylefundament.

Til slutt ble det sett på et alternativ til hulldekkene. Flatdekkene ble sammenlignet med hulldekkene i forhold til vekt, nedbøyning og pris. Flatdekkene var mye tyngre enn hulldekkene som forventet. Prisforskjellen pr m<sup>2</sup> var på 720 kr, der hulldekkene var billigst.

## Innhold

|  |    |
|--|----|
| FORORD:                                    | 5  |
| SAMMENDRAG:                                | 7  |
| 1 Innledning                               | 14 |
| 1.1 Bakgrunnen for oppgaven                | 14 |
| 1.2 Problemstilling                        | 14 |
| 1.3 Oppbygning av rapporten                | 14 |
| 1.4 Avgrensninger                          | 14 |
| 2 Beskrivelse av bygget                    | 15 |
| 2.1 Bærekonstruksjon                       | 17 |
| 2.2 Takkonstruksjon                        | 18 |
| 3 Teori                                    | 19 |
| 3.1 Hulldekker på stål bæresystem          | 19 |
| 3.1.1 Duktilitet                           | 19 |
| 3.1.2 Stabilitet                           | 19 |
| 3.1.3 Montasjeforhold                      | 19 |
| 3.1.4 Eksempler på gode løsninger          | 20 |
| 3.2 Hulldekker                             | 21 |
| 3.3 Plasstøpte dekker, flatdekker          | 22 |
| 3.4 Avstivningssystemer                    | 25 |
| 3.4.1 Utkragede søyler                     | 25 |
| 3.4.2 Rammer                               | 25 |
| 3.4.3 Skiver                               | 26 |
| 3.4.4 Knutepunkter                         | 27 |
| 4 Karakteristiske laster på konstruksjonen | 29 |
| 4.1 Vertikallaster                         | 29 |
| 4.1.1 Egenlast                             | 29 |
| 4.1.2 Nyttelast                            | 29 |



|       |   |    |
|-------|---|----|
| 4.2   | Horisontallaster .....                                      | 30 |
| 4.2.1 | Skjevstillingslast.....                                     | 30 |
| 4.2.2 | Jordskjelvlast .....  | 31 |
| 4.3   | Naturalaster .....  | 33 |
| 4.3.1 | Snølast .....   | 33 |
| 4.3.2 | Vindlast .....  | 34 |
| 5     | Dimensjonering av bæresystemet.....                         | 37 |
| 5.1   | Forutsetninger og dimensjoneringsgrunnlag .....             | 37 |
| 5.1.1 | Pålitelighetsklasse .....                                   | 37 |
| 5.1.2 | Kontrollklasse.....   | 37 |
| 5.2   | Grensetilstander .....                                      | 38 |
| 5.2.1 | Bruddgrensetilstand (ULS – Ultimate Limit State).....       | 38 |
| 5.2.2 | Brukgrensetilstand (SLS - Serviceability Limit State) ..... | 38 |
| 5.2.3 | $\Psi$ -faktorer: .....                                     | 39 |
| 5.2.4 | Lastkombinasjoner .....                                     | 40 |
| 5.3   | Tak konstruksjon .....                                      | 41 |
| 5.3.1 | Valg av konstruksjonstype og fall på takkonstruksjon.....   | 44 |
| 5.4   | Hulldekker .....  | 46 |
| 5.5   | Stålbjelker.....  | 46 |
| 5.5.1 | Dimensjonerende lastvirkning for bjelke: .....              | 48 |
| 5.5.2 | Valgt profil .....  | 49 |
| 5.5.3 | Tverrsnittsklasse .....                                     | 49 |
| 5.5.4 | Tverrsnittskapasitet .....                                  | 49 |
| 5.5.5 | Brukgrense .....  | 51 |
| 5.6   | Stålsøyler .....  | 52 |
| 5.6.1 | Dimensjonerende lastvirkning for søyle.....                 | 52 |
| 5.6.2 | Valgt profil .....  | 52 |
| 5.6.3 | Tverrsnittsklasse .....                                     | 53 |

---

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 5.6.4 | Tverrsnittskapasitet .....                   | 53  |
| 5.7   | Avstivning av bygget.....                    | 55  |
| 5.8   | P-anlegg/fundament.....                      | 69  |
| 5.8.1 | Vegg .....                                   | 69  |
| 5.8.2 | Søylefundament.....                          | 71  |
| 5.9   | Detaljer i bæresystemet .....                | 73  |
| 6     | Alternativ løsning: Flatdekker.....          | 74  |
| 7     | Vurdering av resultatene .....               | 83  |
| 8     | Konklusjon .....                             | 84  |
| 9     | Referanser.....                              | 86  |
| 10    | Vedlegg .....                                | 88  |
| 10.1  | Fremdriftsplan .....                         | 88  |
| 10.2  | Logg .....                                   | 89  |
| 10.3  | Originale plantegninger fra PDS Probygg..... | 93  |
| 10.4  | Snitt .....                                  | 97  |
| 10.5  | Aksesystem.....                              | 98  |
| 10.6  | Snølast på tak.....                          | 99  |
| 10.7  | Vindlast .....                               | 100 |
| 10.8  | Skjevstillingslast.....                      | 103 |
| 10.9  | Dimensjonering: Hulldekker .....             | 104 |
| 10.10 | Dimensjonering: Stålbjelker.....             | 107 |
| 10.11 | Kapasitetskontroll stålbjelker .....         | 108 |
| 10.12 | Dimensjonering av stålsøyler .....           | 112 |
| 10.13 | Kapasitetskontroll søyle .....               | 113 |
| 10.14 | Kontroll betongelementer.....                | 117 |
| 10.15 | Vegg i kjeller .....                         | 123 |
| 10.16 | Søylefundament.....                          | 127 |
| 10.17 | Beregning flatdekker .....                   | 131 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 10.17.1 | Flatdekker: samme søyleplassering som hulldekker ..... | 131 |
| 10.17.2 | Flatdekker: 2 søylerekker til .....                    | 140 |

## FIGURLISTE:

|             |  |    |
|-------------|--|----|
| Figur 2.1:  | Kart over byggetomt [1] .....  | 15 |
| Figur 2.2:  | Byggetomt .....  | 16 |
| Figur 2.3:  | Prospekttegning av 247 bygget.....                                     | 16 |
| Figur 2.4:  | Bærekonstruksjonen modellert i Focus Konstruksjon .....                | 17 |
| Figur 3.1:  | Staging av søyler [2].....   | 19 |
| Figur 3.2:  | Hulldekke på underliggende bjelke [2].....                             | 20 |
| Figur 3.3:  | Opplegg på søyletopp [2] .....   | 20 |
| Figur 3.4:  | Produksjon av hulldekker [4].....                                      | 21 |
| Figur 3.5:  | Produksjon av hulldekker [5].....                                      | 21 |
| Figur 3.6:  | Ferdig produserte hulldekkeelementer [5].....                          | 21 |
| Figur 3.7:  | Flatdekke med ren søyle/plate-forbindelse [6] .....                    | 22 |
| Figur 3.8:  | Lastbæring på flatdekkestripe i en retning [6] .....                   | 22 |
| Figur 3.9:  | Ekvivalente rammer.....  | 23 |
| Figur 3.10: | Fordeling av moment i tverretning etter NB Publikasjon nr. 33 [6]..... | 23 |
| Figur 3.11: | Prinsipp for beregning av nedbøyning i platefelt [6].....              | 24 |
| Figur 3.12: | Utkraget bygg med innspente søyler [3].....                            | 25 |
| Figur 3.13: | Rammekonstruksjon [3] .....  | 25 |
| Figur 3.14: | Skivebygg [3] .....  | 26 |
| Figur 3.15: | Vertikal skive.....  | 26 |
| Figur 3.16: | Knutepunkter som er leddet [7] .....                                   | 27 |
| Figur 3.17: | Knutepunkter som er momentstive [7] .....                              | 28 |
| Figur 4.1:  | Egenvekt takkonstruksjon [8] .....                                     | 29 |
| Figur 4.2:  | Ekvivalent verdi av skjevstilling for søyler [9] .....                 | 30 |
| Figur 4.3:  | Formprofil på hastighetstrykk [11].....                                | 34 |
| Figur 4.4:  | Formfaktor for vertikale vegger [11].....                              | 35 |
| Figur 5.1:  | Takstol av stål.....   | 41 |
| Figur 5.2:  | Takstol av limtre .....  | 42 |
| Figur 5.3:  | Limtre [14].....   | 42 |
| Figur 5.4   | Oppbygging av takkonstruksjonen .....                                  | 45 |

|  |    |
|--|----|
| Figur 5.5: Dimensjon på hulldekker [18] .....  | 46 |
| Figur 5.6: Lasttilfelle 1, nyttelast og egenlast påført i alle felt .....              | 46 |
| Figur 5.7: Lasttilfelle 2, egenlast påført i hvert felt, nyttelast i annet hvert. .... | 46 |
| Figur 5.8: Lasttilfelle 3 .....  | 47 |
| Figur 5.9: Momentdiagram akse 1 .....  | 47 |
| Figur 5.10: Skjærkraftdiagram akse 1 .....   | 47 |
| Figur 5.11: Normalkraftdiagram akse 1 .....  | 48 |
| Figur 5.12: Utdrag i fra Focus Konstruksjon resultater .....                           | 50 |
| Figur 5.13: Aksialkraftdiagram akse-1 .....  | 52 |
| Figur 5.14: Kapasitetsdiagram akse-1 .....   | 53 |
| Figur 5.15: Søyلة-bjelke bæresystem avstivet av skiver [20] .....                      | 55 |
| Figur 5.16: Vertikale avstivende vegger (plan) .....                                   | 55 |
| Figur 5.17: Vind mot langside .....  | 56 |
| Figur 5.18: Stivhetskoeffisienter for forskjellige lasttilfeller .....                 | 57 |
| Figur 5.19: Avstand til stivhetssenter til de forskjellige skivene .....               | 59 |
| Figur 5.20: Fordeling av horisontalkrefter på skivene .....                            | 59 |
| Figur 5.21: Aksialkraft-, skjærkraft- og momentdiagram .....                           | 61 |
| Figur 5.22: Trykk- og strekkresultant .....  | 64 |
| Figur 5.23: Kontroll av velting .....  | 65 |
| Figur 5.24: Armeringsplassering mellom elementene .....                                | 66 |
| Figur 5.25: Armeringstegning for betongvegg .....                                      | 68 |
| Figur 5.26: Vegg med jordtrykklast .....   | 69 |
| Figur 5.27: Lastvirkning for jordtrykk .....   | 69 |
| Figur 5.28: Armeringstegning vegg i kjeller (horisontalsnitt) .....                    | 70 |
| Figur 5.29: Residualkrefter pr lasttilfelle i Focus .....                              | 71 |
| Figur 5.30: Armeringstegning søylefundament .....                                      | 72 |
| Figur 5.31: Hulldekke opplagt på underliggende stålbjelke [23] .....                   | 73 |
| Figur 5.32: Søyleskjøt HUP med gjennomgående bjelke [24] .....                         | 73 |
| Figur 6.1: Søyleplassering alternativ 1 .....  | 74 |
| Figur 6.2: Momentdiagram og lastsituasjon i x-retning .....                            | 75 |
| Figur 6.3: Momentdiagram i y-retning .....   | 75 |
| Figur 6.4: Momentdiagram i y-retning .....   | 76 |
| Figur 6.5: Søyleplassering alternativ 2 .....  | 77 |
| Figur 6.6: Momentdiagram i x-retning .....   | 77 |
| Figur 6.7: Momentdiagram i x-retning .....   | 78 |

|   |    |
|---|----|
| Figur 6.8: Momentdiagram i y-retning.....                         | 78 |
| Figur 6.9: Momentdiagram i y-retning.....                         | 79 |
| Figur 6.10: Deformasjonsforløp for forspente elementer [25] ..... | 81 |

## TABELLISTE:

|  |    |
|--|----|
| Tabell 4-1: Formfaktorer [11] .....  | 35 |
| Tabell 4-2: Linjelast på dekker.....   | 36 |
| Tabell 5-1: Klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler [12]..... | 37 |
| Tabell 5-2: Kontrollklasse .....   | 37 |
| Tabell 5-3: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand .....                                   | 38 |
| Tabell 5-4: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand .....                                   | 38 |
| Tabell 5-5: $\Psi$ -faktorer for bygninger [12].....                                   | 39 |
| Tabell 5-6: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand .....                              | 40 |
| Tabell 5-7: Sammendrag av takalternativer .....  | 44 |
| Tabell 5-8: Fordeling av de horisontale lastene .....                                  | 58 |
| Tabell 5-9: Fordeling av de horisontale lastene på dekke over 6. etg. ....             | 60 |

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunnen for oppgaven

PDS Protek er et ingeniørfirma lokalisert i Haugesund kommune. Probygg er en egen avdeling i PDS Protek som leverer tjenester innen bygg, arkitekt og eiendom. PDS Protek er per i dag fordelt over to kontorbygg, og planlegger derfor et nytt kontorbygg for å samle bedriften. Kontorbygget kalles 247 bygget.

## 1.2 Problemstilling

Hovedproblemstillingen for oppgaven vil være å prosjektere bærekonstruksjonen for 247 bygget.

Delmål:

- Definere bæresystem og eventuelle valg som må tas.
- Definere lastsituasjonen for bygget
- Dimensjonere søyler, bjelker og hulldekker
- Byggeteknisk løsning for tak-konstruksjon
- Avstivning av bygget
- Dimensjonere fundament
- Sammenligne hulldekker vs. plasstøpte dekker (Flatdekker)

«Avklare byggetekniske løsninger, først og fremst valg av bærende konstruksjon sammen med arkitektens ferdigstilling av anbudstegninger»

Tor Gunnar Isdahl. Arkitekt  
PDS Probygg

## 1.3 Oppbygning av rapporten

Første del av rapporten vil ta for seg en beskrivelse av 247 bygget, litt teori om hulldekker, plasstøpte dekker og bæresystemer generelt. Deretter hoveddelen som består av karakteristiske laster og selve dimensjoneringen av søyler, bjelker og hulldekker samt avstivningssystem. Plasstøpte dekker versus hulldekker vil bli sammenlignet. Tilslutt vil det være en diskusjon av resultatene og en konklusjon.

Det vil være hovedresultatene som blir presentert i rapporten. Mer detaljerte beregninger finnes tilslutt i rapporten, under kapittel 10 Vedlegg.

## 1.4 Avgrensninger

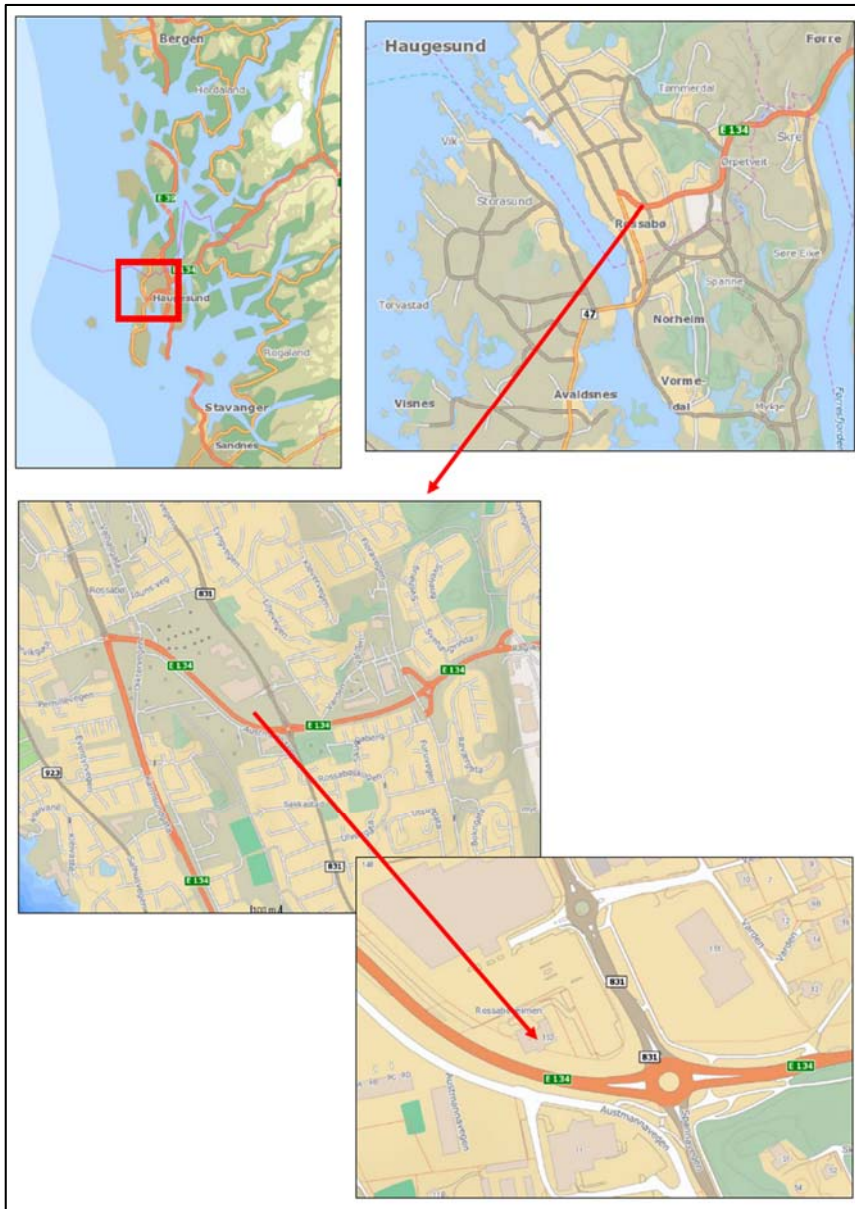
Det er ikke tatt hensyn til branndimensjonering og energiberegninger.

## 2 Beskrivelse av bygget

247 bygget er det fremtidige kontorbygget til PDS Protek. Byggeprosessen er planlagt i 2015 og ferdigstillelse i 2016.

Bygget er inspirert av det amerikanske begrepet «Twentyfourseven», altså at det skal være åpent og tilgjengelig 24 timer, 7 dager i uken. Planen er å få samlet kompetansen på Haugalandet slik at det kan skapes et tettere samarbeid og synergier.

Bygget skal oppføres på Vestlandet, i Haugesund kommune. Se kart under:



Figur 2.1: Kart over byggetomt [1]



*Figur 2.2: Byggetomt*

Se plantegninger av bygget, vedlegg 10.3 s. 93.

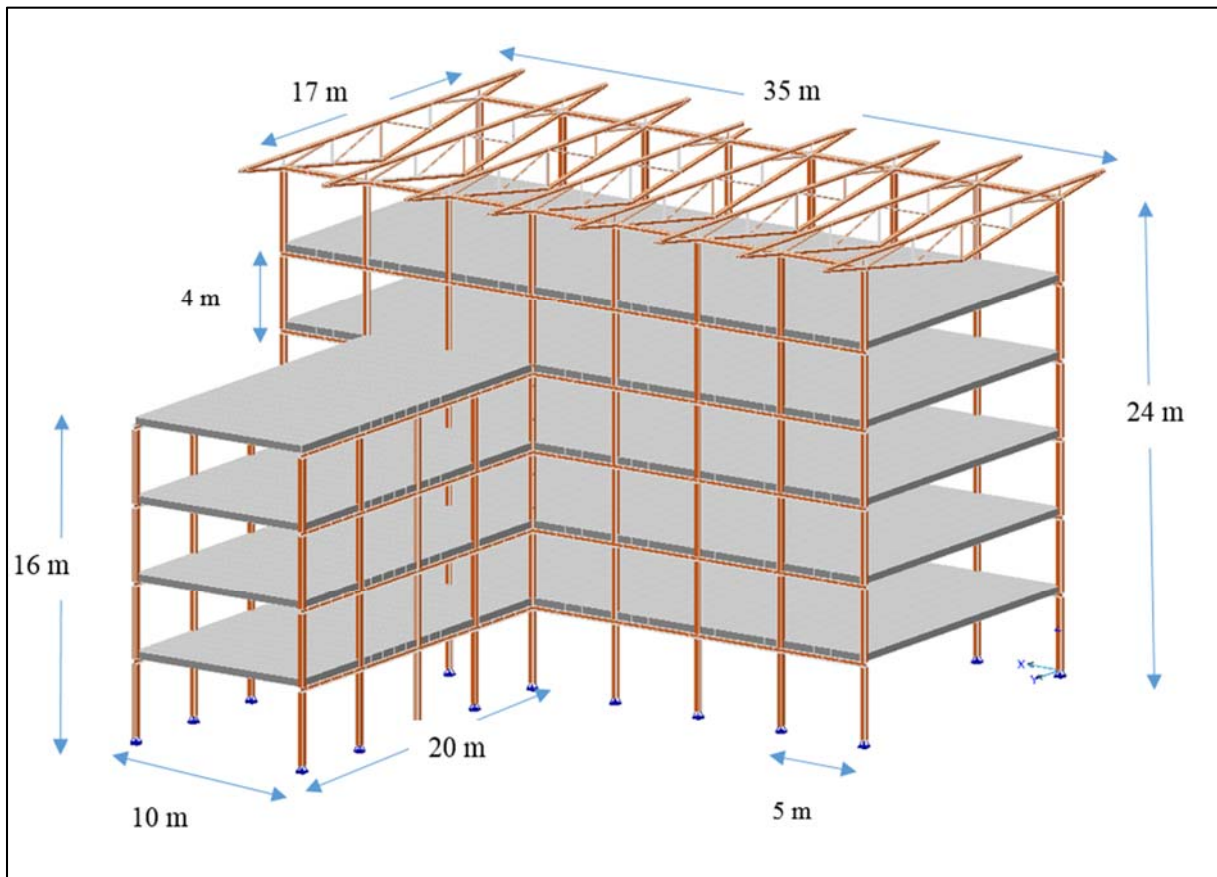


*Figur 2.3: Prospekttegning av 247 bygget*



## 2.1 Bærekonstruksjon

En del av problemstillingen var å velge bæresystemet for bygget. Da dette er et kontorlokale var det viktig for byggherren at det ble færrest mulig søyler. Det ble derfor valgt hulldekker da disse kan ta lengre spennvidder enn vanlige dekker. Hulldekkene støttes opp fra stålstruktur bestående av stålbjelker med HEB profil og stålsøyler med kvadratiske hulprofil. Tanken bak dette er at stålstrukturen vil være slankere i forhold til en betongstruktur.



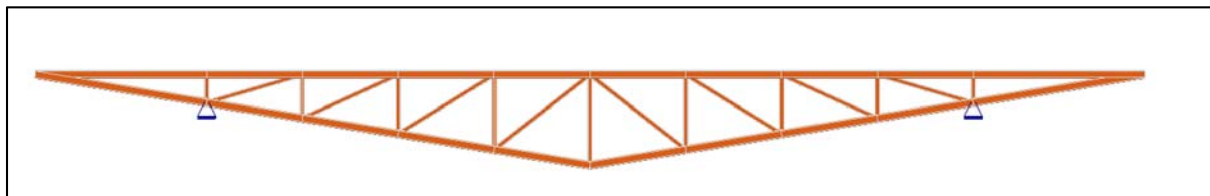
Figur 2.4: Bærekonstruksjonen modellert i Focus Konstruksjon

Her er modellen av bærekonstruksjonen som er laget i Focus Konstruksjon.

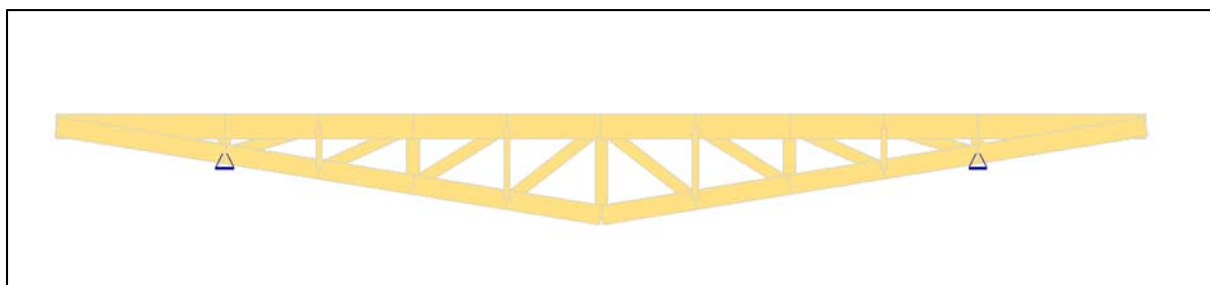
## 2.2 Takkonstruksjon

Det ble utarbeidet noen forslag for hvordan takkonstruksjonen kunne se ut.

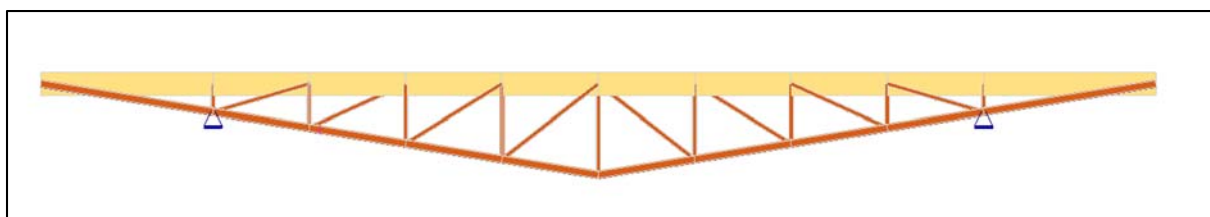
Alternativ 1: Takstol av stål, KFHUB profiler



Alternativ 2: Takstol av limtre



Alternativ 3: En kombinasjon av limtre og stål



Se kapittel 5.3 s. 41 for mer informasjon om valg av takkonstruksjon

## 3 Teori

### 3.1 Hulldekker på stål bæresystem

Store deler av dette delkapittelet er hentet fra heftet til Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen som omhandler anbefalte prinsipper og løsninger for hulldekker på stål bæresystem [2]. Det er viktig når en bygger med stål og betong at materialene virker sammen på en trygg måte.

#### 3.1.1 Duktilitet

I et bygg er det viktig at alle knutepunkter skal ha en duktil, altså en seig, oppførsel. Da vil konstruksjonen få store deformasjoner før den går til brudd. Da vil en ha tid til å varsle og evakuere bygningen slik at en unngår dødsfall eller skader på personer. Dersom knutepunktene ikke er duktile, altså har en «sprø» oppførsel, kan konstruksjonen plutselig gå til brudd og en vil da ikke få en advarsel om at noe er galt.

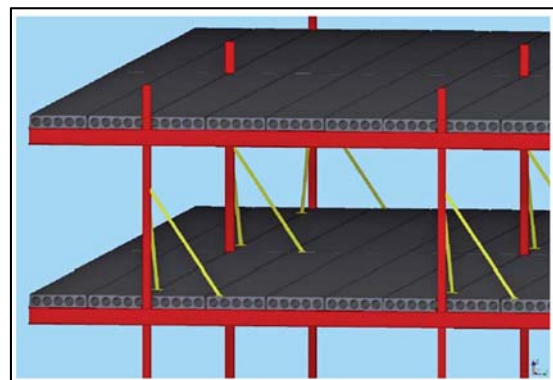
For å unngå «sprø» knutepunkter kan en gi de sprø delene av knutepunktet mer kapasitet. For eksempel gi bedre kapasitet til bolter og sveiser.

#### 3.1.2 Stabilitet

Byggets stabilitet for de horisontale lastene blir tatt opp i de horisontale skivene som overfører kreftene til de vertikale avstivende skivene i bygget. Dersom hulldekkene skal fungere som en stiv skive, er det viktig at det etableres strekkbånd. For å oppnå dette legges armering i utstøpte fuger.

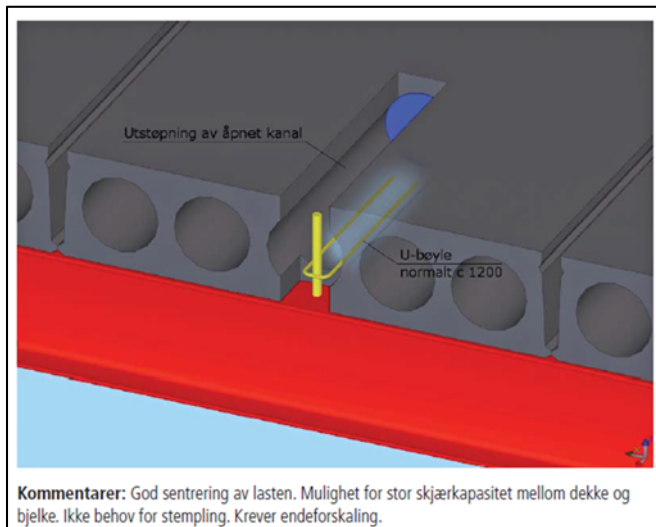
#### 3.1.3 Montasjeforhold

I byggeprosessen er det viktig å opprettholde stabiliteten i bygget til enhver tid. Etter at dekkeelementene er montert er det viktig å kontrollere om søylene har fått en forskyvning ved montasjen. Staging av søyler utføres som regel med justerbare skråstag i begge akseretninger, som vist på figuren til høyre. Etter at en har kontrollert søylene, kan en støpe ut fugene i hulldekkene.

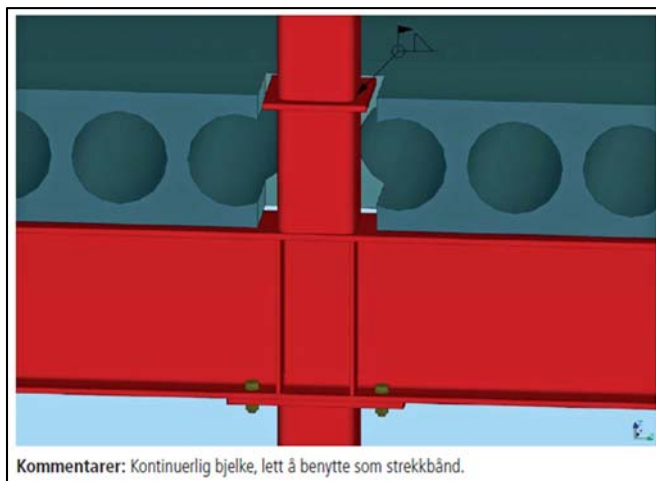


Figur 3.1: Staging av søyler [2]

### 3.1.4 Eksempler på gode løsninger



Figur 3.2: Hulldekke på underliggende bjelke [2]

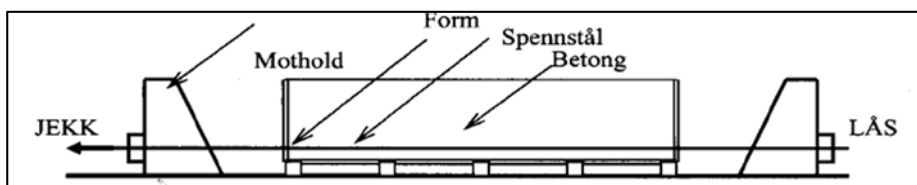


Figur 3.3: Opplegg på søyletopp [2]

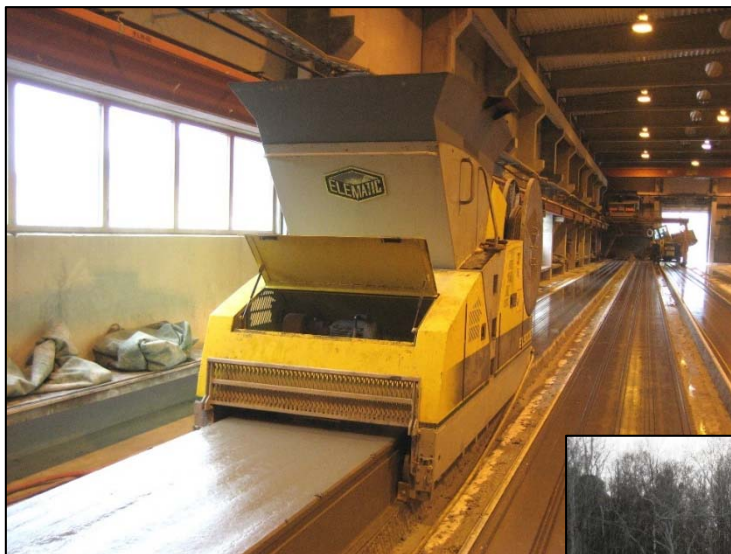
## 3.2 Hulldekker

Hulldekker er betongelementer som kan brukes til etasjeskillere i for eksempel næringsbygg. Hulldekkene er forspente og støpes ved ekstrudering eller glideforskaling i store lengder på en stålbunn. Elementene er armert med spennstål som strammes opp før støping. Elementene får en relativt glatt underside, og litt ru sidekanter og overside som gir god heft for fugeutstøpning og avretting. [3]

Figuren nedenfor viser hvordan spennarmeringen spennes opp med jekk og låses i spennbenkens mothold. Hulldekkene formsettes og betongen støpes og herdes. Etter at betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet, kappes spennarmeringen mellom form og endeforankringer.



Figur 3.4: Produksjon av hulldekker [4]



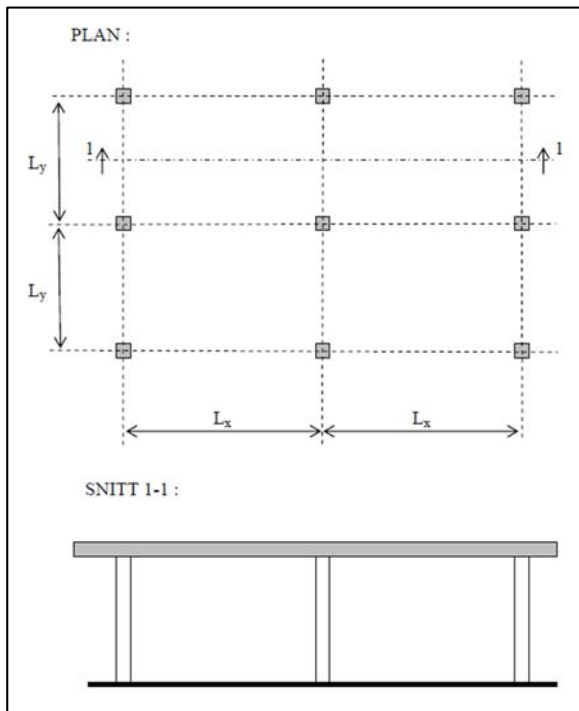
Figur 3.5: Produksjon av hulldekker [5]

Hulldekkene vil få en overhøyde på grunn av spennarmeringen. Denne overhøyden vil etter hvert reduseres pga. egenlasten til dekket og andre laster som blir påført dekket.



Figur 3.6: Ferdig produserte hulldekkeelementer [5]

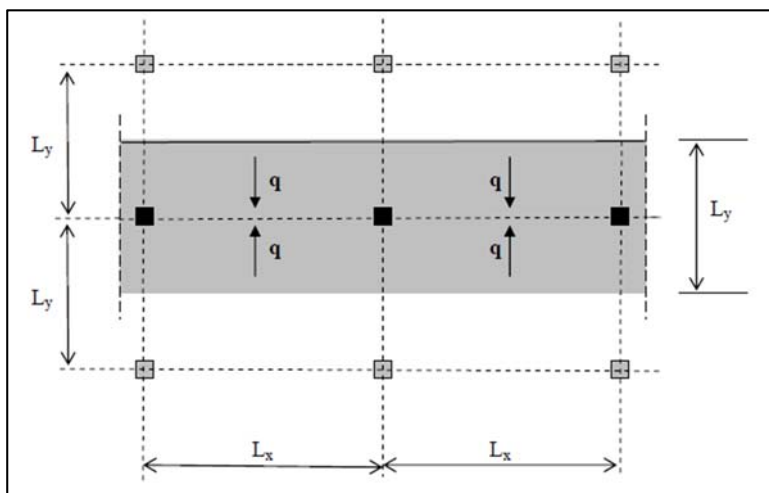
### 3.3 Plasstøpte dekker, flatdekker



Et flatdekke er betegnelsen på en plate som er opplagt direkte på søyler, uten bjelker mellom søylene. Søylene er vanligvis plassert i et rektangulært mønster. [6]

Figur 3.7: Flatdekke med ren søyle/plate-forbindelse [6]

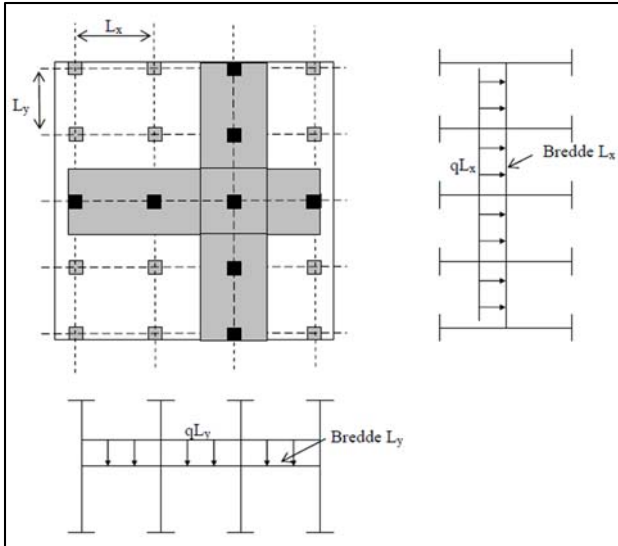
Den statiske virkemåten for et flatdekke kan sammenlignes med et dekke med toveisplater som bæres av kryssende bjelker. Dersom en tenker seg at bjelkene gjøres så lave at bjelkehøyden er lik platetykkelsen, er det et flatdekke. Dekket kan fortsatt betraktes som et system med kryssende bjelker som er meget brede, og hvor parallelle bjelker ligger helt inntil hverandre. Lastbæringen på flatdekkestripen som vist i Figur 3.8.



Figur 3.8: Lastbæring på flatdekkestripe i en retning [6]

Det er forskjellige metoder som kan brukes for å beregne flatdekker. Ekvivalent rammeanalyse er den vanligste beregningsmetoden for å bestemme lastvirkningene i platen og søylene i et flatdekke. Det er denne metoden som er brukt for å dimensjonere flatdekkene i denne rapporten.

I Figur 3.9 ser en hvordan flatdekket deles inn i plane rammer i begge retninger, med platebredde lik spennvidden i tverretningen.

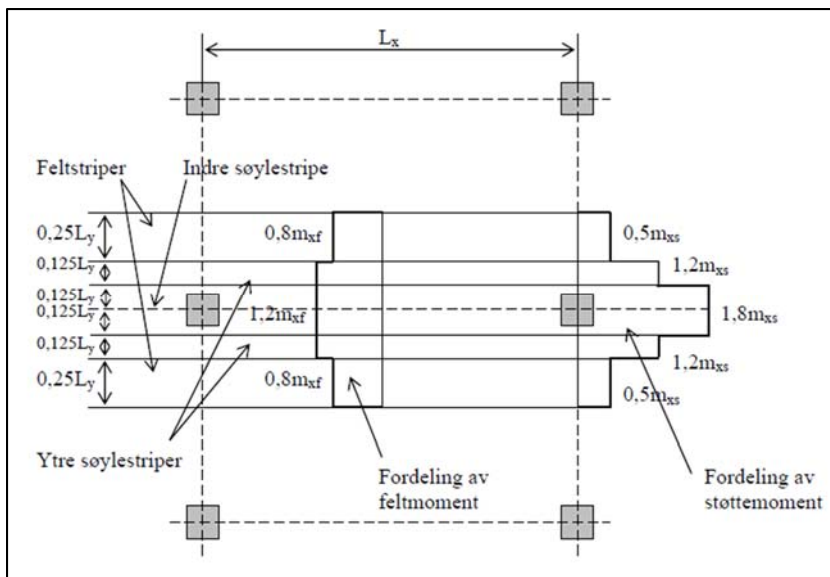


Figur 3.9: Ekvivalente rammer

Statisk beregning av lastvirkningene på rammene beregnes i Focus Konstruksjon.

Momentene fordeles jevnt over bredden av flatdekketstripen:

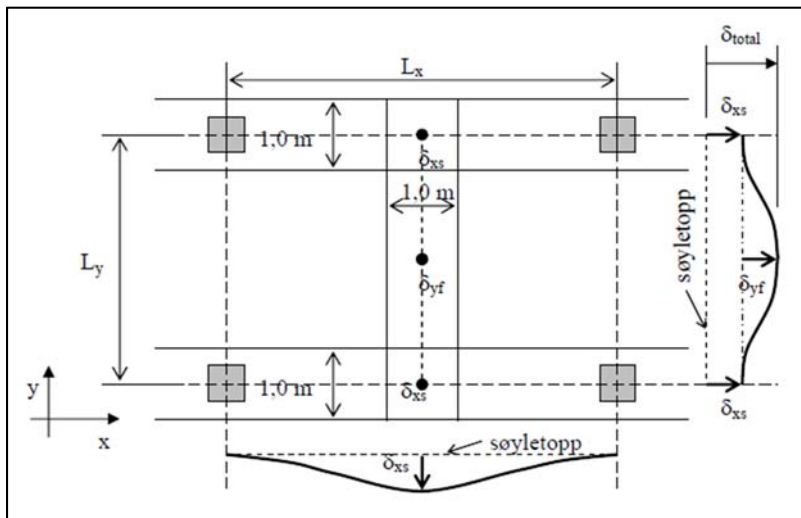
$$m_{xf} = \frac{M_{xf}}{L_y} \quad m_{xs} = \frac{M_{xs}}{L_y}$$



Figur 3.10: Fordeling av moment i tverretning etter NB Publikasjon nr. 33 [6]

Ut i fra disse momentene beregnes nødvendig armering i hvert snitt. Deretter må nedbøyningen kontrolleres. I følge EC2, 7.4.1(4) bør ikke nedbøyning i en plate for tilnærmet permanente laster overskrive  $L/250$ , der L er spennvidden.

Figur 3.11 viser prinsipp for beregning av nedbøyning.



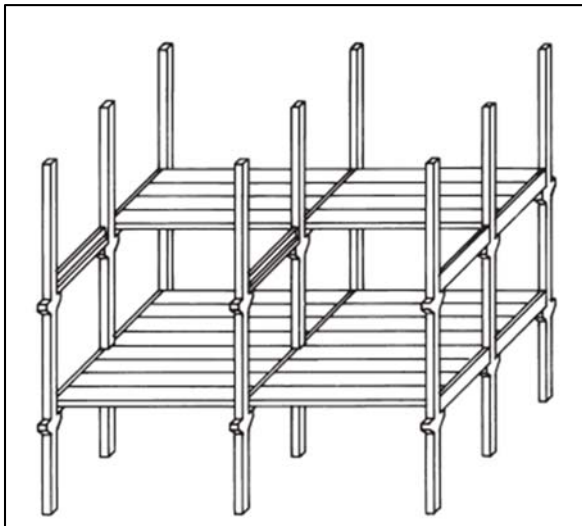
Figur 3.11: Prinsipp for beregning av nedbøyning i platefelt [6]



## 3.4 Avstivningssystemer

Av avstivningssystemer skiller en mellom utkragede søyler, rammer og skiver.

### 3.4.1 Utkragede søyler



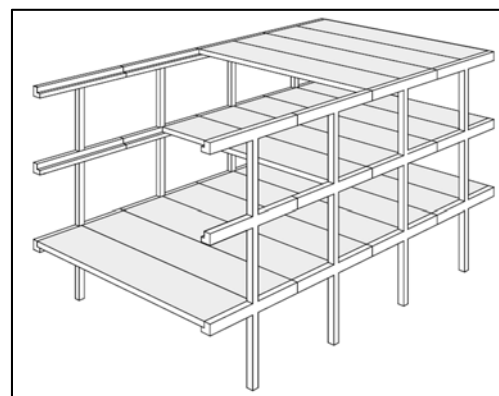
Utkragede søyler er momentstivt forbundet til fundamentet. Knutepunktene mellom søyler og bjelker er ikke momentstive, det vil si at det overføres ikke moment til knutepunktet. Denne typen konstruksjon gjør at knutepunktene blir både enkle å konstruere og økonomisk billige. På grunn av stor utbøyning og store tverrsnittsdimensjoner vil denne måten å konstruere på begrense seg til lave bygg, som industribygg og varehus.

Figur 3.12: Utkraget bygg med innspenne søyler [3]

### 3.4.2 Rammer

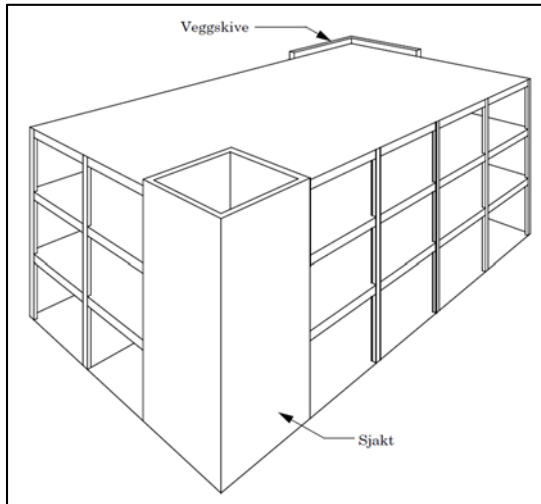
I rammer er knutepunktene mellom bjelker og søyler momentstive. Momentstivheten begrenser bjelkenes og søylenes oppleggsrotasjoner, og stabiliserer derved rammene og reduserer påkjenningene på fundamentene. Rammer er egnet for fler-etasjes bygg.

Rammesystemer brukes ofte i kombinasjon med sjakter og vertikale skiver når man har mer enn 3 etasjer.



Figur 3.13: Rammekonstruksjon [3]

### 3.4.3 Skiver

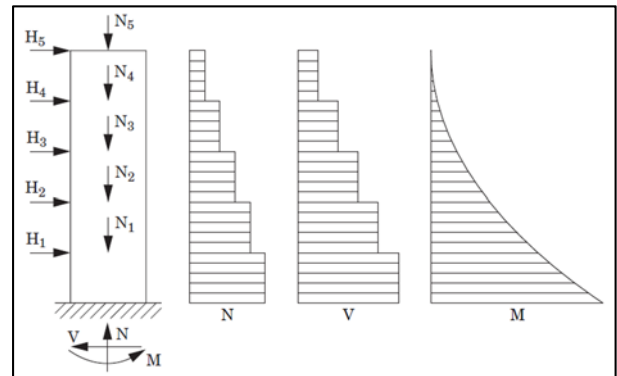


Her brukes skiver for å avstive bygget. Horisontallastene blir tatt opp i dekkenskivene og overføres til de vertikale avstivende komponentene, som kan være heissjakt eller trappesjakter. De vertikale skivene overfører kreftene ned til fundamentet.

Figur 3.14: Skivebygg [3]

#### Vertikale skiver

De vertikale skivene blir utsatt for både horisontallast og aksiallast. På grunn av høy aksiallast må vertikale skiver behandles som søyler. Skivene er fast innspent i fundament. Kraftene i skiven fordeler seg slik som vist på Figur 3.15.

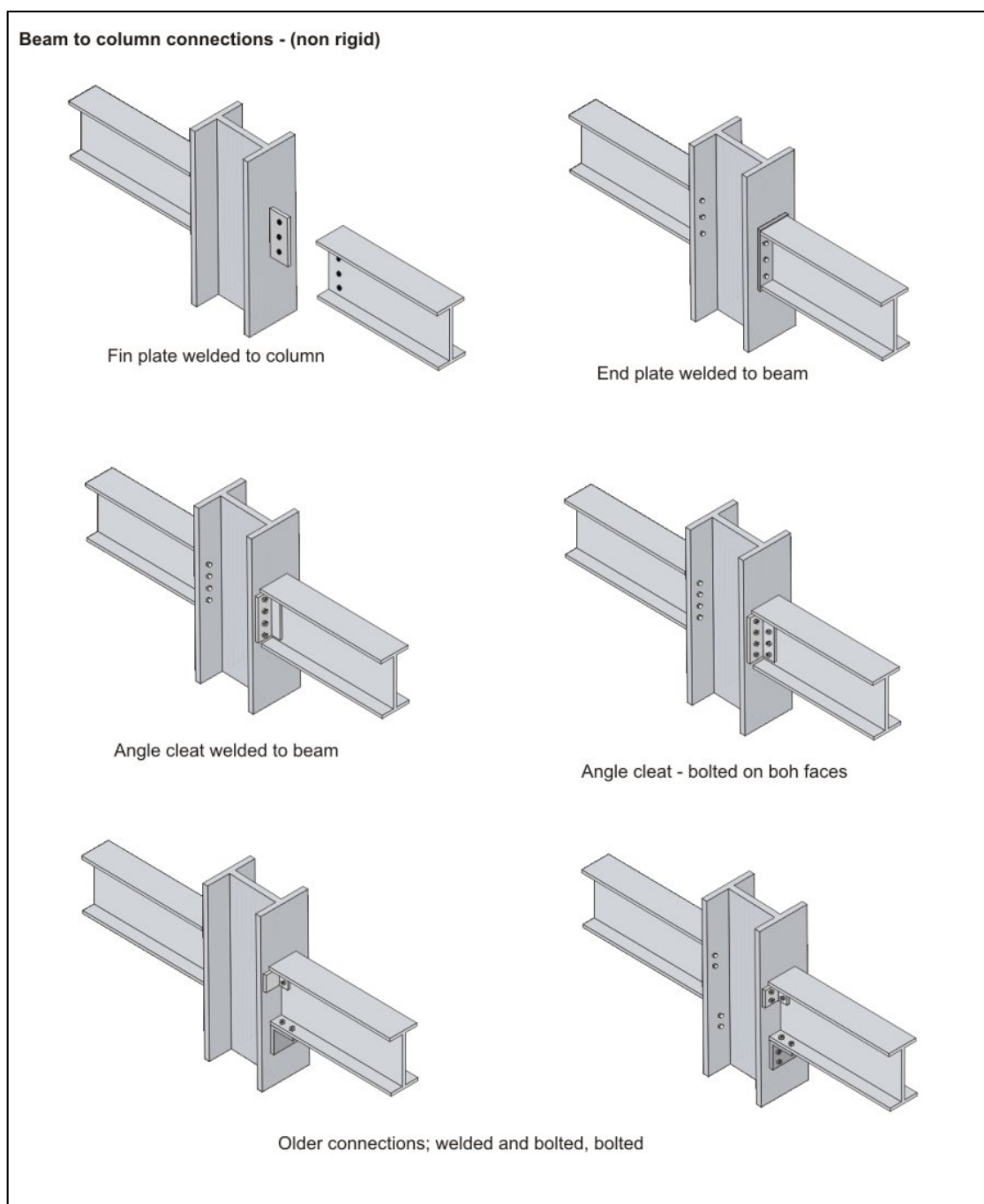


Figur 3.15: Vertikal skive

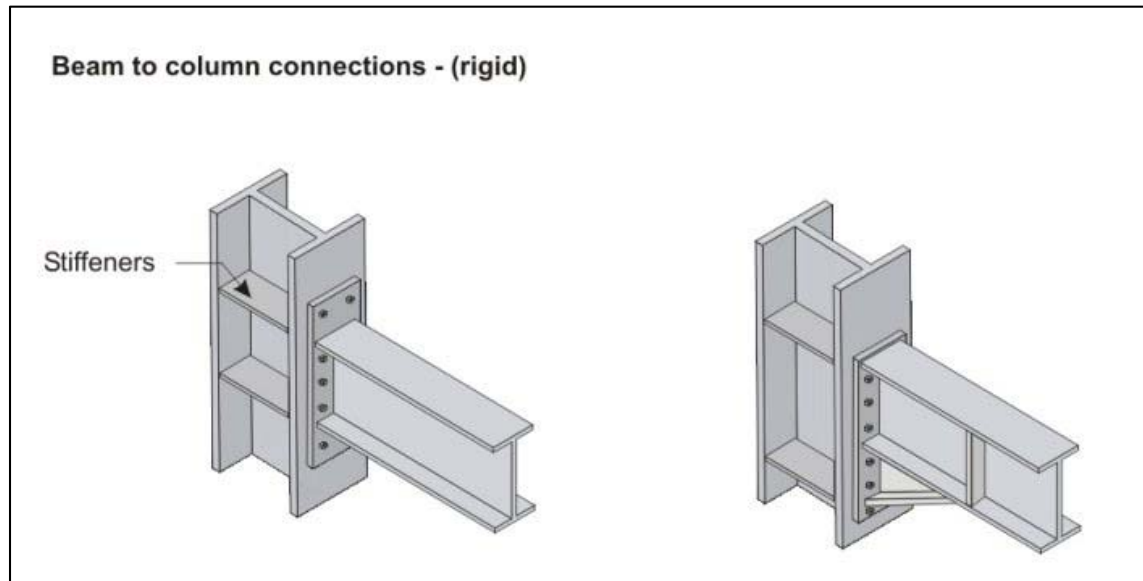
#### Horisontale skiver

De horisontale skivene i en konstruksjon er som regel dekkenskiver og takskiver. Disse vil ta opp de horisontale lastene, vind og skjevstilling, som overføres til de vertikale skivene.

Dersom en bruker hulldekker som etasjeskillere er det viktig at disse virker som en horisontal skive som kan overføre de horisontale kreftene videre.

3.4.4 Knutepunkter

Figur 3.16: Knutepunkter som er leddet [7]



Figur 3.17: Knutepunkter som er momentstive [7]

## 4 Karakteristiske laster på konstruksjonen

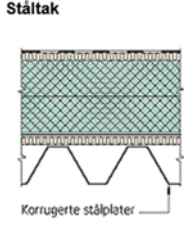
Alle laster er oppgitt som karakteristiske laster, dersom annet ikke er oppgitt.

### 4.1 Vertikallaster

#### 4.1.1 Egenlast

Tak:

Egenvekt for taket er hentet fra SINTEF Byggforsk, NBI - 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler [8]



| Konstruksjon og takteknikning  | Isolasjon             | Egenlast kN/m <sup>2</sup> |
|--|-----------------------|----------------------------|
| Korrugerte stålplater, asfalttakbelegg, mekanisk festet folie- eller metallplateteknikning | Ca. 350 mm polystyren | 0,4                        |
|  | Ca. 350 mm mineralull | 0,7                        |

Figur 4.1: Egenvekt takkonstruksjon [8]

#### Stålbjelker/søyler

Egenlasten til stålbjeldene og søylene blir automatisk tatt med i beregningen i Focus Konstruksjon.

#### Hulldekker

Se vedlegg 10.9 s. 104

$$477 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 4.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 4.1.2 Nyttelast

#### Hulldekker

Nyttelast som virker på hulldekker finnes i tabell NA.6.2 i Eurocode 1: Laster på konstruksjoner.

Ut ifra tabell NA.6.1 velges nyttelast for kontorarealer.

| Kategori | Spesifikk bruk   | Eksempel   |
|----------|--|--|
| A        | Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter   | Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter   |
| B        | Kontorarealer  |  |
| C        | Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) <sup>1)</sup> | <b>C1</b> Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.<br><b>C2</b> Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningsaler, forsamlingsaler, ventilerom medregnet forhold på jernbanestasjon osv.<br><b>C3</b> Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller<br><b>C4</b> Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.<br><b>C5</b> Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og ankomstområder og jernbaneperronger |
| D        | Forretningsarealer   | <b>D1</b> Arealer i vanlig detaljhandel<br><b>D2</b> Arealer i varehus   |

<sup>1)</sup> Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.

MERKNAD 1 Oppdrags giver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.

MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.

MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.

| Kategorier for belastede områder                 | q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ] | Q <sub>k</sub> [kN] |
|--|-------------------------------------|---------------------|
| Kategori A                                       |                                     |                     |
| - Gulv   | 2,0                                 | 2,0                 |
| - Trapper  | 3,0                                 | 2,0                 |
| - Balkonger og verandaer <sup>1)</sup>           | 4,0                                 | 2,0                 |
| - Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang | 1,0                                 | 1,5                 |
| Kategori B                                       | 3,0                                 | 2,0                 |
| Kategori C                                       |                                     |                     |
| - C1   | 3,0                                 | 4,0                 |
| - C2   | 4,0                                 | 4,0                 |
| - C3   | 5,0                                 | 4,0                 |
| - C4   | 5,0                                 | 7,0                 |
| - C5   | 5,0                                 | 4,0                 |
| Kategori D                                       |                                     |                     |
| - D1   | 5,0                                 | 4,0                 |
| - D2   | 5,0                                 | 7,0                 |

Nyttelast hulldekker:

$$p := 3.0 \frac{kN}{m^2}$$

## 4.2 Horisontallaster

### 4.2.1 Skjevstillingslast

I Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger er det beskrevet i punkt 5.3.2(3) om skjevstillingslast. [9]

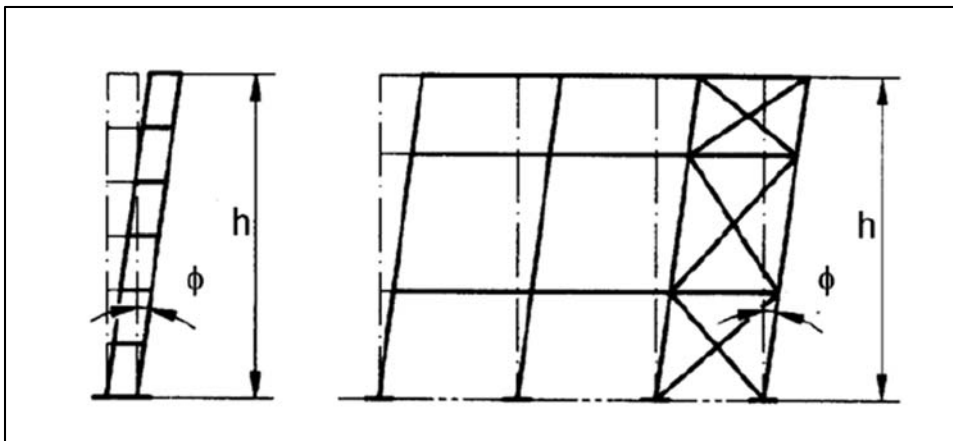
Startverdien for global skjevstilling:

$$\phi := \phi_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

der:

|                           |   |
|---------------------------|---|
| $\phi_o := \frac{1}{200}$ | Basisverdi  |
| $h$                       | Konstruksjonens høyde                               |
| $\alpha_h$                | Reduksjonsfaktor for høyde $h$ gjeldende for søyler |
| $m$                       | Antall søyler                                       |
| $\alpha_m$                | Reduksjonsfaktor for antall søyler i en rad         |

Denne startverdien multipliseres da med de vertikale lastene på konstruksjonen. Se vedlegg 10.8 s. 103 for utregning av skjevstillingslast.



Figur 4.2: Ekvivalent verdi av skjevstilling for søyler [9]

#### 4.2.2 Jordskjelvlast

Jordskjelvlast har ikke hatt en stor betydning for dimensjonering i Norge. Norge befinner seg i et område langt fra jordplategrenser. Men etter at Eurocode 8 ble innført har fokuset på jordskjelv i Norge blitt større.

Det er visse utelatelseskriterier som standarden tar hensyn til. I punkt 3.2.1 (5) i det nasjonale tillegget står det beskrevet at dersom bygget er innenfor et eller flere av kriteriene, trengs det ikke videre dimensjoneres for jordskjelv.

Utelatelseskriterier:

- Hvis bygget er i seismisk klasse 1
- For lette trekonstruksjoner
- Dersom  $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$
- Dersom  $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$

Dette bygget er i seismisk klasse 2 eller 3.

| Byggverk  | I   | II  | III | IV              |
|---|-----|-----|-----|-----------------|
| Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store   |     |     |     | X <sup>1)</sup> |
| Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende                          |     |     | (X) | X               |
| Høye bygninger, mer enn 15 etasjer  |     | (X) | X   |                 |
| Jernbanebruer <sup>2)</sup>   |     |     | X   | (X)             |
| Veg- og gangbruer <sup>2)</sup>   |     | (X) | X   | (X)             |
| Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.) |     | (X) | X   |                 |
| Kaier og havneanlegg  |     | X   | (X) |                 |
| Tårn, master, skorsteiner, siloer   | (X) | X   | (X) |                 |
| Industrianlegg  |     | X   | (X) |                 |
| Skoler og institusjonsbygg  |     | (X) | X   |                 |
| Kontorer, forretningsbygg og boligbygg  |     | X   | (X) |                 |
| Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.  | X   | (X) |     |                 |
| Landbruksbygg   | (X) |     |     |                 |
| Fiskerihavner   | (X) |     |     |                 |
| Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid  | (X) |     |     |                 |

<sup>1)</sup> For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.  
Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.

<sup>2)</sup> Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.

$S_d$  bestemmes fra kriteriene:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Der svingeperioden  $T$  beregnes fra:

$$T := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

der:  $C_t := \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$  er en konstant avhengig av avstivningssystemet

$H$  er høyden på bygningen fra fundament

$A_c$  er det totale effektive arealet av skjærveggene i første etasje

|         |  |
|---------|--|
| $\beta$ | settes lik 0,2 etter kapittel 3.2.2.5(4) i standarden            |
| $q$     | settes lik 1,5 etter kapittel NA.3.2.1 () i standarden           |
| $S$     | settes lik 1,0 for grunntype A etter Tabell NA. 3.3 i standarden |
| $T_B$   | settes lik 0,10  |
| $T_C$   | settes lik 0,25 etter Tabell NA.3.3 i standarden                 |
| $T_D$   | settes lik 1,5   |

Grunnens akselerasjon

$$a_g := 0,8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_1 = 0,784 \frac{m}{s^2}$$

der:

$a_{g40Hz} := 0,7 \frac{m}{s^2}$  er berggrunnens akselerasjon Figur NA.3(901)

$\gamma_1 := 1,4$  faktor for seismisk klasse 3



Ut i fra dette blir svingeperioden:

$$T_1 = 0.815 \text{ s}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T_1}$$

$$S_d = 0.401 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Dimensjonerende spektrum,  $S_d$ , er mindre enn  $0,49 \text{ m/s}^2$ , da trengs det ikke beregne lastvirkning for jordskjelv på bygget.

## 4.3 Naturlaster

### 4.3.1 Snølast

I Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-3: Allmenne laster, snølast er det beskrevet fremgangsmåten for å finne snølast på tak. [10]

$$s := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

der:

|       |                               |
|-------|-------------------------------|
| $s$   | Snølast på tak                |
| $\mu$ | Formfaktor for tak            |
| $C_e$ | Eksponeringskoeffisienten     |
| $C_t$ | Termisk koeffisient           |
| $s_k$ | Karakteristisk snølast på tak |

Bygget ligger i Haugesund kommune i Rogaland. Ut ifra tabell NA.4.1(901) finner vi karakteristisk snølast på mark.

Ut i fra dette finner vi **snølast på tak**:

$$s = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se vedlegg 10.6 side 99 for utregning.

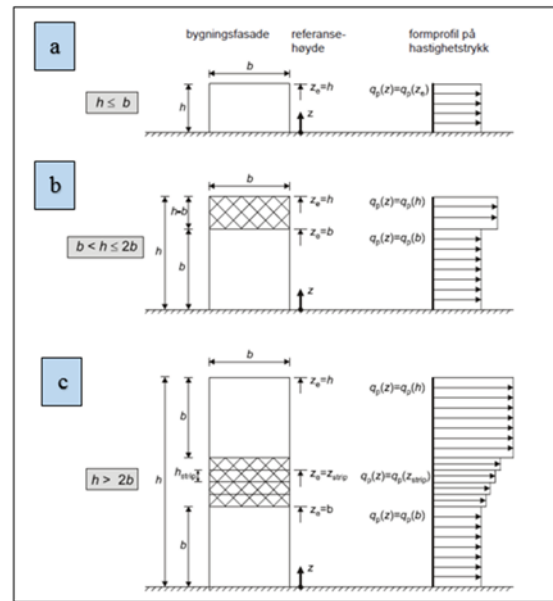
### 4.3.2 Vindlast

Vindlasten er beregnet på bakgrunn fra Eurocode 1:  
Laster på konstruksjoner: Del 1-4: Allmenne laster:  
Vindlaster [11]

Punkt 7.2.2 angir fordeling av hastighetstrykket  $q_p(z)$  på bakgrunn av byggets bredde og høyde.

Ut i fra dette, må vi beregne hastighetstrykket i alternativ a.

|                  |                       |
|------------------|-----------------------|
| Bredde på bygget | $b := 37 \text{ m}$   |
| Høyde på bygget  | $h := 25.4 \text{ m}$ |



Figur 4.3: Formprofil på hastighetstrykk [11]

Formler for utregning av vindkasthastighetstrykket:

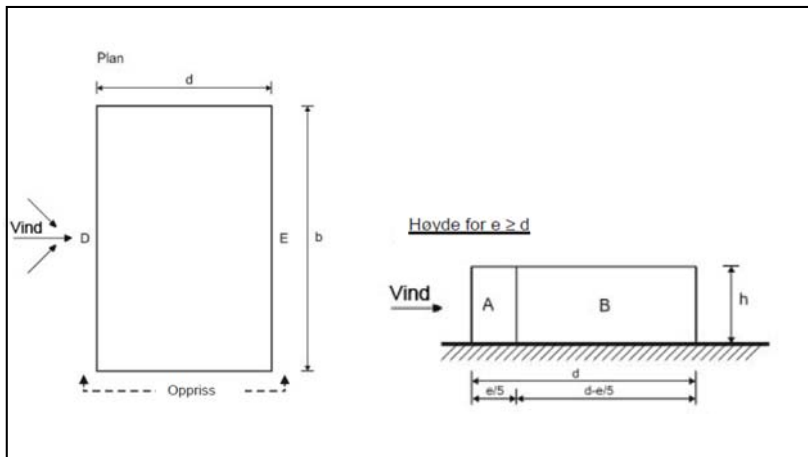
|   |                               |
|---|-------------------------------|
| $q_p(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \quad (\text{lig. NA.4.8})$ |                               |
| der:  |                               |
| $\rho$  | lufttettheten                 |
| $v_m(z)$  | stedsvindhastigheten          |
| $k_p := 3.5$  | toppfaktor som settes lik 3.5 |
| $I_v(z)$  | turbulensintensitet           |

Ut i fra dette blir vindkasthastigheten beregnet til:

$$q_p(z) = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

Se vedlegg 10.7 s. 100 for utregning av hastighetstrykket.

Formfaktorer for bygget finnes fra Tabell 7.1 i standarden [11].



Figur 4.4: Formfaktor for vertikale vegger [11]

Tabell 4-1: Formfaktorer [11]

| Sone        | A           |            | B           |            | C           |            | D           |            | E           |            |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|             | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ |
| 5           | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        | +0,8       | +1,0        | -0,7       |             |            |
| 1           | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        | +0,8       | +1,0        | -0,5       |             |            |
| $\leq 0,25$ | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        | +0,7       | +1,0        | -0,3       |             |            |

$$h := 25.4 \text{ m}$$

$$d := 37 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.69$$

$$\text{Formfaktor for sone E (bruker interpolasjon): } c_{pe,10E} := -0.5 + \left( -0.7 \cdot \frac{\frac{h}{d} - 1.0}{5} \right) = -0.46$$

$$\text{Formfaktor for sone D: } c_{pe,10D} := 0.8$$

$$\text{Nettetrykk } c_{pe,10D} - c_{pe,10E} = 1.256$$

Fra hastighetstrykket kan vi finne linjelasten som virker på dekkene i hver etasje: Vind mot langside.

$$\text{Linjelast på dekkene: } V := q_p(z) \cdot (c_{pe,10D} - c_{pe,10E}) h_{etg}$$

Tabell 4-2: Linjelast på dekker

| VINDLAST PÅ DEKKE I HVER ETASJE |  |                              |                     |                  |
|---------------------------------|--|------------------------------|---------------------|------------------|
| Dekke over                      | Vindkasthastighetstrykk, qp(z) kN/m <sup>2</sup> | Samlet formfaktor for D og E | Belastet område [m] | Linjelast [kN/m] |
| 6 etg. (tak)                    | 1,2  | 1,256                        | 2                   | 3,0              |
| 5 etg.                          | 1,2  | 1,256                        | 4                   | 6,0              |
| 4 etg.                          | 1,2  | 1,256                        | 4                   | 6,0              |
| 3 etg.                          | 1,2  | 1,256                        | 4                   | 6,0              |
| 2 etg.                          | 1,2  | 1,256                        | 4                   | 6,0              |
| 1 etg.                          | 1,2  | 1,256                        | 4                   | 6,0              |

Disse lastene gir grunnlaget for dimensjonering av de vertikale skivene. Se kap. 5.7 s. 55.

## 5 Dimensjonering av bæresystemet

### 5.1 Forutsetninger og dimensjoneringsgrunnlag

#### 5.1.1 Pålitelighetsklasse

Tabell 5-1: Klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler [12]

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

| Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler                               | Pålitelighetsklasse (CC/RC) |     |     |     |
|---|-----------------------------|-----|-----|-----|
|   | 1                           | 2   | 3   | 4   |
| Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall   |                             |     |     | x   |
| Dammer  |                             |     | x   | (x) |
| Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien  |                             |     | x   | (x) |
| Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller <sup>1)</sup>                            |                             | (x) | x   | (x) |
| Veg- og jernbanebruer   |                             |     | x   |     |
| Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentere, forsamlingslokaler, osv.) |                             | (x) | x   |     |
| Kai- og havneanlegg   |                             | x   | (x) |     |
| Tåm, master, skorsteiner, siloer  |                             | x   | (x) |     |
| Industrianlegg  |                             | x   | (x) |     |
| Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.  |                             | x   | (x) |     |
| Fiskerihavner og -anlegg  | (x)                         | x   |     |     |
| Landbruksbygg   | x                           | (x) |     |     |
| Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter   | x                           | (x) |     |     |
| Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold <sup>1)</sup>             | x                           | (x) |     |     |
| Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.  | x                           |     |     |     |
| Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid  | x                           |     |     |     |

<sup>1)</sup> Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

#### 5.1.2 Kontrollklasse

Tabell 5-2: Kontrollklasse

Tabell NA.A1(902) – Krav til graden av prosjekteringskontroll og graden av utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse

| Pålitelighetsklasse (CC/RC) | Kontrollklasse    |
|-----------------------------|-------------------|
| 1                           | B (begrenset)     |
| 2                           | N (normal)        |
| 3                           | U (utvidet)       |
| 4                           | Skal spesifiseres |

## 5.2 Grensetilstander

Standarden NS-EN 1990 definerer grensetilstander slik: «Tilstander som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfyller fastsatte dimensjoneringskriterier.» [12]. For å dimensjonere en konstruksjon eller konstruksjonsdel påviser man at konstruksjonen tilfredsstillers dimensjoneringsreglenes krav i de ulike grensetilstandene. Grensetilstandene som blir kontrollert i denne oppgaven vil være bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

### 5.2.1 Bruddgrensetilstand (ULS – Ultimate Limit State)

I denne grensetilstanden blir konstruksjonens kapasitet mot brudd bestemt. Altså den maksimale bæreevnen til konstruksjonen. På grunn av at det er en viss usikkerhet ved de karakteristiske lastene, multipliseres de med lastkoeffisienter.

Tabell 5-3: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand

| Dimensjonerings situasjon                   | Permanente laster | Dominerende variabel last | Andre variable laster |
|---|-------------------|---------------------------|-----------------------|
| STR/GEO Kapasitet (Sett B)<br>Likning 6.10a | 1.35/1.0          | $1.5 * \psi_0$            | $1.5 * \psi_0$        |
| Likning 6.10b                               | 1.2/1.0           | 1.5                       | $1.5 * \psi_0$        |
| STR/GEO Kapasitet (Sett C)<br>Likning 6.10  | 1.0               | 1.3                       | $1.3 * \psi_0$        |

Kilde: NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [12]

Den lastkombinasjonen som gir ugunstigste lastvirkning skal benyttes.

### 5.2.2 Bruksgrensetilstand (SLS - Serviceability Limit State)

I bruksgrensetilstanden kontrolleres det at bygningen tilfredsstillers krav til bruk og formål.

Lastfaktorene som brukes i denne grensetilstanden er oppført i tabell nedenfor:

Tabell 5-4: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand

| Kombinasjon         | Permanente laster | Variable laster  |                |
|---------------------|-------------------|------------------|----------------|
|                     |                   | Dominerende last | Andre laster   |
| Karakteristisk      | 1.0               | 1.0              | $1.0 * \psi_0$ |
| Ofte forekommende   | 1.0               | $1.0 * \psi_1$   | $1.0 * \psi_2$ |
| Tilnærmet permanent | 1.0               | $1.0 * \psi_2$   | $1.0 * \psi_2$ |

Kilde: NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [12]

5.2.3  $\Psi$ -faktorer:

Lastfaktorene skal multipliseres med  $\Psi$ -faktorer. Disse finner man i NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [12].

Tabell 5-5:  $\Psi$ -faktorer for bygninger [12]

| Last   | $\psi_0$          | $\psi_1$          | $\psi_2$          |
|--|-------------------|-------------------|-------------------|
| Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)  |                   |                   |                   |
| Kategori A: boliger  | 0,7               | 0,5               | 0,3               |
| Kategori B: kontorer   | 0,7               | 0,5               | 0,3               |
| Kategori C: forsamlingslokaler, møterom  | 0,7               | 0,7               | 0,6               |
| Kategori D: butikker   | 0,7               | 0,7               | 0,6               |
| Kategori E: lager  | 1,0               | 0,9               | 0,8               |
| Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt $\leq$ 30kN og høyst 8 seter utenom fører sete) | 0,7               | 0,7               | 0,6               |
| Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt $\leq$ 160kN på to akslinger     | 0,7               | 0,5               | 0,3               |
| Kategori H: tak  | 0                 | 0                 | 0                 |
| Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)  | 0,7 <sup>1)</sup> | 0,5 <sup>1)</sup> | 0,2 <sup>1)</sup> |
| Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)   | 0,6 <sup>1)</sup> | 0,2 <sup>1)</sup> | 0 <sup>1)</sup>   |
| Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)  | 0,6 <sup>1)</sup> | 0,5 <sup>1)</sup> | 0 <sup>1)</sup>   |

<sup>1)</sup> Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter

## 5.2.4 Lastkombinasjoner

Tabell 5-6: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

| Laster<br>Lastkomb | Konstruksjonens<br>tyngde | Egenlast | Nyttelast             | Snølast               |
|--------------------|---------------------------|----------|-----------------------|-----------------------|
| Sett B: lign 6.10a |                           |          |                       |                       |
| 1                  | 1,35                      | 1,35     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ |
| 2                  | 1,35                      | 1,00     | -                     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ |
| 3                  | 1,35                      | 1,35     | -                     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ |
| 4                  | 1,35                      | 1,35     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ | -                     |
| 5                  | 1,00                      | 1,00     | -                     | -                     |
| 6                  | 1,0                       | 1,0      | -                     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ |
| 7                  | 1,00                      | 1,35     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ | -                     |
| Sett B: lign 6.10b |                           |          |                       |                       |
| 7                  | 1,20                      | 1,20     | 1,5                   | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ |
| 8                  | 1,20                      | 1,20     | 1,5                   | -                     |
| 9                  | 1,00                      | 1,20     | 1,50                  | -                     |
| 10                 | 1,20                      | 1,00     | -                     | 1,50                  |
| 11                 | 1,20                      | 1,20     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ | 1,50                  |
| 12                 | 1,20                      | 1,20     | -                     | 1,5                   |
| 13                 | 1,00                      | 1,00     | 1,5                   | -                     |
| 14                 | 1,00                      | 1,00     | -                     | 1,5                   |
| 15                 | 1,00                      | 1,00     | 1,5 * $\psi_0 = 1,05$ | -                     |
| Sett C             |                           |          |                       |                       |
| 16                 | 1,00                      | 1,00     | 1,3                   | 1,3* $\psi_0 = 0,91$  |
| 17                 | 1,00                      | 1,00     | -                     | 1,3* $\psi_0 = 0,91$  |
| 18                 | 1,00                      | 1,00     | 1,30                  | -                     |
| 19                 | 1,00                      | 1,00     | 1,3* $\psi_0 = 0,91$  | 1,30                  |
| 20                 | 1,00                      | 1,00     | -                     | 1,30                  |
| 21                 | 1,00                      | 1,00     | 1,3* $\psi_0 = 0,91$  | -                     |

Den lastkombinasjonen og lastsituasjon som blir mest ugunstig blir dimensjonerende.

Sett C er lastkombinasjoner som brukes for geotekniske laster.



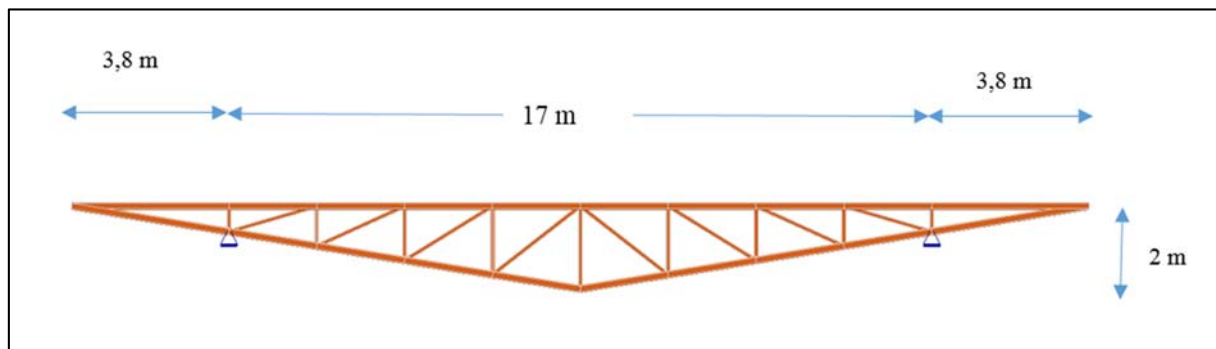
### 5.3 Tak konstruksjon

For å kunne bestemme den beste løsningen på takkonstruksjonen er det blitt vurdert 2 ulike alternativer. Disse alternativene er blitt vurdert i forhold til

- Egenskapene til materialet
- Materialpris
- Vekt av takstol
- Levetid

Det ble ut i fra arkitektens sitt ønske utarbeidet forslag for hvordan takstolene skulle se ut. Arkitekten ønsket at konstruksjonen skulle være synlig. Dermed ble det i tillegg til kriteriene ovenfor, også lagt vekt på arkitektur ved valg av materialer og utforming av takkonstruksjonen.

#### Alternativ 1: Takstol av stål, KFHUB profiler



Figur 5.1: Takstol av stål

#### Egenskaper til stål:

Stål har høy styrke i forhold til vekt. Mindre vekt på konstruksjonen vil gi lavere laster ved fundament, og dermed lavere materialkostnader.

#### Vekt:

Her er vekten av konstruksjonen beregnet ut i fra opplysninger fra Focus Konstruksjon.

Totalvekt av fagverket blir ca. 2,8 tonn.

|                 |  |
|-----------------|--|
| Stål            | $g := \frac{77.01 \frac{kN}{m^3}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 7850.2 \frac{kg}{m^3}$ |
| KFHUB 100*100*6 | $A_1 := 2160 \text{ mm}^2$<br>$L_1 := 30560 \text{ mm}$                        |
|                 | $g_1 := g \cdot A_1 \cdot L_1 = 518.2 \text{ kg}$                              |
| KFHUB 180*180*8 | $A_2 := 5280 \text{ mm}^2$<br>$L_2 := 54189 \text{ mm}$                        |
|                 | $g_2 := g \cdot A_2 \cdot L_2 = 2246.1 \text{ kg}$                             |
| Vekt totalt:    | $g_{tot} := g_1 + g_2 = 2764.3 \text{ kg}$                                     |

Materialpris:

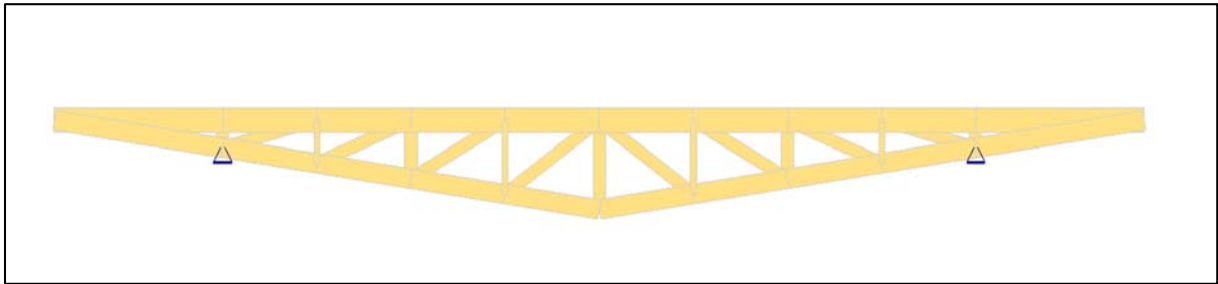
Priser på stål er hentet fra Norsk Stål. Selve materialkostnaden for dette fagverket vil bli:

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| KFHUB 100*100*6             | $p_2 := 11.95 \frac{\text{kr}}{\text{kg}}$                    |
| KFHUB 180*180*8             | $p_1 := 10.75 \frac{\text{kr}}{\text{kg}}$                    |
| Pris totalt:                | $p_{tot} := p_1 \cdot g_1 + p_2 \cdot g_2 = 32411 \text{ kr}$ |
| $\text{kr} = \text{kroner}$ |   |

Levetid:

For stål er det viktig å overflatebehandle for at levetiden skal bli lengst mulig.

**Alternativ 2: Takstol av limtre**



Figur 5.2: Takstol av limtre

Egenskaper til limtre:

Limtre består av konstruksjonsvirke som skjøtes sammen til lameller. Limtreet er et levende materiale som er naturlig, vakkert å se på, og med massive dimensjoner gir en fint synsinntrykk. I forhold til vekt og dimensjon er limtre sterkt. Limtre er spesielt brukt for større spennvidder, men er også brukt for mindre spenn der det er ønske om fagverkets arkitektoniske uttrykksform [13].



Figur 5.3: Limtre [14]

Vekt:

Her ser vi at vekten av limtrefagverket blir ca. 2,6 tonn. Noe mindre enn stålfagverket.

$$g := \frac{3.92 \frac{kN}{m^3}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 399.6 \frac{kg}{m^3}$$

|              |   |
|--------------|---|
| 120*280      | $A_1 := 33600 \text{ mm}^2$<br>$L_1 := 55483 \text{ mm}$  |
|              | $g_1 := g \cdot A_1 \cdot L_1 = 744.9 \text{ kg}$         |
| 200*440      | $A_2 := 88000 \text{ mm}^2$<br>$L_2 := 24923 \text{ mm}$  |
|              | $g_2 := g \cdot A_2 \cdot L_2 = 876.4 \text{ kg}$         |
| 180*560      | $A_3 := 100800 \text{ mm}^2$<br>$L_3 := 24600 \text{ mm}$ |
|              | $g_3 := g \cdot A_3 \cdot L_3 = 990.9 \text{ kg}$         |
| Vekt totalt: | $g_{tot} := g_1 + g_2 + g_3 = 2612.2 \text{ kg}$          |

Materialpris:

Moelven Limtre ble kontaktet for et prisoverslag for fagverket i limtre. Fikk dessverre ikke noe respons fra Moelven på dette.

Det ble i stedet regnet ut et overslag med priser fra nettsiden «byggevarer-24.no». [15]

|              |   |
|--------------|---|
| 120*280      | $p_1 := 11.336 \frac{\text{kr}}{kg}$  |
| 200*440      | $p_2 := 22.7 \frac{\text{kr}}{kg}$  |
| 180*560      | $p_3 := 22.7 \frac{\text{kr}}{kg}$  |
| Pris totalt: | $p_{tot} := p_1 \cdot g_1 + p_2 \cdot g_2 + p_3 \cdot g_3 = 50831.3 \text{ kr}$ |
|              | $\text{kr} = \text{kr}$   |

Her ser vi at totalprisen på limtrefagverket vil bli ca. 50 000 kr.

Levetid:

For limtre er det viktig at luftfuktigheten ikke blir for høy, det kan føre til råte og fuktskader.

### Sammendrag: valg av takkonstruksjon

I Tabell 5-7 ser vi at limtre har noe lavere vekt enn stålfagverket. Forskjellen på stålfagverket og limtre er totalt på hele bygget 1,2 tonn. Prisen derimot er den største forskjellen, på hele 18 000 kr pr fagverk.

For å kunne bestemme seg for et alternativ er en nødt til å ta hensyn til økonomien i byggeprosjektet og tanken bak arkitekturen. Her vil hovedvekten ligge på prisen, og inntrykket. Dersom byggherren hadde vært villig til å betale for limtre, ville denne varianten foretrukkes pga. det estetiske i bygget. En annen faktor en burde ta hensyn til er brannmotstanden. Limtre holder bæreevnen mye lengre enn for eksempel stål.

*Tabell 5-7: Sammendrag av takalternativer*

|                    | Vekt [kg] | Pris [kr] | Levetid                        | Egenskaper  |
|--------------------|-----------|-----------|--------------------------------|---|
| <b>Stålfagverk</b> | 2 764     | 32 411    | Viktig med overflatebehandling | Høy styrke i forhold til vekt                               |
| <b>Limtre</b>      | 2 612     | 50 831    | Viktig med lav luftfuktighet   | Fint synsinntrykk, sterkt i forhold til vekt og dimensjoner |

Velger her å bruke stålfagverket, pga. lavere pris.

#### 5.3.1 Valg av konstruksjonstype og fall på takkonstruksjon

Hovedfunksjonene for et tak er:

- Holde tett mot nedbør i form av regn og smeltevann
- Ha gode avrennings- og nedløpsforhold
- Bære opptredende snølaste, vindlaste og nyttelaste
- Isolere mot varmetap fra oppvarmede lokaler
- Bidra til at bygningen får en tilfredsstillende estetisk form

[16]

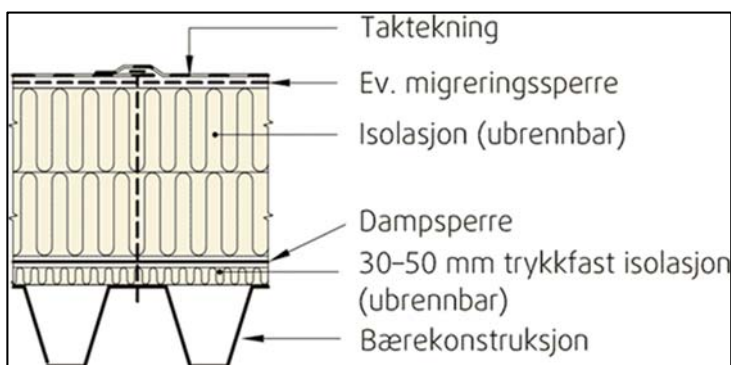
I lag med arkitekt er det valgt å bruke korrugerte stålplater, et kompakt tak, se Figur 5.4. Kompakte tak, også kalt varme tak, er tak som består av ett eller flere lag som ligger så tett sammen som praktisk mulig. Kompakte tak har ikke et tilsiktet luftsjikt mellom varmeisolasjon og takteking, og varmegjennomgangen gjør at snø vil smelte. Smeltevannet må ledes bort fra taket på en forsvarlig måte. På Byggforsk sine sider står det beskrevet hvordan god avrenning fra takflaten skal utføres:

- Fall på min. 1:40 på ferdig takflate. Nedbøyning på grunn av egenvekt og belastning på taket må ikke gi mindre fall enn de angitte verdiene.
- Fall i renner og i kilrenner på min. 1:60
- Isfrie renner og sluk, for eksempel ved å lage lokale forsenkninger som gir større varmegjennomgang og snøsmelting
- Gjennomtenkt slukplassering og -antall. Sluk legges i lavpunktene, aldri ved søyler, bjelker e.l.
- Nødoverløp
- Gjennomføringer plassert utenfor lavpunkter og kilerenner, helst i høybrekkene

[17]

Fall og slukplassering kan utformes på flere måter. Fallet kan bygges opp med skråskårne plater av polystyren eller mineralull, enten som tosidig fall mot renne eller som firesidig fall mot sluk. [17]

Ut i fra disse anbefalingene fra Byggforsk er det valgt å legge skråskårne plater av ubrennbar isolasjon, slik at fall på ferdig takflate blir 1:40.



Figur 5.4 Oppbygging av takkonstruksjonen

Det er valgt utvendig nedløp for takkonstruksjonen, etter anbefalinger fra Byggforsk [16]:

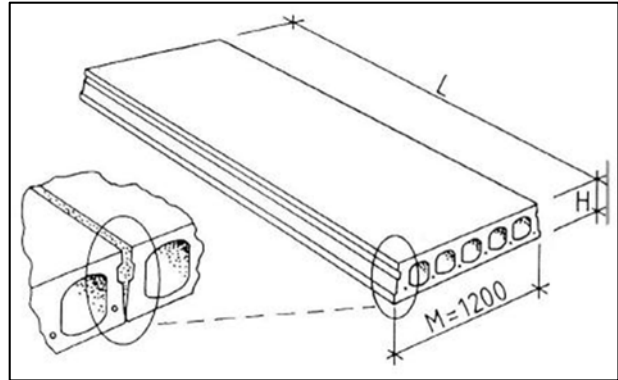
«Tak med utvendig nedløp er aktuelt for:

- Små og mellomstore bygninger med lufting i skrå takflater
- Kompakte tak på steder langs kysten hvor det bare er kortvarige perioder med kuldegrader og lite snøfall. Dette gjelder bare der man av erfaring vet at det svært sjelden forekommer langvarige perioder med snø på takene, og hvor man samtidig aksepterer at det oppstår isdannelse i perioder med snø.»

## 5.4 Hulldekker

Spennvidden på hulldekkene er 17 meter og 10 meter. Det er valgt å dimensjonere hulldekkene ut i fra 17 meter, da dette blir dimensjonerende.

For å dimensjonere hulldekker er det blitt brukt tabeller i fra Spenncon. Se vedlegg 10.9 s. 104. Egenlast for hulldekkene er blitt korrigert for i grafen (se vedlegg), så dette skal ikke tas med i beregningen.



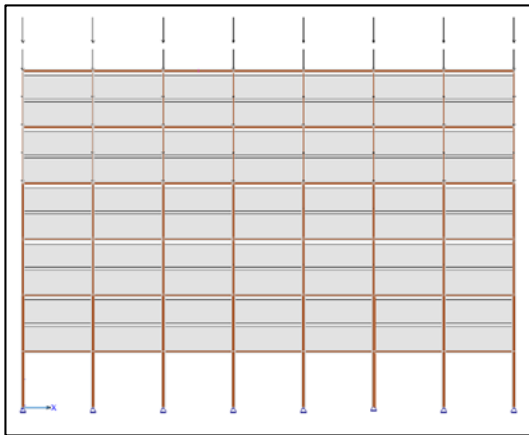
Figur 5.5: Dimensjon på hulldekker [18]

Se vedlegg 10.9 s. 104 for utregninger.

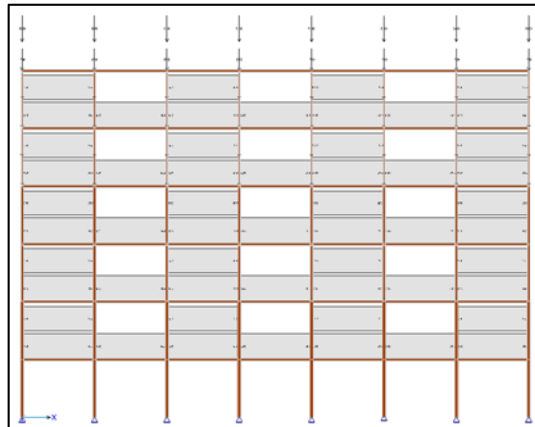
Velger hulldekker

HD 400 13 spenntau i UK

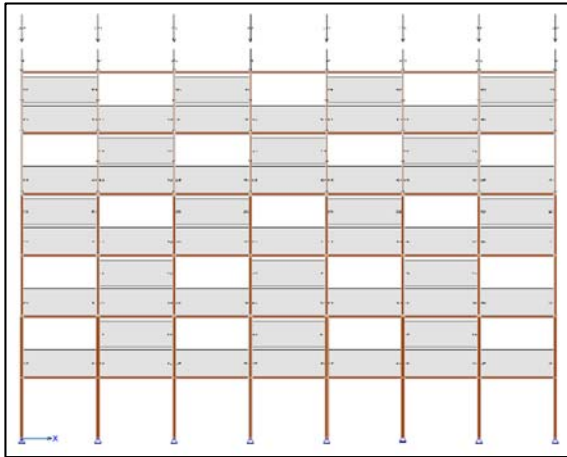
## 5.5 Stålbjelker



Figur 5.6: Lasttilfelle 1, nyttelast og egenlast påført i alle felt.



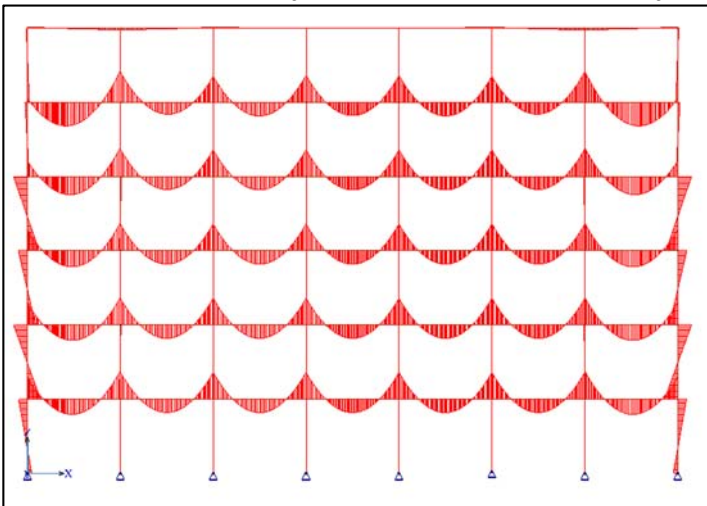
Figur 5.7: Lasttilfelle 2, egenlast påført i hvert felt, nyttelast i annet hvert.



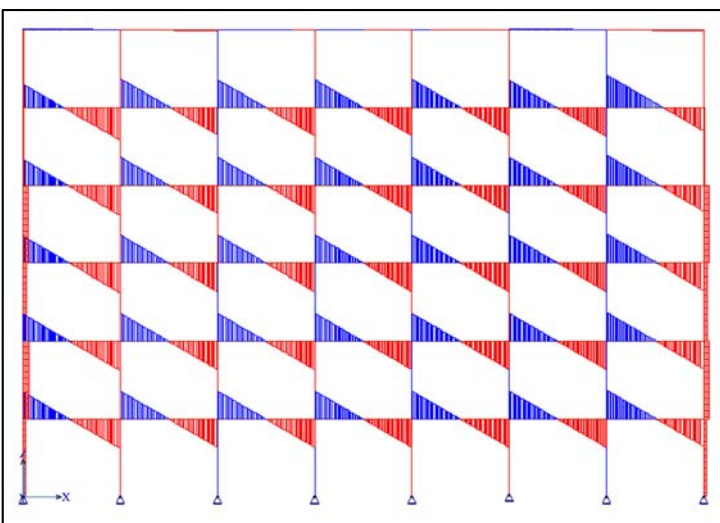
Egenlast påført i hvert felt. Nyttelast påført i annethvert felt, annen hver etasje.

Figur 5.8: Lasttilfelle 3

Lasttilfelle 1 blir dimensjonerende for både moment, skjærkraft og aksialkraft.

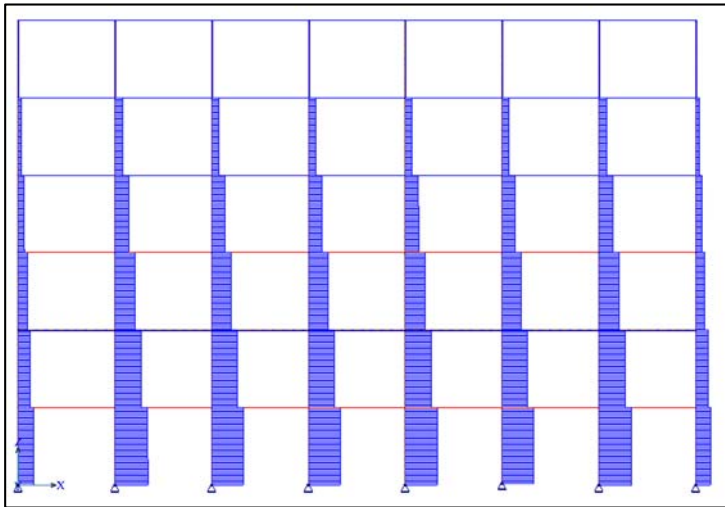


Figur 5.9: Momentdiagram akse 1



Figur 5.10: Skjærkraftdiagram akse 1

Normalkraftdiagram:



Figur 5.11: Normalkraftdiagram akse 1

Etter litt prøving og feiling i Focus Konstruksjon, ble det valgt et HEB-stålprofil for bjelkene. Se tabell vedlegg 10.10 s. 107 [19].

I aksesystemet er det 5 meter mellom hver søyle. Da passer det bra med 10 meter lange stålbejler.

Stålbejlerne blir utsatt for hovedsakelig moment og skjærkrefter.

Største moment og største skjærkraft finner vi over søyletoppen. Dette snittet vil bli dimensjonerende.

#### 5.5.1 Dimensjonerende lastvirkning for bjelke:

$$M_{y,Ed} := 235 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := 281.4 \text{ kN}$$

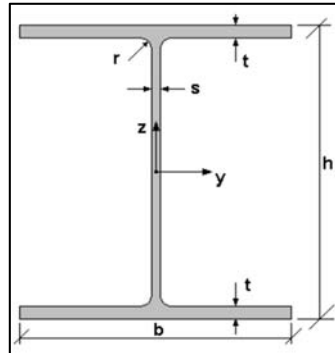
$$N_{Ed} := -2.07 \text{ kN}$$



## 5.5.2 Valgt profil

Prøver et tverrsnitt HEB 220.

| Egenskaper for tverrsnitt |                         |
|---------------------------|-------------------------|
| Navn                      | HEB 220                 |
| h [mm]                    | 220,0                   |
| b [mm]                    | 220,0                   |
| s [mm]                    | 9,5                     |
| t [mm]                    | 16,0                    |
| r [mm]                    | 18,0                    |
| Figur                     | Klikk for å se figur -> |
| Areal [mm <sup>2</sup> ]  | 9100                    |
| Cw [mm <sup>6</sup> ]     | 2,9540e+011             |
| Ix [mm <sup>4</sup> ]     | 7,6800e+005             |
| Iy [mm <sup>4</sup> ]     | 94,3                    |
| Iy [mm <sup>4</sup> ]     | 8,0900e+007             |
| Iz [mm <sup>4</sup> ]     | 55,9                    |
| Iz [mm <sup>4</sup> ]     | 2,8400e+007             |
| Sy [mm <sup>3</sup> ]     | 4,1400e+005             |
| Wy [mm <sup>3</sup> ]     | 7,3600e+005             |
| Wz [mm <sup>3</sup> ]     | 2,5800e+005             |



## 5.5.3 Tverrsnittsklasse

Tverrsnittsklasse er klasse 1.

## 5.5.4 Tverrsnittskapasitet

På grunn av forbindelsen mellom bjelkene og hulldekkene hindrer dette at bjelken kan vippe. Dermed trengs det ikke dimensjoneres for bjelkens vippekapasitet.

Skjærkraftkapasitet:

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 544.2 \text{ kN}$$

**Kontroll av skjærkraftkapasitet:**

$$\eta_v := \frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.52$$

**OK**

### Momentkapasitet:

I NS-EN 1993-1-1 er det beskrevet i punkt 6.2.8, ved bøyningmoment med skjærkraft bør det tas hensyn til skjærkraftens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten. Dersom den dimensjonerende skjærkraften er større enn halvparten av den plastiske skjærkapasiteten,  $V_{pl.Rd}$ , bør momentkapasiteten bestemmes med en redusert flytegrense:

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$\rho := \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2$$

$$(1 - \rho) \cdot f_y = 354.6 \text{ MPa}$$

$$M_{y.Rd} := \frac{f_y \cdot W_y}{\gamma_{M0}} = 279.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Momentkapasitet med redusert flytegrense pga. kombinert skjærkraft.)

**Kontroll av momentkapasitet:**

$$\eta_m := \frac{M_{y.Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.84$$

**OK**

Se vedlegg 10.11 s. 108 for utfyllende beregninger.

Disse håndberegningene ble sammenlignet og kontrollert med Focus Konstruksjon sine resultater:

| Seg. nr.   | Snitt [mm] | Pl.tv | Pl.stab |
|------------|------------|-------|---------|
| 5. Bjelke7 | 0          | 0,84  | 0,84    |

Figur 5.12: Utdrag i fra Focus Konstruksjon resultater

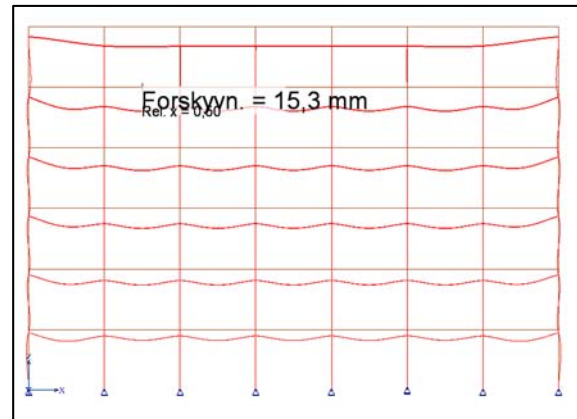
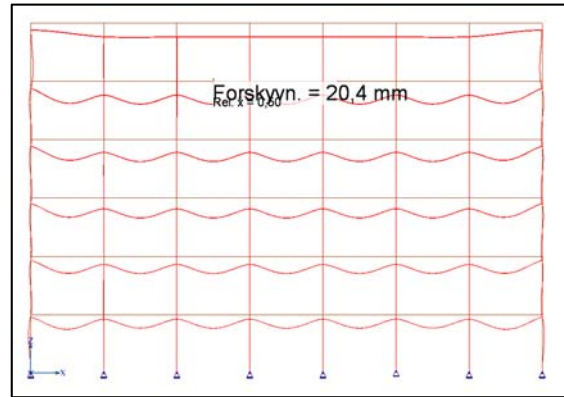
Dette stemmer helt overens med håndberegningene.

5.5.5 Bruksgrense

Bjolkene må også sjekkes for nedbøyning. I heftet «Hulldekker på stål bæresystemer» er det beskrevet at nedbøyningen på stålbjelkene ikke bør overskrive  $L/300$  for å utnytte skjærkapasiteten til hulldekket [2]. Bjelkene vil få en maksimal nedbøyning på 20,4 mm.

$$\delta < \frac{L}{300} \quad L := 5 \text{ m}$$
$$\frac{L}{300} = 16.67 \text{ mm}$$

Kravet viser at nedbøyningen ikke blir tilfredsstillende. Velger da å øke dimensjonen på bjelkene til HEB 300. Da vil bjelkene få en maksimal nedbøyning på 15,3 mm.

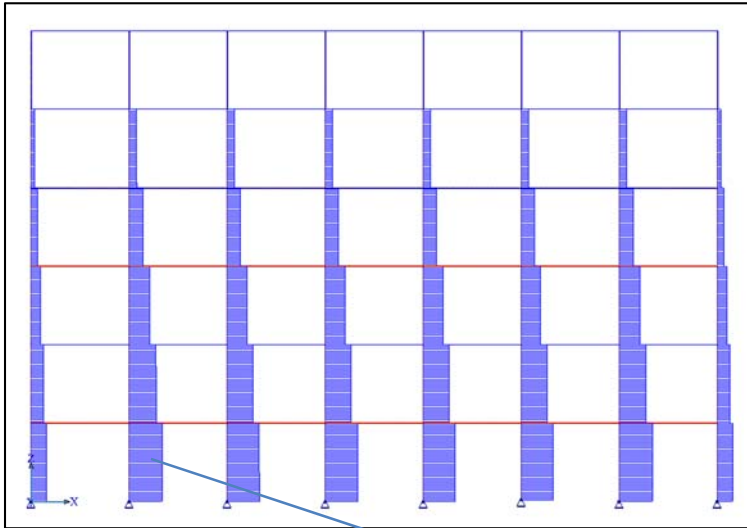


## 5.6 Stålsøyler

Prøver kvadratisk hulprofil: 250\*250\*10

Figuren under viser aksialkraftdiagrammet til søylene i akse-1 (se vedlegg 10.5 s. 98). Her er det blitt brukt lastkombinasjon nr. 7 og lastsituasjon nr. 1 da disse blir dimensjonerende.

### 5.6.1 Dimensjonerende lastvirkning for søyle



Figur 5.13: Aksialkraftdiagram akse-1

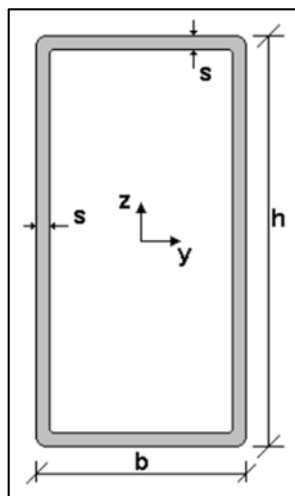
$$N_{Ed} := -2611 \text{ kN}$$

Største aksialkraft i søyler i 1. etasje:

### 5.6.2 Valgt profil

Prøver et tverrsnitt: 250\*250\*10

| Egenskaper for tverrsnitt |                         |
|---------------------------|-------------------------|
| Navn                      | KFHUP 250x250x10        |
| h [mm]                    | 250,0                   |
| b [mm]                    | 250,0                   |
| s [mm]                    | 10,0                    |
| Figur                     | Klikk for å se figur -> |
| Areal [mm <sup>2</sup> ]  | 9260                    |
| Ix [mm <sup>4</sup> ]     | 1,4197e+008             |
| Iy [mm <sup>4</sup> ]     | 97,0                    |
| Iy [mm <sup>4</sup> ]     | 8,7070e+007             |
| iz [mm <sup>4</sup> ]     | 97,0                    |
| Iz [mm <sup>4</sup> ]     | 8,7070e+007             |
| Wpy [mm <sup>3</sup> ]    | 8,2200e+005             |
| Wpz [mm <sup>3</sup> ]    | 8,2200e+005             |
| Wy [mm <sup>3</sup> ]     | 6,9700e+005             |
| Wz [mm <sup>3</sup> ]     | 6,9700e+005             |



5.6.3 Tverrsnittsklasse

Tverrsnittsklasse er klasse 1.

5.6.4 Tverrsnittskapasitet

Aksialkraftkapasitet:

$$\text{KAPASITET: } \frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} = 0.834$$

Kapasitet mot bøyningsekneking:

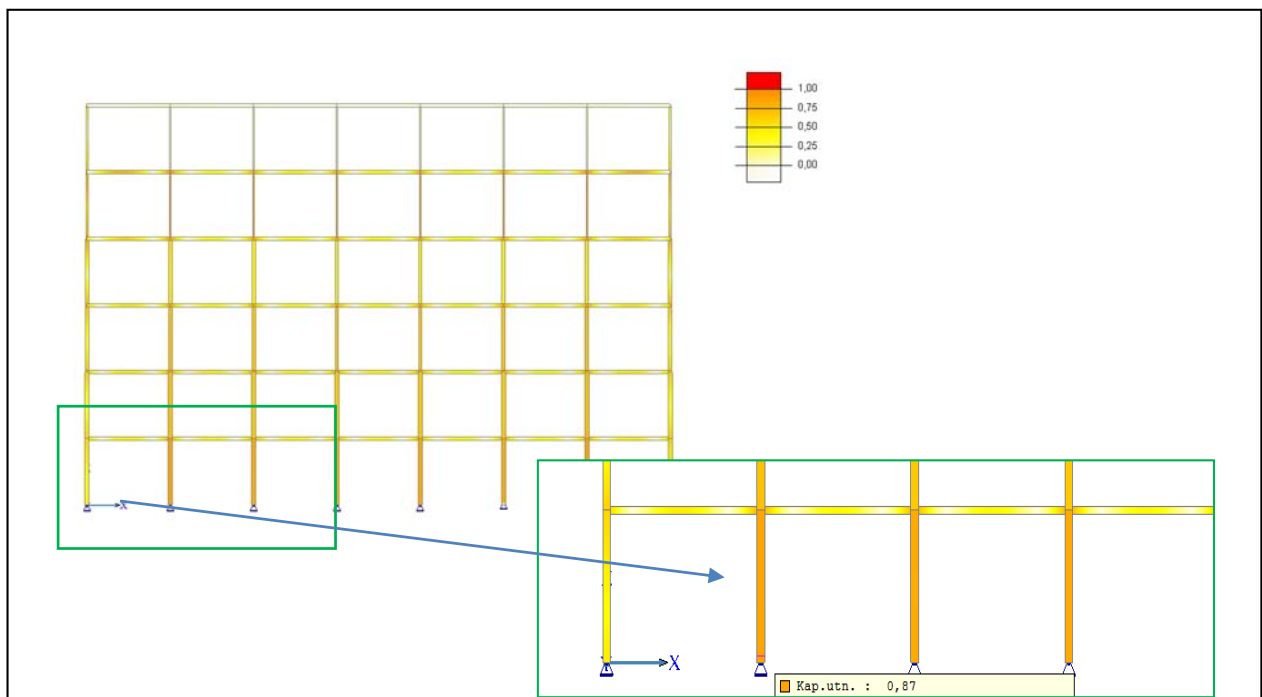
$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} = 0.865$$

Kontroll for kombinert bøyning og aksialkraft:

$$Kap_y := \frac{|N_{Ed}|}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{|M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rk}} = 0.87$$

$$Kap_z := \frac{|N_{Ed}|}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{|M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rk}} = 0.87$$

Resultatet fra Focus Konstruksjons kapasitetskontroll viser at stålsøylen har en kapasitetsutnyttelse på: 0.87. Dette stemmer overens med håndberegningene.



Figur 5.14: Kapasitetsdiagram akse-1

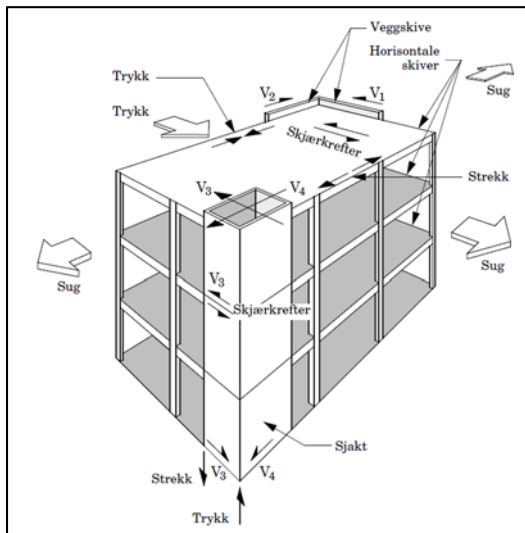
Se vedlegg 10.13 s. 113 for utregning av kapasitetskontroll.

En kvadratisk hulprofil på 250\*250\*10 vil da være tilstrekkelig.

Velger da å bruke KFHUB 250\*250\*10. Det er valgt å dimensjonere denne søylen som blir dimensjonerende for denne aksen.

## 5.7 Avstivning av bygget

Avstivningen som er valgt for dette bygget er et system som består av et søyle-bjelke bæresystem avstivet av skiver. Denne typen bæresystem er ofte brukt i fleretasjes bygg. Da det finnes heissjakter og trappesjakter fra før av, blir ikke tilleggskostnadene med å utnytte dem til avstivning så store.

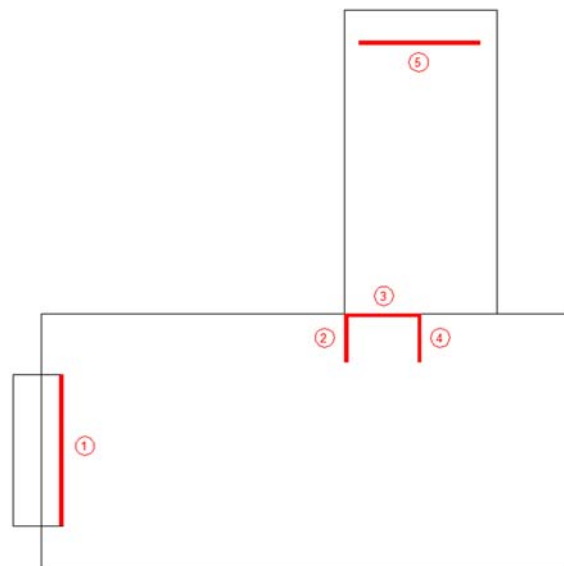


Skivene avstiver konstruksjonen ved å oppta horisontallastene i sitt plan. Dekkene som fungerer som skiver, overfører disse horisontallastene til de vertikale avstivende komponentene, som for eksempel sjakter eller veggskiver. [20]

Løsningen for dette bygget ble å utnytte heissjakt og trappesjaktene i bygget, som vist på figuren under:

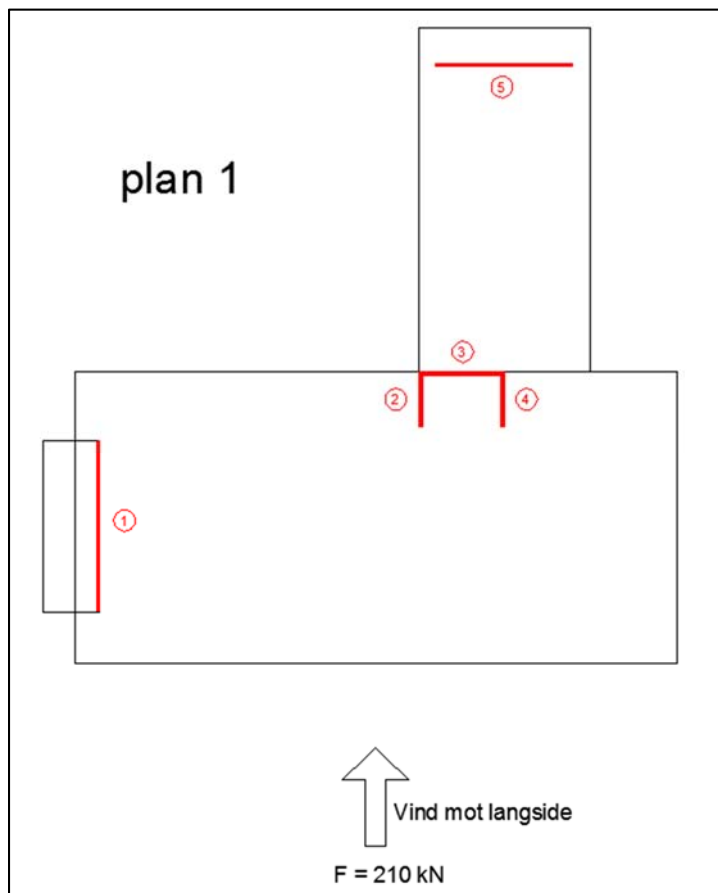
Figur 5.15: Søyle-bjelke bæresystem avstivet av skiver [20]

Det er her valgt at de vertikale avstivende veggene er oppbygd av betongelementer.



Figur 5.16: Vertikale avstivende vegger (plan)

Horisontallast:



Figur 5.17: Vind mot langside

I mangel av tilgang til et program som utfører beregning av vertikale skiver, ble dette gjort for hånd. Beregningene er utført etter prosedyre fra Betongelementboken, bind B [20].

For å finne horisontallasten som virker på langsiden, multipliseres linjelasten som virker på dekkekant med lengden av bygget.

$$F := 6 \frac{kN}{m} \cdot 35 m = 210 kN$$



For å finne fordelingen av de horisontale kreftene til de ulike vertikale skivene blir arbeidsgangen:

1. Beliggenheten av stivhetssenteret beregnes. Formler og fremgangsmåte for å finne stivhetssenteret:

$$x_t := \Sigma \frac{a_i \cdot K_{yi}}{K_y}$$

$$y_t := \Sigma \frac{b_i \cdot K_{xi}}{K_x}$$

$$K_{yi} := \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}}$$

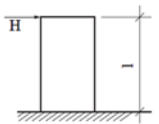
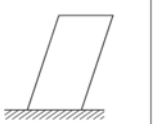
$$K_{xi} := \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}}$$

$$K_b := \frac{k_b \cdot E_{cm} \cdot I_i}{l^3}$$

$$K_s := \frac{k_s \cdot E_{cm} \cdot A_i}{l}$$

|            |   |
|------------|---|
| $H$        | Horisontalkraft på den betraktede skive               |
| $K_s$      | skjærstivhet av vegg "i"                              |
| $K_b$      | bøyestivhet av vegg "i"                               |
| $K_{yi}$   | Stivhet av vegg i y-retning                           |
| $K_{xi}$   | Stivhet av vegg i x-retning                           |
| $k_b, k_s$ | Stivhetskoeffisienter                                 |
| $E_{cm}$   | Elastisitetsmodul for betong                          |
| $I_i$      | Tregghetsmomentet av vegg "i"                         |
| $A_i$      | Areal av vegg "i" som motstår lasten, kun stegarealet |
| $l$        | Høyde på vegg   |
| $x_t$      | Stivhetssenterets koordinater                         |
| $y_t$      |   |

$K_y$  og  $K_x$  er stivhetene til skivene i henholdsvis x og y retning. For en skive i x-retning er  $K_y = 0$ , og for en skive i y-retningen er  $K_x = 0$ .  $k_b$  og  $k_s$  leses ut i fra tabell B 12.2 i Betongelementboka bind B.

| Lasttilfelle | Stivhetskoeffisient   |       |  |       |
|--------------|---|-------|--|-------|
|              | Bøyedeformasjon   | $k_b$ | Skjærdeformasjon   | $k_s$ |
| 1            |  | 3     |  | 1/3   |

Figur 5.18: Stivhetskoeffisienter for forskjellige lasttilfeller

2. Lastresultanten plasseres gjennom stivhetssenteret og lastfordelingen beregnes.
3. Det belastes med et moment som tilsvarer lasten multiplisert med eksentrisiteten i forhold til stivhetssenteret.
4. Lastfordelingen på grunn av momentet beregnes
5. Lastvirkningene adderes.

Dette er oppsummert i tabell under:

Tabell 5-8: Fordeling av de horisontale lastene

|         |     |  |  |  |  |  |
|---------|-----|--|--|--|--|--|
| Hy [kN] | 210 |  |  |  |  |  |
| Hx [kN] | 0   |  |  |  |  |  |

| skive nr. | 1      | 2     | 3      | 4     | 5       | SUM     |
|-----------|--------|-------|--------|-------|---------|---------|
| a [m]     | 1,35   | 20,10 | 22,50  | 24,90 | 24,93   |         |
| b [m]     | 8,00   | 15,32 | 16,90  | 15,32 | 34,85   |         |
| Kx [kN/m] | 0      | 0     | 12601  | 0     | 48558   | 61159   |
| Ky [kN/m] | 92937  | 2639  | 0      | 2639  | 0       | 98215   |
| a*Ky [kN] | 125464 | 53050 | 0      | 65719 | 0       | 244233  |
| b*Kx      | 0      | 0     | 212962 | 0     | 1692236 | 1905198 |

|        |      |  |  |  |  |  |
|--------|------|--|--|--|--|--|
| xt [m] | 2,5  |  |  |  |  |  |
| yt [m] | 31,2 |  |  |  |  |  |

|        |      |  |  |  |  |  |
|--------|------|--|--|--|--|--|
| ex [m] | 15,0 |  |  |  |  |  |
| ey [m] | 0,0  |  |  |  |  |  |

|          |        |  |  |  |  |  |
|----------|--------|--|--|--|--|--|
| Mz [kNm] | 3152,8 |  |  |  |  |  |
|----------|--------|--|--|--|--|--|

| skive nr.                | 1        | 2        | 3         | 4         | 5        | SUM       |
|--------------------------|----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| x [m]                    | -1,1     | 17,6     | 20,0      | 22,4      | 22,4     |           |
| y[m]                     | -23,2    | -15,8    | -14,3     | -15,8     | 3,7      |           |
| x <sup>2</sup> *Ky [kNm] | 120084,8 | 818784,4 | 0,0       | 1325866,7 | 0,0      | 2264735,9 |
| y <sup>2</sup> *Kx [kNm] | 0,0      | 0,0      | 2559409,2 | 0,0       | 664197,1 | 3223606,2 |

|         |           |  |  |  |  |  |
|---------|-----------|--|--|--|--|--|
| I [kNm] | 5488342,2 |  |  |  |  |  |
|---------|-----------|--|--|--|--|--|

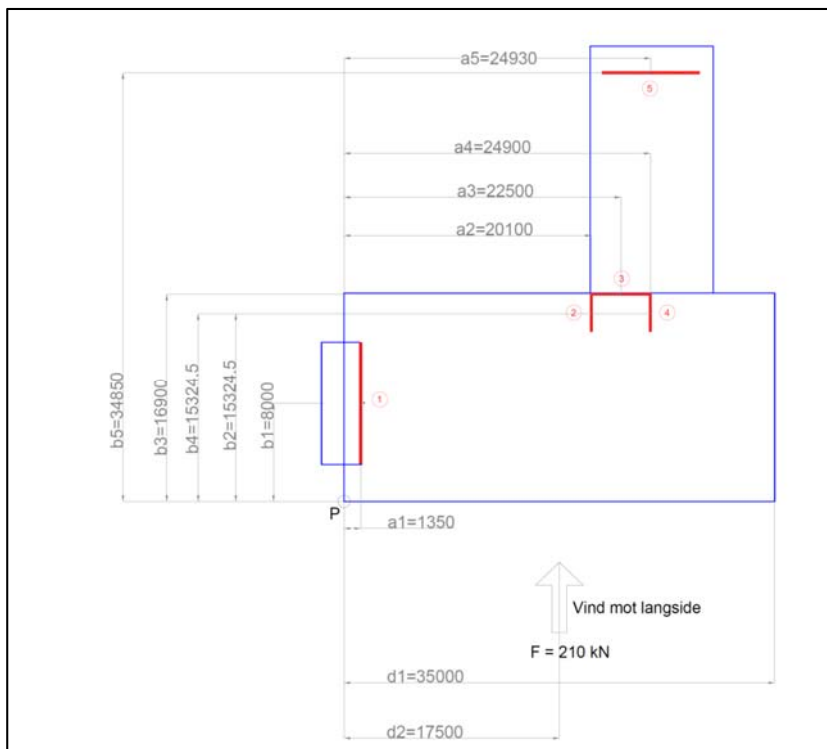
| Translasjon |       |     |     |     |     |       |
|-------------|-------|-----|-----|-----|-----|-------|
| Hx          | 0,0   | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0   |
| Hy          | 198,7 | 5,6 | 0,0 | 5,6 | 0,0 | 210,0 |

| Rotasjon |       |      |        |      |       |     |
|----------|-------|------|--------|------|-------|-----|
| Hx       | 0,0   | 0,0  | -103,2 | 0,0  | 103,2 | 0,0 |
| Hy       | -60,7 | 26,7 | 0,0    | 34,0 | 0,0   | 0,0 |

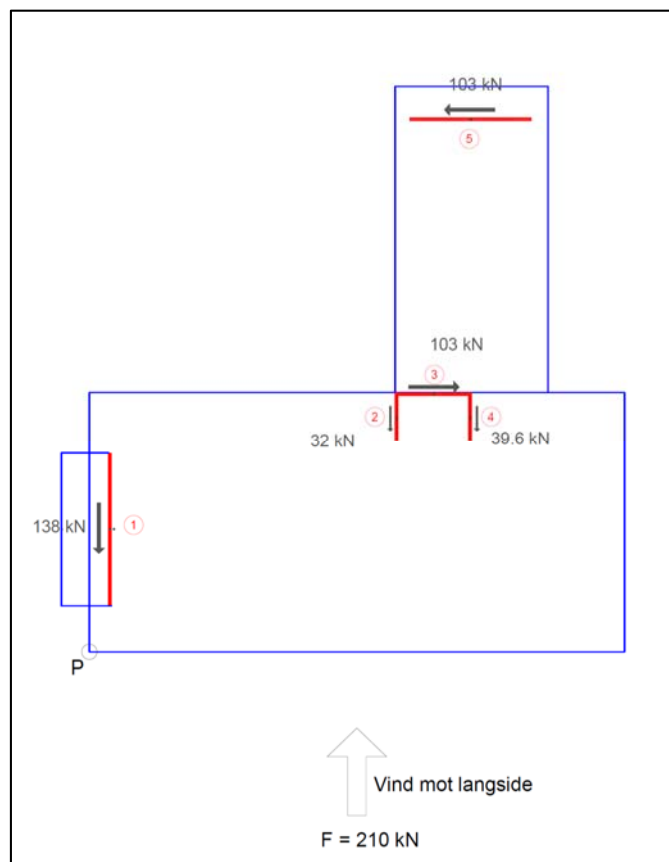
  

| SUM |       |      |        |      |       |       |
|-----|-------|------|--------|------|-------|-------|
| Hx  | 0,0   | 0,0  | -103,2 | 0,0  | 103,2 | 0,0   |
| Hy  | 138,0 | 32,3 | 0,0    | 39,6 | 0,0   | 210,0 |



Figur 5.19: Avstand til stivhetssenter til de forskjellige skivene

Ut ifra beregningene i Tabell 5-8, ser vi at skive nr. 3 og 5 tar all rotasjon, mens skive nr. 1, 2 og 4 tar translasjon. Under viser kreftene på de ulike skivene:



Figur 5.20: Fordeling av horisontalkrefter på skivene

Tabell 5-9: Fordeling av de horisontale lastene på dekke over 6. etg.

|                          |           |          |           |           |          |           |
|--------------------------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| Hy [kN]                  | 105       |          |           |           |          |           |
| Hx [kN]                  | 0         |          |           |           |          |           |
| skive nr.                | 1         | 2        | 3         | 4         | 5        | SUM       |
| a [m]                    | 1,35      | 20,10    | 22,50     | 24,90     | 24,93    |           |
| b [m]                    | 8,00      | 15,32    | 16,90     | 15,32     | 34,85    |           |
| Kx [kN/m]                | 0         | 0        | 12601     | 0         | 48558    | 61159     |
| Ky [kN/m]                | 92937     | 2639     | 0         | 2639      | 0        | 98215     |
| a*Ky [kN]                | 125464    | 53050    | 0         | 65719     | 0        | 244233    |
| b*Kx                     | 0         | 0        | 212962    | 0         | 1692236  | 1905198   |
| xt [m]                   | 2,5       |          |           |           |          |           |
| yt [m]                   | 31,2      |          |           |           |          |           |
| ex [m]                   | 15,0      |          |           |           |          |           |
| ey [m]                   | 0,0       |          |           |           |          |           |
| dx                       | 0,0       |          |           |           |          |           |
| dy                       | 0,0       |          |           |           |          |           |
| Mz [kNm]                 | 1576,4    |          |           |           |          |           |
| skive nr.                | 1         | 2        | 3         | 4         | 5        | SUM       |
| x [m]                    | -1,1      | 17,6     | 20,0      | 22,4      | 22,4     |           |
| y[m]                     | -23,2     | -15,8    | -14,3     | -15,8     | 3,7      |           |
| x <sup>2</sup> *Ky [kNm] | 120084,8  | 818784,4 | 0,0       | 1325866,7 | 0,0      | 2264735,9 |
| y <sup>2</sup> *Kx [kNm] | 0,0       | 0,0      | 2559409,2 | 0,0       | 664197,1 | 3223606,2 |
| I [kNm]                  | 5488342,2 |          |           |           |          |           |
| Translasjon              |           |          |           |           |          |           |
| Hx                       | 0,0       | 0,0      | 0,0       | 0,0       | 0,0      | 0,0       |
| Hy                       | 99,4      | 2,8      | 0,0       | 2,8       | 0,0      | 105,0     |
| Rotasjon                 |           |          |           |           |          |           |
| Hx                       | 0,0       | 0,0      | -51,6     | 0,0       | 51,6     | 0,0       |
| Hy                       | -30,3     | 13,4     | 0,0       | 17,0      | 0,0      | 0,0       |
| <b>SUM</b>               |           |          |           |           |          |           |
| Hx                       | 0,0       | 0,0      | -51,6     | 0,0       | 51,6     | 0,0       |
| Hy                       | 69,0      | 16,2     | 0,0       | 19,8      | 0,0      | 105,0     |

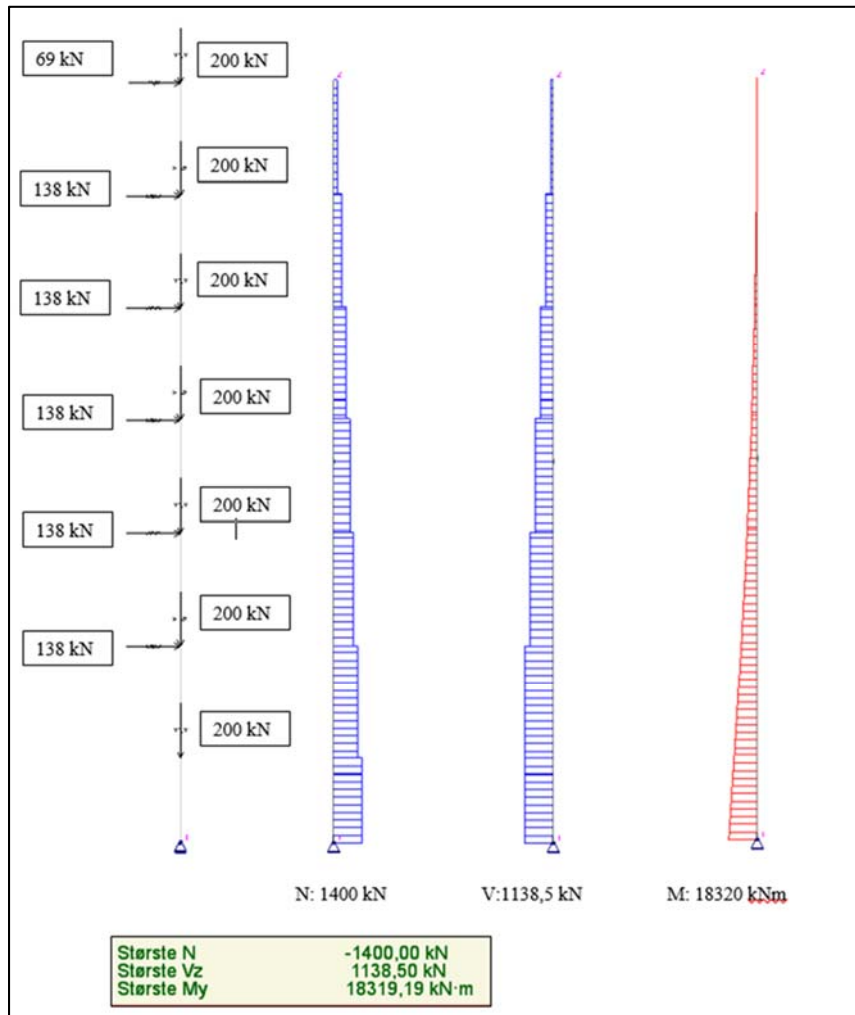
**Egenlast vegg:**

|                   |  |
|-------------------|--|
| Betong            | $\gamma := 25 \frac{kN}{m^3}$            |
| Tverrsnittsareal: | $A := 10 m \cdot 0.2 m = 2 m^2$          |
| Etasje høyde      | $h := 4 m$                               |
| Tyngde per etasje | $g_1 := \gamma \cdot A \cdot h = 200 kN$ |

Hulldekkeelementene går parallelt med veggskiven, dermed blir det ikke andre laster som virker vertikalt på veggskiven.

Ut i fra stivhetsberegningene og lastfordelingen vil skive 1 bli belastet med en kraft på 138kN horisontalt. Denne kraften angriper i etasjeskillet.

Lastkombinasjon: 1.0 \*G, 1.5\*V



Figur 5.21: Aksialkraft-, skjærkraft- og momentdiagram

**Utbøyning:**

**Utbøyningskontroll:**

$$h := 10000 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm} \quad f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$l_1 := 27 \text{ m}$$

$$A_c := h \cdot b$$

$$N_{Ed} := 1400 \text{ kN}$$

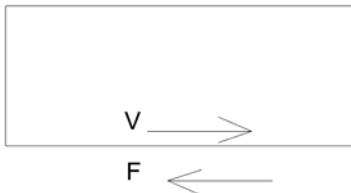
$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.041 \quad 0.4 \cdot l_1 \cdot \sqrt{n} = 2.192 \text{ m}$$

if  $h \geq 0.4 \cdot l_1 \cdot \sqrt{n}$  = "OK"  
 || "OK"  
 else  
 || "ikke ok"

OK! dette er langt under kravet.

Videre beregninger og kontroller er utført i henhold til forelesningsnotater fra kurset Konstruksjonslære [21]. Betongelementene må sjekkes for glidning og velting pga. moment.

**Glidning/friksjon**



Dersom elementet skal motstå glidning, må friksjonskraften være større enn skjærkraften.

Fordi vertikale laster vil være gunstig for denne kontrollen, blir egenlasten faktorisert med lastfaktor 1.0, mens horisontalkreftene blir faktorisert med lastfaktor 1.5.

|   |                                   |  |
|---|-----------------------------------|--|
| <b>Kontroll for glidning:</b>             | $\mu := 1$                        | Friksjonskoeffisienten settes til 1.0 [28] |
| Element 0: (Kjeller)                      |                                   |  |
| $V_{Ed} := 1138.5 \text{ kN}$             |                                   |  |
| $N_{Ed} := 1400 \text{ kN}$               |                                   |  |
| $F := \mu \cdot N_{Ed} = 1400 \text{ kN}$ | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"                                       |
|   | "OK"                              |  |
|   | else                              | "IKKE OK"                                  |
|   | "IKKE OK"                         |  |
| Element 1: (1 etg)                        |                                   |  |
| $V_{Ed} := 1138.5 \text{ kN}$             |                                   |  |
| $N_{Ed} := 1200 \text{ kN}$               |                                   |  |
| $\mu \cdot N_{Ed} = 1200 \text{ kN}$      | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"                                       |
|   | "OK"                              |  |
|   | else                              | "IKKE OK"                                  |
|   | "IKKE OK"                         |  |
| Element 2: (2 etg)                        |                                   |  |
| $V_{Ed} := 931.5 \text{ kN}$              |                                   |  |
| $N_{Ed} := 1000 \text{ kN}$               |                                   |  |
| $\mu \cdot N_{Ed} = 1000 \text{ kN}$      | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"                                       |
|   | "OK"                              |  |
|   | else                              | "IKKE OK"                                  |
|   | "IKKE OK"                         |  |

|                                     |                                   |           |
|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| Element 3: (3 etg)                  |                                   |           |
| $V_{Ed} := 724.5 \text{ kN}$        |                                   |           |
| $N_{Ed} := 800 \text{ kN}$          |                                   |           |
| $\mu \cdot N_{Ed} = 800 \text{ kN}$ | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"      |
|                                     | "OK"                              |           |
|                                     | else                              | "IKKE OK" |
|                                     | "IKKE OK"                         |           |
| Element 4: (4 etg)                  |                                   |           |
| $V_{Ed} := 517.5 \text{ kN}$        |                                   |           |
| $N_{Ed} := 600 \text{ kN}$          |                                   |           |
| $\mu \cdot N_{Ed} = 600 \text{ kN}$ | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"      |
|                                     | "OK"                              |           |
|                                     | else                              | "IKKE OK" |
|                                     | "IKKE OK"                         |           |

|                                     |                                   |           |
|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| Element 5: (5 etg)                  |                                   |           |
| $V_{Ed} := 310.5 \text{ kN}$        |                                   |           |
| $N_{Ed} := 400 \text{ kN}$          |                                   |           |
| $\mu \cdot N_{Ed} = 400 \text{ kN}$ | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"      |
|                                     | "OK"                              |           |
|                                     | else                              | "IKKE OK" |
|                                     | "IKKE OK"                         |           |
| Element 6: (6 etg)                  |                                   |           |
| $V_{Ed} := 103.5 \text{ kN}$        |                                   |           |
| $N_{Ed} := 200 \text{ kN}$          |                                   |           |
| $\mu \cdot N_{Ed} = 200 \text{ kN}$ | if $V_{Ed} \leq \mu \cdot N_{Ed}$ | "OK"      |
|                                     | "OK"                              |           |
|                                     | else                              | "IKKE OK" |
|                                     | "IKKE OK"                         |           |

## Velting pga. moment, nødvendig armering S

Forholdet mellom M og N må være mindre enn halvparten av lengden L, for at elementet ikke skal risikere å velte.

$$e = \frac{M}{N}$$

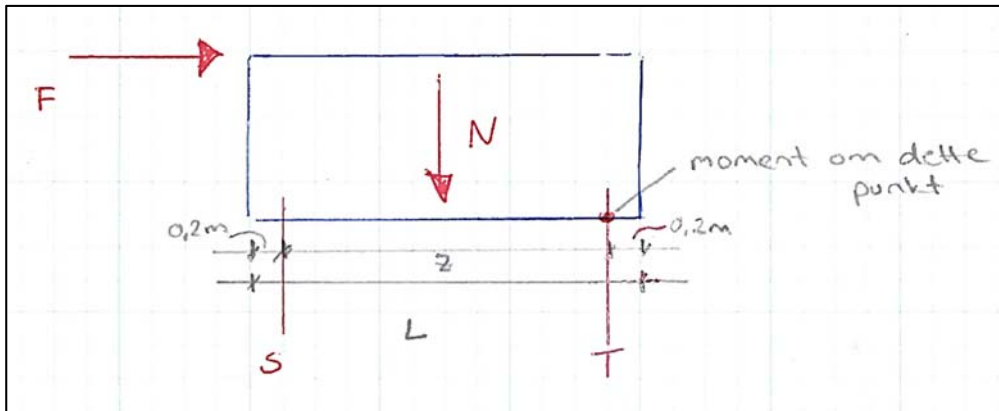
$$e \leq \frac{L}{2}$$

Hvis e er større enn halvparten av lengden på elementet må vi legge inn ekstra armering slik at elementet ikke vil velte. For å finne kraften S som armeringen må ta, tar vi momentlikevekt om punkt T. Her antas det at armeringen ligger 200 mm inntrukket fra kant. Trykkresultanten antas å ligge tilsvarende som S.

Momentlikevekt om T:

$$S \cdot z + N \cdot \frac{z}{2} - M = 0$$

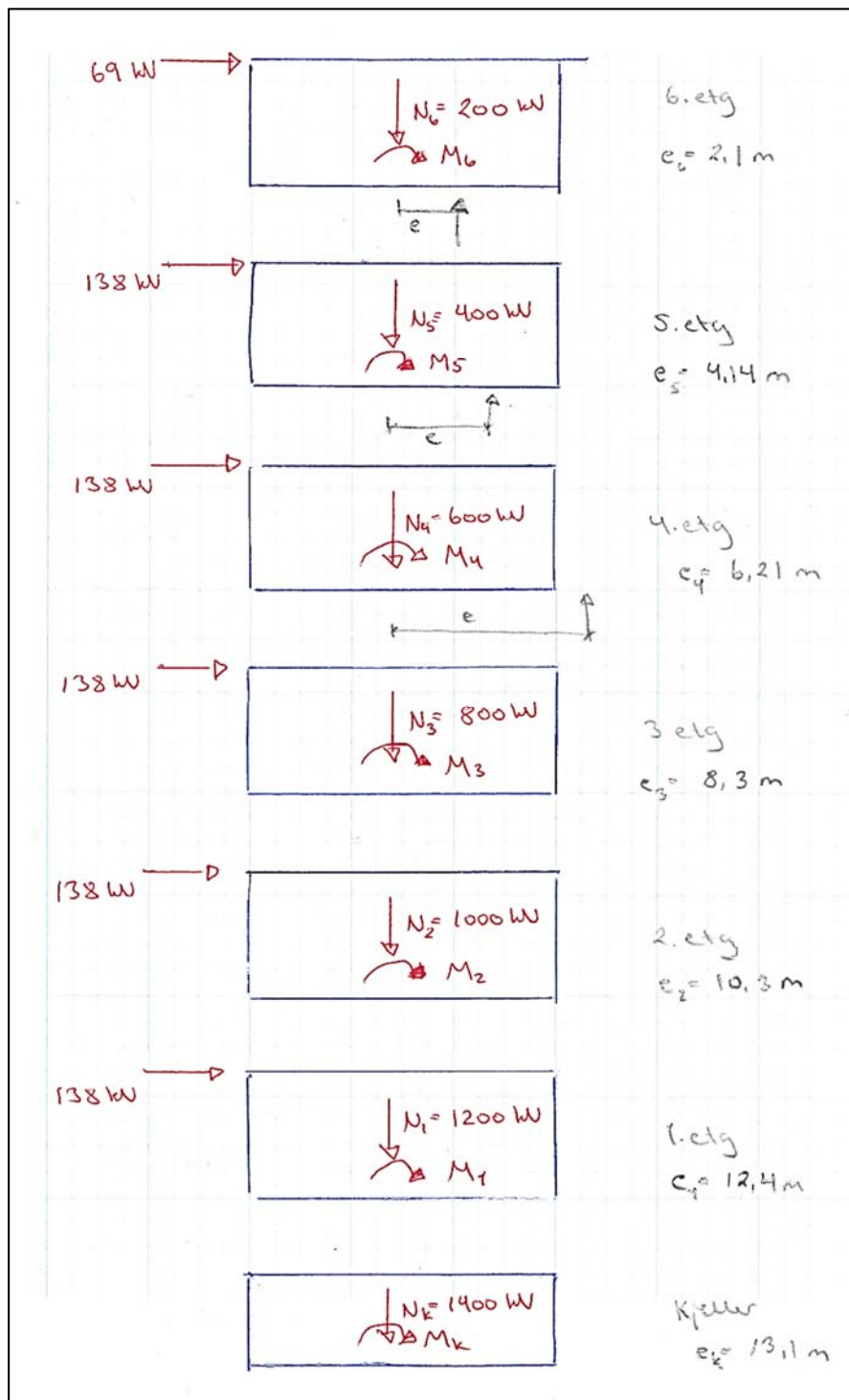
$$\therefore S = \frac{M}{z} - \frac{N}{2}$$



Figur 5.22: Trykk- og strekkresultant



For skive nr. 1:



Figur 5.23: Kontroll av velting

Her ser vi at trykkresultanten kommer langt utenfor elementet i de nederste etasjene. Velger da å legge inn armering mellom elementene. For utregninger se Vedlegg 10.14 s.117.

I den nederste etasjen vil elementet få et moment på:

$$M_k = 18319.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Det stabiliserende momentet utgjør:

$$M_g := N_k \cdot \frac{z}{2} = 6720 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Da må armeringen ta en kraft som tilsvarer:

$$S := \frac{M_k - M_g}{z} = 1208.3 \text{ kN}$$

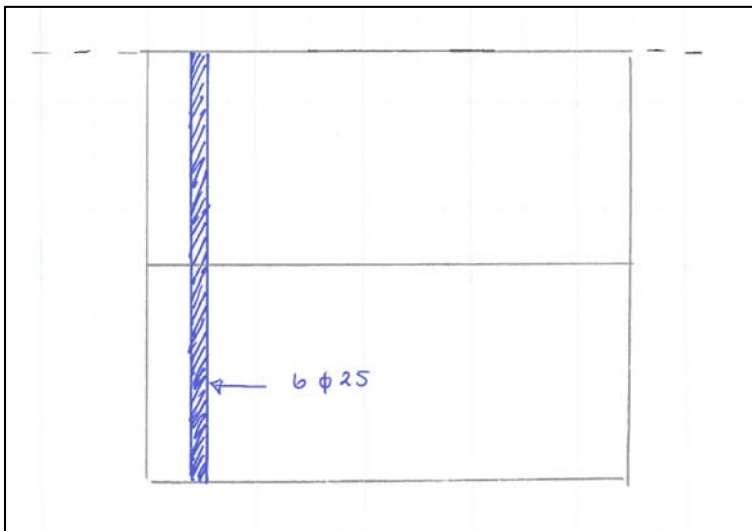
Prøver med Ø25.

$$\phi_{25} := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \frac{S}{f_{yd}} = 2779 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s}{\phi_{25}} = 5.7 \quad n := 6$$

Det legges 6 jern med kam 25 fra nederste element opp til 4 etasje.



Figur 5.24: Armeringsplassering mellom elementene

Minimumsarmering i veggen kan bestemmes fra NS-EN 1992-1-1 punkt 9.6.2 og 9.6.3 [22].

Vertikalarmering:

$$A_{s,vmin} := 0.002 \cdot A_c = 400 \frac{mm^2}{m}$$

$$\phi 8 := \left( \frac{8 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{\phi 8}{\frac{A_{s,vmin}}{2}} = 251.327 \text{ mm} \quad s := 250 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\phi 8}{s} = 201.062 \frac{mm^2}{m}$$

**Legger inn  $\phi 8$  c250 mm vertikalt i veggen på begge sider.**

Horisontalarmering:

$$A_{s,hmin} := \max(0.25 \cdot A_{s,vmin}, 0.001 \cdot A_c) = 200 \frac{mm^2}{m}$$

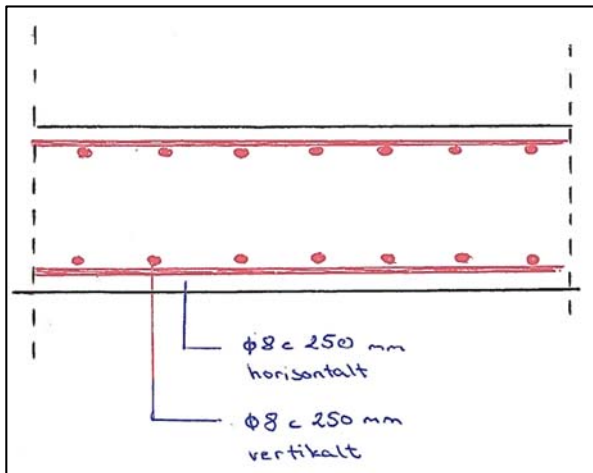
$$\phi 8 := \left( \frac{8 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{\phi 8}{A_{s,hmin}} = 251.327 \text{ mm} \quad s := 250 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\phi 8}{s} = 201.062 \frac{mm^2}{m}$$

**Legger inn  $\phi 8$  c250 mm horisontalt i veggen på begge sider.**

Armeringstegning: Horisontalsnitt i betongvegg



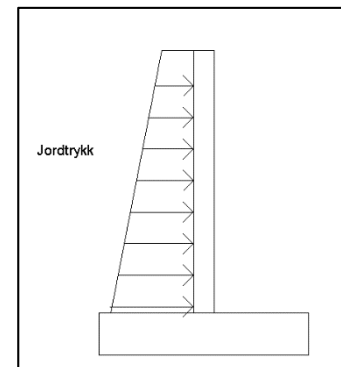
Figur 5.25: Armeringstegning for betongvegg

Her er det bare vist utregninger for skive nr. 1 pga. tidsbegrensning. Samme fremgangsmåte for de andre skivene.

## 5.8 P-anlegg/fundament

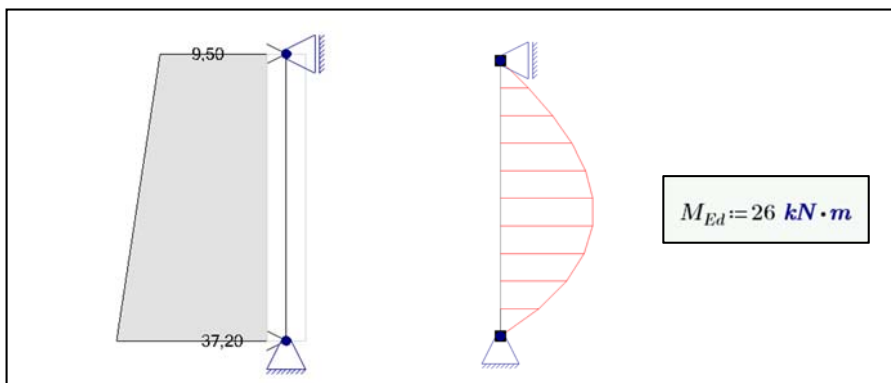
### 5.8.1 Vegg

For å dimensjonere vegg i kjelleren må en finne alle lastene vegg blir påført. En av disse lastene er jordtrykk. Da konstruksjonen ikke kan bevege seg i horisontalretningen, blir jordtrykket mot vegg en hviletrykk. Hviletrykket er det horisontaltrykket som eksisterer i jorda mot en vertikal konstruksjon som ikke har horisontalforskyvning. Terrenglasten antas å være  $15 \text{ kN/m}^2$ .



Figur 5.26: Vegg med jordtrykklast

Antar vegg er opplagt leddet på dekket og leddet ved fundament.



Figur 5.27: Lastvirkning for jordtrykk

Se vedlegg 10.15 s. 123 for utregninger av jordtrykket.

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{cd}}\right) \cdot d \cdot f_{yd}}$$

|          |   |
|----------|---|
| $M_{Ed}$ | Dimensjonerte moment  |
| $M_{cd}$ | Mometkapasitet  |
| $d$      | Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkrand |
| $f_{yd}$ | Armeringens dimensjonerende flytgrense                        |

$$A_s = 163 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i veggen etter NS-EN 1992:

$$A_c := b \cdot h = 400000 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} := 0.002 \cdot A_c = 800 \text{ mm}^2 \quad s_{min} := \frac{A\phi_{12}}{A_{smin}} \cdot 1000 \text{ mm} = 141.37 \text{ mm}$$

Legger  $\phi 12$  c140 vertikalt i veggen.

Her blir minimumsarmeringen dimensjonerende.

Se vedlegg 10.15 s. 123 for utregninger.

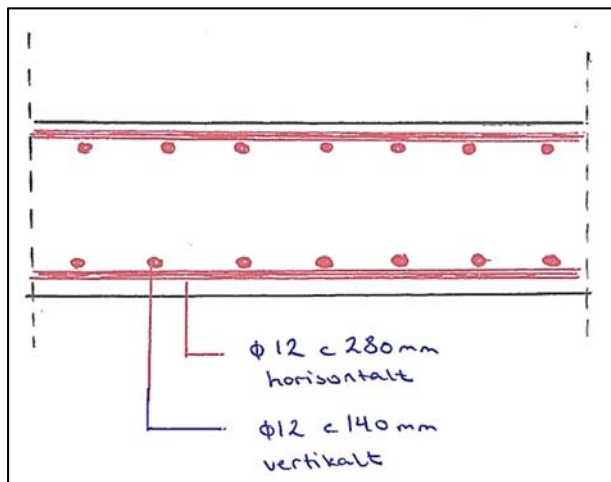
Horisontalarmering:

$$A_{s,hmin} := \max(0.25 \cdot A_{smin}, 0.001 \cdot A_c) = 400 \text{ mm}^2$$

$$s_{min} := \frac{A\phi_{12}}{A_{s,hmin}} \cdot 1000 \text{ mm} = 282.74 \text{ mm}$$

Legger  $\phi 12$  c280 horisontalt i veggen på begge sider.

Se armeringstegning:



Figur 5.28: Armeringstegning vegg i kjeller (horisontalsnitt)

5.8.2 Søylefundament

For å dimensjonere søylefundamentet må bæreevnen til massen under fundament beregnes.

Bæreevnen til massen må være større enn den kraft som overføres fra fundamentet.

$$\sigma_{vm} \geq q_d$$

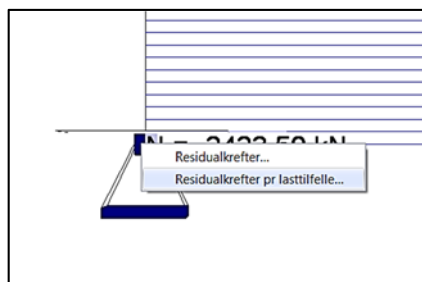
Formelen for å finne massens bæreevne er gitt under:

$$\sigma_{vm} := \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_m \cdot B_0 + N_q \cdot p_m + (N_q - 1) \cdot a$$

|            |                                   |
|------------|-----------------------------------|
| $N_\gamma$ | Faktorer som leses av fra graf i  |
| $N_q$      | Håndbok 016 fra Statens Vegvesen. |
| $\gamma_m$ | Densitet                          |
| $B_0$      | Effektiv bredde på fundament      |
| $p_m$      | Sidetrykk                         |
| $a$        | Attraksjon                        |

Søylefundamentet som blir dimensjonert er i akse 1, se 10.5 s. 98. Den søylen som får størst belastning vil bli dimensjonerende for hele aksen. For å finne lastene som overføres til fundament kan en i Focus velge residuallaster pr lasttilfelle. Da får vi disse karakteristiske lastene, som må faktoriseres med nye lastfaktorer:

|           |                               |
|-----------|-------------------------------|
| Egenlast  | $N_{gk} := 1584.8 \text{ kN}$ |
| Nyttelast | $N_{qk} := 788 \text{ kN}$    |
| Snølast   | $N_{sk} := 51 \text{ kN}$     |



Figur 5.29: Residuallaster pr lasttilfelle i Focus

$$q_d = 503 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se vedlegg 10.16 s. 127 for utregning av  $q_d$ .

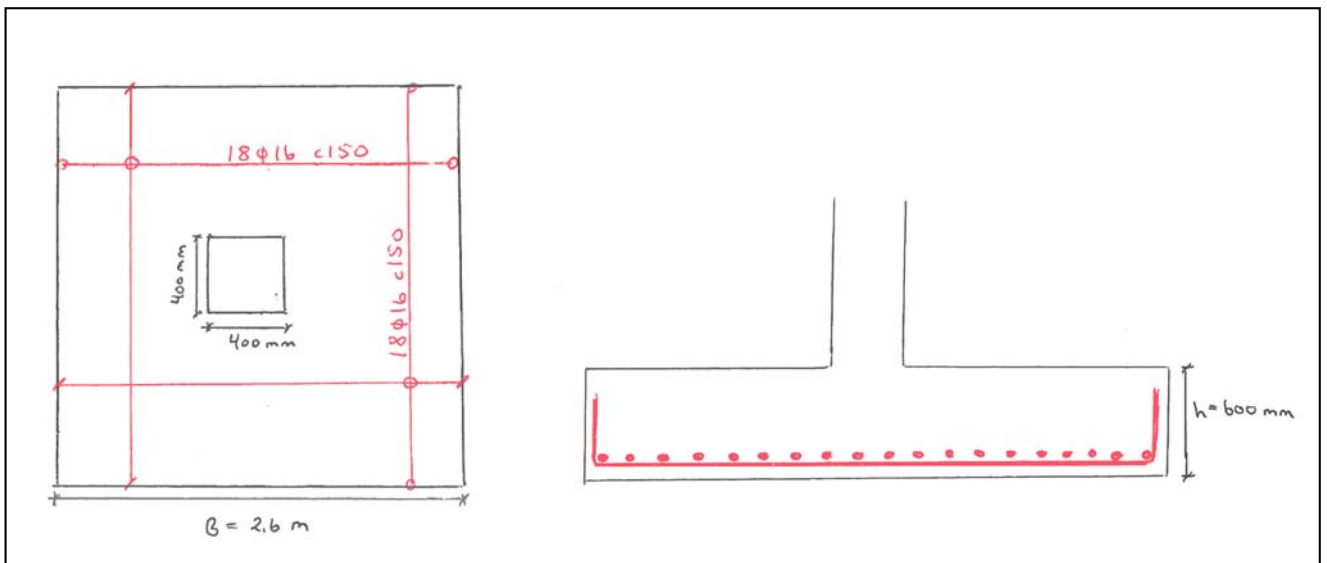
Ut i fra dette beregnes dimensjonerende moment og nødvendig armeringsareal:

$$A_s = 1349 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A\phi_{16}}{A_s} \cdot 1000 \text{ mm} = 148.99 \text{ mm}$$

$$n := \frac{B}{s} = 17.45 \quad n := 18$$

Legger inn 18ø16 c150 i begge retninger

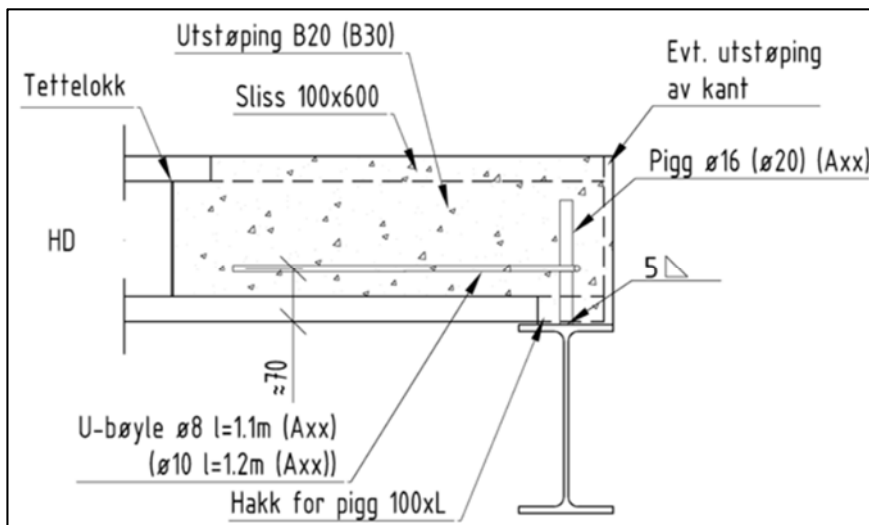


Figur 5.30: Armeringstegning søylefundament

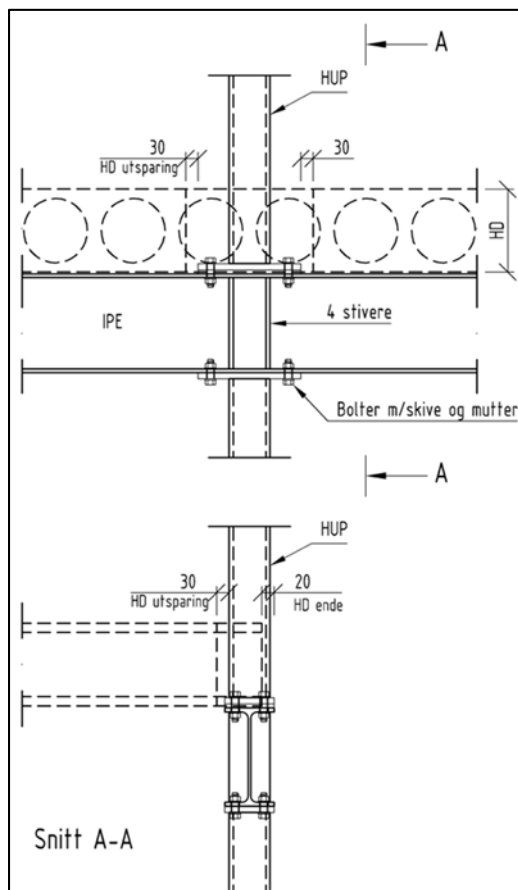


## 5.9 Detaljer i bæresystemet

Tegninger av prinsipp løsninger for utførelse av knutepunkter med hulldekker og stål bæresystem:



Figur 5.31: Hulldekke opplagt på underliggende stålbejelke [23]



Figur 5.32: Søyleskjøt HUP med gjennomgående bjelke [24]

## 6 Alternativ løsning: Flatdekker

Det er valgt å dimensjonere flatdekker som et alternativ til hulldekkene, for å sammenligne pris, vekt, og nedbøyning.

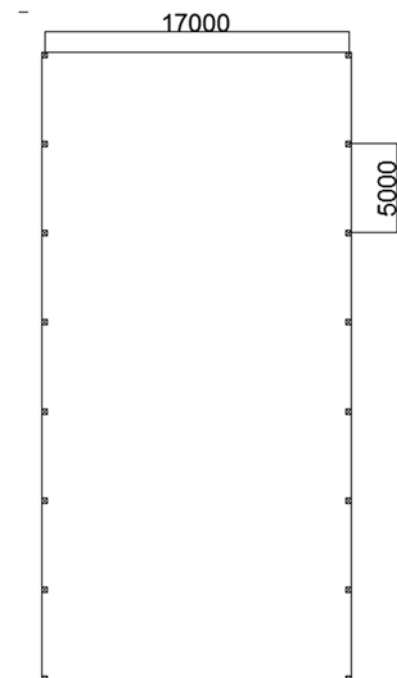
Først er det beregnet et flatdekke med samme søyleplassering som hulldekkene for å vise at hulldekkene klarer en mye lengre spennvidde, enn det flatdekkene gjør. Vanlig spennvidder for flatdekker har de siste årene vært opp til 7,2 meter. I noen tilfeller har nedbøyningen blitt for store, og har ført til bruksproblemer. Den største faktoren som har innvirkning på nedbøyningen er platetykkelsen, det er derfor viktig å velge platetykkelse basert på nedbøyningsberegning i bruksgrensetilstand.

Det anbefales å velge en platetykkelse i størrelsesorden  $L/25$ , dersom det er vanlige nyttelaster og spennvidder opp mot 7,2 meter.

### FLATDEKKE: Lik søyleplassering som for hulldekkene

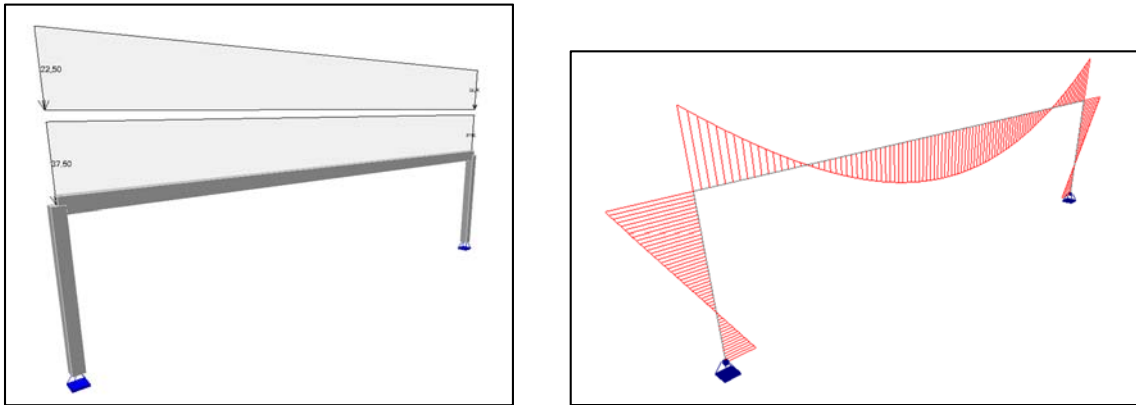
|                        |                       |
|------------------------|-----------------------|
| Spennvidde i x-retning | $L_y := 5 \text{ m}$  |
| Spennvidde i y-retning | $L_x := 17 \text{ m}$ |

Prøver med dekketykkelse på 250 mm. Søylene er kvadratiske med tverrsnitt 300\*300. Søylelengde er 4 meter.



Figur 6.1: Søyleplassering alternativ 1

X-RETNING:



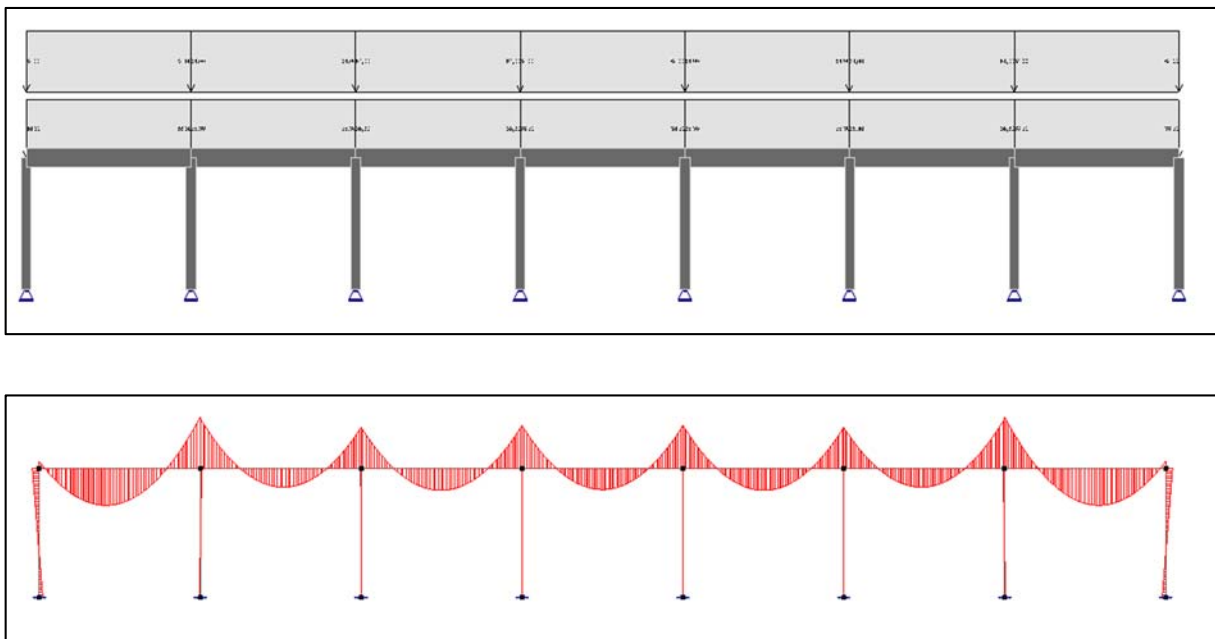
Figur 6.2: Momentdiagram og lastsituasjon i x-retning

Dimensjonerende moment i felt og over søyle.

$$M_{Ed} := 1168 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,f} := 1000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

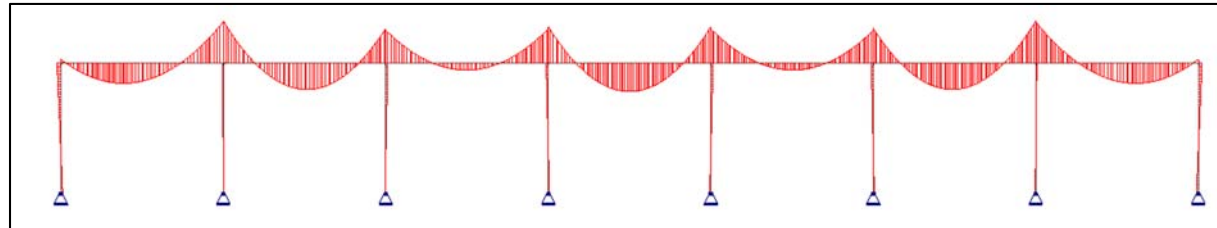
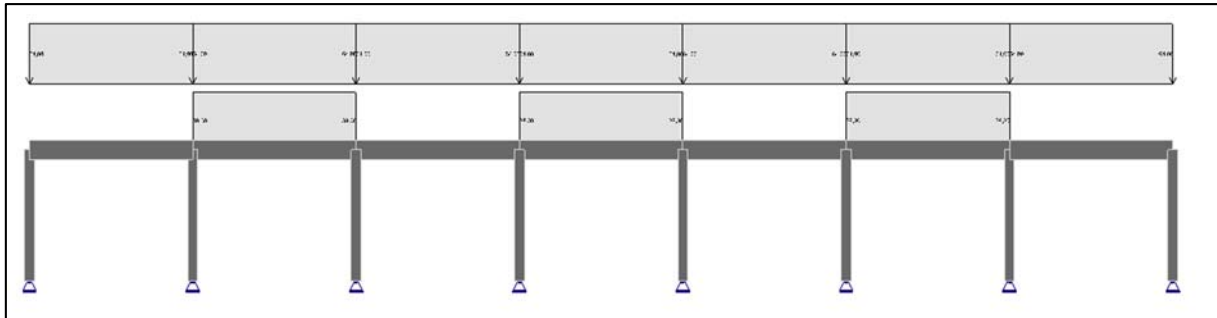
Y-RETNING:



Figur 6.3: Momentdiagram i y-retning

Dimensjonerende moment over søyle:

$$M_{Ed} := 268 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Figur 6.4: Momentdiagram i y-retning

Dimensjonerende moment i innerfelt:

$$M_{Ed} := 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ut i fra disse lastvirkningene beregnes nødvendig armering. Se Vedlegg 10.17 s. 131 for utregninger.

Deretter beregnes nedbøyningen av flatdekket. Dette sjekkes mot kravet som er:

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{250}$$

Fra nedbøyningsberegningene blir resultatet langt fra akseptabelt som forventet:

TOTAL NEDBØYNING i innerfelt:

$$\delta_{total} := \delta_{xs} + \delta_{yf} = 208.7 \text{ mm}$$

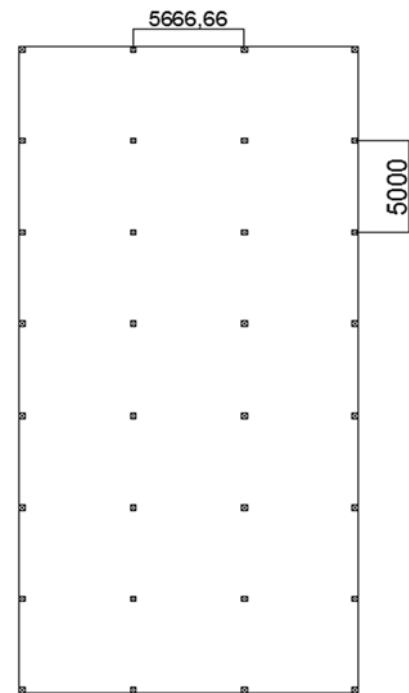
Tillatt nedbøyning:  $\delta_{tillatt} := \frac{L_y}{250} = 20 \text{ mm}$

Dersom vi øker platetykkelsen vil nedbøyningen bli mindre.  
Allikevel må en opp i over 1 meter dekketykkelse for at det skal nærme seg kravet på 20 mm. Her må en da redusere spennvidden i x-retning, og legge inn flere søylerekker.

FLATDEKKE: tilføyes 2 rader med søyler

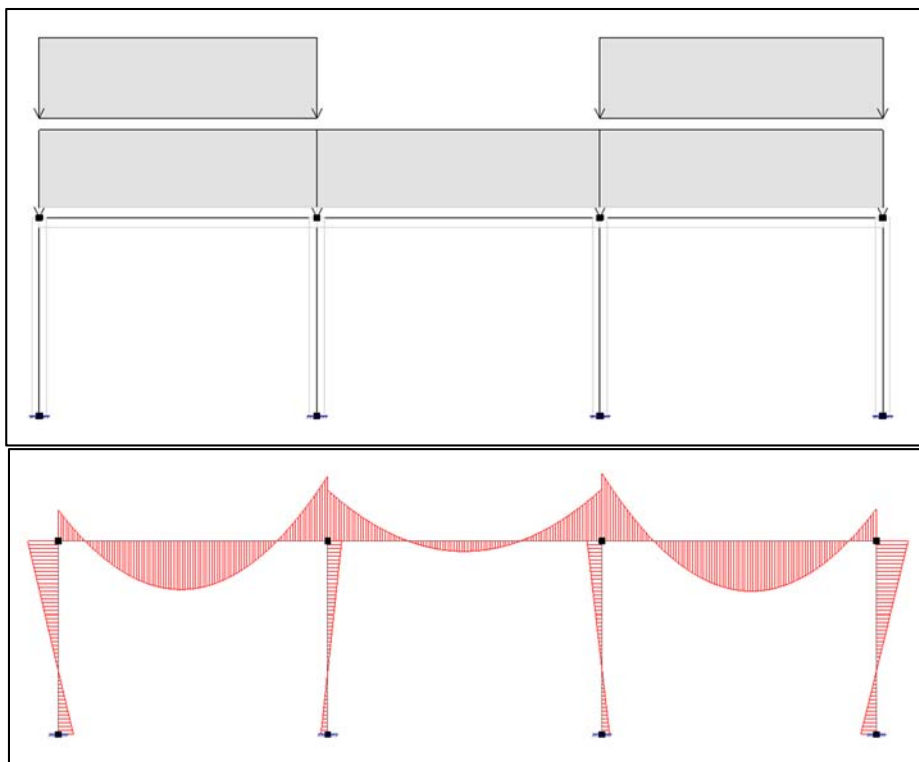
|                        |                        |
|------------------------|------------------------|
| Spennvidde i x-retning | $L_y := 5 \text{ m}$   |
| Spennvidde i y-retning | $L_x := 5.6 \text{ m}$ |

Øker dekketykkelsen til 300 mm. Søylene er kvadratiske med tverrsnitt 300\*300. Søyelengde er 4 meter.



Figur 6.5: Søyleplassering alternativ 2

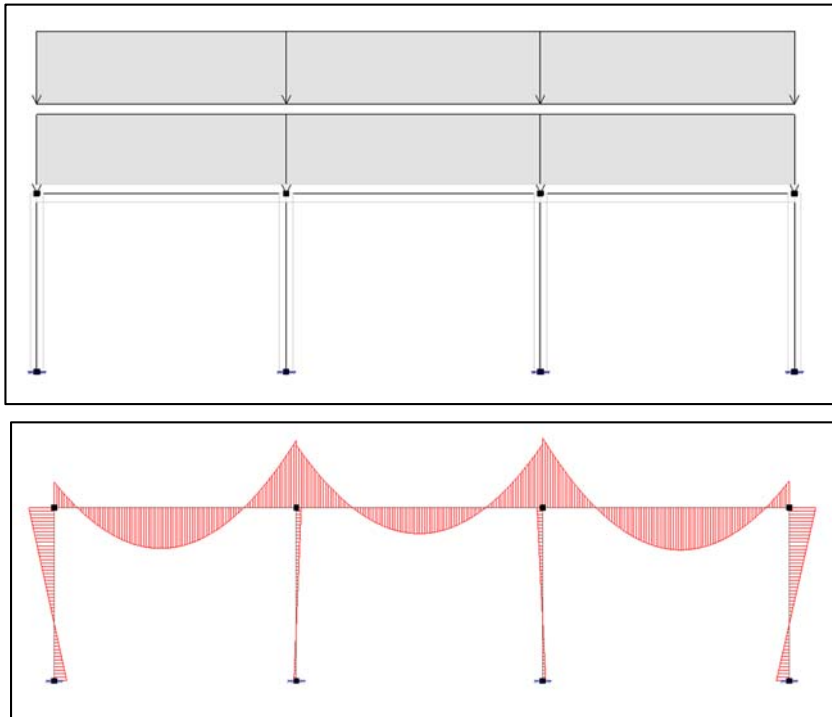
X-RETNING:



Figur 6.6:  
Momentdiagram i x-  
retning

Dimensjonerende feltmoment:

$$M_{Ed,f} := 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

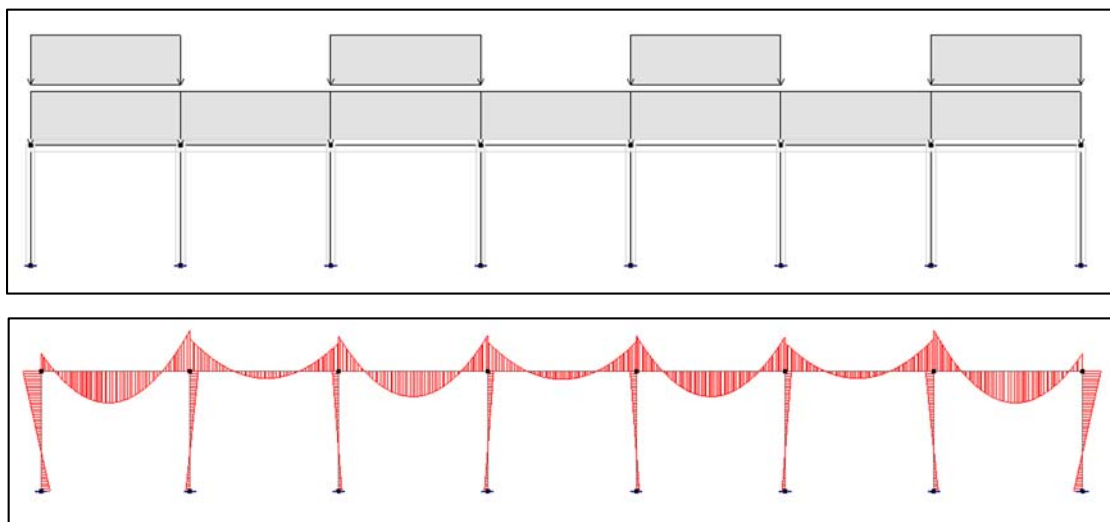


Figur 6.7: Momentdiagram i x-retning

Dimensjonerende moment over støtte:

$$M_{Ed} := 189 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

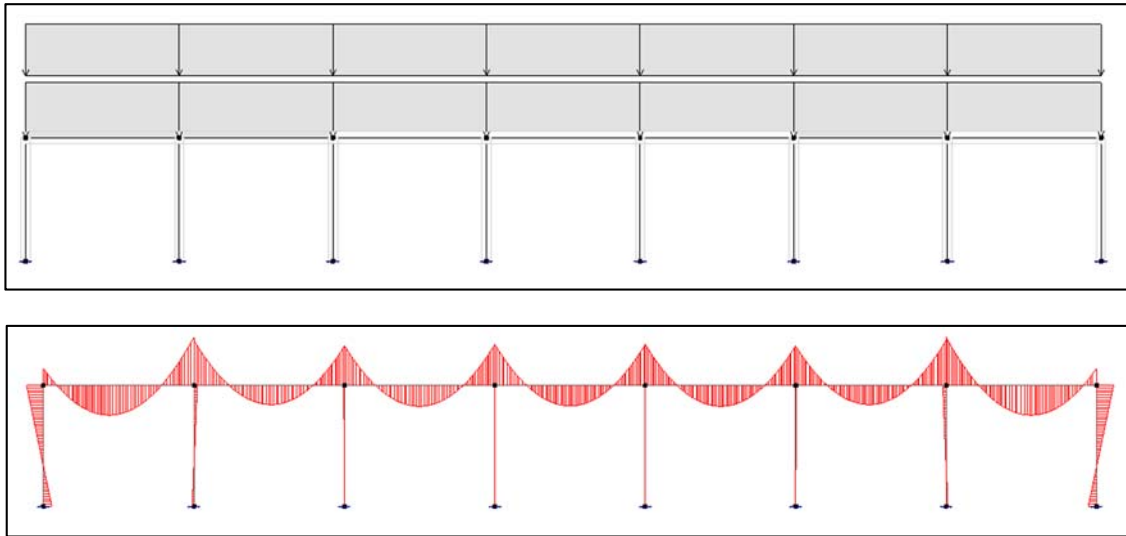
Y-RETNING:



Figur 6.8: Momentdiagram i y-retning

Dimensjonerende feltmoment:

$$M_{Ed} := 109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Figur 6.9: Momentdiagram i y-retning

Dimensjonerende moment over støtte:

$$M_{Ed} := 170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ut i fra disse lastvirkningene beregnes nødvendig armering. Se Vedlegg 10.17 s. 131 for utregninger.

Deretter beregnes nedbøyningen av flatdekket. Dette sjekkes mot kravet som er:

$$\delta_{tillatt} = \frac{L}{250}$$

Fra nedbøyningsberegningene ble resultatet 14,8 mm i nedbøyning som er godt under kravet på 20 mm.

TOTAL NEDBØYNING i innerfelt:

$$\delta_{total} := \delta_{xs} + \delta_{yf} = 14.8 \text{ mm}$$

Tillatt nedbøyning:

$$\delta_{tillatt} := \frac{L_y}{250} = 20 \text{ mm}$$

## Sammenligning:

### Vekt

Egenvekten til hulldekkene pr. etg. blir 283,8 tonn. Egenvekten til flatdekkene derimot blir mye høyere. Denne differansen på egenvekten vil tilsvare ca. 23 lastebiler (1 lastebil = 7.5 tonn) pr. etg.

Egenlast hulldekker:

$$477 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 4.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{hulldekker}} := 477 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 17 \text{ m} \cdot 35 \text{ m} = 283.8 \text{ tonne}$$

Egenlast flatdekker:

$$25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 300 \text{ mm} = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \frac{7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 764.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{flatdekker}} := 764.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 17 \text{ m} \cdot 35 \text{ m} = 454.9 \text{ tonne}$$

Forholdet:  $\frac{G_{\text{flatdekker}}}{G_{\text{hulldekker}}} = 1.6$

### Momentkapasitet

Ved sammenligning av momentkapasiteten til hulldekke og flatdekke, ser en at det er stor forskjell.

Momentkapasitet for hulldekke:

|                                 |  |                     |
|---------------------------------|--|---------------------|
| antall spenntau                 | $n := 13$  | $L := 17 \text{ m}$ |
|                                 | $A_p := 100 \text{ mm}^2$                                |                     |
|                                 | $f_y := 1700 \text{ MPa}$                                |                     |
|                                 | $\gamma_s := 1.25$                                       |                     |
| Kraft per spenntau              | $F_p := \frac{A_p \cdot f_y}{\gamma_s} = 136 \text{ kN}$ |                     |
| Total kraft                     | $S_d := n \cdot F_p = 1768 \text{ kN}$                   |                     |
|                                 | $d := 400 \text{ mm} - 40 \text{ mm} = 0.36 \text{ m}$   |                     |
|                                 | $z := 0.85 \cdot d = 306 \text{ mm}$                     |                     |
| Momentkapasitet for hulldekker: | $M_d := S_d \cdot z = 541 \text{ kN} \cdot \text{m}$     |                     |



Momentkapasitet for flatdekke: (den stripen som har størst moment)

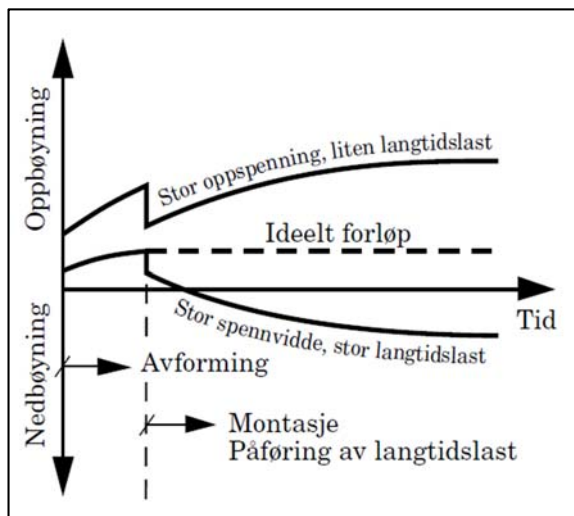
|                               |   |
|-------------------------------|---|
|                               | $m_{ts} = 37.8 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$        |
|                               | $A_{sE,s1} = 660.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$                  |
| Antall armeringsstenger       | $\frac{A_{sE,s1} \cdot 1.3 \text{ m}}{A_{\phi 16}} = 4.3$         |
| Armeringsmengde               | $A_s := 5 \cdot A_{\phi 16} = 1005.3 \text{ mm}^2$                |
| Momentkapasitet for flatdekke | $M := f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 103.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |

Hulldekkene har mye større momentkapasitet enn flatdekkene.

### Deformasjon

Flatdekkene vil få en nedbøyning i bruksgrensetilstand på 14,8 mm. Hulldekkene vil derimot produseres med en overhøyde. På Figur 6.10 er deformasjonsforløpet for hulldekker skissert.

Nedbøyningen, eventuell oppbøyning, vil variere med hensyn til oppspenningsgrad og hvor stor andel av dimensjonerende last som er permanent last.



Figur 6.10: Deformasjonsforløp for forspente elementer [25]

### Pris

Spenncon ble kontaktet for pris på hulldekker. Et ferdig fuget dekke med HD 400 som har spennvidde 17 meter vil koste ca. 750 - 775 kr/m<sup>2</sup>. I tillegg kommer kostnaden med 20 mm tynnpuss på 240 kr/m<sup>2</sup>. Til sammen blir dette 1015 kr/m<sup>2</sup>.

Kruse Smith ble kontaktet for pris på flatdekkene. Et flatdekke med geometri som i denne oppgaven, vil ha en pris på 1735 kr/m<sup>2</sup>.

En forskjell på 720 kr/m<sup>2</sup>. Altså billigere å bygge med hulldekker ut i fra disse opplysningene. Det må selvsagt tas en totalvurdering på hele byggeprosessen for å ta en avgjørelse på hvilket system som er best økonomisk og tidsmessig for prosjektet.

## 7 Vurdering av resultatene

I oppgaven er det valgt å dimensjonere den søylen i hver aksene som har størst belastning og som dermed blir dimensjonerende. Ved tanke på montasje på byggeplass og tidsbruk ved prosjektering er dette en tidsbesparende forenkling. Produksjonen blir raskere og enklere og vil få kostnadene ned. På en annen side er materialutnyttelsen dårlig. Dersom en hadde valgt å dimensjonere hver søyle for seg hadde en kunne utnytte materialet på en bedre måte. Men dette vil da igjen føre til en tregere og mer omfattende produksjon og montasje. Det er også viktig å tenke på den estetiske delen når en dimensjonerer. Dersom søylene er synlige vil det ikke være spesielt behagelig å se at noen av søylene er av en mindre dimensjon i en søylerekke.

For stålbjelkene hadde profilen HEB 220 nok kapasitet i forhold til moment og skjærkrefter, men her ble nedbøyningen dimensjonerende og profilen ble økt til HEB 300. For å utnytte kapasiteten av stålbjelken bedre kan man produsere stålbjelken med en forhåndsoppbøyning slik at de får en overhøyde på 10 mm. Da kan dimensjonen reduseres og kapasiteten av stålet utnyttes bedre.

Pga. begrensinger på størrelsen på modellen i Focus Konstruksjon ble det vanskelig å analysere hele modellen. Det ble derfor analysert en og en akse om gangen. En feilkilde er da at momentene om x og y aksene på søylene ikke ble tatt med i beregningen. Det ble heller ikke mulig å kontrollere total forskyvning på hele bygget.

Dette bygget er planlagt å brukes som kontorlokaler av PDS Protek, resten av bygget skal leies ut til andre aktører på Haugalandet. Det ble i beregningene antatt kontorlokaler over hele bygget. Dette ville ikke vært realistisk med hensyn til ulike typer utleielokaler, som for eksempel restaurant, arkiv, butikker, kantine osv.

Til slutt er det utarbeidet et alternativ til hulldekkene. Ved bruk av flatdekker i stedet for hulldekker kan en redusere tykkelsen på dekke fra 400 mm til 300 mm. Men da må en legge til to søylerekker i midten av bygget, noe som vil gjøre bygget mindre fleksibelt i forhold til innredning. Hulldekkene vil være en mye lettere konstruksjon enn flatdekkene, noe som fører til mindre laster til fundamenter og dermed også mindre kostnader i forbindelse med fundamentering. Hvis vi sammenligner pris på hulldekker og flatdekker vil hulldekkene være billigere å bygge med. Kvadratmeterprisen er 720 kr billigere for hulldekkene enn for flatdekkene. I tillegg må vi ha 2 søylerekker til for flatdekkene, som også drar kostnaden opp.

## 8 Konklusjon

Rapporten er et resultat av et avsluttende hovedprosjekt ved mastergradslinjen konstruksjoner og materialer ved Universitetet i Stavanger. Målet med oppgaven var å få samlet og brukt mye av kunnskapen gjennom 5 år på masterstudiet.

Oppgaven innebar å dimensjonere bærekonstruksjonen for næringsbygget 247 etter Eurocodene. Det ble valgt å bruke stål bæresystem med hulldekker som etasjeskillere. Stålsøyler og bjelker ble dimensjonert. For å være sikker på at programmet Focus Konstruksjon ble brukt på riktig måte, ble det kontrollert med håndberegninger. Dette stemte godt overens med resultatene fra Focus.

En del av oppgaven var å finne en løsning på avstivningssystemet for bygget. I mangel av et program som kunne beregne vertikale skiver ble det brukt kjente metoder fra kurset Konstruksjonslære og Betongelementhåndbok bind B. Det ble også utarbeidet armeringstegninger på fundament og vegg i kjelleretasjen.

Det ble sett på flatdekker som et alternativ til hulldekkene. Som forventet vil hulldekker ta lengre spenn og vil være en mye lettere konstruksjon enn flatdekker. Det kom også frem at tykkelsen på flatdekkene ville være noe mindre enn hulldekkene. Dersom bygget har en øvre grense på høyden, kan faktisk valg av dekkesystem ha en del å si. Pris på hulldekker og flatdekker ble sammenlignet. Det viste seg at det var billigst å bygge med hulldekker ut i fra de opplysningene som ble tatt hensyn til.

En annen faktor enn pris er byggetid. Det er effektivt å bygge med elementer, og kvaliteten på materialet blir godt kontrollert inne på fabrikk. Flatdekker derimot kan ha en varierende kvalitet pga. lite kontroll på temperatur og fuktighet ute på byggeplass. Det som er positivt med flatdekker er at når forskalingen blir tatt av, er dekket ferdig. Hulldekkene må fuges og det må legges 20 mm tynnpudd før dekket er klart.

Oppgaven består av mange forskjellige temaer, noe kjent materiale og mye nytt å sette seg inn i. Blant annet dimensjonering av vertikale skiver som avstivende del i bygget har vært utfordrende. Det var ikke et mål i seg selv å dimensjonere hele bygget, men å få en oversikt over mange av problemstillingene i et slikt bygg. Alt i fra dimensjonering av fundament til utforming av takkonstruksjonen. Dette har vært utfordrende og lærerikt.

Eksempler på videre arbeider med oppgaven kan være:

- ✓ Energiberegning av bygget, valg av energiklasse
- ✓ Valg av fasade
- ✓ Branndimensjonering
- ✓ Lydisolering mellom enhetene
- ✓ Dimensjonering av knutepunkter

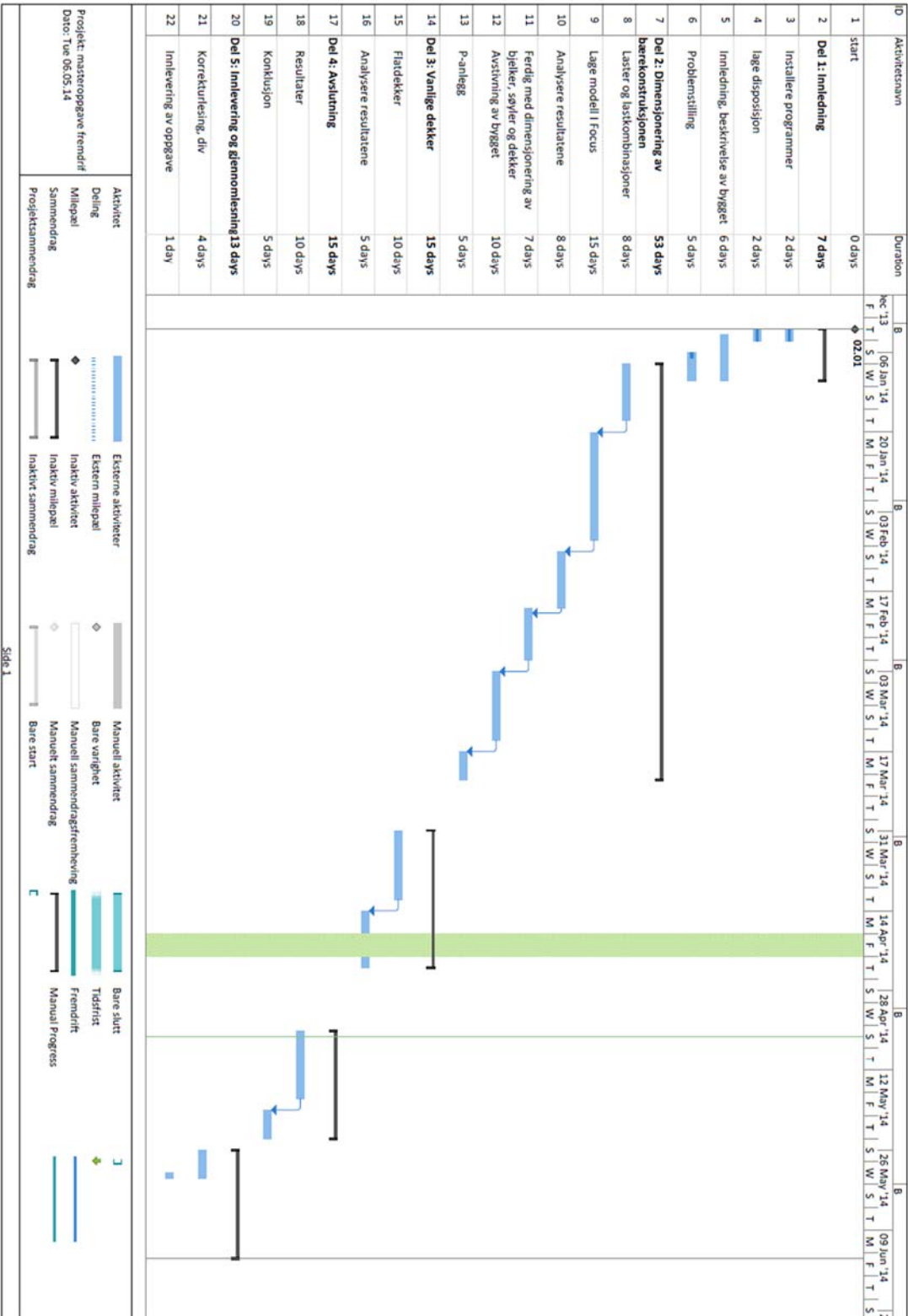
## 9 Referanser

- [1] Google.no, «Google maps,» [Internett]. Available: <https://maps.google.no/>.
- [2] Norsk Stålforbund, Betongelementforeningen, Hulldekker på stål bæresystem.
- [3] Betongelementforeningen, Betongelementboken, bind A, 2010.
- [4] Tekna, «Tekna,» [Internett]. Available:  
<http://www.tekna.no/ikbViewer/Content/808268/V1.5Spennbetong.pdf>.
- [5] «Jaro betongsystemer AS,» [Internett]. Available: <http://www.jaro.no/page.jsp?id=18>.
- [6] S. I. Sørensen, Flatdekker.
- [7] University of the west of England, «Steel Frames,» [Internett]. Available:  
[http://www.uwe.port.ac.uk/commercial\\_new/steel%20frames/section2.htm](http://www.uwe.port.ac.uk/commercial_new/steel%20frames/section2.htm).
- [8] SINTEF Byggforsk, [Internett]. Available:  
<http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=215#i43>.
- [9] Standard Norge, Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, 2005.
- [10] Standard Norge, Eurocode 1: Laster på konstruksjoner, Snølaster, 2003.
- [11] Standard Norge, Eurocode 1: Laster på konstruksjoner: Del 1-4: Allmenne laster: Vindlaster, 2005.
- [12] Standard Norge, Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2002.
- [13] Moelven AS, [Internett]. Available: <http://www.moelven.com/no/Produkter-og-tjenester/Limtre/Bygge-med-Limtre/Konstruksjonsystemer/Fagverk/>.
- [14] Pretre, [Internett]. Available: <http://www.pretre.no/bjelkelag/limtre>.
- [15] Byggevarer 24, «Byggevarer 24,» [Internett]. Available: <http://www.byggevarer-24.no/no/limtre/limtre-115mm-x-540mm-detail.html>.
- [16] SINTEF Byggforskserien, «525.002 Takkonstruksjoner. Valg av taktype og konstruksjonsprinsipper,» [Internett]. Available:  
<http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=381>.
- [17] SINTEF Byggforskserien, «525.207 Kompakte tak,» [Internett]. Available:  
<http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&docNumber=525207>.
- [18] «Hulldekke bilde,» [Internett]. Available:  
<http://bart.idium.no/anita830.tmp/hXGXzohILUWu.18.idium?RND=0.45244506986259436;>

- [19] Ruukki AS, «Rukki AS,» [Internett]. Available:  
<http://www.ruukki.com/~media/Norway/Files/Stocklists/Lagerkatalog-Bjelker-kanaler-hulprofil.pdf>.
- [20] Betongelementforeningen , Betongelementboken, bind B, 2005.
- [21] S. K. Goa, Forfatter, *Vertikale skiver, Konstruksjonslære*. [Performance]. 2011.
- [22] Standard Norge, Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1, 2008.
- [23] Spenncon, [Internett]. Available:  
<http://handbook.spenncon.e21solu.fi/Spenncon/?node=2.1.10.1>.
- [24] Spenncon, «Søylekjøt HUP med gjennomgående bjelke,» [Internett]. Available:  
<http://handbook.spenncon.e21solu.fi/Spenncon/?node=2.20.2.21>.
- [25] Betongelementforeningen, «Betonelementboken, bind C».
- [26] Spenncon, «Spenncon: Dimensjoneringstabell,» [Internett]. Available:  
<http://handbook.spenncon.e21solu.fi/Spenncon/?node=1.1.1.2#momentkapasitet>.
- [27] Spenncon, «Spenncon: Produktblad,» [Internett]. Available:  
<http://handbook.spenncon.e21solu.fi/spenncon/?node=1.1.1.1>.
- [28] Standard Norge, Eurocode 1: Laster på konstruksjoner del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger, 2002.

# 10 Vedlegg

## 10.1 Fremdriftsplan





## 10.2 Logg

- 20.09.2013** Sendte e-post til PDS Protek for å høre om mulighet for å skrive masteroppgave hos dem.
- 24.09.2013** Avtalte møte med Tore Jacobsen for å snakke om masteroppgave.
- 03.10.2013** Sted: PDS Probygg, Kvala Haugesund
- Tilstede: Kristine Bjoland og Tore Jacobsen
- 15.10.2013** Fikk tilbud om å skrive masteroppgave for PDS Probygg.
- 13.12.2013** Leverte søknad om masteroppgave til UiS.
- 20.12.2013** Fikk godkjent oppgaven og tildelt veileder: Samindi Samarakoon.

## JANUAR

### UKE 2

- ✓ Blitt kjent med tegninger. Definert problemstilling. Lagd disposisjon.
- ✓ Begynte å sette meg inn i Focus Konstruksjon og tenke ut hvordan modellen skulle lages.
- ✓ Lest litteratur: Betongelementbøkene.
- ✓ Hvilket bæresystem bør jeg velge? Kom frem til: Hulldekker opplagt på stålstruktur er best. Da trengs det ikke så mange søyler (pga. hulldekkene går tvers over hele bygget, spennvidde 17 m) og det blir mindre søyledimensjoner med stål enn betong.

### UKE 3

- ✓ Mandag: Laster på hulldekker: dimensjonering av hulldekker.
- ✓ Tirsdag: Laster på bjelke, søyler. Egenvekt. Dimensjonering av bjelke. Valgt HEB 400 profil.
- ✓ Onsdag: Tor Gunnar forklarte hvordan søyle/bjelke dekker og fasade er knyttet sammen.
- ✓ Torsdag: Lastnedregning søyler. Dimensjonere søyler.
- ✓ Fredag: Laget etasjerammer i Focus og sjekket opp mot håndberegninger at det stemte noenlunde bra. Tar en akse om gangen.

#### UKE 4

- ✓ Mandag:
- ✓ Tirsdag: **Møte med veileder**. Diskuterte problemstilling og videre arbeid med oppgaven. Hun skulle hjelpe meg med dimensjonering av vertikale skiver i bygget når den tid kommer.
- ✓ Fredag: Modell i Focus Konstruksjon

#### UKE 5

- ✓ Mandag: Lage modell i Focus Konstruksjon, bestemme takkonstruksjon (fagverk)? Limtre eller stål?
- ✓ Tirsdag: Vindlastberegninger og teori
- ✓ Onsdag: Tak konstruksjon
- ✓ Torsdag: Lagd om igjen modellen i Focus med riktig bjelke dimensjoner.

#### FEBRUAR

---

#### UKE 6

- ✓ Mandag: Søylekapasitets sjekk. Laget mathcad ark. Kontroll av Focus med håndberegninger.
- ✓ Tirsdag: fortsettelse fra mandag
- ✓ Onsdag: bjelker, mathcad ark.
- ✓ Torsdag:
- ✓ Fredag: Vurderte om jeg skulle gå over til annen programvare. Focus fungerer ikke på store modeller.

#### UKE 7

- ✓ Mandag: Velger å bruke Focus, men tar en og en akse om gangen, i stedet for hele modellen i en fil. Kapasitetskontroll av søyler.
- ✓ Tirsdag: Skiver og avstivning i bygget. Lest litteratur.

#### UKE 8

- ✓ Mandag: Kapasitet bjelke. Dimensjonere for vipping eller ikke? Lastkombinasjoner, lasttilfeller.
- ✓ Tirsdag: Bjelke, dimensjonerende laster.
- ✓ Onsdag: Bjelker, vipping i Focus Konstruksjon
- ✓ Fredag: **Møte med veileder**, hvilke kriterier for takkonstruksjon. Hvordan dimensjonere avstivende vertikale vegger. Fikk noen eksempler på beregning av fundament.

#### UKE 9

- ✓ Mandag: Kriterier for å velge materialer og utføring av takkonstruksjon. Sendte mail til Moelven og forhørte meg om pris på limtre.
- ✓ Tirsdag: avstivning, vertikale skiver
- ✓ Onsdag: avstivning, vertikale skiver

- ✓ Torsdag: Tegninger i Autocad av skivesystem
- ✓ Fredag: Skrevet inn i rapport, oversikt over laster i skiver

## MARS

---

### UKE 10

- ✓ Mandag: lest om avstivning i bygg.
- ✓ Onsdag: Skrevet litt teori om hulldekker osv.
- ✓ Torsdag: lest teori rund jordtrykk og fundament, bestemt hvordan fundamentene skal se ut.
- ✓ Fredag: Beregninger fundament

### UKE 11

- ✓ Tirsdag: Fikk hjelp fra Ævar (byggingeniør hos PDS). Han viste hvordan han hadde regnet på betongelementvegger i sin bacheloroppgave. Fikk en pekepinn på hvor jeg skulle begynne.
- ✓ Onsdag: Lest om betongelementer + beregninger i betongelementboken, og i forelesningsnotater fra Konstruksjonslære (UiS).
- ✓ Torsdag: Lest om flatdekker

### UKE 12

- ✓ Mandag: Kontrollerer betongelementene mot: glidning, velting og utbøyning.
- ✓ Tirsdag: Kontrollere betongelementene (veggskiver)
- ✓ Torsdag: Planlegge møte med veileder.
- ✓ Fredag: **Møte med veileder**: Diskuterte vertikale skiver, virkemåte og lastplassering. Velger å bruke kjent metode fra faget konstruksjonslære.

### UKE 13

- ✓ Betongelementer, vertikale skiver

## APRIL

---

### UKE 14

- ✓ Betongelementer, fundamentberegninger, gjøre ferdig fundament.

### UKE 15

- ✓ Onsdag: Flatdekker
- ✓ Torsdag: Flatdekker
- ✓ Fredag: Flatdekker

### UKE 16

- ✓ Mandag:
- ✓ Tirsdag:
- ✓ Onsdag:
- ✓ Torsdag: PÅSKE
- ✓ Fredag: PÅSKE

### UKE 17

- ✓ Mandag: PÅSKE
- ✓ Tirsdag: Gjøre ferdig flatdekker

### UKE 18

- ✓ Mandag: Ferdigstille diverse kapitler
- ✓ Torsdag: 1. mai
- ✓ Fredag: Møte med veileder

### MAI

---

### UKE 20

- ✓ Sammenligne flatdekker og hulldekker
- ✓ Vekt, nedbøyning og pris

### UKE 21

- ✓ Mandag: Siste del, resultater, konklusjon
- ✓ Tirsdag: Siste del, resultater, konklusjon
- ✓ Onsdag: Hentet inn prisoverslag for hulldekker og flatdekker.
- ✓ Torsdag: Skrive ut eksemplar for å lese gjennom. Sende siste utkast til Samindi for gjennomgang.
- ✓ Fredag: Korrekturlesing

### UKE 22

- ✓ Mandag: Korrekturlesing
- ✓ Tirsdag: Korrekturlesing
- ✓ Onsdag: Utskrift av oppgaven
- ✓ Torsdag:
- ✓ Fredag: Innlevering

### JUNI

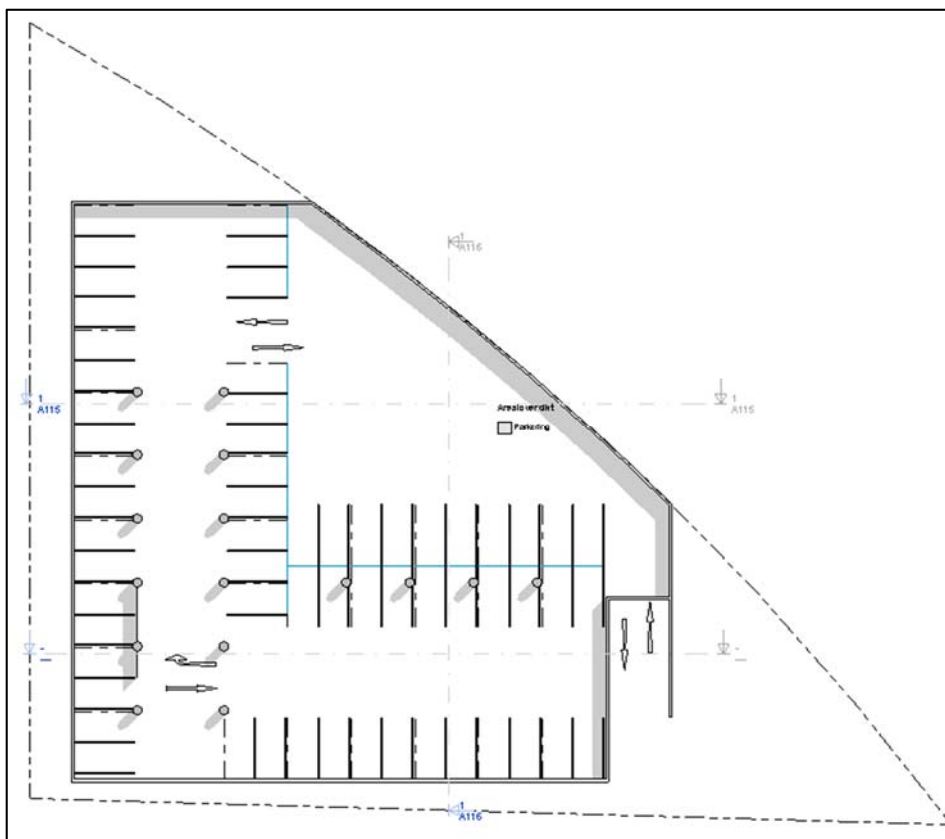
---

### UKE 23

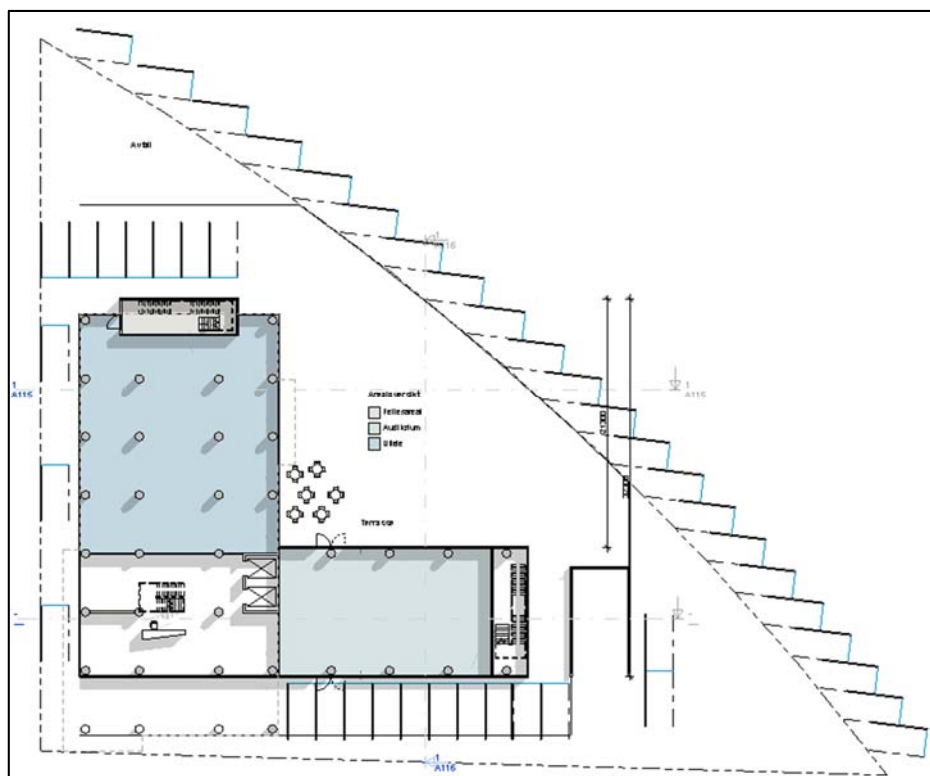
### UKE 24      Frist 15.06.14

### 10.3 Originale plantegninger fra PDS Probygg

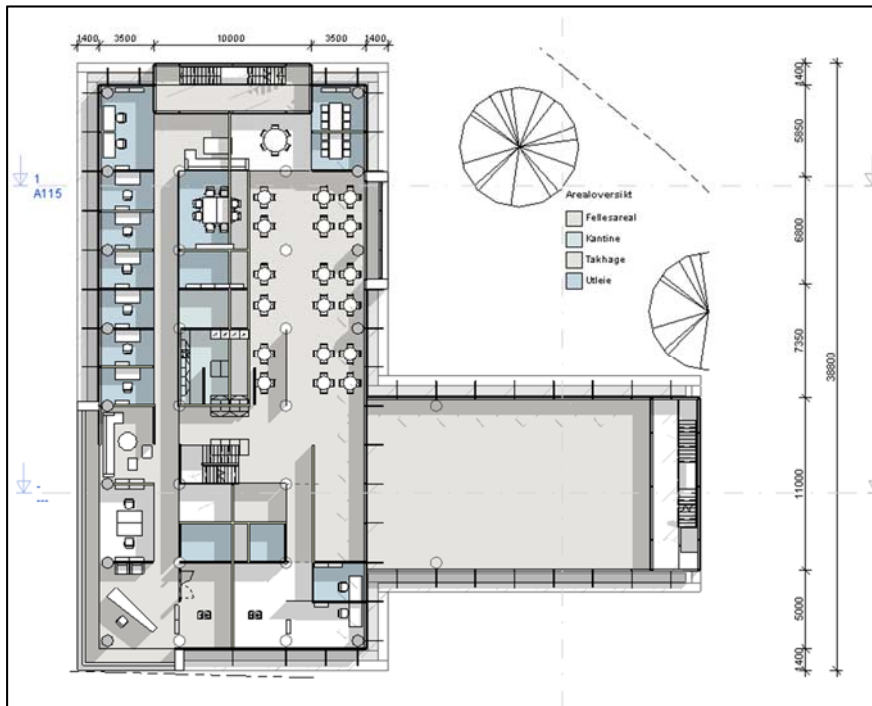
Kjeller:



1 etg.



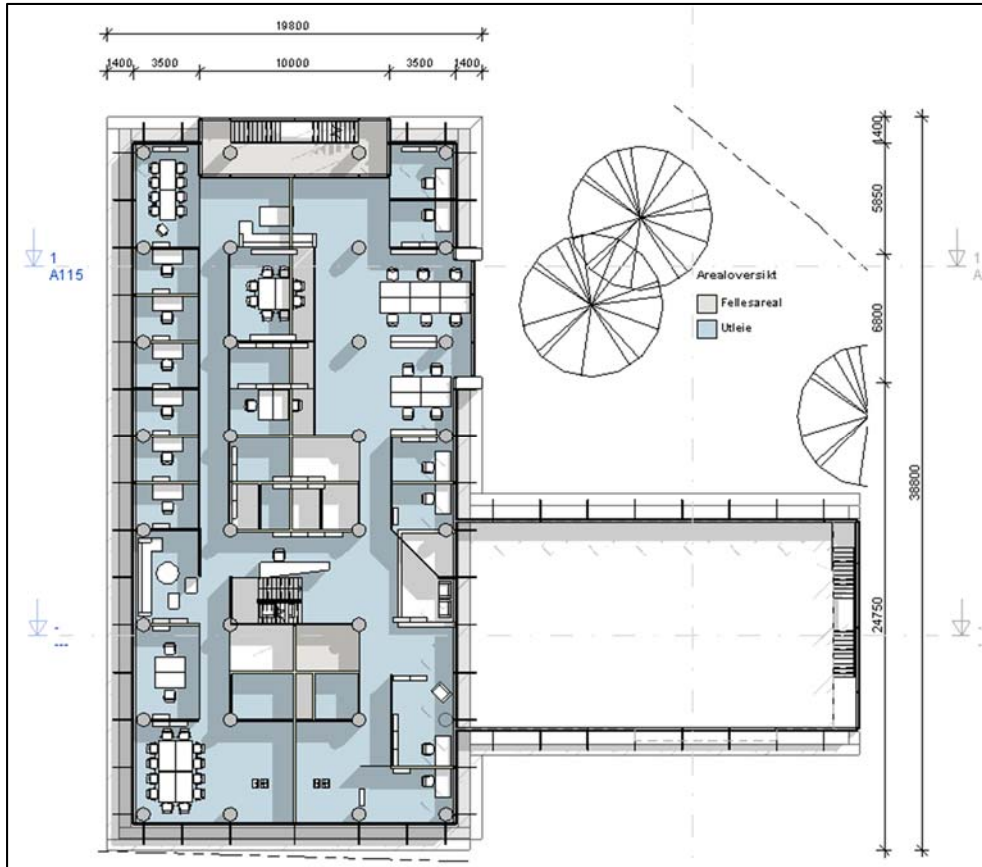
2 etg.



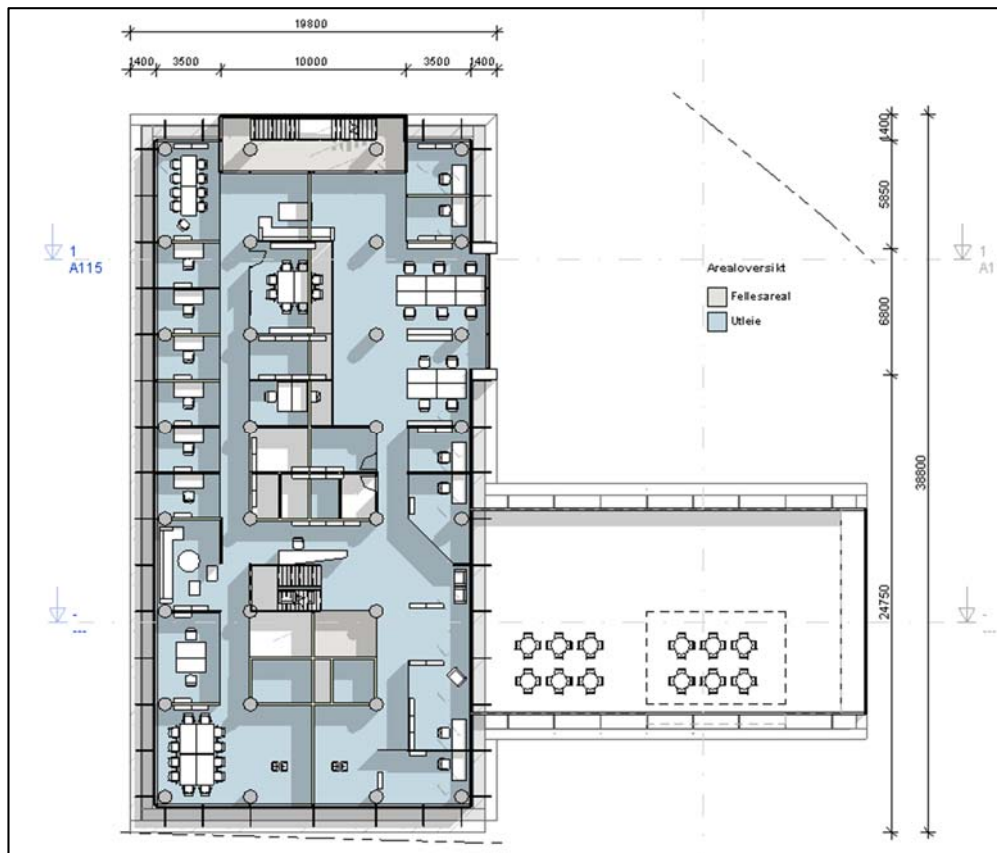
3 etg.



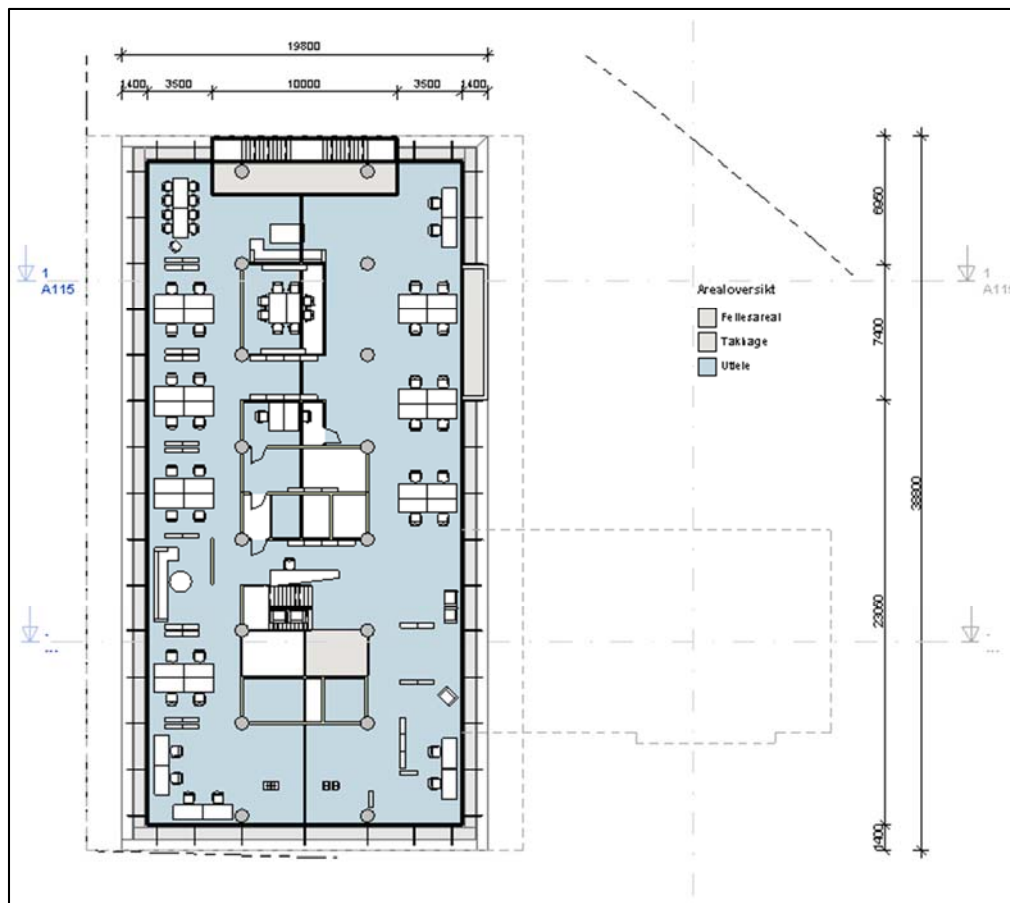
4 etg.



5 etg.

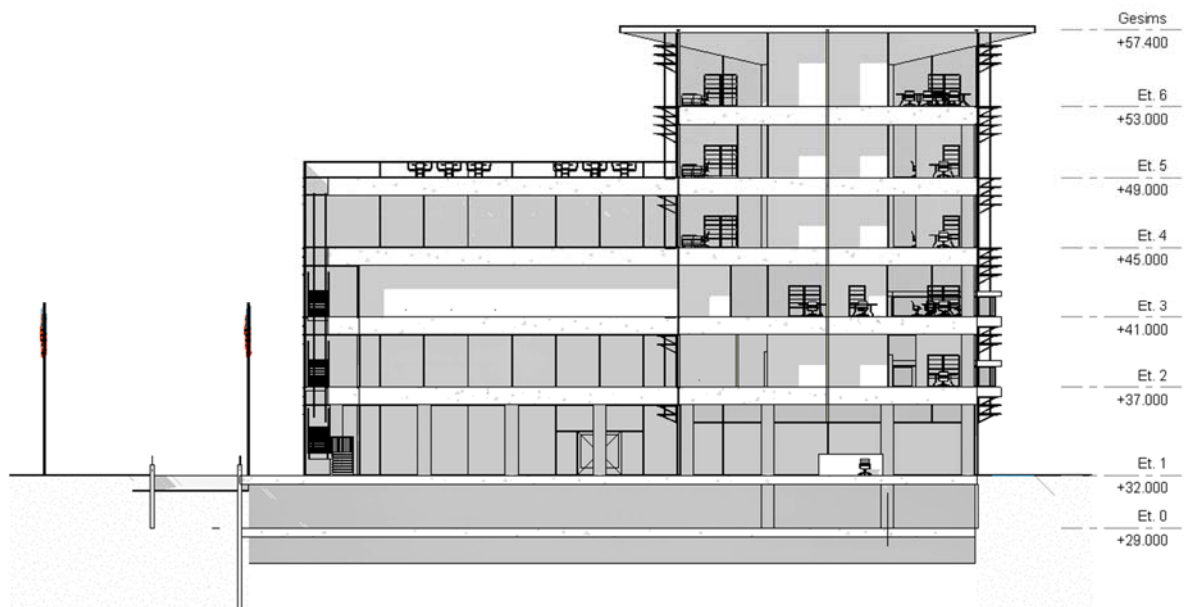


6 etg.

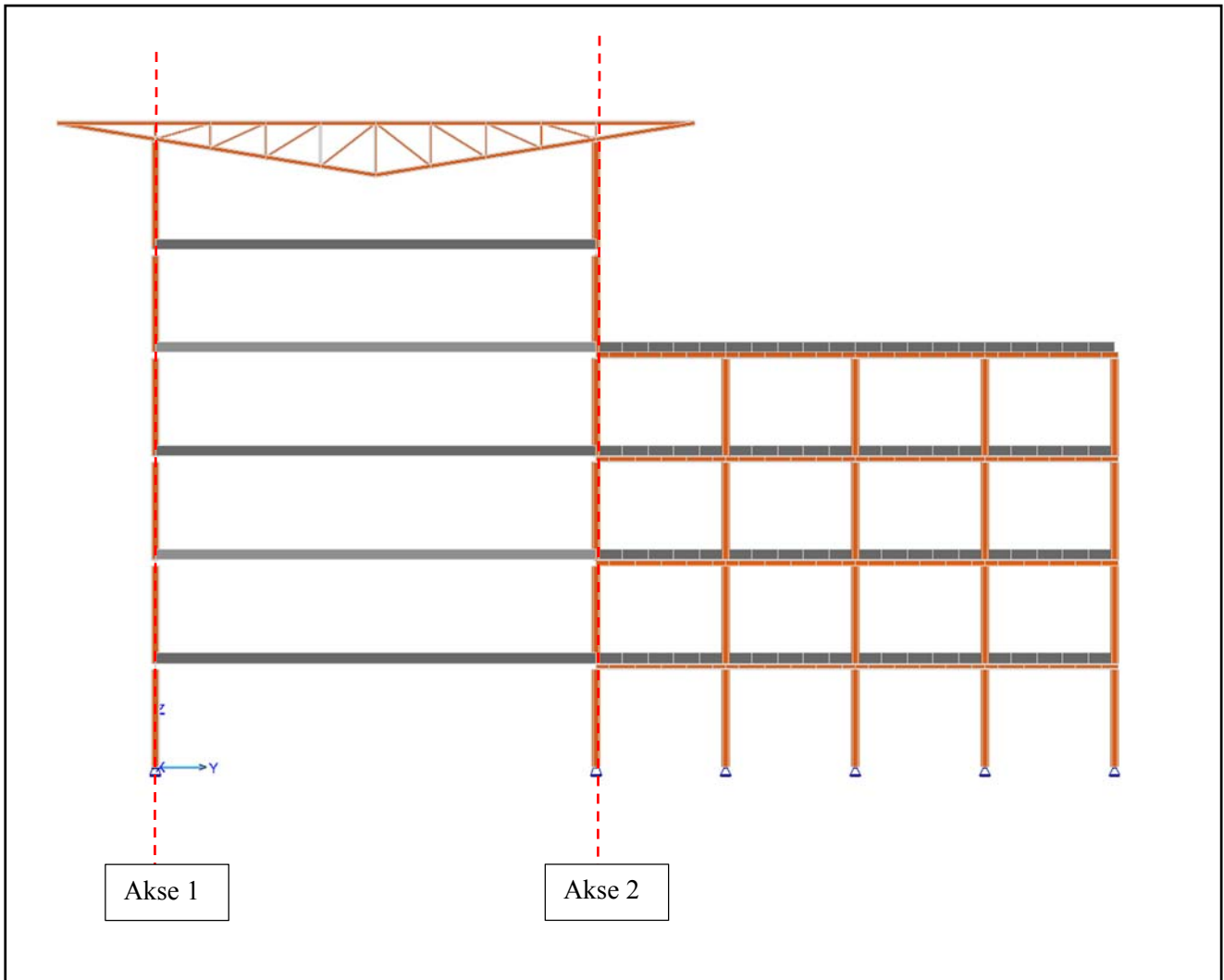




## 10.4 Snitt



## 10.5 Aksesystem



## 10.6 Snølast på tak

### Snølast på tak

Standard: Eurocode 1 Laster på konstruksjoner,  
Del 1-3 Allmenne laster snølaster

$$s := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

der:

|       |                               |
|-------|-------------------------------|
| $s$   | Snølast på tak                |
| $\mu$ | Formfaktor for tak            |
| $C_e$ | Eksponeringskoeffisienten     |
| $C_t$ | Termisk koeffisient           |
| $s_k$ | Karakteristisk snølast på tak |

$$\mu := 0.8 \quad \text{Tabell 5.2 (Flatt tak)}$$

$$C_e := 1.0 \quad \text{Tabell NA.5.1 (Normal topografi)}$$

$$C_t := 1.0 \quad \text{Punkt 5.2.(8) (Ingen reduksjon av snølast på tak ved høy termisk gjennomstrømmning.)}$$

$s_k$  settes til  $s_{k,0}$  dersom høyden over havet H er mindre eller lik høydegrensen Hg

Snølastdata:

- Fylke: Rogaland

-Kommune: Haugesund

- Sted: Rossabø

- Byggets plassering m.o.h:

$$s_{k,0} := 1.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_k := s_{k,0}$$

Tabell NA.4.1(901)

$$s := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$s = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

## 10.7 Vindlast

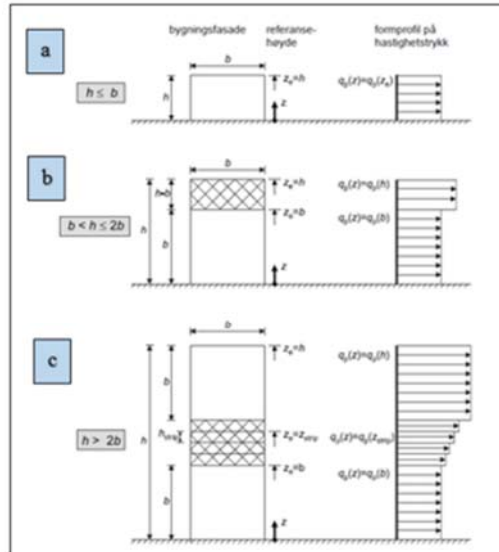
### VINDLASTER

STANDARD: Eurocode 1: Laster på konstruksjoner del 1-4: Allmenne laster, vindlaster

Bredde på bygget  $b := 37 \text{ m}$

Høyde på bygget  $h := 25.4 \text{ m}$

if  $h < b$   
 || "Alternativ a"  
 else if  $b < h < 2 \cdot b$   
 || "Alternativ b"  
 else if  $h > 2 \cdot b$   
 || "Alternativ c"



## VINDLASTER

### **VINDHASTIGHET OG VINDHASTIGHETSTRYKK**

$$z := 25.4 \text{ m}$$

#### 1. Basisvindhastighet

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$$

$$c_{dir} := 1.0$$

$$c_{season} := 1.0$$

$$c_{alt} := 1.0$$

$$c_{prob} := 1.0$$

$$v_{b,0} := 28 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Referansevinthastighet for Haugesund kommune. Tabell NA.4(901.1)}$$

$$v_b = 28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

#### 2. Terrengruhet for terrengkategori

Ruhetsfaktor:

$$c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Bestemmes av Tabell NA.4.1

Terrengkategori: 3

$$k_r := 0.22$$

$$z = 25.4 \text{ m}$$

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

$$c_r(z) = 0.98$$

#### 3. Stedsvindhastighet

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_b$$

$$c_r(z) = 0.98$$

$$c_0 := 1.0$$

$$v_b = 28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_m(z) = 27.34 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

VINDLASTER

4. Turbulensintensitet

$$I_v(z) := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$k_1 := 1.0$       Anbefalt verdi punkt 4.4

$I_v(z) = 0.23$

5. Vindkasthastighetstrykk

$$q_p(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z))$$

$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$

$k_p := 3.5$

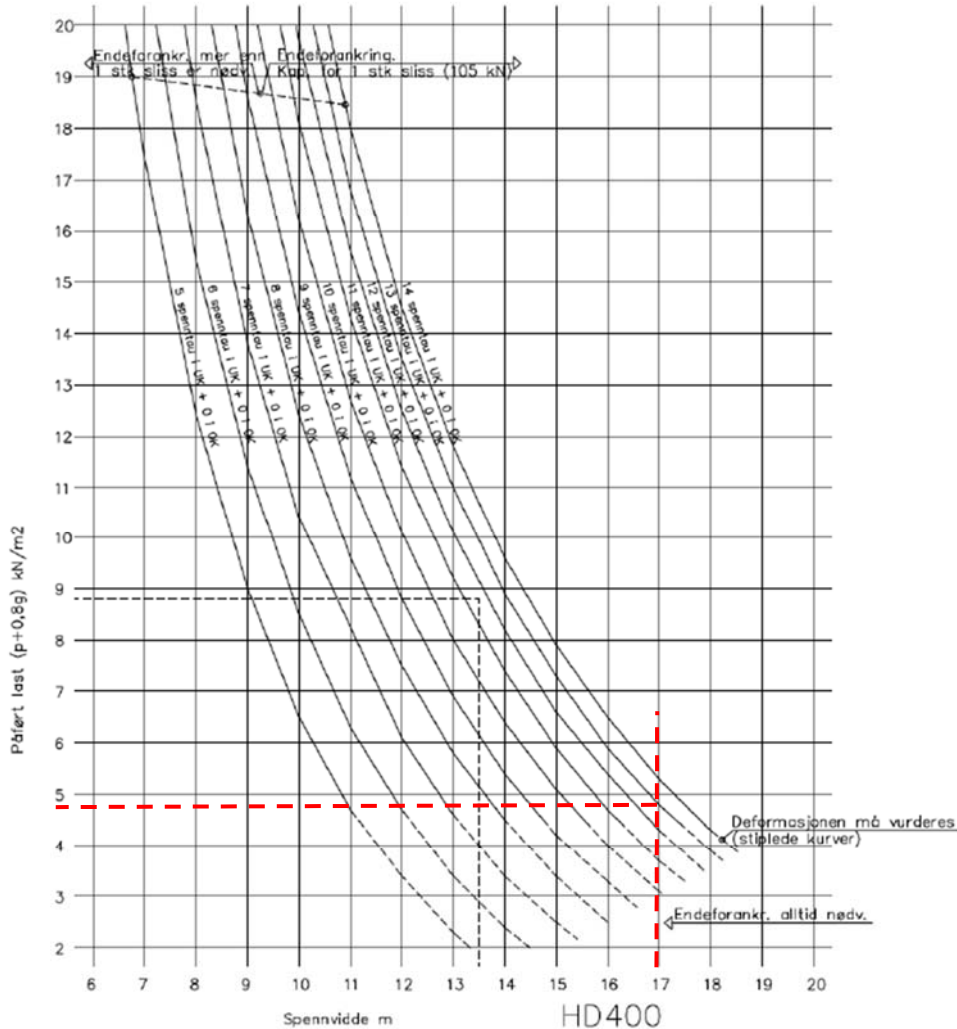
$q_p(z) = 1.2 \frac{kN}{m^2}$

## 10.8 Skjevstillingslast

| <u>Skjevstillingslast</u>                          |   |
|--|---|
| Basisverdi   | $\phi_o := \frac{1}{200}$   |
| Konstruksjonshøyde                                 | $h := 25.4$   |
| reduksjonsfaktor for høyde h gjeldende for søyler: | $\alpha_h := \frac{2}{\sqrt{h}} = 0.4$                                |
|  | $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$ $\alpha_h := \frac{2}{3} = 0.67$ |
| Antall søyler                                      | $m := 8$  |
| Reduksjonsfaktor for antall søyler i en rad:       | $\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0.75$    |
| Startverdien for global skjevstilling:             | $\phi := \phi_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.0025$               |
| Areal påvirket av skjevstilling:                   | $A := 35 \text{ m} \cdot 17 \text{ m} = 595 \text{ m}^2$              |
| Last   | $g_k := 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$                             |
|  | $q_k := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$                             |
|  | $q_{sno} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$                         |
| For dekker over 1. etg til 5:                      | $H_g := \phi \cdot g_k \cdot A = 8.48 \text{ kN}$                     |
|  | $H_q := \phi \cdot q_k \cdot A = 4.46 \text{ kN}$                     |
| For dekke over 6. etg:                             | $H_{takg} := \phi \cdot g_k \cdot A = 8.48 \text{ kN}$                |
|  | $H_{takq} := \phi \cdot q_{sno} \cdot A = 1.79 \text{ kN}$            |

## 10.9 Dimensjonering: Hulldekker

Dimensjoneringsdiagram HD400 og HD420



**Last- og spennvidde -diagram for HD400 og HD420.** Kurvene angir maksimallast (bruksgrense) som kan påføres. Ved dimensjonering skal det kontrolleres at aktuell last angitt som  $p + 0,8g$  er mindre enn bæreevnen angitt i diagrammet. Ved forhåndsdimensjonering anbefales at man har omtrent 20 prosent reservekapasitet for utsparring, uforutsette laster ol. Diagrammet gjelder for HD400, men kan også benyttes for HD420 ved å øke påført last med  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Egenvekten av HD skal ikke medtas i påført last.

**Eksempel på bruk av diagram:** Dekke med spennvidde 13,5 meter, påstøp  $g = 1,0 \text{ kN/m}^2$  og nyttelest lik  $p = 8,0 \text{ kN/m}^2$  gir påført last  $0,8 \times 1,0 + 8,0 = 8,8 \text{ kN/m}^2$ . Nødvendig dimensjon: HD400 med minimum 12 spenntau.

**Skjærkapasitet:** For å oppnå stor nok skjærkapasitet, må det ofte legges inn forankringsarmering i endene. Kurvene angir når dette er nødvendig, og er basert på standard oppleggslengder – se knutepunktdetaljene.

Teknisk dokumentasjon 24.11.2011

Spenncon

Dimensjoneringstabell hentet fra Spenncon [26].



**Laster: Hulldekker**

Standard: Eurocode 1 Laster på konstruksjoner

Nyttelast hulldekker:

$$p := 3.0 \frac{kN}{m^2}$$

Påført egenlast: påstop

$$g := 1 \frac{kN}{m^2}$$

$$last := p + 0.8 \cdot g = 3.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$Avlestlast := 4.8 \frac{kN}{m^2}$$

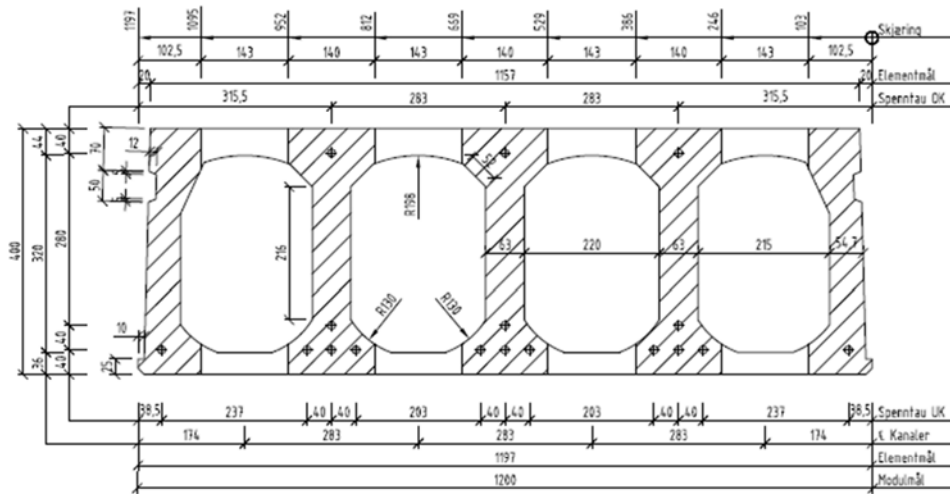
(dimensjoneringstabell spenncon) se vedlegg

```
if last < Avlestlast | = "OK"  
  || "OK"  
else  
  || "IKKE OK"
```

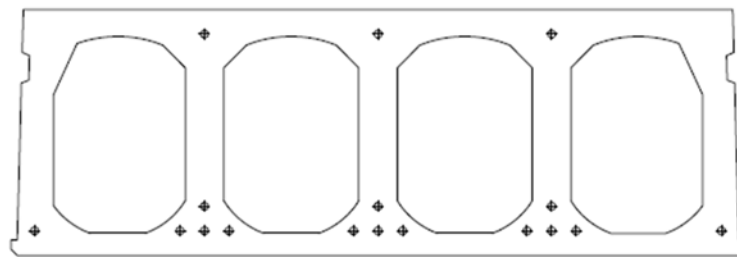
Velger hulldekker

HD 400 13 spenntau i UK

|   |                     |                    |
|---|---------------------|--------------------|
| <b>ELEMENTTYPE</b><br>HULLDEKKER<br>HD400 | Element: <b>H40</b> |                    |
|   | Utgave<br>3         | Dato<br>24.11.2011 |

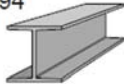


Egenvekt elementer: 451 kg/m<sup>2</sup>  
**Ferdig fuget dekke: 477 kg/m<sup>2</sup>**  
 Elementene kan ikke langsskjæres i skraverte områder.



Produktblad hentet i fra Spenncon [27]

## 10.10 Dimensjonering: Stålbjelker

| RUUKKI <small>LIVING. WORKING. MOVING.</small>                                      |                  |         |        | Lagerprogram 2012                     |            |            |          |
|---|------------------|---------|--------|---------------------------------------|------------|------------|----------|
| HEB-bjelker S355G11+N/G11+M   |                  |         |        | Se tabellavsnitt bak i katalogen      |            |            |          |
| EN 10225. Norsok Standard M-120 Rev. 4. MDS Y26 • Toleranser etter EN 10034:1994    |                  |         |        |                                       |            |            |          |
| Sertifikat 3.1. etter EN 10 204   |                  |         |        |                                       |            |            |          |
|  |                  |         |        |                                       |            |            |          |
| Gruppe 328  | Søk: HEB-355-Dim |         |        | Kvantumstrinn med priser i kr pr tonn |            |            |          |
| Profil  | Lengde i m       | Kg pr m | Kg/stk | 0-99 kg                               | 100-499 kg | 500-999 kg | >1000 kg |
| HEB 100   | 12               | 21,01   | 252,1  | 29 330                                | 22 810     | 19 550     | 16 290   |
| HEB 120   | 12               | 27,47   | 329,6  | 29 330                                | 22 810     | 19 550     | 16 290   |
| HEB 120   | 15               | 27,47   | 412,1  | 26 630                                | 20 710     | 17 750     | 14 790   |
| HEB 140   | 12               | 34,74   | 416,9  | 29 330                                | 22 810     | 19 550     | 16 290   |
| HEB 160   | 12               | 43,94   | 527,2  | 29 330                                | 22 810     | 19 550     | 16 290   |
| HEB 160   | 15               | 43,94   | 659,1  | 26 630                                | 20 710     | 17 750     | 14 790   |
| HEB 180   | 12               | 52,72   | 632,7  | 29 330                                | 22 810     | 19 550     | 16 290   |
| HEB 180   | 15               | 52,72   | 790,8  | 26 630                                | 20 710     | 17 750     | 14 790   |
| HEB 200   | 12               | 63,13   | 757,5  | 30 140                                | 23 440     | 20 090     | 16 740   |
| HEB 200   | 15               | 63,13   | 947,0  | 27 440                                | 21 340     | 18 290     | 15 240   |
| HEB 220   | 12               | 73,63   | 883,5  | 30 140                                | 23 440     | 20 090     | 16 740   |
| HEB 240   | 12               | 85,75   | 1029,0 | 30 480                                | 23 710     | 20 320     | 16 930   |
| HEB 260   | 12               | 95,85   | 1150,2 | 30 480                                | 23 710     | 20 320     | 16 930   |
| HEB 300   | 12               | 120,49  | 1445,9 |                                       | 23 710     | 20 320     | 16 930   |
| HEB 320   | 12               | 130,80  | 1570,0 |                                       | 23 710     | 20 320     | 16 930   |
| HEB 340   | 12               | 138,07  | 1657,0 |                                       | 23 710     | 20 320     | 16 930   |
| HEB 360   | 12               | 146,25  | 1755,0 |                                       | 23 710     | 20 320     | 16 930   |
| HEB 400   | 12               | 159,70  | 1916,4 |                                       | 24 410     | 20 920     | 17 430   |
| HEB 450   | 12               | 176,14  | 2113,7 |                                       | 24 410     | 20 920     | 17 430   |
| HEB 500   | 12               | 192,61  | 2311,3 |                                       | 25 370     | 21 750     | 18 120   |
| HEB 600   | 12               | 218,40  | 2620,8 |                                       | 25 370     | 21 750     | 18 120   |
| HEB 650   | 12               | 230,85  | 2770,2 |                                       | 26 210     | 22 470     | 18 720   |
| HEB 700   | 12               | 247,10  | 2965,2 |                                       | 26 210     | 22 470     | 18 720   |
| HEB 800   | 12               | 269,90  | 3238,8 |                                       | 26 210     | 22 470     | 18 720   |
| HEB 1000  | 12               | 320,15  | 3841,8 |                                       | 26 210     | 22 470     | 18 720   |

## 10.11 Kapasitetskontroll stålbjelker

### Dimensjonering av bjelker

Kapasitetskontroll snitt over  
soyle.

#### DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

$$M_{y,Ed} := 235 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := 281.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := -2.07 \text{ kN}$$

Materialkvaliteter: S355  $f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

E-modul  $E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

#### TVERRSNITT: HEB 220

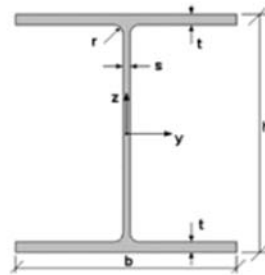
Tverrsnittsareal:  $A := 9100 \text{ mm}^2$

lengde  $L := 5000 \text{ mm}$

$$I_y := 8.09 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_z := 2.8400 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 4.14 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$



#### TVERRSNITTKLASSE:

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$b := 220 \text{ mm}$$

$$s := 9.5 \text{ mm}$$

$$t := 16 \text{ mm}$$

$$r := 18 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

#### FLENS:

$$c_f := \frac{b - (s + 2 \cdot r)}{2} = 87.25 \text{ mm}$$

Flensens slankhet:

$$\lambda_f := \frac{c_f}{t \cdot \varepsilon} = 6.702$$

### Dimensjonering av bjelker

$$\begin{array}{l}
 TVKL_f := \text{if } \lambda_f \leq 9 \\
 \quad \parallel 1 \\
 \quad \text{else if } 9 \leq \lambda_f \leq 10 \\
 \quad \quad \parallel 2 \\
 \quad \quad \text{else if } 10 \leq \lambda_f \leq 14 \\
 \quad \quad \quad \parallel 3 \\
 \quad \quad \quad \text{else if } \lambda_f \geq 14 \\
 \quad \quad \quad \quad \parallel 4
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right| = 1
 \qquad TVKL_f = 1$$

STEG  $c_w := h - 2 \cdot (t + r) = 152 \text{ mm}$

stegets slankhet:  $\lambda_w := \frac{c_w}{s \cdot \varepsilon} = 19.665$

Steget utsettes for sentrisk trykk

$$\begin{array}{l}
 TVKL_{s,N} := \text{if } \lambda_w \leq 33 \\
 \quad \parallel 1 \\
 \quad \text{else if } 33 \leq \lambda_w \leq 38 \\
 \quad \quad \parallel 2 \\
 \quad \quad \text{else if } 38 \leq \lambda_w \leq 42 \\
 \quad \quad \quad \parallel 3 \\
 \quad \quad \quad \text{else if } \lambda_w \geq 42 \\
 \quad \quad \quad \quad \parallel 4
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right| = 1
 \qquad TVKL_{s,N} = 1$$

Steget utsettes for ren bøying:

$$\begin{array}{l}
 TVKL_{s,M} := \text{if } \lambda_w \leq 72 \\
 \quad \parallel 1 \\
 \quad \text{else if } 72 \leq \lambda_w \leq 83 \\
 \quad \quad \parallel 2 \\
 \quad \quad \text{else if } 83 \leq \lambda_w \leq 124 \\
 \quad \quad \quad \parallel 3 \\
 \quad \quad \quad \text{else if } \lambda_w \geq 124 \\
 \quad \quad \quad \quad \parallel 4
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right| = 1
 \qquad TVKL_{s,N} = 1$$

Konklusjon:

$$TVKL := \max(TVKL_{s,N}, TVKL_{s,M}, TVKL_f) = 1$$

## Dimensjonering av bjelker

### TVERRSNITTETS AKSIALKRAFTKAPASITET:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$  Dimensjonerende trykkraft

$N_{c,Rd}$  Dimensjonerende trykkapasitet

$$N_{pl,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3077 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} := N_{pl,Rd}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } TVKL < 4 \\ \left\| N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} \right. \\ \text{else} \\ \left\| N_{c,Rd} = N_{eff,Rd} \right. \end{array} \right\}$$

KAPASITET:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} = 0.001$$

### SKJÆRKRAFT

$$h_w := h - 2 \cdot t = 188 \text{ mm}$$

$$\eta := 1.2$$

$$A_v := \max((A - 2 \cdot b \cdot t + (s + 2 \cdot r) \cdot t), (\eta \cdot h_w \cdot s)) = 2788 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 544.2 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 281.4 \text{ kN}$$

$$\eta_v := \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0.52$$

$$\left. \begin{array}{l} SKJÆR := \text{if } V_{Ed} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} \\ \left\| \text{"se bort fra skjærkraft"} \right. \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Ta hensyn til skjærkraft"} \right. \end{array} \right\} = \text{"Ta hensyn til skjærkraft"}$$

### Dimensjonering av bjelker

#### Momentkapasitet for sterk akse

$$\rho := \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Må ta hensyn til skjær

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

$$(1 - \rho) \cdot f_y = 354.6 \text{ MPa}$$

$$f_y := \begin{cases} \text{if SKJÆR} = \text{"Ta hensyn til skjærkraft"} \\ \quad \parallel (1 - \rho) \cdot f_y \\ \text{else} \\ \quad \parallel f_y \end{cases} = 354.586 \text{ MPa}$$

$$W_{pl,y} := 2 \cdot S_y$$

$$W_y := W_{pl,y} = 828000 \text{ mm}^3$$

$$f_y = 354586028.169 \text{ Pa}$$

$$M_{y,Rd} := \frac{f_y \cdot W_y}{\gamma_{M0}} = 279.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet:

$$\eta_m := \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = 0.84$$

## 10.12 Dimensjonering av stålsøyler

<http://www.ruukki.no/Produkter--løsninger/Stal/Hulprofiler/Kvadratiske-hulprofiler/Strukturell-HS-S355J2H-og-S235JRH-kvadratisk>

| Dimensions                 |                             |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|----------------------------|-----------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| Utvendig dimensjon<br>D mm | Veggtykkelse mm / Vekt kg/m |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|                            | 2.0                         | 2.5  | 3.0  | 4.0  | 5.0  | 6.0  | 7.1  | 8.0  | 8.8  | 10.0 | 12.5  |
| H x B                      |                             |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
| 25 x 25                    | 1.36                        | 1.64 | 1.89 |      |      |      |      |      |      |      |       |
| 30 x 30                    | 1.68                        | 2.03 | 2.36 |      |      |      |      |      |      |      |       |
| 40 x 40                    | 2.31                        | 2.82 | 3.30 | 4.20 |      |      |      |      |      |      |       |
| 50 x 50                    | 2.93                        | 3.60 | 4.25 | 5.45 | 6.56 |      |      |      |      |      |       |
| 60 x 60                    | 3.56                        | 4.39 | 5.19 | 6.71 | 8.13 |      |      |      |      |      |       |
| 70 x 70                    |                             | 5.17 | 6.13 | 7.97 | 9.70 |      |      |      |      |      |       |
| 80 x 80                    |                             | 5.96 | 7.07 | 9.22 | 11.3 | 13.2 |      |      |      |      |       |
| 90 x 90                    |                             | 6.74 | 8.01 | 10.5 | 12.8 | 15.1 |      |      |      |      |       |
| 100 x 100                  |                             | 7.53 | 8.96 | 11.7 | 14.4 | 17.0 | 19.4 | 21.4 |      |      |       |
| 110 x 110                  |                             | 8.31 | 9.90 | 13.0 | 16.0 | 18.9 |      |      |      |      |       |
| 120 x 120                  |                             |      | 10.8 | 14.3 | 17.6 | 20.8 | 23.8 | 26.4 | 28.6 | 31.8 |       |
| 140 x 140                  |                             |      |      | 16.8 | 20.7 | 24.5 | 28.3 | 31.4 | 34.2 | 38.1 |       |
| 150 x 150                  |                             |      |      | 18.0 | 22.3 | 26.4 | 30.5 | 34.0 | 36.9 | 41.3 | 48.7  |
| 160 x 160                  |                             |      |      | 19.3 | 23.8 | 28.3 | 32.7 | 36.5 | 39.7 | 44.4 | 52.6  |
| 180 x 180                  |                             |      |      |      | 27.0 | 32.1 | 37.2 | 41.5 | 45.2 | 50.7 | 60.5  |
| 200 x 200                  |                             |      |      |      | 30.1 | 35.8 | 41.6 | 46.5 | 50.8 | 57.0 | 68.3  |
| 220 x 220                  |                             |      |      |      |      | 39.6 | 46.1 | 51.5 | 56.3 | 63.2 | 76.2  |
| 250 x 250                  |                             |      |      |      |      | 45.2 | 52.8 | 59.1 | 64.6 | 72.7 | 88.0  |
| 260 x 260                  |                             |      |      |      |      | 47.1 | 55.0 | 61.6 | 67.3 | 75.8 | 91.9  |
| 300 x 300                  |                             |      |      |      |      | 54.7 | 63.9 | 71.6 | 78.4 | 88.4 | 108.0 |



## 10.13 Kapasitetskontroll søyle

### Kapasitetskontroll av søyle

#### DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING

Aksialkraft:  $N_{Ed} := -2611 \text{ kN}$

Momenter:  $M_{y.Ed} := -2.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 $M_{min.y.Ed} := 0.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$

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

Materialkvaliteter: S355  $f_y := 355 \text{ MPa}$

Materialfaktorer:  $\gamma_{M0} := 1.05$   
 $\gamma_{M1} := 1.05$

E-modul  $E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$



#### TVERRSNITT: KFHUB: 250\*250\*10

Tverrsnittsareal:  $A := 9260 \text{ mm}^2$   
 Søyle lengde:  $L := 4000 \text{ mm}$   
 $h := 250 \text{ mm}$   
 $b := 250 \text{ mm}$   
 $t := 10 \text{ mm}$   
 $I_y := 8.7070 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^4$   
 $I_z := 8.7070 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$   
 $W_{pl,y} := 8.2200 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$   
 $W_{pl,z} := 8.2200 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$



#### TVERRSNITTKLASSE:

$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$  Innvendig flensbredde  $c_f := b - 3 \cdot t = 220 \text{ mm}$

Flensens slankhet  $\lambda_f := \frac{c_f}{t \cdot \varepsilon} = 27.04$

$TVKL := \begin{cases} \text{if } \lambda_f \leq 33 & = 1 \\ \text{||} \\ \text{else if } 33 \leq \lambda_f \leq 38 & \\ \text{||} \\ 2 & \\ \text{||} \\ \text{else if } 38 \leq \lambda_f \leq 42 & \\ \text{||} \\ 3 & \\ \text{||} \\ \text{else if } \lambda_f \geq 42 & \\ \text{||} \\ 4 & \end{cases}$

## Kapasitetskontroll av søyle

### TVERRSNITTETS AKSIALKRAFTKAPASITET:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c.Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$  Dimensjonerende trykkraft

$N_{c.Rd}$  Dimensjonerende trykkapasitet

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3131 \text{ kN}$$

$$N_{c.Rd} := N_{pl.Rd}$$

KAPASITET:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c.Rd}} = 0.834$$

### Påvisning av kapasitet mot bøyingsknekking

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} \leq 1$$

$N_{b.Rd}$  Dimensjonerende knekkapasitet ved sentrisk trykk.

$\chi$  Reduksjonsfaktor

$$N_{b.Rd} := \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$L_{cr}$  Knekkklengde

$$L_{cr,y} := 0.5 \cdot L = 2 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} := 0.5 \cdot L = 2 \text{ m}$$

Kapasitets om sterk akse:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}^2}$$

$$\alpha := 0.49$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = 45116 \text{ kN}$$

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

$$\lambda_y = 0.27$$

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

$$\phi = 0.554$$

$$\chi_y = 0.964$$

$$N_{b.Rd} := \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b.Rd} = 3019.5 \text{ kN}$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b.Rd}} = 0.865$$

### Kapasitetskontroll av søyle

Kapasitets om svak akse:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}^2} \quad \alpha := 0.49$$

$$\lambda_z := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

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

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

$$N_{cr} = 45116 \text{ kN}$$

$$\lambda_z = 0.27$$

$$\phi = 0.554$$

$$\chi_z = 0.964$$

$$N_{b,Rd} = 3019.473 \text{ kN}$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} = 0.865$$

Kontroll for kombinert bøyning og aksialkraft:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$M_{y,Rk} := f_y \cdot W_{pl,y} = 292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Rk} := f_y \cdot W_{pl,z} = 292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rk} := f_y \cdot A = 3287.3 \text{ kN}$$

### Kapasitetskontroll av søyle

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

$$M_{\min.z.Ed} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi_z := \frac{M_{\min.z.Ed}}{M_{z.Ed}} = ? \quad \psi_z := 0$$

$$C_{mz} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi_z = 0.6$$

$$k_{zz} := C_{mz} \cdot \left( 1 + (\lambda_z - 0.2) \cdot \frac{|N_{Ed}|}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0.636 \quad k_{yz} := 0.6 \cdot k_{zz} = 0.382$$

$$M_{y.Ed} = -2.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\min.y.Ed} = 0.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi_y := \frac{M_{\min.y.Ed}}{M_{y.Ed}} = -0.25$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi_y = 0.5$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left( 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{|N_{Ed}|}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad k_{yy} = 0.53$$

$$\chi_{LT} := 1.0 \quad (\text{vipping ikke aktuelt})$$

$$k_{zy} := 0.6 \cdot k_{yy} = 0.318$$

$$Kap_y := \frac{|N_{Ed}|}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{|M_{y.Ed}|}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{|M_{z.Ed}|}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.87$$

$$Kap_z := \frac{|N_{Ed}|}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{|M_{y.Ed}|}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y.Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{|M_{z.Ed}|}{\frac{M_{z.Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.87$$

## 10.14 Kontroll betongelementer

### Kontroll mot velting:

$$z := 10 - 0.4 = 9.6$$

Moment:

$$6. \text{ etg } M_6 := 69 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 4 \text{ m} = 414 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_6 := 200 \text{ kN}$$

$$e_6 := \frac{M_6}{N_6} = 2.07 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_6 \leq 5 \text{ m} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

$$5. \text{ etg } M_5 := 138 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 4 \text{ m} + 69 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 8 \text{ m} = 1656 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_5 := 400 \text{ kN}$$

$$e_5 := \frac{M_5}{N_5} = 4.14 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_5 \leq 5 \text{ m} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

4. etg  $M_4 := 138 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 4 \text{ m} + 138 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 8 \text{ m} + 69 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 12 \text{ m} = 3726 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$N_4 := 600 \text{ kN}$

$$e_4 := \frac{M_4}{N_4} = 6.21 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_4 \leq 5 \text{ m} \\ \parallel \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{"Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"Ikke ok"}$$

Her må en legge inn ekstra armering mellom elementene:

500C  $f_{yk} := 500$   $f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

$z := 10 \text{ m} - 0.4 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$

Stabiliserende moment:

$M_g := N_4 \cdot \frac{z}{2} = 2880 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kraft som armering må ta:

$S := \frac{M_4 - M_g}{z} = 88.13 \text{ kN}$

$\phi 14 := \left( \frac{14 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 153.94 \text{ mm}^2$

$A_s := \frac{S}{f_{yd}} = 203 \text{ mm}^2$   $n := \frac{A_s}{\phi 14} = 1.32$   $n := 2$

$$3. \text{ etg} \quad M_3 := (138 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m} + 138 \text{ kN} \cdot 8 \text{ m} + 138 \text{ kN} \cdot 12 \text{ m} + 69 \text{ kN} \cdot 16 \text{ m}) \cdot 1.5 = 6624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_3 := 800 \text{ kN}$$

$$e_3 := \frac{M_3}{N_3} = 8.28 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_3 \leq 5 \text{ m} \\ \quad \parallel \text{ "OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"Ikke ok"}$$

Her må en legge inn ekstra armering mellom elementene:

$$500\text{C} \quad f_{yk} := 500 \quad f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$z := 10 \text{ m} - 0.4 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Stabiliserende moment:

$$M_g := N_3 \cdot \frac{z}{2} = 3840 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kraft som armering må ta:

$$S := \frac{M_3 - M_g}{z} = 290 \text{ kN}$$

$$\phi 14 := \left( \frac{14 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \frac{S}{f_{yd}} = 667 \text{ mm}^2 \quad n := \frac{A_s}{\phi 14} = 4.33 \quad n := 5$$

2. etg

$$M_2 := (138 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m} + 138 \text{ kN} \cdot 8 \text{ m} + 138 \text{ kN} \cdot 12 \text{ m} + 138 \text{ kN} \cdot 16 \text{ m} + 69 \text{ kN} \cdot 20 \text{ m}) \cdot 1.5 = 10350 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_2 := 1000 \text{ kN}$$

$$e_2 := \frac{M_2}{N_2} = 10.35 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_2 \leq 5 \text{ m} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"Ikke ok"}$$

Her må en legge inn ekstra armering mellom elementene:

$$500\text{C} \quad f_{yk} := 500 \quad f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$z := 10 \text{ m} - 0.4 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Stabiliserende moment:

Kraft som armering må ta:

$$M_g := N_2 \cdot \frac{z}{2} = 4800 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad S := \frac{M_2 - M_g}{z} = 578.13 \text{ kN}$$

$$\phi 14 := \left( \frac{14 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \frac{S}{f_{yd}} = 1330 \text{ mm}^2 \quad n := \frac{A_s}{\phi 14} = 8.64 \quad n := 9$$



1. etg

$$M_1 := 138 \text{ kN} (4 \text{ m} + 8 \text{ m} + 12 \text{ m} + 16 \text{ m} + 20 \text{ m}) \cdot 1.5 + (69 \text{ kN} \cdot 24 \text{ m}) \cdot 1.5 = 14904 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_1 := 1200 \text{ kN}$$

$$e_1 := \frac{M_1}{N_1} = 12.42 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_1 \leq 5 \text{ m} \\ \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "Ikke ok" } \end{array} \right\} = \text{"Ikke ok"}$$

Her må en legge inn ekstra  
amerling mellom elementene:

$$500C \quad f_{yk} := 500 \quad f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$z := 10 \text{ m} - 0.4 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Stabiliserende moment:

Kraft som amerling må ta:

$$M_g := N_1 \cdot \frac{z}{2} = 5760 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad S := \frac{M_1 - M_g}{z} = 952.5 \text{ kN}$$

$$\phi 25 := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \frac{S}{f_{yd}} = 2191 \text{ mm}^2 \quad n := \frac{A_s}{\phi 25} = 4.46 \quad n := 5$$

K. etg

$$M_k := 138 \text{ kN} (7 \text{ m} + 11 \text{ m} + 15 \text{ m} + 19 \text{ m} + 23 \text{ m}) \cdot 1.5 + 69 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot 27 \text{ m} = 18319.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_k = 18319.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_k := 1400 \text{ kN}$$

$$e_k := \frac{M_k}{N_k} = 13.09 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } e_k \leq 5 \text{ m} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Ikke ok" } \end{array} \right| = \text{"Ikke ok"}$$

Her må en legge inn ekstra  
armering mellom elementene:

$$500\text{C} \quad f_{yk} := 500 \quad f_{yd} := \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$z := 10 \text{ m} - 0.4 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Stabiliserende moment:

Kraft som armering må ta:

$$M_g := N_k \cdot \frac{z}{2} = 6720 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad S := \frac{M_k - M_g}{z} = 1208.28 \text{ kN}$$

$$\phi 25 := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.87 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \frac{S}{f_{yd}} = 2779 \text{ mm}^2 \quad n := \frac{A_s}{\phi 25} = 5.66 \quad n := 6$$

## 10.15 Vegg i kjeller

|              |  |   |
|--------------|--|---|
| Terrenglast: | $q_k := 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   | Tyngdetetthet: for grus                     |
|              | $\gamma_q := 1.3$  | $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ |
| Geometri:    | $L := 1 \text{ m}$<br>$H := 2.5 \text{ m}$   |   |
| Hviletrykk   | $\varphi := 40 \text{ deg}$  | Bevegelse ikke tillatt                      |
|              | $\gamma_M := 1.4$  |   |
|              | $\gamma_q := 1.3$  |   |
|              | $\tan \rho := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_M} = 0.6$                                  |   |
|              | $\rho := \text{atan}\left(\frac{\tan(\varphi)}{\gamma_M}\right) = 30.94 \text{ deg}$ |   |
|              | $K_o := 1 - \sin(\rho) = 0.49$   |   |
| kt +32000    | $\sigma_{v1m} := q_k \cdot \gamma_q = 19.5 \text{ kPa}$                              |   |
|              | $\sigma_{h1} := K_o \cdot \sigma_{v1m} = 9.48 \text{ kPa}$                           |   |
| kt +29000    | $z := 32 \text{ m} - 29 \text{ m} = 3 \text{ m}$                                     |   |
|              | $\sigma_{v2m} := q_k \cdot \gamma_q + \gamma \cdot z = 76.5 \text{ kPa}$             |   |
|              | $\sigma_{h2} := K_o \cdot \sigma_{v2m} = 37.17 \text{ kPa}$                          |   |
|              | $q_1 := \sigma_{h1} \cdot 1 \text{ m} = 9.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$              |   |
|              | $q_2 := \sigma_{h2} \cdot 1 \text{ m} = 37.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$             |   |

Moment i vegg:



$$M_{Ed} := 26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

Beregner verikal armering:

Geometri:

$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 400 \text{ mm}$$

Prøver armering:

$$A_{\phi_{12}} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2 \quad \phi_{12} := 12 \text{ mm}$$

Overdekning:

Eksponeringsklasse: XC2

$$c_{min,b} := 12 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{min} := \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

Overdekning:

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - \frac{\phi_{12}}{2} = 369 \text{ mm}$$

$$M_{cd} := 0.293 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 791.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{cd}}\right) \cdot d \cdot f_{yd}} = 163.02 \text{ mm}^2 \quad s := \frac{A \phi_{12}}{A_s} \cdot 1000 \text{ mm} = 693.75 \text{ mm}$$

Minimumsarmering:

$$A_c := b \cdot h = 400000 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} := 0.002 \cdot A_c = 800 \text{ mm}^2 \quad s_{min} := \frac{A \phi_{12}}{A_{smin}} \cdot 1000 \text{ mm} = 141.37 \text{ mm}$$

**Legger ø12 c140 vertikalt i vegg på begge sider.**

Horisontal armering:

$$A_{s,hmin} := \max(0.25 \cdot A_{smin}, 0.001 \cdot A_c) = 400 \text{ mm}^2$$

$$s_{min} := \frac{A \phi_{12}}{A_{s,hmin}} \cdot 1000 \text{ mm} = 282.74 \text{ mm}$$

**Legger ø12 c280 horisontalt i vegg på begge sider.**

Skjærkontroll:

$$V_{Ed} := \sigma_{h1} \cdot \frac{L}{2} \cdot b + (\sigma_{h2} - \sigma_{h1}) \cdot \frac{L}{3} \cdot b = 13.97 \text{ kN}$$

Kapasitet:

$$A_s := \frac{A\phi_{12}}{140 \text{ mm}} \cdot b = 807.84 \text{ mm}^2 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00219$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{200 \frac{\text{mm}}{d}}, 2.0\right) = 1.74$$

$$k_2 := 0.15 \quad \gamma_c = 1.5 \quad C_{rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$V_{Rdc} := C_{rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 126.3 \text{ kN}$$

$$V_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot b \cdot d \cdot \text{MPa} = 174.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rdc} := \max(V_{Rdc}, V_{min}) = 174.8 \text{ kN}$$

|                          |           |
|--------------------------|-----------|
| if $V_{Rdc} \geq V_{Ed}$ | = "OK"    |
|                          | "OK"      |
| else                     |           |
|                          | "Ikke ok" |

## 10.16 Søylefundament

## Søylefundament

Laster:  $N_{gk} := 1584.8 \text{ kN}$   $\psi_0 := 0.7$   
 $N_{qk} := 788 \text{ kN}$   
 $N_{sk} := 51 \text{ kN}$

## Materialparametre

$\varphi := 40 \text{ deg}$   $\tan(\varphi) = 0.84$   $a := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   
 $\gamma := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$   $\gamma_m := \gamma - 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

## Geometri:

$B := 2.6 \text{ m}$   $L := 2.6 \text{ m}$   $D := 2 \text{ m}$   $e := 100 \text{ mm}$   
 Sidetrykk:  $p_m := D \cdot \gamma = 38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   $\Delta B := e$

Dimensjoneringssett 1:

Egevekt      Nyttelast      Snølast  
 $\gamma_G := 1.35$        $\gamma_Q := 1.5 \cdot \psi_0 = 1.05$        $\gamma_S := 1.5 \cdot \psi_0$

$\gamma_M := 1.4$

$\tan \rho := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_M} = 0.6$

$Q_{vd} := N_{gk} \cdot \gamma_G + N_{qk} \cdot \gamma_Q + N_{sk} \cdot \gamma_S = 3020.43 \text{ kN}$        $B_0 := B - 2 \cdot \Delta B = 2.4 \text{ m}$

Ruhet       $r := 0$        $N_q := 20$        $N_\gamma := 25$

$\sigma_{vm} := \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_m \cdot B_0 + N_q \cdot p_m + (N_q - 1) \cdot a = 1030 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$q_{d1} := \frac{Q_{vd}}{B_0 \cdot L} = 484.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

if  $\sigma_{vm} \geq q_{d1}$       = "OK"  
 || "OK"  
 else  
 || "Ikke ok, må beregne med ny B"

$\sigma_{vm} \geq q_d$

### Søylefundament

#### Dimensjoneringssett 2:

|                   |                   |                                       |
|-------------------|-------------------|---------------------------------------|
| Egevekt           | Nyttelast         | Snølast                               |
| $\gamma_G := 1.2$ | $\gamma_Q := 1.5$ | $\gamma_S := 1.5 \cdot \psi_0 = 1.05$ |

$$\gamma_M := 1.4$$

$$\tan \rho := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_M} = 0.6$$

$$Q_{vd} := N_{gk} \cdot \gamma_G + N_{qk} \cdot \gamma_Q + N_{sk} \cdot \gamma_S = 3137.31 \text{ kN} \quad B_0 := B - 2 \cdot \Delta B = 2.4 \text{ m}$$

|       |          |             |                  |
|-------|----------|-------------|------------------|
| Ruhet | $r := 0$ | $N_q := 20$ | $N_\gamma := 25$ |
|-------|----------|-------------|------------------|

$$\sigma_{vm} := \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_m \cdot B_0 + N_q \cdot p_m + (N_q - 1) \cdot a = 1030 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d2} := \frac{Q_{vd}}{B_0 \cdot L} = 502.77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

|                                |        |                        |
|--------------------------------|--------|------------------------|
| if $\sigma_{vm} \geq q_{d2}$   | = "OK" | $\sigma_{vm} \geq q_d$ |
| "OK"                           |        |                        |
| else                           |        |                        |
| "Ikke ok, må beregne med ny B" |        |                        |

#### Dimensjoneringssett 3:

|                   |                   |                                |
|-------------------|-------------------|--------------------------------|
| Egevekt           | Nyttelast         | Snølast                        |
| $\gamma_G := 1.0$ | $\gamma_Q := 1.5$ | $\gamma_S := 1.5 \cdot \psi_0$ |

$$\gamma_M := 1.4 \quad \tan \rho := \frac{\tan(\varphi)}{\gamma_M} = 0.6$$

$$Q_{vd} := N_{gk} \cdot \gamma_G + N_{qk} \cdot \gamma_Q + N_{sk} \cdot \gamma_S = 2820.35 \text{ kN} \quad B_0 := B - 2 \cdot \Delta B = 2.4 \text{ m}$$

|       |          |             |                  |
|-------|----------|-------------|------------------|
| Ruhet | $r := 0$ | $N_q := 20$ | $N_\gamma := 25$ |
|-------|----------|-------------|------------------|

$$\sigma_{vm} := \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_m \cdot B_0 + N_q \cdot p_m + (N_q - 1) \cdot a = 1030 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{d3} := \frac{Q_{vd}}{B_0 \cdot L} = 451.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



## Søylefundament

if  $\sigma_{vm} \geq q_{d3}$  | = "OK"  
 || "OK"  
 else  
 || "Ikke ok, må beregne med ny B"  $\sigma_{vm} \geq q_d$

$$q_d := \max(q_{d1}, q_{d2}, q_{d3}) = 502.77 \frac{kN}{m^2} \quad q_d = 503 \frac{kN}{m^2}$$

Materialparametre:

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad E_{sk} := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_{sk}} = 0 \quad \varepsilon_{yd} \cdot 10^3 = 2.17$$

Beregning av lengdearmoring:

$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm}$$

Overdekning settes til:  $c_{nom} := 40 \text{ mm}$  I henhold til punkt 4.4.1.3(4) i NS-EN 1992

$$A\phi_{16} := \left(\frac{16 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 201.06 \text{ mm}^2 \quad \phi_{16} := 16 \text{ mm}$$

$$L_1 := \frac{B}{2} - \frac{400 \text{ mm}}{2} = 1100 \text{ mm} \quad d := h - c_{nom} - \phi_{16} - \frac{\phi_{16}}{2} = 536 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := q_d \cdot \frac{L_1^2}{2} \cdot b = 304.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd} := 0.293 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1669.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{cd}}\right) \cdot d \cdot f_{yd}} = 1349.5 \text{ mm}^2 \quad A_s = 1349 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A\phi_{16}}{A_s} \cdot 1000 \text{ mm} = 148.99 \text{ mm} \quad n := \frac{B}{s} = 17.45 \quad n := 18$$

Legger inn 18ø16 c150 i begge retninger

Søylefundament

Skjærkontroll

$$c_1 := 400 \text{ mm} \quad c_2 := 400 \text{ mm}$$

Omkrets dimensjonerende snitt:

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot 4 \cdot d = 8335.57 \text{ mm}$$

$$A_u := h^2 + 4 \cdot h \cdot 2 \cdot d + \pi \cdot (2 \cdot d)^2 = 6.54 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{Ed} := Q_{vd} - q_d \cdot A_u = -469.33 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} := \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = -0.11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet:

$$A_s := \frac{A\phi_{16}}{70 \text{ mm}} \cdot b = 2872.31 \text{ mm}^2 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00536$$

$$k := \min \left( 1 + \sqrt{200 \frac{\text{mm}}{d}}, 2.0 \right) = 1.61$$

$$k_2 := 0.15 \quad \gamma_c = 1.5 \quad C_{rdc} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$v_{Rdc} := C_{rdc} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$v_{Rdc} := \max(v_{Rdc}, v_{min}) = 0.43 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } v_{Rdc} \geq v_{Ed} \\ \parallel \text{ "OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

Kontroll av maksimalskjærspenning:

$$\nu := 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} = 0.86 \quad v_{Rdmax} := 0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 6.82 \text{ MPa}$$

Opptredende skjærspenning ved søylens kant.

$$v_{Ed} := \frac{Q_{vd} - c_1 \cdot c_2 \cdot q_d}{2 \cdot (c_1 + c_2) \cdot d} = 3.19 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \text{if } v_{Ed} \leq v_{Rdmax} \\ \parallel \text{ "OK"} \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

## 10.17 Beregning flatdekker

### 10.17.1 Flatdekker: samme søyleplassering som hulldekker

Spennvidde i x-retning  $L_y := 5 \text{ m}$   
 Spennvidde i y-retning  $L_x := 17 \text{ m}$

#### 1. LASTER

egenvekt dekke:  $g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 250 \text{ mm} = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  Lastfaktorer:  
 nyttelast  $p := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  Bruddgrense  $\gamma_g := 1.2$   
 $q_{Ed} := \gamma_g \cdot g + \gamma_p \cdot p = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   $\gamma_p := 1.5$

#### 2. MATERIALER

Betong: C35/45  $f_{ck} := 35 \text{ MPa}$   $f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$   
 Armeringsstål: B500NC  $f_{yd} := 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

#### 3. BEREGNINGER

### X-retning:

Nyttelast  $p_{Ed} := \gamma_p \cdot p \cdot L_y = 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 Egenlast  $g_{Ed} := \gamma_g \cdot g \cdot L_y = 37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### FELT:

Dimensjonerende lastvirkning  $M_{Ed,f} := 1000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment fordelt  $m_{xf} := \frac{M_{Ed,f}}{L_y} = 200 \text{ kN}$

#### Armering i søylestripe

Antar en midlere høyde effektiv  $d := 200 \text{ mm}$   $z := 0.95 \cdot d = 0.2 \text{ m}$   
 høyde for alle snitt:

Nødvendig armering  $A_{sx,fs} := \frac{1.2 \cdot m_{xf}}{z \cdot f_{yd}} = 2910.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Areal av armeringsstang  $A_{\sigma 25} := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.9 \text{ mm}^2$

$s := \frac{A_{\sigma 25}}{A_{sx,fs}} = 168.7 \text{ mm}$

**Legger inn:  $\sigma 25 \text{ c}160 \text{ mm UK}$**

Armering i feltstripe

$$A_{sx,ff} := \frac{0.8 \cdot m_{xf}}{z \cdot f_{yd}} = 1940.3 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 25} := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 25}}{A_{sx,ff}} = 253 \text{ mm}$$

**Legger inn:  $\phi 25$  c 250 mm UK**

Sjekker minimumskrav EC2:

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

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 25}}{A_{s,min}} = 1475 \text{ mm}$$

OVER SØYLE:

$$M_{Ed} := 1168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{xs} := \frac{M_{Ed}}{L_y} = 233.6 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Indre søylestripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sx,s1} := \frac{1.8 \cdot m_{xs}}{z \cdot f_{yd}} = 5099.2 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 32} := \left( \frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 804.2 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 32}}{A_{sx,s1}} = 157.7 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 32}}{A_{s,min}} = 2416.6 \text{ mm}$$

**Legger inn:  $\phi 32$  c150 mm OK**

## Ytre soylestripe

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{s,x,s2} := \frac{1.2 \cdot m_{xs}}{z \cdot f_{yd}} = 3399.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 25} := \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 25}}{A_{s,x,s2}} = 144.4 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{\phi 25}}{A_{s,min}} = 1475 \text{ mm}$$

**Legger inn:  $\phi 25$  c140 mm OK**

## Feltstripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{s,x,f} := \frac{0.5 \cdot m_{xs}}{z \cdot f_{yd}} = 1416.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 20} := \left( \frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 314.2 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 20}}{A_{s,x,f}} = 221.8 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{\phi 20}}{A_{s,min}} = 944 \text{ mm}$$

**Legger inn :  $\phi 20$  c220 mm OK**

## Y-retning:

$$p_{Ed} := \gamma_p \cdot p \cdot \frac{L_x}{2} = 38.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g \cdot \frac{L_x}{2} = 63.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### OVER SØYLE:

$$M_{Ed} := 268 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{ys} := \frac{M_{Ed}}{\frac{L_x}{2}} = 31.5 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

### Indre søylestripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sy.s1} := \frac{1.8 \cdot m_{ys}}{z \cdot f_{yd}} = 688.2 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 16} := \left( \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 16}}{A_{sy.s1}} = 292.1 \text{ mm}$$

### Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{\phi 16}}{A_{s.min}} = 604.2 \text{ mm}$$

**Legger inn: ø16 c290 mm OK**

### Ytre søylestripe

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sy.s2} := \frac{1.2 \cdot m_{ys}}{z \cdot f_{yd}} = 458.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy.s2}} = 246.5 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 339.8 \text{ mm}$$

**Legger inn:  $\phi 12$  c240 mm OK**

Feltstripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{sy,f} := \frac{0.5 \cdot m_{ys}}{z \cdot f_{yd}} = 191.2 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy,f}} = 591.6 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 339.8 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c330 mm OK**

INNERFELT

$$M_{Ed} := 140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{yf} := \frac{M_{Ed}}{\frac{L_x}{2}} = 16.5 \frac{kN \cdot m}{m}$$

søylestripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{sy,fs} := \frac{1.2 \cdot m_{yf}}{z \cdot f_{yd}} = 239.7 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy,fs}} = 471.9 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 339.8 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c330 mm UK**

Feltstripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 190 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 218.2 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{sy,f} := \frac{0.8 \cdot m_{yf}}{z \cdot f_{yd}} = 159.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy,f}} = 707.8 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 332.8 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 339.8 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c330 mm UK**



**4. NEDBOYNINGSBEREGNINGER**

$$\begin{array}{ll} \text{Bruddgrense} & q_{Ed} := \gamma_g \cdot g + \gamma_p \cdot p = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \text{Bruksgrense:} & q := g + 0.4 p = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array} \quad \frac{q}{q_{Ed}} = 0.6$$

x-retning:

$$\begin{array}{lll} 1.2 \cdot m_{xf} = 240 \text{ kN} & 1.2 \cdot m_{xf} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 149 \text{ kN} & \\ \frac{1.2 \cdot q \cdot a^2}{8} = 149 & a := \sqrt{\frac{149 \cdot 8}{1.2 \cdot 7.45}} = 11.5 & \beta_u := \frac{a}{17} = 0.7 \\ 1.8 \cdot m_{xs} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 261 \text{ kN} & & \end{array}$$

Bøvestivhet ved søyle:

$$\begin{array}{ll} \rho_{sx} := \frac{A_{sx.s1}}{10^3 \cdot d} = 0.00003 & \\ \text{Antar kryptall} & \varphi := 2.2 \\ E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \\ \text{Langtids E-modul} & E_{c.lang} := 10000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \eta := \frac{E_s}{E_{c.lang}} = 20 & \eta \cdot \rho_{sx} = 0.0005 \\ \alpha_{sx} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{sx})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{sx} - \eta \cdot \rho_{sx}} = 0 & \\ I_{csx} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{sx}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{sx}}{3}\right) 10^3 \cdot d^3 = (3.91 \cdot 10^9) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4 & \\ E_{c.lang} \cdot I_{csx} = (3.91 \cdot 10^{13}) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2 & \end{array}$$

**Bøvestivhet i felt:**

$$\rho_{fx} := \frac{A_{sx,f}}{10^3 \cdot d} = 0.00001$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,lang}} = 20 \qquad \eta \cdot \rho_{fx} = 0.0001416$$

$$\alpha_{fx} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{fx})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{fx}} - \eta \cdot \rho_{fx} = 0$$

$$I_{cfx} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{fx}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{fx}}{3}\right) 10^3 \cdot d^3 = (1.108 \cdot 10^9) \frac{1}{m} \cdot mm^4$$

$$E_{c,lang} \cdot I_{cfx} = (1.108 \cdot 10^{13}) \frac{1}{m} \cdot N \cdot mm^2$$

Midlere bøvestivhet:

$$EI_{xm} := \beta_u \cdot E_{c,lang} \cdot I_{cfx} + (1 - \beta_u) \cdot E_{c,lang} \cdot I_{csx} = (2.007 \cdot 10^{13}) \frac{1}{m} \cdot N \cdot mm^2$$

$$m_f := 410 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \qquad m_s := -261 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\delta_{xs} := \left( \frac{5}{12} \cdot m_f \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{EI_{xm}} = 145.2 \text{ mm}$$

## Y-retning:

$$0.5 \cdot m_{ys} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 9.8 \text{ kN}$$

$$0.8 \cdot m_{yf} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 8.2 \text{ kN}$$

$$\rho_{fy} := \frac{A_{s,min}}{10^3 \cdot d} = 0.0000017$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,lang}} = 20 \quad \eta \cdot \rho_{fy} = 0.0000333$$

$$\alpha_{fy} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{fy})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{fy} - \eta \cdot \rho_{fy}} = 0$$

$$I_{cfy} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{fy}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{fy}}{3}\right) 10^3 \cdot d^3 = (2.634 \cdot 10^8) \frac{1}{m} \cdot mm^4$$

$$E_{c,lang} \cdot I_{cfy} = (2.634 \cdot 10^{12}) \frac{1}{m} \cdot N \cdot mm^2$$

$$m_f := 17.3 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \quad m_s := -9.787 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\delta_{yf} := \left( \frac{5}{12} \cdot m_f \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{E_{c,lang} \cdot I_{cfy}} = 63.5 \text{ mm}$$

TOTAL NEDBØYNING i innerfelt:

$$\delta_{total} := \delta_{xs} + \delta_{yf} = 208.7 \text{ mm}$$

Tillatt nedbøyning:  $\delta_{tillatt} := \frac{L_y}{250} = 20 \text{ mm}$

Her ser vi at nedbøyningen på flatdekker langt ifra tilfredstiller kravet på 20mm.

Vi må sette inn flere søylerekker for at nedbøyningen skal bli akseptabel.

10.17.2 Flatdekker: 2 søylerekker til

Spennvidde i x-retning  $L_y := 5 \text{ m}$   
 Spennvidde i y-retning  $L_x := 5.6 \text{ m}$   $h := 250 \text{ mm}$

**1. LASTER**

egenvekt dekke:  $g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 250 \text{ mm} = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  Lastfaktorer:  
 nyttelast  $p := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  Bruddgrense  $\gamma_g := 1.2$   
 $q_{Ed} := \gamma_g \cdot g + \gamma_p \cdot p = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$   $\gamma_p := 1.5$

**2. MATERIALER**

Betong: C35/45  $f_{ck} := 35 \text{ MPa}$   $f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 19.8 \text{ MPa}$   
 Armeringsstål: B500NC  $f_{yd} := 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

**3. BEREGNINGER**

**X-retning:**

Nyttelast  $p_{Ed} := \gamma_p \cdot p \cdot L_y = 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 Egenlast  $g_{Ed} := \gamma_g \cdot g \cdot L_y = 37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

**FELT:**

Dimensjonerende lastvirkning  $M_{Ed,f} := 120 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 Moment fordelt  $m_{x,f} := \frac{M_{Ed,f}}{L_y} = 24 \text{ kN}$

Amering i søylestripe

Antar en midlere høyde effektiv  $d := 250 \text{ mm}$   $z := 0.95 \cdot d = 0.2375 \text{ m}$   
 høyde for alle snitt:

Nødvendig amering  $A_{sx,fs} := \frac{1.2 \cdot m_{x,f}}{z \cdot f_{yd}} = 279.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Areal av armeringsstang  $A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$

$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sx,fs}} = 404.8 \text{ mm}$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c270 mm UK**

Armering i feltstripe

$$A_{sx,ff} := \frac{0.8 \cdot m_{xf}}{z \cdot f_{yd}} = 186.3 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sx,ff}} = 607.2 \text{ mm}$$

Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c 270 mm UK

Sjekker minimumskrav EC2:

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

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

OVER SØYLE:

$$M_{Ed} := 189 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{zs} := \frac{M_{Ed}}{L_y} = 37.8 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Indre soylestripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sx,s1} := \frac{1.8 \cdot m_{zs}}{z \cdot f_{yd}} = 660.1 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 16} := \left( \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 16}}{A_{sx,s1}} = 304.6 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 16}}{A_{s,min}} = 483.3 \text{ mm}$$

Legger inn:  $\phi 16$  c 300 mm OK

Ytre søylestripe

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sx,s2} := \frac{1.2 \cdot m_{zs}}{z \cdot f_{yd}} = 440.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sx,s2}} = 257 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

**Legger inn: ø12 c250 mm OK**

Feltstripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sx,f} := \frac{0.5 \cdot m_{zs}}{z \cdot f_{yd}} = 183.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sx,f}} = 616.8 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmring : ø12 c270 mm OK**

## Y-retning:

$$p_{Ed} := \gamma_p \cdot p \cdot L_x = 25.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{Ed} := \gamma_g \cdot g \cdot L_x = 42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## OVER SØYLE:

$$M_{Ed} := 170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{ys} := \frac{M_{Ed}}{L_x} = 30.4 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

## Indre søylestripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sy,s1} := \frac{1.8 \cdot m_{ys}}{z \cdot f_{yd}} = 530.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 16} := \left( \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 201.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 16}}{A_{sy,s1}} = 379.3 \text{ mm}$$

## Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{\phi 16}}{A_{s,min}} = 483.3 \text{ mm}$$

**Legger inn:  $\phi 16$  c370 mm OK**

## Ytre søylestripe

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{sy,s2} := \frac{1.2 \cdot m_{ys}}{z \cdot f_{yd}} = 353.4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy,s2}} = 320 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c270 mm OK**

Feltstripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{sy,f} := \frac{0.5 \cdot m_{ys}}{z \cdot f_{yd}} = 147.3 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy,f}} = 768 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c270 mm OK**

**INNERFELT**

$$M_{Ed} := 109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{yf} := \frac{M_{Ed}}{L_x} = 19.5 \frac{kN \cdot m}{m}$$

soylestripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{sy,fs} := \frac{1.2 \cdot m_{yf}}{z \cdot f_{yd}} = 226.6 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{sy,fs}} = 499.1 \text{ mm}$$



Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c270 mm UK**

Feltstripe:

$$z := 0.95 \cdot d = 237.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 340.9 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$A_{syf} := \frac{0.8 \cdot m_{yf}}{z \cdot f_{yd}} = 151.1 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{\phi 12} := \left( \frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{syf}} = 748.6 \text{ mm}$$

Sjekker minimumskrav EC2:

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d = 416 \frac{mm^2}{m}$$

$$s := \frac{A_{\phi 12}}{A_{s,min}} = 271.9 \text{ mm}$$

**Legger inn minimumsarmering:  $\phi 12$  c270 mm UK**

#### 4. NEDBOYNINGSBEREGNINGER

$$\begin{aligned} \text{Bruddgrense} \quad q_{Ed} &:= \gamma_g \cdot g + \gamma_p \cdot p = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \text{Bruksgrense:} \quad q &:= g + 0.4 p = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \frac{q}{q_{Ed}} = 0.6 \end{aligned}$$

x-retning:

$$1.2 \cdot m_{xf} = 28.8 \text{ kN} \quad 1.2 \cdot m_{xf} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 17.9 \text{ kN}$$

$$\frac{1.2 \cdot q \cdot a^2}{8} = 17.9 \quad a := \sqrt{\frac{17.9 \cdot 8}{1.2 \cdot 7.45}} = 4 \quad \beta_u := \frac{a}{17} = 0.235$$

$$1.8 \cdot m_{xs} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 42.2 \text{ kN}$$

Boyestivhet ved søyle:

$$\rho_{sx} := \frac{A_{sx.s1}}{10^3 \cdot d} = 0.000003$$

Antar kryptall  $\varphi := 2.2$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Langtids E-modul

$$E_{c.lang} := 10000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.lang}} = 20 \quad \eta \cdot \rho_{sx} = 0.0001$$

$$\alpha_{sx} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{sx})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{sx} - \eta \cdot \rho_{sx}} = 0$$

$$I_{csx} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{sx}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{sx}}{3}\right) 10^3 \cdot d^3 = (8.139 \cdot 10^8) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4$$

$$E_{c.lang} \cdot I_{csx} = (8.139 \cdot 10^{12}) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**Bovestivhet i felt:**

$$\rho_{fx} := \frac{A_{sxf}}{10^3 \cdot d} = 0.0000007$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.lang}} = 20 \quad \eta \cdot \rho_{fx} = 0.0000147$$

$$\alpha_{fx} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{fx})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{fx}} - \eta \cdot \rho_{fx} = 0.0054$$

$$I_{cfx} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{fx}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{fx}}{3}\right) 10^3 \cdot d^3 = (2.276 \cdot 10^8) \frac{1}{m} \cdot mm^4$$

$$E_{c.lang} \cdot I_{cfx} = (2.276 \cdot 10^{12}) \frac{1}{m} \cdot N \cdot mm^2$$

Midlere bovestivhet:

$$EI_{xm} := \beta_u \cdot E_{c.lang} \cdot I_{cfx} + (1 - \beta_u) \cdot E_{c.lang} \cdot I_{csx} = (6.759 \cdot 10^{12}) \frac{1}{m} \cdot N \cdot mm^2$$

$$m_f := 71 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \quad m_s := -42.2 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\delta_{xs} := \left( \frac{5}{12} \cdot m_f \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{EI_{xm}} = 9.8 \text{ mm}$$

## Y-retning:

$$0.5 \cdot m_{ys} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 9.4 \text{ kN}$$

$$0.8 \cdot m_{yf} \cdot \frac{q}{q_{Ed}} = 9.7 \text{ kN}$$

$$\rho_{fy} := \frac{A_{s,min}}{10^3 \cdot d} = 0.0000017$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c,lang}} = 20 \quad \eta \cdot \rho_{fy} = 0.0000333$$

$$\alpha_{fy} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{fy})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{fy}} - \eta \cdot \rho_{fy} = 0.00813$$

$$I_{c,ly} := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{fy}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{fy}}{3}\right) 10^3 \cdot d^3 = (5.144 \cdot 10^8) \frac{1}{m} \cdot mm^4$$

$$E_{c,lang} \cdot I_{c,ly} = (5.144 \cdot 10^{12}) \frac{1}{m} \cdot N \cdot mm^2$$

$$m_f := 19.1 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \quad m_s := -9.423 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\delta_{yf} := \left( \frac{5}{12} \cdot m_f \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{E_{c,lang} \cdot I_{c,ly}} = 4.9 \text{ mm}$$

TOTAL NEDBØYNING i innerfelt:

$$\delta_{total} := \delta_{zs} + \delta_{yf} = 14.8 \text{ mm}$$

Tillatt nedbøyning:  $\delta_{tillatt} := \frac{L_y}{250} = 20 \text{ mm}$

Her ser vi at nedbøyningen på flatdekker tilfredstiller kravet på 20 mm.

