

Markus Barsten
Henrik Oppen Schiøtz
Stian Trygstad

Utfordringer med dimensjonering av prefabrikkert betong i et fleretasjes kontorbygg

Global analyse i FEM-Design sammenlignet med håndberegninger

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk
Veileder: Vegard Alme Ulstein
Mai 2023

Markus Barsten
Henrik Oppen Schiøtz
Stian Trygstad

Utfordringer med dimensjonering av prefabrikkert betong i et fleretasjes kontorbygg

Global analyse i FEM-Design sammenlignet med
håndberegninger

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk
Veileder: Vegard Alme Ulstein
Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Forord

Denne bacheloroppgaven markerer avslutningen på studiet; «Bachelorgrad i ingeniørfag, bygg» ved Norges Teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) Ålesund, i tidsrommet 2020-2023. Oppgaven er skrevet våren 2023, i samarbeid mellom tre byggingeniør- studenter, og har et omfang på 20 studiepoeng. Hovedveileder har vært Vegard Alme Ulstein. Valg av tema gjenspeiles i vår interesse for betong og dimensjonering. Da vi ble gjort oppmerksom på at byggebransjen opplever utfordringer knyttet til utførelse av analyse ved Finite Element Analysis, spesielt ved digitale beregningsprogram, ønsket vi å undersøke denne utfordringen nærmere.

Da vi landet på temaet, som tar for seg dimensjonering av prefabrikkerte betongbygg, var det sammenligningen av analytiske og numeriske beregninger som var avgjørende. Beherskelse av analytiske og numeriske beregninger og de forhold som spiller inn er viktige deler av studiet ingeniørfag bygg, og utgjør etter vårt syn en utmerket kombinasjon for en bacheloroppgave.

Vi vil benytte anledningen til å takke Vegard Alme Ulstein for tips til et spennende tema og god oppfølging. Diskusjoner med deg har bidratt til vår faglige utvikling og økt vår interesse for dimensjoneringsprosessen. Takk sendes også til Torodd Skjerve Nord for tips til hvordan vi skal orientere oss i det akademiske landskap.

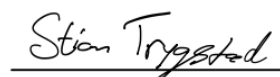
Ålesund, 22.05.2023



Markus Barsten



Henrik Oppen Schiøtz



Stian Trygstad

Sammendrag

Oppgaven omhandler dimensjonering av et prefabrikkert betongbygg ved bruk av håndberegninger og det digitale dimensjoneringsprogrammet Finite Element Analysis (FEM-Design). Målet med oppgaven er å tydeliggjøre noen viktige fordeler og ulemper ved bruk av FEM-Design sammenlignet med håndberegninger. Målet er også å avdekke eventuelle utfordringer ved bruk av FEM-Design som kan gi uheldige konsekvenser.

Bruk av FEM-Design har i flere år vært vanlig for utførelse og global analyse av bæresystemer i et bygg. Byggebransjen opplever imidlertid utfordringer knyttet til utførelse av disse analysene. Dette er spesielt utfordrende for bygg med avstivende system av horisontale og vertikale skiver av prefabrikkert betong i et ubestemt statisk system.

Hovedproblemstillingen er på denne bakgrunn:

Hvilke utfordringer er det i utførelse av global analyse ved hjelp av FEM-Design sammenlignet med håndberegninger av et typisk kontorbygg med bæresystem av prefabrikkert betongelement?

Vi har tatt utgangspunkt i et såkalt “typisk” kontorbygg i Tromsø, noe som presenteres som vår case og som vi jobber ut ifra.

Hovedproblemstillingen gjenspeiler den tverrfaglige kompetansen studenter på ingeniørfag bygg, konstruksjonsteknikk ved NTNU tilegner seg. Problemstillingen har sin bakgrunn i observasjoner fra praksis, hvor vi forsøker å finne svar gjennom teori og beregninger. Gjennom arbeidet med oppgaven har vi lært mye og vi sitter igjen med mer forståelse og kunnskap om dimensjonering av betongkonstruksjoner og dets prinsipper, og spesielt da ved bruk av FEM-Design.

Hovedproblemstillingen er konkretiseres av to del problemstillinger, der første del problemstilling tar for seg ulemper og fordeler ved tradisjonelle håndberegninger, og andre del problemstilling tar for seg ulemper og fordeler ved bruk av FEM-Design. Resultatene av del problemstillingene sammenlignes for å identifisere potensielle feilkilder. Fra resultatene utledes konklusjonen på hovedproblemstillingen.

Vi konkluderer med at brukerfeil lett kan oppstå i programmet FEM-Design. Feilene kan påvirke resultatene fra FEM-Design i alvorlig grad. Denne konklusjonen er basert på de identifiserte uklarhetene og funnene fra sammenligningen av de to dimensjoneringsmetodene.

Disse funnene indikerer behovet for økt oppmerksomhet og kritisk vurdering ved bruk av FEM-Design for å sikre nøyaktigheten og påliteligheten av resultatene.

Abstract

Tesis concerns the dimensioning of a prefabricated concrete building using hand calculations and the digital dimensioning program Finite Element Analysis (FEM-Design). The aim of the thesis is to clarify some important advantages and disadvantages of using FEM Design compared to hand calculations. Also, the aim is to uncover any challenges that may have adverse consequences, when using FEM-Design.

For several years it has been common to use FEM-Design for the execution and global analysis of a building's system. However, the construction industry experiences challenges related to carrying out these analyses. This is particularly challenging for buildings with a bracing system of horizontal and vertical slabs of prefabricated concrete in an under terminated static system.

Based on the above mentioned, the main research question is:

What are the challenges of carrying out global analysis of a typical office building with a support system of prefabricated concrete elements, using FEM-Design compared to hand calculations?

The thesis is based on a case study. The case is a so- called “typical” office building in Tromsø.

The main research question reflects the interdisciplinary competence acquired by students on civil engineering, construction at NTNU. The research question has its background in observations from practice, and we try to find answers through theory and calculations. After working on the thesis, we have learned a lot. We are left with more understanding and knowledge about the dimensioning of concrete structures and its principles. In particular, our knowledge of when to use FEM-Design has grown.

The main research question is concretized by two sub research questions, where the first sub research question deals with the disadvantages and advantages of traditional hand calculations, and the second sub research question deals with the disadvantages and advantages of using FEM-Design. The results of the sub research questions are compared to identify potential sources of error. From the results, the conclusion on the main research question is derived.

We conclude that user errors can easily occur in the program FEM-Design. The errors can have a serious effect on the results of FEM-Design. This conclusion is based on the identified ambiguities and the findings from the comparison of the two dimensioning methods. These

findings indicate the need for increased attention and critical considerations when using FEM-Design to ensure the accuracy and reliability of the results.

Innholdsfortegnelse

1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Oppgavens mål og problemstilling.....	1
1.3	Avgrensing.....	2
1.4	Begrepsforklaring	3
1.5	Oppbygging	3
2	Fremgangsmåte	4
2.1	Innledning	4
2.2	Metodevalg	4
2.3	Casestudie.....	5
2.4	Litteraturstudie.....	5
2.5	Validitet og Relabilitet.....	6
3	Teoretisk Grunnlag	8
3.1	Innledning	8
3.2	Regelverk.....	8
3.3	Mekanikk	10
3.4	Bæresystem.....	12
3.5	Betong som konstruksjonsmateriale	16
3.6	Prefabrikkert betong	18
3.6.1	Produksjon.....	18
3.6.2	Montering	22
3.7	Grensetilstander.....	26
3.8	Laster og konstruksjonssikkerhet	27
3.9	Programvarer	31
4	Presentasjon av case.....	32
4.1	Innledning.....	32

4.2 “Fenomenet” som studeres	32
4.3 Grunnlag for dimensjonering i bruddgrense	33
4.4 Byggets “naturlige omgivelser”.	37
5 Resultater og diskusjon - Analyse.....	39
5.1 Innledning	39
5.2 Dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer – Analytisk analyse.....	40
5.3 Dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer – numerisk analyse.....	49
5.4 Diskusjon	53
6 Konklusjon.....	62
Referanser.....	64
Vedlegg	68

Tabelloversikt

Tabell 1 Trykkfasthet og tøyninger (Sørensen 2013, s. 12)	17
Tabell 2 Beuforts vindskala (Betongelementforeningen 2020b, s. 64)	23
Tabell 3 Ligning 6.10 a og 6.10b (STR/GEO) fra sett B (Nasjonalt tillegg NA, NS-EN 1990 Norge).....	29
Tabell 4 Nyttelaster for vår case	33
Tabell 5 Definisjon av konsekvensklasse (EN1090.no).....	34
Tabell 6 Kategorisering av konsekvensklasser (EN1090.no)	34
Tabell 7 Aktuelle elementer (Betongelementforeningen 2010, s. 32)	37
Tabell 8 Snølaster for vår case i Tromsø.....	38
Tabell 9 Vindlast Tromsø.....	38
Tabell 10 Bjelkens egenskaper og kraftpåkjenninger	40
Tabell 11 Bjelkens armering og utnyttelse.....	42
Tabell 12 søylens egenskaper og kraftpåkjenninger	42
Tabell 13 søylens armering og utnyttelse.....	43
Tabell 14 Skiven og fugens egenskaper og kraftpåkjenninger	44
Tabell 15 Kraftfordeling av horisontalkrefter fra vind i y-retning.....	45
Tabell 16 kraftpåkjenning og beregnet skjøtarmering	45
Tabell 17 Armering vertikalskive	46
Tabell 18 valgte hulldekker, sammenlignet spennvidde for vår case mot hulldekkes egenskaper.....	48
Tabell 19 Bjelkens egenskaper og kraftpåkjenninger fra FEM-Design.....	49
Tabell 20 Søylens laster og forutsetninger fra FEM-Design.....	51
Tabell 21 Laster og egenskaper for vertikalskive	52
Tabell 22 Kraftfordeling av horisontale laster på vertikalskive.....	53
Tabell 23 Fordeler og ulemper med beregningsmetodene	59

Figurliste

Figur 1 Hierarkiet av standarder for betongkonstruksjoner (standard.no)	9
Figur 2 Skjær og normalkraft visualisert i en stålbjelke (Bell, 2015, s 30.)	10
Figur 3 Normalspenninger og skjærspenninger påført et legeme (Bell, 2015, s 248)	11
Figur 4 Skjærspenninger fordelt på et tverrsnitt (UiO.no)	11
Figur 5 Kraftmoment illustrert (Bell, 2014, s 30)	12
Figur 6 Trebjelker (byggforsk.no).....	13
Figur 7 Stålbjelker (byggforsk.no)	13
Figur 8 Betongbjelker (overhallabetongbygg.no)	13
Figur 9 Søylar i tre (Byggforsk.no).....	14
Figur 10 Betongsøyle (Betong-entreprenor.no)	14
Figur 11 Søylar i stål (Byggforsk.no).....	14
Figur 12 Skrivesystem i et bygg (Betongelementforeningen 2016, s. 62).....	15
Figur 13 Produksjon av hulldekker (Voss Cementvarefabrikk).....	19
Figur 14 Ferdigprodusert hulldekke (Spenncon.no)	20
Figur 15 Snitt hulldekke (dekkesystemer.no)	20
Figur 16 søyleelement (elementpartner.no)	21
Figur 17 Prefabrikkert sandwich element (Strangbetong.se).....	21
Figur 18 Staging av veggelement (Betongelementforeningen 2020b, s. 67).....	23
Figur 19 Opplegg på L bjelke (Betongelementforeningen, 2020a, s. 186).....	24
Figur 20 Løsning søyle-bjelke-søyle (Betongelementforeningen 2020a, s. 164)	25
Figur 21 Overgang hulldekke/veggskive (Betongelementforeningen 2020a, s. 275).....	26
Figur 22 a) karakteristisk permanent last b) Karakteristisk variabel last (Rørvik & Årskog, s. 21).....	28
Figur 23 Bygget som beregnes i vår case.....	32
Figur 24 Snittkrefter vertikal skive (Betongelementforeningen 2016, s. 145).....	35
Figur 25 Statisksystem for bjelke.....	36
Figur 26 Statisksystem for søyle	36
Figur 27 Beregnet tverrsnitt med hoved- og skjærarmering	41
Figur 28 Lengdesnitt dimensjonert bjelke.....	41
Figur 29 Armeringsdetalj dimensjonert søyle.....	43
Figur 30 detaljtegning for utformingen av vertikal skive i vår case.	46
Figur 31 Armering veggskive, horisontalskjøt do1.....	47

Figur 32 Orienterende bæreevne for hulldekker (Betongelementforeningen 2010, s. 105)	48
Figur 33 Tverrsnitt bjelke i FEM-Design.....	49
Figur 34 Momentdiagram bjelke FEM-Design.....	50
Figur 35 Skjærkraftdiagram bjelke FEM-Design.....	50
Figur 36 Tverrsnitt søyle FEM-design	51
Figur 37 Ned for søyle ved nyttelast og egenlast	52
Figur 38 Dimensjonerende Ned fra ligning 6.10b.....	52
Figur 39 Utklipp FEM-Design, moment	57
Figur 40 Edge connection for hulldekke/bjelke.	58
Figur 41 Nedbøying i dekke, viser riktig oppsatt knutepunkt.....	58
Figur 42 Utklipp FEM-Design, innstilling hulldekke	60
Figur 43 Detalj knutepunkt og søyle for skive 2, FEM-Design	61
Figur 44 Utklipp FEM-Design, kobling bjelke/vegg	61

Terminologi

Symboler

Beskrivelse

$A_{S,min}$	Minste tillatte armeringsmengde
$A_{S,n}$	Nødvendig armeringsmengde
A_S	Armering stål
A_C	Areal for betong
B	Armeringsbøyler
C/C	Senteravstand
ε_{c2}	Betongens trykktøyning
ε_{cu2}	Betongens bruddtøyning
Fe	Jern
f_{cd}	Betongtrykkfasthet
f_{ck}	Betongens sylindrefasthet
g	Egenvekt
$H_{Ed,vind}$	Horisontalest fra vind
kNm	Kilonewton meter
kN	Kilonewton
L	Lengde
M_{Ed}	Momentkapasitet
M_{Rd}	Momentkapasitet
MPa	Mega Pascal
M_x	Moment i x – retning

M_y	Moment i y – retning
M_z	Moment i z – retning
N	Normalkraft
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
$N_{Rd,s}$	Kapasitet strekkarmering skive
p	Nyttelast
S_{Ed}	Dimensjonerende strekkraft
σ	Sigma
τ	Skjærspenning
τ_{xy}	Skjærspenning x-y retning
τ_{yx}	Skjærspenning y-x retning
V	Skjærkraft
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{Rd}	Skjærkraftkapasitet
V_z	Skjærkraft z – retning
V_y	Skjærkraft y – retning
\emptyset	Diameter armeringsjern
Σ	Sum

Begrep	Beskrivelse
BIM	Building Information Modeling
CEN	europaisk standardiseringsorganisasjon
Do1	Dekke over 1. etasje
EC	Eurokode
FEM	Finite Element Analysis
IFC	Industry Foundation Classes
ISO	internasjonale standardiseringsorganisasjonen
NS-EN	Norsk Standard
SBE	Statens Bygningstekniske Etat
TEK	Byggeteknisk forskrift
PBL	Plan- og bygningsloven

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Temaet for denne oppgaven er dimensjonering av utvalgte konstruksjonselementer i et prefabrikkert betongbygg ved bruk av håndberegninger og digitale dimensjoneringsprogrammer.

Bakgrunnen for oppgaven er at byggebransjen opplever at bruken av FEM-Design kan by på utfordringer, til tross for at FEM-Design er en etablert og vanlig metode for utførelse av global analyse av bæresystemer i et bygg. Utfordringene er spesielt knyttet til bygg med avstivende system av horisontale og vertikale skiver av prefabrikkert betong i et ubestemt statisk system (Ulstein, 2023).

Dette er et relevant tema ettersom det er økende bruk av prefabrikkerte betongkonstruksjoner og digitale dimensjoneringsprogrammer i byggebransjen (Todsén, 2018). Dette medfører også behov for gode kunnskaper rundt dimensjoneringen, for å sikre at konstruksjonene holder sin integritet og sikkerhet.

Opgaven bidrar til forståelse rundt bruken av moderne dimensjoneringsprogrammer opp mot håndberegninger.

1.2 Oppgavens mål og problemstilling

Målet med oppgaven er å tydeliggjøre noen viktige fordeler og ulemper ved bruk av FEM-Design sammenlignet med håndberegninger. Videre er målet å avdekke utfordringer som kan oppstå ved bruk av FEM-Design, og som kan ha uheldige konsekvenser.

Opgavens hovedproblemstilling konkretiseres av to del problemstillinger. Hovedproblemstilling og del problemstillingene er som følge;

Hovedproblemstilling:

Hvilke utfordringer er det i utførelse av global analyse ved hjelp av FEM-Design sammenlignet med håndberegninger av et typisk kontorbygg med bæresystem av prefabrikkert betongelement?

Del problemstilling 1:

Hvilke fordeler og ulemper utmerker seg ved utregning for hånd vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer?

Del problemstilling 2:

Hvilke fordeler og ulemper utmerker seg ved det digitale dimensjoneringsprogrammet Finite Element Analysis (FEM-Design) vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer?

1.3 Avgrensing

Det var ikke enkelt å avgrense oppgaven da det jevnlig oppsto nye interessante, men også usikre faktorer gjennom innhenting av informasjon og utregninger. For å unngå en rotete og uoversiktlig oppgave forsto vi at omfanget av oppgaven måtte begrenses. For det første forsto vi at noen faktorer som er ekstra relevant for målet med oppgaven måtte presenteres for å få en helhetlig forståelse av verdiene som presenteres underveis i oppgaven. Dette gjelder spesielt rammene for bruk av Eurokode, og andre dimensjoneringsregler. Dette begrunnes med at Eurokode er de felleseuropeiske dimensjoneringsreglene for alle bærende konstruksjoner innen byggverk. På den annen side ble det også gjort følgende begrensninger fra starten:

Oppgaven avgrenses fra dimensjonering/prosjektering av brann og lyd samt, fundament. Prosjektering mot brann og lyd er temaer som ikke er relevante for oppgavens problemstilling og beregninger mot bruddgrensetilstanden. Videre er dimensjonering for fundament avgrenset ettersom målet med oppgaven fokuserer seg på betongelementer og ikke stedstøpt betong.

I utgangspunktet hadde vi planlagt å dimensjonere avstivende vertikale skiver og avstivende horisontal skiver. Etter hvert innså vi at det måtte gjøres ytterligere begrensninger, da beregninger av vertikale skiver var mer krevende enn først ventet. Dette er for så vidt et funn i seg selv, men førte til at vi ikke hadde tilstrekkelig kapasitet til å gjøre tilsvarende beregninger for horisontale skiver. Denne avgrensingen rettfærdiggjør vi med at funnene i oppgaven besvarer problemstillingen tilstrekkelig.

Oppgaven avgrenses i tid til å gjelde nåtidens konstruksjoner.

1.4 Begrepsforklaring

I det følgende er det nødvendig å avklare noen begreper. Det er redegjort for de fleste begreper og formler som kan være uklare under «terminologi». Det er likevel noen begreper som går igjen og som brukes om hverandre.

«Håndberegninger» og «analytiske beregninger» er eksempler som brukes om hverandre, men som har samme betydning i denne oppgaven. Det samme gjelder for begrepene «numeriske beregninger», og «beregninger gjort i FEM-Design», som også har samme betydning. For ordens skyld nevnes at «FEM-Design» er dimensjoneringsprogrammet som brukes for de numeriske beregningene.

I hovedproblemstillingen nevner vi «typisk kontorbygg». I denne oppgaven er typisk kontorbygg definert som et fleretasjes bygg med elementbjelker, søyler, avstivende vertikale skiver og avstivende horisontale skiver.

1.5 Oppbygging

Oppgaven er fremstilt av 6 kapitler. I det første, innledende kapitlet, presenteres oppgavens tema og relevans, mål og problemstilling, bakgrunn, begrepsforklaring og avgrensninger. Kapittel to omhandler fremgangsmåten, og det blir foretatt et metodevalg, valget av metode blir begrunnet på grunnlag av oppgavens formål og fremgangsmåte. I det tredje kapitlet presenteres relevant teori som benyttes videre i oppgaven. Det fjerde kapitlet forklarer casen vi har valgt å se på. Videre i kapittel fem kommer resultater og diskusjon for analytisk og numeriske beregninger, og til slutt det sjette kapitlet hvor konklusjonen for oppgaven legges frem.

2 Fremgangsmåte

2.1 Innledning

I denne delen av oppgaven gjør vi et metodevalg. Metodevalget blir i det følgende begrunnet, og casestudie og litteraturstudie aktualiseres som framgangsmåter for å nå målet med oppgaven.

Moses og Knutsen beskriver metode som nettopp veien til målet (Moses & Knutsen, 2012, s. 3). Metode er et verktøy eller fremgangsmåte som kan lede til ny kunnskap, og hjelper oss til å innhente informasjon som vi trenger til undersøkelsen vår (Dalland, 2012, s. 112).

I den samfunnsvitenskapelige metodelitteraturen er det to hovedretninger; den kvantitative metoden og den kvalitative metoden. Valg av metode er avhengig av hva man skal undersøke.

Den kvantitativt orienterte metoden kjennetegnes med at det undersøkes i bredden, dvs. at det kan være få opplysninger om et større antall enheter som undersøkes. Dataene som innhentes med den kvantitative metoden bør være målbart og gjenstand for tallfesting. Et annet poeng er at dataene som innhentes ofte kan være tilkoblet atskilte fenomener. Spørreskjemaundersøkelse er et eksempel på en kvantitativ metodetilnærming.

Ved bruk av kvalitativt orientert metode ønsker man å gå i dybden på få undersøkelsesenheter. Når man i den kvantitative metodetilnærmingen søker etter det gjennomsnittlige, dvs. noe som kan generaliseres, søker man derimot etter det særegne ved den kvalitativt orienterte metoden. Man søker etter det spesielle eller avvikende. Til motsetning til i den kvantitativt orienterte metoden, ønsker man å se sammenheng og helhet i det som undersøkes.

2.2 Metodevalg

Vi har kommet frem til at den kvalitativt orienterte metodetilnærmingen er best egnet til å nå målet med vår undersøkelse. Dette begrunnes i at denne metoden er best egnet til å besvare hovedproblemstillingen, slik vi ser det. Vi ønsker å se det store bilde. Metodevalget ble også gjort med utgangspunkt i kildene vi skulle bruke.

Vilhelm Aubert skriver at alle midler som tjener formålet med å oppnå kunnskap hører med i arsenalet av metoder (Aubert, 1985, s. 196). Et middel vi kan bruke for å nå målet med

oppgaven, er å undersøke en case i dybden. Et annet middel, som kan supplere casestudiet, er litteratur.

2.3 Casestudie

Oppgaven er bygget opp som en casestudie. Ifølge Robert K. Yin er en casestudie en empirisk undersøkelse hvor et fenomen studeres i sin kontekst (Yin, 1994, s. 13). Et kjennetegn ved casestudier er at ett eller få case studeres inngående. Formålet i casestudiet er ofte å innhente større mengder data om det eller de casene som studeres. Målet må være å få en helhetlig forståelse av det som undersøkes, noe som nevnt også er et kjennetegn ved den kvalitative metodeorienteringen.

Ved bruk av casestudie ønsker vi å få en forståelse av utfordringer ved bruk av FEM-Design, og hvilke konsekvenser utfordringene kan ha, og videreformidle dette. Caset vi har valgt presenteres videre i kapittel 4. Slik vi ser det kan ikke casestudie brukes alene i vår oppgave. Vi trenger flere” ben å stå på”. Med dette mener vi at vi har hatt behov for en viss forhåndskunnskap før vi både kan ta stilling til om vår case var forskbart, og hvilken fremgangsmåte vi skulle velge. Vi har derfor valgt å søke i litteratur. Etter hvert som vi sammenstilte innhentet litteratur med casestudien, meldte det seg nye spørsmål som krevde nye litteratursøk.

2.4 Litteraturstudie

I følge Aveyard er litteraturstudie en “... omfattende studie og tolkning av litteratur som omhandler et bestemt tema” (Aveyard, 2014, s. 2). Det minnes om at temaet i vår oppgave er dimensjonering av et prefabrikkert betongbygg ved bruk av håndberegninger og det digitale dimensjoneringsprogrammet FEM-Design.

Overordnet kan det skilles mellom to måter å gjennomføre litteraturstudie på, nemlig tradisjonell litteraturgjennomgang og systematisk litteraturgjennomgang. Vi har ikke som mål å konkludere med at vi gjør den ene eller den andre studien, men slik vi ser det nærmer vi oss den mer tradisjonelle gjennomgangen. Selv om vi ikke skal skrive en ren litteraturstudie, er fremgangsmåte for å lære å gjennomføre litteratursøk, og å utvise kildekritikk den samme for det innledende arbeidet i studiet. Med det “innledende arbeidet” i vår oppgave mener vi

litteraturen som innhentes og gjengis i kapittel 3. Dette danner grunnlaget for casestudiet i kapittel 4, og den sammenfattede diskusjonen i kapittel 5.

Hensikten med litteraturgjennomgangen er å se det store bildet, i motsetning til den systematiske litteraturgjennomgangen som har et smalt fokus. Årsaken til dette er at vi i første omgang ønsker å få en oversikt over feltet. Hvilke regelverk legges for eksempel til grunn for å sikre en trygg og effektiv bygningsmasse, og hvilken hensikt har et byggs bæresystem? Dette er generelle spørsmål vi søker å finne svar på i litteraturen. Oppgavens fokus blir spisset først i casestudiet. Vi følger derfor ingen fullt ut definert sti for søkene, slik det gjøres i den systematiske litteraturstudien. Fremgangsmåten vi benytter for å finne relevant litteratur er derfor å, i første omgang, gå gjennom lærebøker og fagfelleverderte artikler. Vi henter også relevant informasjon på troverdige nettsider, som for eksempel Standard Norge. En kildes troverdighet handler om pålitelighet og gyldighet. Vi leter derfor i utgangspunktet etter primærkilder, da sekundærkilder er bearbeidet og kanskje også fortolket. Vi bruker ikke inklusjons- og eksklusjonskriterier i vår litteraturgjennomgang. Fra de aktuelle bøkene og artiklene vi innhentet lette vi etter nye kilder, ved en gjennomgang av kildelisten. Vi fikk også tips om kilder som det var verdt å undersøke fra eksperter på fagfeltet.

Analysen av resultatene fra litteraturstudien gjøres sammen med analysen av casestudien. Dette gjør vi i hovedsak ved å sammenligne resultatene og drøfte dem. Denne analysemetoden er ytterligere et kjennetegn ved en tradisjonell gjennomgang av litteratur (Jesson, Matheson, & Lacey, 2011, s. 105).

2.5 Validitet og Relabilitet

Innhentet datas validitet og reliabilitet sier noe om kvaliteten på en samfunnsvitenskapelig studie. Validiteten gir en indikasjon på gyldigheten eller relevansen, reliabiliteten gir en indikasjon på påliteligheten (Grønmo, 2016, ss. 237 - 240).

Ved en vurdering av dataenes validitet, vurderes innsamlet datas egnethet til å besvare oppgavens problemstilling. I vårt datautvalg har vi valgt regnemodeller som presenteres i standarder, som for eksempel Eurokode og Betongelementboken, og som problemstillingen rettes mot. Vi anser derfor innsamlet data som egnet for å besvare problemstillingen. Som følge av at disse standardene behandler alle sider av problemstillingen, kan validiteten være noe svekket. Det kan bety at vi kan få utfordringer med å besvare problemstillingen fordi vi mangler

data som sier noe om fremgangsmetode. Faren minimeres med at vi har regnet på samme konstruksjon med to forskjellige metoder, og slik gjort en kontroll av resultatet.

Dersom dataene er reliable, er kildene på datamaterialet pålitelige. Vi anser i utgangspunktet dataenes reliabilitet som høy, fordi standardene vi har benyttet skal være godkjent av et autorisert organ. Vi har også brukt andre kilder enn standarder, hvor vi har vist kildekritikk. Skulle vi likevel ha tolket noe av datamaterialet feil, vil dette være en faktor som bidrar til å svekke reliabiliteten. For å minimere faren for eksempelvis feiltolkning, har vi dokumentert beregninger vi har gjort, i vedlegg. Ellers har vi forsøkt å forklare hva vi har gjort, og hvorfor vi har gjort dette. I det tilfelle våre tolkninger skulle være feil, vil datamaterialet likevel være tilgjengelig for andre, og deres tolkninger.

3 Teoretisk Grunnlag

3.1 Innledning

I dette kapittelet presenteres teori som vi anser som relevant for å besvare oppgavens problemstilling.

Vi gjennomgår teori som beskriver regelverket og standarder som benyttes i byggebransjen. Det er også presentert generell teori om konstruksjonsmaterialer, krefter og hvordan krefter oppfører seg, igjen som et grunnlag for å besvare hovedproblemstillingen. Vi anser teorien som anvendes som relevant også fordi det er med på å vise den tverrfaglige kompetansen vi sitter igjen med etter ingeniørfag bygg NTNU.

3.2 Regelverk

For å unngå kaos i samfunnet er det nødvendig med regler som setter rammer for hvordan den enkelte kan opptre. Rettsregler skal normere atferd, de bestemmer hva som er tillatt, påbudt eller forbudt. Rettsreglene slår fast hva privatpersoner, myndigheter eller andre aktører i samfunnet har krav på (Boe, 2010, ss. 20 - 21). Også byggebransjen er aktører som må forholde seg til et sett av regelverk. Regelverket deles inn i lover som suppleres av forskrifter og standarder.

Lover

Arealprosjekter og byggeprosjekter er underlagt rettsreglene i lov om planlegging og byggesaksbehandling (Lovdata, 2008). Lovens formål følger av § 1-1 og er blant annet å fremme bærekraftig utvikling for enkeltpersoner, samfunnet og fremtidige generasjoner.

Plan- og bygningsloven (PBL) består av fem deler: fellesbestemmelser og definisjoner, plandel med regler om statlig, regional og kommunal planlegging, gjennomføringsdel, byggesaksdel, og håndhevings- og gebyrregler.

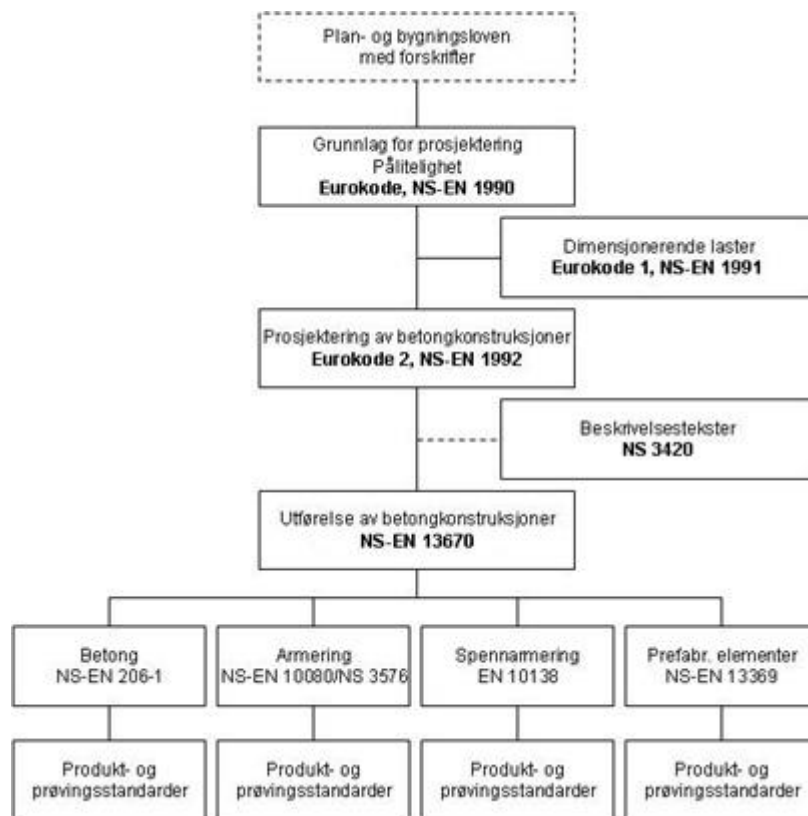
Forskrifter

Reglene i plan- og bygningsloven utfylles av flere forskrifter. Byggeforskriften "Tekniske krav til byggverk" (TEK) er spesielt relevant for denne oppgavens tema, da bestemmelsene i forskriften inneholder nøyaktige spesifikasjoner om kartverk, bygningsdeler og systemer. Reguleringene gir også grunnleggende funksjonskrav til materialer, konstruksjoner og

bygningdeler. Ansvar for utviklingen og forvaltningen av forskriftene ligger hos Statens Bygningstekniske Etat (SBE).

Standarder

Lover og forskrifter kan igjen utfylles av standarder og retningslinjer. Norsk standard (NS) er standarder som gir en oversikt over produksjon, dimensjonering og utførelse av byggeprosjekter. Dette er viktige standarder innenfor bygge- og anleggsbransjen, og er basert på den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN) og den internasjonale standardiseringsorganisasjonen (ISO) (Standard Norge, 2023). Figur 1 viser hierarkiet over lover, forskrifter og standarder som er med på å oppfylle krav fra myndighetene til sikkerhet for betongkonstruksjoner (Standard Norge, 2023).



Figur 1 Hierarkiet av standarder for betongkonstruksjoner (standard.no)

3.3 Mekanikk

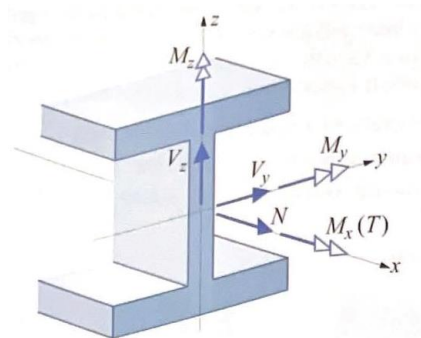
Bell definerer mekanikk som noe som omfatter «...den del av fysikken som tar for seg hvordan legemer oppfører seg under påkjenning av krefter. Med legemer forstås i vid forstand både gasser, vesker og faste stoffer» (Bell, 2014, s. 5). Faststoff-mekanikken deles inn i stive og deformerbare legemer, statikk, kinematikk og kinetikken/dynamikk. I denne oppgaven er det statikk som er aktuelt og i dette kapittelet vil generell og nødvendig kunnskap om mekanikk bli opplyst og forklart. Statikk blir ofte omtalt som likevektslære.

Likevektslære

Likevektslæren bygger på Newtons 3 lover. Newtons første lov legger grunnlaget for likevektslæren. Denne loven benyttes for å bekrefte at et system er i statisk likevekt. Statisk likevekt er en betegnelse som sier at et system står i ro. Newtons første lov beskriver likevektstilningene $\sum F = 0$ og $\sum M = 0$ i x, y og z-retning (Bell, 2014, ss. 21, 45).

Skjær- og normalkraft

Skjær- og normalkraft er krefter som virker på et legeme. Det er retning og hvordan kraften virker på legemet som avhenger hvilken kraft som opptrer. Normalkraft eller aksialkraft (N) er en kraft som virker i legemets x-retning, mens kraft i y- eller z-retning betegnes som skjærkraft (V_y, V_z). Se figur 2 for visualisering av krefter i et legeme (Bell, 2015, s. 31).



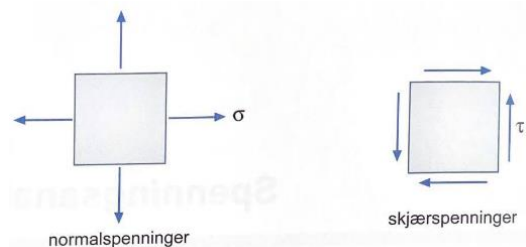
Figur 2 Skjær og normalkraft visualisert i en stålbjelke (Bell, 2015, s 30.)

Skjær- og normalspenning

Når et legeme får belastning, opptrer det spenninger i legemets indre. Spenning er definert som en kraft fordelt på et areal og har enhet $\frac{N}{mm^2} = MPa$. Spenninger angis i forhold til gitte

snittflater gjennom et punkt i legemet (UiO, 2023). Det skilles mellom skjær- og normalspenning. Normalspenning (sigma) virker vinkelrett på snittflaten, og skjærspenningen (tau) virker parallelt med snittflaten (UiO, 2023).

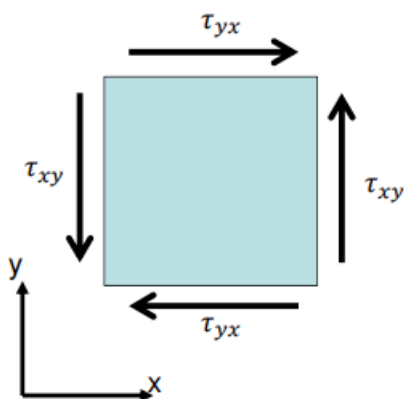
Figur 3 viser normalspenninger og skjærspenninger sine krefter som virker på et legeme.



Figur 3 Normalspenninger og skjærspenninger påført et legeme (Bell, 2015, s 248)

Skjærspenningenes parvise opptreden

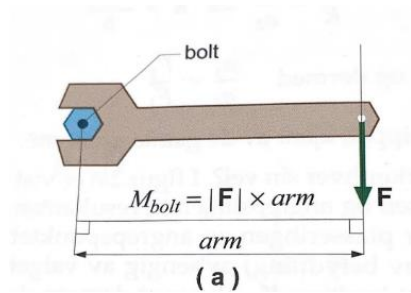
Skjærspenningenes parvise opptreden er en lov som sier at en skjærspenning i en retning vil ha en motstående skjærspenning som er motsatt rettet og av lik størrelse. I et rektangulært snittelement av et legeme vil det opptre skjærspenninger langs alle fire sidene av elementet. Momentlikevekt gjør at $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, dermed står skjærspenningene normalt på hverandre av lik størrelse, dette hindrer rotasjon av legemet og er illustrert i figur 4 (UiO, 2023).



Figur 4 Skjærspenninger fordelt på et tverrsnitt (UiO.no)

Moment

En krafts evne til å dreie et stivt legeme eller system om et punkt er gitt ved kraftens moment også kalt kraftmoment (Bell, 2014, s. 31). «Momentet som en kraft F utfører om et punkt p , M_p , er produktet av kraftens størrelse og dens momentarm a , dvs. $M_p = F \cdot a$ hvor F er kraftens størrelse og a er korteste avstand fra punktet til kraftens angrepslinje», dette er illustrert i figur 5 (Bell, 2014, s. 31).



Figur 5 Kraftmoment illustrert (Bell, 2014, s 30)

Moment- og skjærkraftdiagram

Moment- og skjærkraftdiagram viser sammenhengen mellom moment- og skjærkraft, og hvordan kreftene utbreder seg mellom opplagrene som skal ta opp kreftene. Kreftene fra moment og skjærkraft opptrer i ulike avstander og punkter, disse kreftene kan leses direkte fra diagrammene. I ligning $\frac{dM}{dx} = V$ fremkommer det en viktig sammenheng mellom moment- og skjærkraft-funksjonene (Bell, 2015, ss. 31 - 32).

3.4 Bæresystem

Bæresystemet i et bygg har som hensikt å sikre at bygningen holder seg stående og stabil. Dette systemet støtter vekten av taket, gulvet og veggene i bygningen, og sørger for at disse elementene holder posisjon. Bæresystemet kan bestå av betong, stål og tre. Valg av materiale gjøres ut ifra en vurdering av hva som er mest hensiktsmessig for det aktuelle bygget (Løset & Olsen, 2023, s. 10).

Bæresystemet har som formål å distribuere vekten av bygningen jevnt til fundamentet. Fundamentet i sin tur tar opp kreftene fra bæresystemet og fører dette videre ned til grunnen. Bæresystemet er designet for å tåle belastninger som værforhold, jordskjelv, laster i bygget og andre ytre påvirkninger.

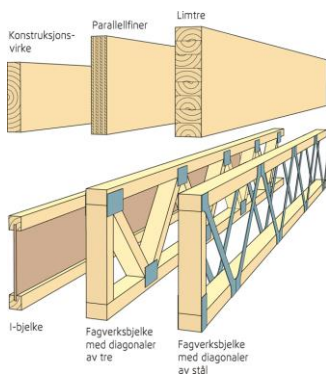
For å sikre at bæresystemet fungerer effektivt, må det være godt konstruert og kontrollert. Dette innebærer å sørge for at de riktige materialene er brukt, at størrelsene konstruksjonselementer er riktige, og at alle komponenter er satt sammen på rett måte. Bæresystemet må også kontrolleres regelmessig for å sikre at det fortsatt er i god stand, og at det ikke har tatt skade over tid.

Bjelker

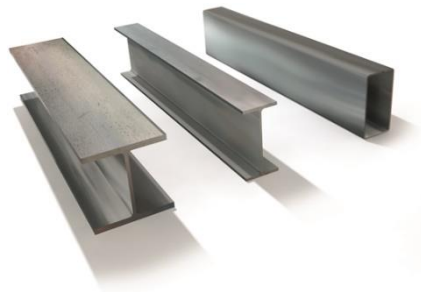
Bjelker er en grunnleggende konstruksjonskomponent som brukes i byggverk for å støtte vekten av et tak, gulv eller annen belastning. Bjelker er ofte laget av tre, stål eller betong og utformes forskjellig for å oppfylle spesifikke krav og utforming til et bygg.

Bjelkens funksjon er å overføre vekten de påføres til støttepunkter, som støttemurer eller søyler. Når et tak eller gulv plasseres på en bjelke, vil bjelken fordele vekten jevnt langs sin akse og overføre belastningen til støttepunktene. Dette reduserer risikoen for svikt og sikrer at bygget opprettholder sin strukturelle integritet som kjennetegnes blant annet av styrke, stivhet og holdbarhet. Størrelsen og designet av bjelken vil avhenge av hvor mye vekt den må håndtere (Snl, 2023).

Figur 6 illustrerer de mest brukte trebjelkene. Trebjelkene brukes ofte i mindre bygg som eneboliger, dette fordi treverk er enkelt å utforme og jobbe med, sammenlignet med betongbjelker, som vist i figur 8. Figur 7 viser stålbjelker, som ofte er brukt i kombinasjon med betong eller for lengre spenn hvor treverk ikke er egnet.



Figur 6 Trebjelker
(byggforsk.no)



Figur 7 Stålbjelker (byggforsk.no)



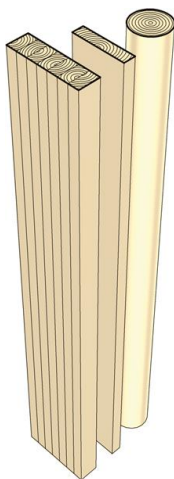
Figur 8 Betongbjelker
(overhallabetongbygg.no)

Søyler

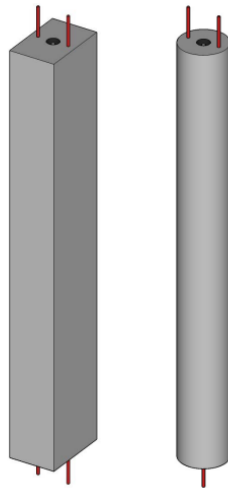
En søyle er en vertikal strukturell komponent som har som oppgave å støtte en konstruksjon. De er ofte utformet enten i betong, stål, tre eller murstein og varierer i størrelse og form avhengig av lastene den skal kunne bære.

Søyler spiller en viktig rolle i bærekonstruksjonen til et bygg ved å overføre lastene fra taket og etasjene til fundamentet i grunn. De fungerer som en vertikal støtte som fordeler vekten av bygningen jevnt over grunnflaten, og hindrer at strukturen kollapser. Søyler kan også bidra til å øke den estetiske appell av et bygg. De kan utformes i ulike stiler og materialer som kan tilpasses bygningens arkitektoniske uttrykk. Det er viktig å merke seg at søyler ikke bare har som formål å bære vekt, men også å motstå krefter som kan oppstå fra værforhold og jordskjelv. Derfor skal søylene dimensjoneres og plasseres slik at de kan tåle disse kreftene (Gunnarsjaa, 2021).

Figur 9 viser søyler i treverk utformet med ulike stiler, mens figur 10 viser betongsøyler som også har ulik utforming. Til slutt viser figur 11 søyler utformet i stål, i ulike profiler og med ulik egnethet.



Figur 9 Søyler i tre (Byggforsk.no)



Figur 10 Betongsøyle (Betong-entreprenor.no)

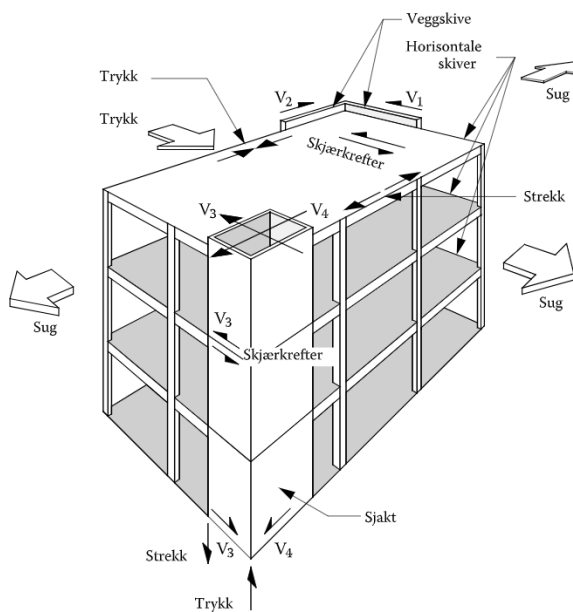


Figur 11 Søyler i stål (Byggforsk.no)

Avstiving

Rett plassering og utforming av avstivningssystemer i et bygg er helt nødvendig for å opprettholde stabiliteten. Avstivningen gir sideveis styrke til den bærende konstruksjonen, og skal hindre bevegelse av bygget (Betongelementforeningen, 2016, s. 58).

Skivesystemer vil avstive bygget ved at horisontalkrefter absorberes ned til fundamentet, som illustrert i figur 12.



Figur 9 Skivesystem i et bygg (Betongelementforeningen 2016, s. 62)

Byggets vertikalskiver utformes gjerne som skivevegger i trapperom og heissjakter. For at avstiving med skivesystemer skal fungere er det nødvendig at dekkene i bygget også fungerer som stive skiver. Ved hulldekke gjøres dette ved at skjøter og knutepunkt sammenføres og støpes ut, som forklares nærmere under kapitlet 3.5.1. Dette er nødvendig siden søylene teoretisk sett ikke er momentstivt tilknyttet fundamentet, men leddlagret. Skivesystemer er en ofte brukt avstivningsmetode. Den er egnet for bygg over flere etasjer ettersom trapperom og heissjakter allerede eksistere og kan nyttiggjøres (Betongelementforeningen, 2010, ss. 42 - 44).

3.5 Betong som konstruksjonsmateriale

Det er viktig å velge rette konstruksjonsmaterialer til ulike konstruksjonsdeler. Avgjørende for hvilket material en velger er først og fremst hvilke belastinger de aktuelle elementene skal håndtere. Videre er kostnad og utforming en viktig faktor i valg av konstruksjonsmateriale.

Betong er blant de viktigste byggematerialene vi har (Maage, 2019, s. 12). Det eksisterer i dag betongkonstruksjoner som er mer en 2000 år gamle, noe som representerer hvor sterk og bestandig betong kan være om den utformes på riktig måte (Newslab, 2022). Betong består av en blanding av vann, sement og tilslag i form av stein og grus. Det kan også benyttes ulike tilsetningsstoffer som gir betongen den ønskede styrke og kvalitet. Når vann blandes med sementen, vil det etter en herdeperiode dannes et hardt og varig steinmateriale.

Betong har en rekke unike egenskaper som gjør den velegnet i byggkonstruksjoner. Den er pålitelig, og motstandsdyktig og mot skader. Betong har også en unik evne til å absorbere og spre belastinger, ved at den sammen med armering enkelt kan overføre krefter til støttepunkter. Videre er betong et materiale med gode isolerende egenskaper, da den har lav varmeledningsevne. Dette gjør at betong er velegnet i klimatiske områder med store temperaturvariasjoner (Standard Norge, 2021).

Betong fremstilles som oftest på et blandeverk. Her benyttes betongresepter for å fremstille betong med ønskede styrker og egenskaper. For å kunne kontrollere herdeprosessen er det mulig å tilsette tilsetningsstoffer, som akselerator og retarder. Akseleratoren fremskynder herdeposessen, mens retarder utsetter prosessen. Betongen støpes i former som kalles forskaling, betongen trenger minst 24 timer med herding før forskaling kan fjernes. Betongen er likevel ikke ferdig herdet før etter 28 døgn (Norcem, u.d.).

I tillegg til riktig fremstilling av betongen, vil eksponering av værforhold, aldring, og fuktighet være sentrale faktorer som kan påvirke betongens styrke. Våte forhold kan medføre at betongen ikke herder slik den skal, mens varme og tørre forhold kan medføre at betongen sprekker. Det er derfor nødvendig å beskytte betongen under herdeprosessen, slik at betongen får optimale forhold med tanke på temperatur og fuktighet under herdeprosessen (Norcem, u.d.).

Fasthetsklasser

Fasthetsklasser oppgir betongens trykkfasthet og styrkeegenskaper, og bidrar med å sikre at den valgte betongtypen passer for det aktuelle formålet. Tabell 1 viser de ulike trykkfasthetene for betongtype B20-B95.

Tabell 1 Trykkfasthet og tøyninger (Sørensen 2013, s. 12)

Trykkfasthet og betongtyper											
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B55	B65	B75	B85	B95
f_{ck}	20	25	30	35	40	45	55	65	75	85	95
f_{cd}	11,2	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	31,2	36,8	42,5	48,2	53,8
ϵ_{c2} (‰)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,2	2,35	2,45	2,55	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,8	2,65	2,6	2,6

Forskjellene mellom fasthetsklassene er avhengig av blandingsforholdet mellom sement, sand, vann og tilsetningsstoffer. En høyere fasthetsklasse krever en større andel sement og mindre andel vann i betongblandingen (Betong Norge, u.d.). Dette resulterer i en sterkere betong med høyere trykkfasthet. I praksis betyr dette at en høyere fasthetsklasse av betong vil være bedre egnet til tung belastning og høye spenningsnivåer enn en lavere fasthetsklasse. For eksempel kan en C45/55-betong være mer egnet for bygging av høyhus, broer eller store industrielle strukturer, mens en C25/30-betong kan være tilstrekkelig for mindre konstruksjoner, som boliger og mindre bygninger (Betongsentrum, 2020).

Stål i betong

Stål er et tradisjonelt konstruksjonsmateriale. Det finnes konstruksjoner som består kun av stål, men ofte er stål kombinert med andre byggematerialer som betong og trekonstruksjoner. Stål er et avgjørende materiale for betongkonstruksjoner, ettersom det benyttes som armering for å styrke betongen. Stål er en legering av jern (Fe) og karbon (C), samt flere andre legeringselementer. Det er ulike fremstillingsprosesser for å produsere ulike typer stål etter kvalitet og egenskap, hvor hovedforskjellen mellom de ulike ståltypene er karboninnholdet. Stål har et karboninnhold på under 2,1%, og støpejern har et karboninnhold på mellom 2 – 4%. Konstruksjonsstål har et betydelig lavere karboninnhold på 0,15 - 0,25%. Det er konstruksjonsstål i form av armeringsjern som blir mest brukt i betongkonstruksjoner (NTNU, 2021, s. 21).

Vanlig konstruksjonsstål har flytespenning på 235 – 460 MPa, og høyfast stål har flytespenning opp mot 960 MPa. Stålets fasthet og kvalitet er gitt ved betegnelsen «S XXX YY ZZ». Fasthetsklassen angir materialets flytespenning mens kvalitetsbetegnelsen angir dets kjemiske sammensetning, termisk og mekanisk bearbeiding og slagseighet. S betegner konstruksjonsstål, XXX viser stålsort/fasthetsklasse, YY viser Stålkvalitet/slagseighet og ZZ viser leveringstilstand. I tillegg til de vanlige konstruksjonsstålene benyttes også rustfrie stål og støpestål i økende grad i lastbærende konstruksjoner (Larsen, 2020, s. 49).

Betong er et materiale som har høy trykkfasthet, strekkfastheten er derimot lav. Ettersom strekkfastheten er lav, er det nødvendig å forsterke denne egenskapen ved å benytte stål i betongen. Stål har i motsetning til betong, like gode egenskaper i både trykkfasthet og strekkfasthet. Stål benyttes i betongen i form av tradisjonell armering, slakkarmering og spenntau (Thue, 2022).

3.6 Prefabrikkert betong

Prefabrikkerte betongelementer er ferdigproduserte elementer som blir støpt i egnede fabrikker, og deretter transportert til byggeplass, oftest ved bruk av båt og lastebil. Elementene er prosjektert for å imøtekomme spesielle krav til størrelse, form og funksjon. Ved bruk av betongelementer kan man for eksempel demontere et bygg på en mer miljømessig måte enn tidligere, noe som kan sies å aktualisere betongelementers plass i moderne byggemetode (Nobi, 2022).

Fordelene med bruk av prefabrikkerte elementer er mange. Dette inkluderer økt effektivitet på byggeplassen, bedre kvalitet, og sikkerhet for betongkvaliteten. Med tanke på miljø og ressursbruk kan det være en fordel med prefabrikkerte betongelementer. Dette begrunnes i at kontrollerte forhold i fabrikk vil synliggjøre avfall og bruk av materialer (Nobi, 2022).

Prefabrikkerte betongelementer brukes til flere formål, som til kontorbygg og lagerbygg, men det blir også brukt innen vei, det leveres elementer til bruer, kulvert, og tunnelfóringer. Betongelementene er tilpasset for spesifikke krav til styrke, brannsikkerhet, støyisolasjon og mer. Alle hulldekker tilfredsstiller brannmotstandstid på 60 minutter i standard utførelse, ved behov for høyere brannkasse kan det leveres element som har høyere motstandstid (Betongelementforeningen, 2010, s. 48).

3.6.1 Produksjon

Produksjon av prefabrikkerte betongelementer finner sted i store innendørs haller. Produksjonen skjer med moderne teknologi som gjør prosessen effektiv (Nobi, 2022).

Hulldekker

Produksjon av hulldekker skiller seg i stor grad til plasstøpte dekker, da prosessen rundt hulldekker foregår ved at spenntau spennes opp langs en skinnegang med en gitt

oppenningskraft. Deretter vil en maskin føres langs skinnegangen og støpe ut hulldekkene. Maskinen vil fungere som en glideforskaling som beveger seg langs skinnegangen, som er illustrert i figur 13 under.



Figur 10 Produksjon av hulldekker (Voss Cementvarefabrikk)

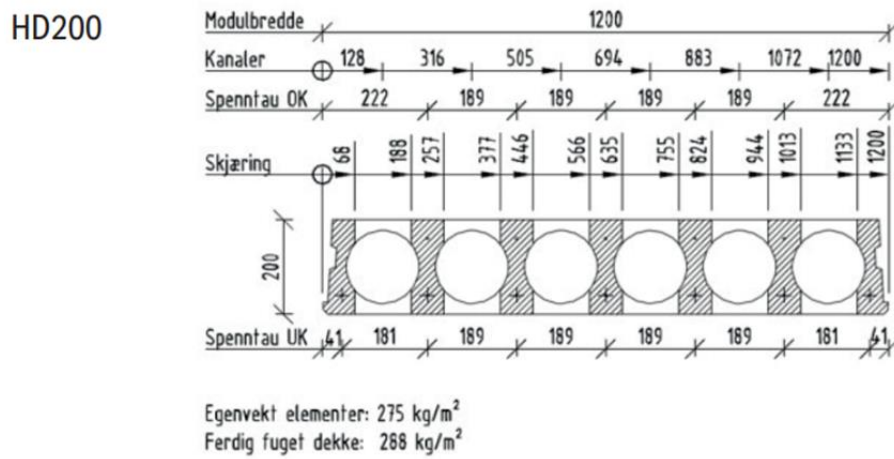
Ettersom betongen som blir brukt har en fast konsistens og herder fort, vil den beholde formen maskinen lager selv når betongen er fersk. Etter støpeprosessen blir hulldekket tildekket med plastfolie og tilført nødvendig fuktighet. I den innendørs produksjonen, og herdningsprosessen, forsøkes det å gi betongen foretrukket styrke og egenskaper. Etter at hulldekkene er ferdig herdet, blir de kappet opp i ønskede lengder (Høgmoen, 2019).

Hulldekker er benyttet i tak og dekkekonstruksjoner. Hulldekkene har standard breddemål på 1200 mm. Hulldekkenes høydemål er avhengig av spennvidden, og leveres i høyder fra 200 – 520 mm. Hulldekkene kan ha spennvidde opp til 21m (Betongelementforeningen, 2010, s. 49). Er spennvidden mer enn 21m må man vurdere bruk av en annen elementtype. (Betongelementforeningen, 2010, s. 32).

Oppbyggingen av hulldekker kan forklares som flere sammensatte I-profiler som er vist på figur 15. Disse er satt sammen med spenntau som ligger i bunn gjennom hele hulldekket for å kunne oppnå store spenn. Figur 14 viser et ferdigprodusert hulldekke.



Figur 11 Ferdigprodusert hulldekke (Spenncon.no)



Figur 12 Snitt hulldekke (dekkesystemer.no)

Prefabrikkerte søyler

Prefabrikkerte betongsøyler kan produseres både med runde og kantede tverrsnitt. Normalt støpes runde søyler stående, og kantede søyler liggende. Siden kantede søyler støpes liggende er det lettere å produsere lengre søyler, noe som igjen gjør de bedre egnet hvor det er behov for kontinuerlige spenn over flere etasjer. Figur 16 viser kantede elementsøyler.

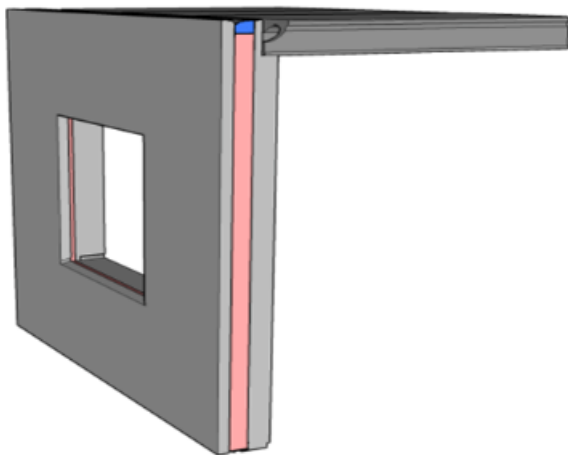


Figur 13 søyleelement (elementpartner.no)

Runde søyler er mer egnet med etasjevis skjøting i konstruksjonen. Grunnen til dette er at det er begrenset høyde i produksjonslokalene. Dette gjør at søyler som støpes stående vil ha begrenset høyde. Søyler kan produseres i mange ulike former, som mangelkant, profilert, U-formet m.m, og kan leveres med konsoller som bjelkene skal monteres på.

Veggelementer

Vegger produsert av betongelementer kan være enten isolerte eller uisolerte. Uisolerte veggelementer benyttes ofte som skillevegger innvendig i bygget. De fleste isolerte veggelementene produseres som sandwichelementer, dette er elementer som består av to betongsjikt med mellomliggende isolasjon, som illustrert på figur 17.



Figur 14 Prefabrikkert sandwich element (Strangbetong.se)

Isolasjonsmaterialet er mineralull eller polystyren, og anvendes i tykkelser fra 80 til 300mm. Betongsjiktene holdes sammen av gjennomgående forankringer. Ved produksjonen av veggelementene kan det avsettes utsparinger for vinduer og dører etter behov, hvor det monteres innstøpte spikerslag for innfesting av selve vinduet og tilhørende beslag. Elementene kan også levers med ferdig innsatt vinduer. Normalt produseres sandwichelementene med betongsjikt på 60-150mm. Hvis det er behov for ekstra styrke i elementene, kan de utformes med ribber. Ribbene er langsgående felt på elementene som har et tykkere lag betong, og de kan legges både på utsiden og innsiden av elementene. På utsiden kan ribbene gi en arkitektonisk utforming som kanskje kan være å foretrekke, ved utforming på innsiden vil isolasjonstykkelsen reduseres ved hver ribb (Betongelementforeningen, 2010, ss. 85 - 87).

3.6.2 Montering

Sikkerheten må ivaretas ved montering av betongelementer. Betongelementer er store og tunge, noe som kan medføre potensielle farer ved kraning og montering av elementene. Derfor er det viktig at sikkerhetsrutiner alltid følges, samtidig som nødvendig personlig verneutstyr benyttes. Det må gjennomføres risikoanalyser for alle prosjekter før montering, dette for å kartlegge alle potensielle faremomentene som kan oppstå i det aktuelle prosjektet (Betongelementforeningen, 2020b, s. 87).

Avstiving under montasje

Avstiving av monterte elementer må vektlegges i montasjeperioden. Dette er nødvendig fordi bygget fremdeles ikke er fullstendig avstivet under monteringsprosessen, noe som kan medføre at elementer velter eller endrer posisjon før resterende elementer kommer på plass. Montasjeperioden er ofte kort, hvor tidspunkt og sted er kjent. Dette gjør at laster som avstivningen må dimensjoneres for, som for eksempel vind og snø, delvis kan bestemmes ut fra værmeldinger og lokale erfaringer. Det gjøres også vurderinger ut ifra standardiserte tabeller som Beuforts vindskala vist i tabell 2 (Betongelementforeningen, 2010, s. 15). Figur 18 viser avstiving av veggelement på byggeplass.

Tabell 2 Beuforts vindskala (Betongelementforeningen 2020b, s. 64)

Beuforts skala	Betegnelse	Vindstyrke 10 m over flatt lende			Virkning
		knop	m/sek	N/m2	
0	Stille	< 1	0,0–0,2		Røyken stiger rett opp.
1	Flau vind	1–3	0,3–1,5		Vindretning ses av røykens drift.
2	Svak vind	4–6	1,6–3,3		Følbar, rører på trærnes blad. løfter en vimpel.
3	Lett bris	7–10	3,4–5,4	7–20	Løv og småkvister rører på seg, strekker lette flagg og vimpler.
4	Låber bris	11–16	5,5–7,9	20–40	Løfter støv og løse papirer, rører på kvister og smågrener, strekker større flagg og vimpler.
5	Frisk bris	17–21	8,0–10,7	40–70	Småtrær med løv svaier, småbølger topper seg.
6	Liten kuling	22–27	10,8–13,8	70–120	Større grener og mindre stammer rører seg, hviner i ledninger, vanskelig å bruke paraply, merker motstand når man går.
7	Stiv kuling	28–33	13,9–17,1	120–185	Hele trær rører seg, tungtvint å gå mot vinden.
8	Sterk kuling	34–40	17,2–20,7	185–270	Brekker kvister av trær, tungt å gå mot vinden.
9	Liten storm	41–47	20,8–24,4	270–375	Hele store trær svaier, takstein kan blåse ned.
10	Full storm	48–55	24,5–28,4	375–500	Sjelden inne i landet, trær rykkes opp med rot, stor skade på hus.
11	Sterk storm	56–63	28,5–32,6	500–650	Meget sjelden, følges av store ødeleggelser.
12	Orkan	> 63	> 32,6	> 650	Forekommer meget sjelden. Uvanlig store ødeleggelser.



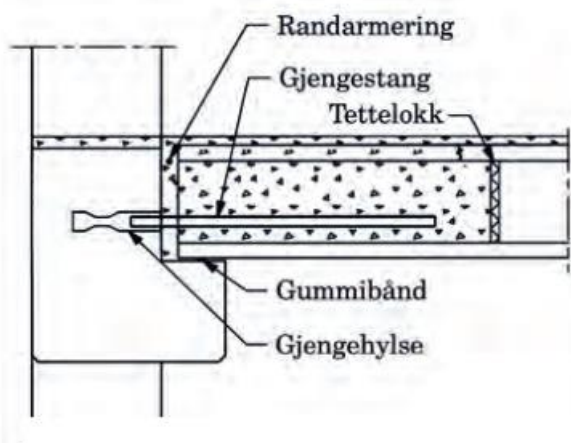
Figur 15 Staging av veggelement (Betongelementforeningen 2020b, s. 67)

Støpeskjøter og knutepunkt

For å sikre god stabilitet og stivhet i konstruksjonen er det nødvendig med gode fuger og sammenføyninger mellom betongelementene. Tidligere i oppgaven ble skivesystemer nevnt, der formålet var å avstive konstruksjonen for å ta opp horisontale krefter som kan påvirke konstruksjonens bæresystem. For å oppnå stivheten i en stiv skive samt å knytte søyler og bjelker sammen, nødvendiggjøres godt utformede fuger og knutepunkter. Flere løsninger kan tas i bruk når elementer skal monteres og knyttes sammen. I vår oppgave presenteres utvalgte løsninger for overgang hulldekke/bjelke, søyle/bjelke/søyle, og hulldekke/veggskive.

Overgang hulldekke/bjelke

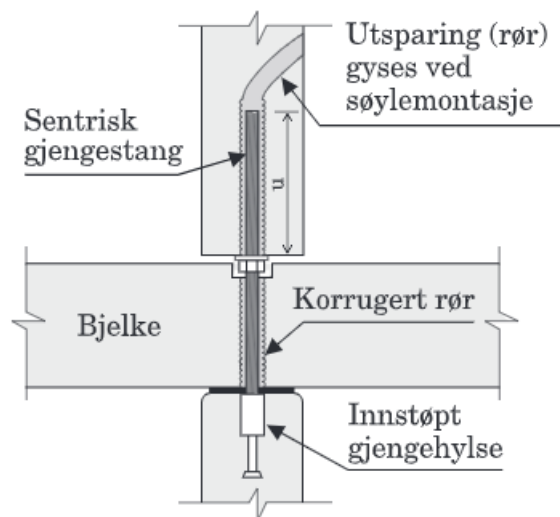
Hulldekker forankres og fuges etter de har blitt montert. Først monteres hulldekkene på bjelkene, deretter monteres randarmering liggende mellom bjelken og hulldekkets korte sider. Denne armeringen skal knytte hulldekkene sammen. Videre monteres gjengestål fra slisser i endene av hulldekket inn i utsparte gjengehylser på bjelken. Dette gjør at hulldekkene knyttes sammen med bjelken og forhindrer bevegelse utover sin posisjon når slissene støpes ut til slutt. Her er det viktig at det monteres et tettelukk bak slissen i hulldekket, slik at utstøpningsmassen ikke renner videre inn i hulldekket (Betongelementforeningen, 2020b). Figur 19 er ment å illustrere situasjonen for overgang hulldekke/bjelke.



Figur 16 Opplegg på L bjelke (Betongelementforeningen, 2020a, s. 186)

Overgang søyle/bjelke/søyle

Skjøting av prefabrikkerte betongsøyler benyttes i bygg som strekker seg over flere etasjer. Knutepunktene mellom søylene regnes ikke som momentstive, men har stor kapasitet i aksialretning. Det er ulike måter å utforme disse knutepunktene på, den mest vanlige er å benytte seg av innstøpte gjengestag. Bjelken monteres på topp av underliggende søyle, deretter tres et gjengestag gjennom en utsparing i bjelken og ned i en innstøpt gjengehylse i den underliggende søylen. Etter dette monteres søylen over. Søylen har en utsparing i underkant, som tres ned på gjengestaget. Til slutt gyses alle komponentene sammen gjennom et hull i siden av søylen. Dette er illustrert i figur 20 (Betongelementforeningen, 2020a, s. 162).

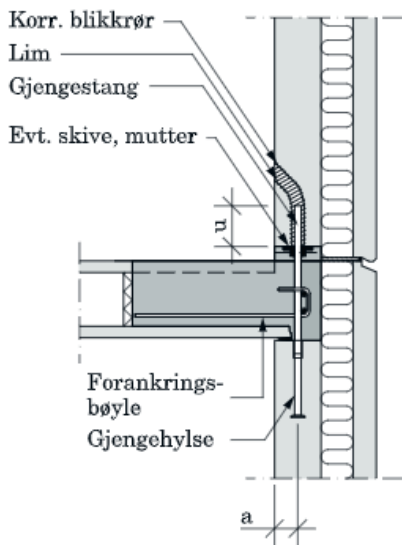


Figur 17 Løsning søyle-bjelke-søyle (Betongelementforeningen 2020a, s. 164)

Overgang hulldekke/veggskive

For at veggskiven skal fungere som en stiv skive i bygget er det avgjørende at dekket skal sammenføres godt med veggen, slik at krefter fra dekket overføres til veggskiven. Dette gjøres ved at det etableres en utsparing i toppen av det underliggende veggelementet, som dekket skal ligge på. I det underliggende veggelementet monteres en gjengestang gjennom dekket og ned i en gjengehylse i veggelementet. Deretter monteres armering i slissen til hulldekket. Armeringen skal strekke seg sammenhengende fra hulldekket og rundt gjengestangen for å sikre tilknytning til veggelementene. Videre tres overliggende veggelement ned på gjengestangen i dekket. Alle

komponentene gyses så sammen ved å støpe ut både slissen i hulldekket og utsparingen for gjengestaget. Dette illustreres i figur 21, som viser overgang hulldekke/veggskive.



Figur 18 Overgang hulldekke/veggskive (Betongelementforeningen 2020a, s. 275)

3.7 Grensetilstander

Grensetilstander er tilstander som gir føringer for om en konstruksjon eller et konstruksjonselement nærmer seg å være uegnet, eller at det ikke vil tilfredsstille dagens krav (Sørensen, 2013, s. 5). Ofte brukte grensetilstander er bruksgrensetilstander og bruddgrensetilstander. Grensetilstander skal relateres til dimensjonerende situasjoner. En forklaring på hva dimensjonerende situasjoner er beskrives etter en kort forklaring på hva bruddgrense og bruksgrensetilstand er.

Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonens kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter (Sørensen, 2013, s. 5). Ifølge Eurokode grunnlag punkt 3.4 skal tilstanden påvises der det er aktuelt, og det vises til følgende:

- «Tap av likevekt for konstruksjonen eller for noen del av den, betraktet som et stivt legeme;
- Brudd definert ved for stor deformasjon, omdanning av konstruksjonen eller en del av den til en mekanisme, sammenbrudd, tap av stabilitet av konstruksjonen eller del av den, inklusive støtter og fundamenter;

- Brudd forårsaket av utmatting eller andre tidsavhengige virkninger»

Bruksgrensetilstand

I denne tilstanden skal det påvises at konstruksjonen i sin brukstid tilfredsstillende krav knyttet til dens bruk og formål. Tilstanden har betydning for konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort, og konstruksjonens utseende (Standard Norge, 2016, s. 25). Tilstanden stiller også krav til å sikre konstruksjonens bestandighet (Sørensen, 2013, s. 5).

Dimensjonerende situasjoner

Dimensjonerende situasjoner klassifiseres som vedvarende situasjoner, forbigående situasjoner eller ulykkessituasjoner. Valg av situasjon gjøres med utgangspunkt i at konstruksjonen skal oppfylle sin funksjon under de faktiske forhold som kan inntreffe. Situasjonene som velges skal dekke forhold som kan oppstå under utførelsen og bruken av konstruksjonen, som for eksempel fare for brann (Standard Norge, 2016, s. 24).

3.8 Laster og konstruksjonssikkerhet

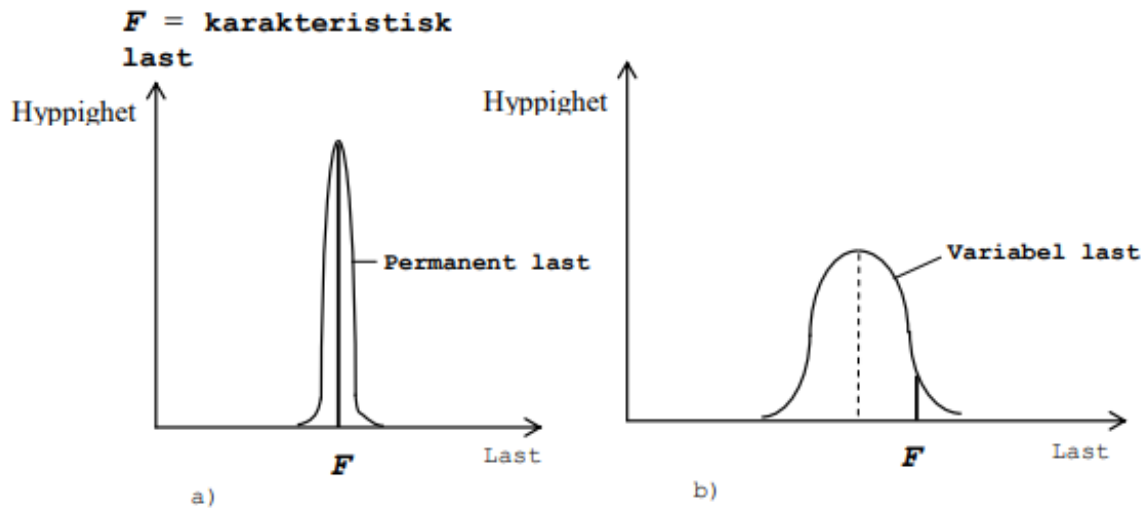
De karakteristiske lastene som er grunnlaget for å regne ut de dimensjonerende lastene vil bli presentert i dette kapitlet, sammen med nyttelaster, egenlast, snølast og vindlast som er mye omtalte laster for prosjektering av bygg.

Karakteristiske laster

Den karakteristiske lasten en konstruksjon opptar er «den største lasten som normalt opptrer på konstruksjonen under normalt bruk.» Verdier for de karakteristiske lastene er beskrevet og godkjent av byggt teknisk forskrift med nasjonale tillegg i NS-EN-serien som gjelder for konstruksjoner i Norge. For å kunne bestemme størrelsen på karakteristiske laster må flere hensyn ivaretas. Det kunne vært naturlig å tenke at den karakteristiske lasten er den største lasten som oppstår på bygget, men problemet da er at vi kun har kjennskap til laster som har påvirket i fortid og ikke hvilke laster som vil påvirke i fremtiden. En faktor som gir lavest mulig

last størrelse ville vært det mest økonomisk gunstige valget, men det ville ikke vært gunstig med tanke på sikkerhet mot brudd i konstruksjonen (Rørvik & Årskog, 2010, s. 20).

Rørvik & Årskog (2010, s. 21) presenterer en grafisk framstilling over hvor ofte en last opptrer med ulike verdier, og vi vil få kurver som har sin maksimumsverdi rundt middelverdien, se figur 22 a og b.



Figur 19 a) karakteristisk permanent last b) Karakteristisk variabel last (Rørvik & Årskog, s. 21)

I tilfelle den karakteristiske lasten er satt til middelverdien er sjansen for overskridelse 50%. En slik overskridelse kan aksepteres for permanente laster hvor det er liten spredning rundt middelverdien. Variabel last har en større spredning enn den permanente lasten, og derfor må den karakteristiske lasten settes noe høyere for å hindre overskridelse. Med variabel last skal den karakteristiske verdien ha en sannsynlighet på 2% for overskridelse av maksimum last per år. Med 2% overskridelse pr år, vil returperioden tilsvare 50 år (Rørvik & Årskog, 2010, ss. 20 - 21).

Dimensjonerende laster

Dimensjonerende laster er bestemt ut fra de karakteristiske lastene som virker på bygget og deretter blir multiplisert med lastfaktorer. Lastfaktoren er som oftest større enn 1, og sammenlignet med den karakteristiske lasten vil den dimensjonerende lasten få en økning (Rørvik & Årskog, 2010, s. 15). Dette kalles de dimensjonerende lastvirkningene. De mest brukte og viktigste lastvirkningene er «Ned» som beskriver dimensjonerende aksialkraft, «Ved» som er dimensjonerende skjærkraft, og «Med» som angir dimensjonerende moment. Når de dimensjonerende verdiene er funnet ser man på lastfaktorer. Lastfaktorene er beskrevet i ligning 6.10a og 6.10b, som vist i tabell 3. Ligningene angir faktorer for permanent og variable laster. Den ligningen som gir høyest dimensjonerende kraft/moment velges (Rørvik & Årskog, 2010).

Tabell 3 Ligning 6.10 a og 6.10b (STR/GEO) fra sett B (Nasjonalt tillegg NA, NS-EN 1990 Norge)

Vedvarende og forbligende dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

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

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$;
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$;
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\xi = 0,89$,
 (I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_G = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

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

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

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_S og γ_T og modellens usikkerhetsfaktor γ_{SD} . En verdi for γ_{SD} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Nyttelaster

Nyttelaster er beregnet ut fra tabeller i Eurokode 1: NS-EN 1991-1-1 «Laster på konstruksjoner». Nyttelasten på en konstruksjon er vanligvis variable laster som oppstår ved bruk av bygget og regnes oftest som en fordelt last. Eksempler på nyttelaster er mennesker, møbler og andre elementer som vil bidra til å belaste konstruksjonen. Ved beregning av nyttelaster må det tas hensyn til punktlaster, for å oppnå en sikker lokal bæreevne (Rørvik & Årskog, 2010, s. 39).

Egenlast

Egenlast, eller egenvekt som det også er kalt, er den lasten konstruksjonsdelen selv har, uten noen form for eksterne laster/nyttelaster (Snl, 2021). Beregning av den karakteristiske egenlasten finnes i Eurokode 1 «laster på konstruksjoner» i kapittel 1-1 «egenvekter og nyttelaster i bygninger.»

Snølaster

I kapittel 1-3 «snølaster» Eurokode 1 «Laster på konstruksjoner» angis bestemmelser for beregning av den karakteristiske snølasten. For å beregne snølasten på et tak er det flere ulike faktorer å ta hensyn til. Eurokode oppgir i hovedsak to faktorer som er retningsgivende for den karakteristiske snølasten på tak, som er karakteristisk snølast på mark og takets geometri.

Vindlaster

I kapittel 1-4 «vindlaster» Eurokode 1 «Laster på konstruksjoner» angis informasjon og bestemmelser av den karakteristiske vindlasten. Eurokode 1 gir retningslinjer for fastsettelse av vindpåvirkninger for prosjektering av bygg og anlegg. Den tar hensyn til en rekke faktorer og parametere som årstid, beliggenhet, topografi, terrengkategorier, terrengruhet, terrengnivå, omkringliggende bygninger, bygningens geometri og byggets stivhet for å beregne karakteristiske vindlasten (Rørvik & Årskog, 2010, s. 56).

Pålitelighetsklasser

Hensikten med en pålitelighetsklasse/konsekvensklasse er å sikre at bygget er konstruert og utarbeidet med et krav om riktig nivå av kvalitetskontroll. Pålitelighetsklassene bestemmes ut fra bygningstype, byggehøyde (etasjer), gulvareal og hvor mange mennesker bygget er regnet for (Norsk Stålforbund, 2023).

3.9 Programvarer

I det følgende presenterer vi aktuelle programvarer. Vi anser programvarene som presenteres som aktuelle for å besvare hovedproblemstillingen, og å kaste lys over faktiske forhold med hjelp av illustrasjoner i form av digitale tegninger.

Autodesk Revit

Autodesk Revit er et BIM-program (Building Information Modeling), som ble oppkjøpt av Autodesk i år 2002. Programmet er designet for å hjelpe arkitekter, ingeniører og andre parter i byggebransjen med å planlegge og gjennomføre byggeprosjekter. Revit kan designe og sammenføre 3D-modeller innen strukturelle, arkitektoniske, mekaniske, elektriske og sanitære systemer (NordicBimGroup, u.d.). Den sammenføyde modellen kan videre eksporteres som IFC (Industry Foundation Classes) fil. Dette er et filformat som er standard for utveksling av bygningsinformasjon mellom ulike BIM-programmer. Den eksporterte filen kan eksempelvis overføres til Solibri, hvor samhandling og kollisjonstester kan gjennomføres for å minimere feil og effektivisere fremdrift i byggeprosessen (Focus software, u.d.).

FEM - Design

FEM-Design er et program for elementanalyse og konstruksjonsdesign. Det ble utviklet og lansert i 1991 av StruSoft. Programmet kan beregne styrke, stabilitet og deformasjoner i alle deler av konstruksjonen. Dette gjøres ved at programmet analyserer ulike belastningsscenarioer for å sikre at konstruksjonen er stabil og oppfyller designkravene. Dimensjoneringen gjøres i henhold til de nasjonale tilleggene i Eurokode, og kan gjøres etter 1' og 2'ordensberegninger (Norconsult, u.d.). For konstruksjoner i betong er materialet antatt som uopprisset. Det vil si at betongkonstruksjonen ikke nødvendigvis trenger armering i tverrsnittet. Derfor er det ikke nødvendig å legge inn armering i betongkonstruksjoner for å hente ut analyser.

4 Presentasjon av case

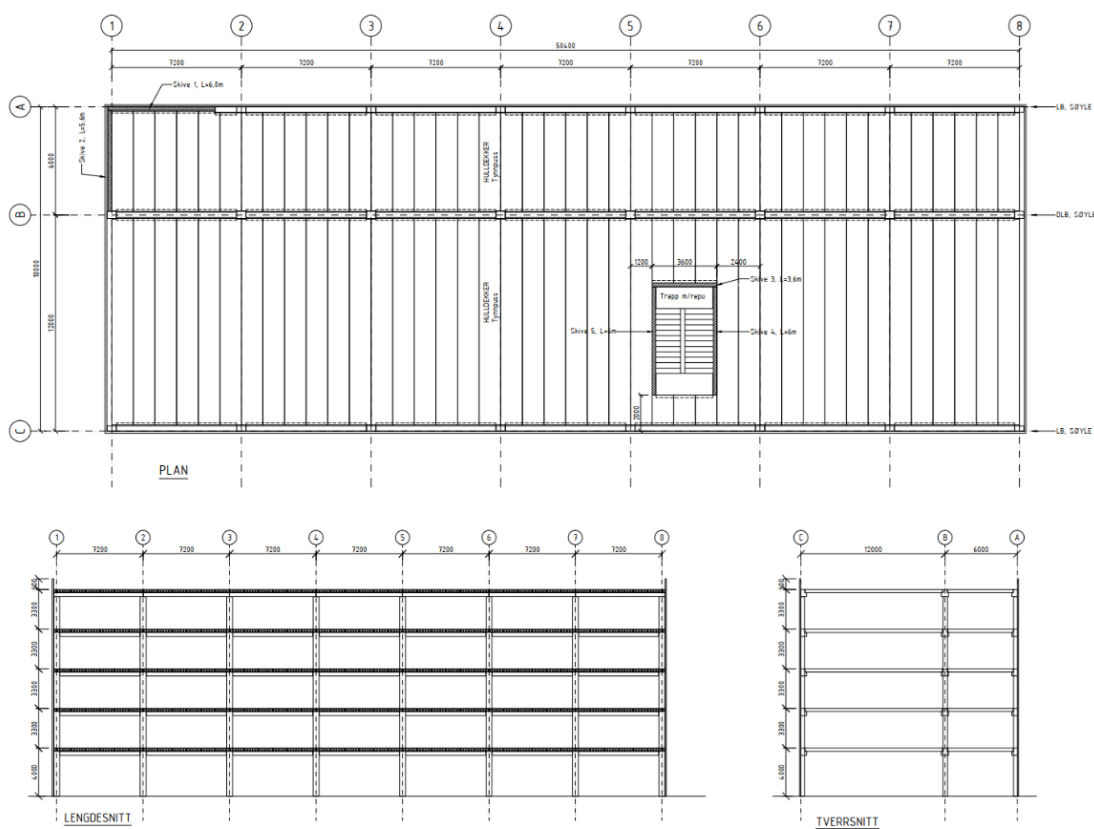
4.1 Innledning

I denne delen gir vi en kort presentasjon av caset, siden dette langt på vei setter rammene for oppgaven. Ifølge Sander (Sander, 2022) kan et av flere karakteristisk trekk ved casestudie være at “et fenomen i nåtiden i sine naturlige omgivelser” studeres (vår utheving).

4.2 “Fenomenet” som studeres

En casestudie kan være et verktøy for å få forståelse for noe som kan ha en betydning utover den enkelte casen, eller det kan ha som hensikt å få innsikt i ett konkret og avgrenset tilfelle. Vi anser det derfor som nødvendig å presisere at vi ønsker å bruke caset vårt til å få en forståelse på generell basis, noe som også gjenspeiles av oppgavens problemstilling. Dette gjør vi ved å se på konstruksjonen av et kontorbygg på fem etasjer, hvor vi tar for oss beregninger for en utvalgt bjelke og søyle i fjerde etasje, og veggskive 2 dekke over 1.etasje.

Det er satt opp tre akser i x- retning og åtte i y- retning, som vist på figur 23.



Figur 20 Bygget som beregnes i vår case

Nyttelaster

Siden alle etasjer i bygget vårt er satt av til kontorformål, har vi ut ifra NS-EN-1991 tabell 6.1 og 6.2 hentet verdier for brukskategori *kontorer* i alle etasjene. Tabell 4 under viser brukskategori og nyttelaster oppgitt i kN/m^2 pr. etasje.

Tabell 4 Nyttelaster for vår case

Nyttelaster		
Last	Kategori	q_k
Nyttelast kontor	B	3.0 kN/m^2
Nyttelast tak	H	0.75 kN/m^2
Nyttelast trapperom	A	3.0 kN/m^2

Egenlast

Egenlasten for bygget er regnet ut fra tyngdetetthetsdata hentet fra EC1. For å beregne egenlasten har vi tatt utgangspunkt i elementenes dimensjon, og multiplisert dette med tyngdetettheten til armert betong som er 25 kN/m^3

4.3 Grunnlag for dimensjonering i bruddgrense

Vi har valgt å dimensjonere bæresystemet i bygget vår opp mot bruddgrensetilstanden. Dette fordi vi ønsker å kontrollere elementene opp mot moment, normalspenninger og skjærspenninger o.l. Dette vil gi en indikasjon på hvor mye materialet tåler før det går til brudd.

For alle beregninger som gjøres er det satt en dimensjonerende returperiode på 50år, og det er brukt fremgangsmåter som er presentert i «Betongkonstruksjoner, Beregninger og dimensjonering etter Eurokode 2» og Betongelementforeningen 2016 og 2020a.

Bygget vi presenterer i oppgaven er et kontorbygg på fem etasjer. Vi kan derfor ut ifra B1 i tabell 5 velge konsekvensklasse «CC2», og A.1 fra tabell 6 velge «2b høyere konsekvensklasse».

Tabell 5 Definisjon av konsekvensklasse (EN1090.no)

Tabell B1	Definisjon av konsekvensklasser	
Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

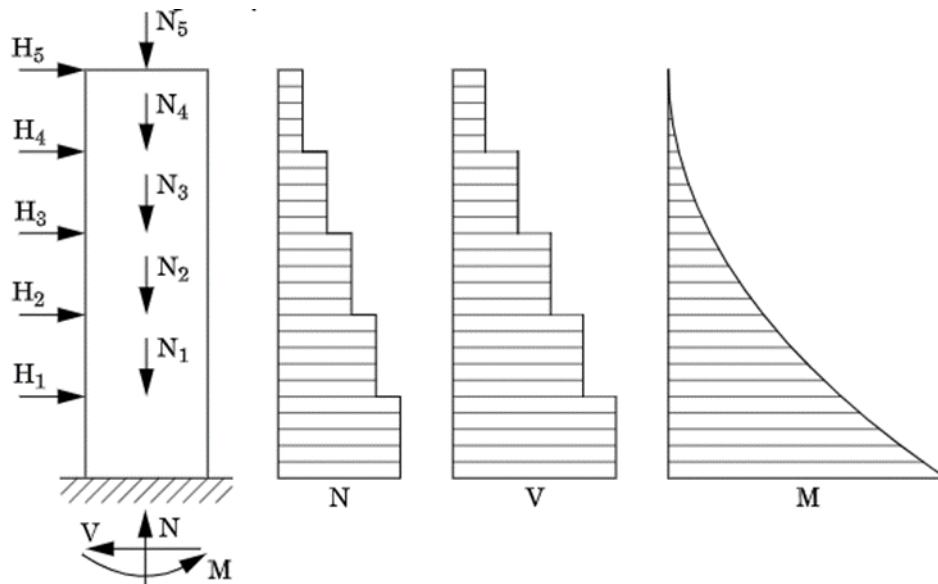
Tabell 6 Kategorisering av konsekvensklasser (EN1090.no)

Tabell A.1	Kategorisering av konsekvensklasser
Konsekvensklasse	Eksempler på kategorier av bygningstyper
1	Eneboliger som ikke overstiger 4 etasjer. Landbruksbygninger. Bygninger der folk sjelden går, forutsatt ingen del av bygningen er nærmere en annen bygning, eller område der folk går, enn en avstand 1 ½ ganger byggehøyde
2a - Lavere konsekvensklasse	5 etasjers enebolig. Hoteller som ikke overstiger 4 etasjer. Leiligheter og andre boliger som ikke overstiger 4 etasjer. Kontorbygg som ikke overstiger 4 etasjer. Industribygg som ikke overstiger 3 etasjer. Forretningsbygg som ikke overstiger 3 etasjer eller mindre enn 1000 m ² gulvareal i hver etasje. Undervisningsbygg som ikke overstiger 1 etasje. Alle bygninger, som ikke overstiger 2 etasjer, som er åpen for allmennheten, og som har gulvflater som ikke overstiger 2000 m ² i hver etasje.
2b - Høyere konsekvensklasse	Hoteller, leiligheter, og andre boliger som er større enn 4 etasjer, men som ikke overstiger 15 etg. Undervisningsbygg større enn 1 etasje, men som ikke overstiger 15 etasjer. Forretningsbygg større enn 3 etasjer, men som ikke overstiger 15 etasjer. Sykehus som ikke overstiger 3 etasjer. Kontorbygg større enn 4 etasjer, men som ikke overstiger 15 etasjer. Alle bygninger som er åpen for allmennheten, og som har gulvflater på over 2000 m ² , men ikke over 5000 m ² , i hver etasje. Parkeringsplass som ikke overstiger 6 etasjer.
3	Alle bygninger som overstiger begrensningene i areal og antall etasjer i klasse 2a og 2b overfor. Alle bygninger som er åpen for allmennheten for et betydelig antall personer. Stadioner (arenaer) med plass til mer enn 5000 tilskuere. Bygninger som inneholder farlige stoffer og / eller prosesser.

Vertikal skive

For håndberegninger av vertikale skiver i bygget har vi fulgt fremgangsmåten som er beskrevet i Betongelementforeningen (Betongelementforeningen, 2020a, ss. 303-326), og fremgangsmåten for «Fordelinger av krefter skivesystem» (Betongelementforeningen, 2016, s. 115). Fremgangsmetoden har gjort det mulig for oss å uthente nok informasjon og forklaring for å kunne beregne en avstivende vertikal skive, fremgangsmåte og resultater blir presentert i vedlegg 3 «analytisk lastberegning vertikalskive» og 6 «analytisk dimensjonering veggskive». Beregningene er begrenset til en utvalgt skive i bygget, her er hensikten å vise dimensjoneringsprinsippet for en avstivende vertikal skive, det er derfor flere praktiske detaljer som ikke vil komme frem i utregningene. Dette er for å begrense omfanget av oppgaven.

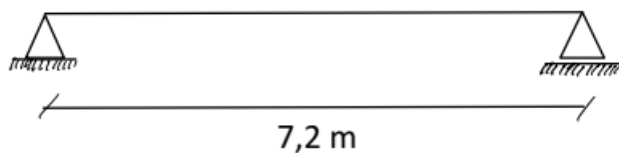
For å kunne dimensjonere skivene ved håndberegninger, er det nødvendig å betrakte skivene som fast innsente i fundamentet, hvor aksialkraft og horisontal skjærkraft er jevnt voksende. Dette er illustrert i figur 24. Resultater som forekommer for vertikalskive i oppgaven er for skive II som har bredde på 5600mm og høyde på 17200mm. Skiven er satt sammen av fem veggelementer hvor fire av elementene har høyde 3300mm og ett element med høyde 4000mm, fordelingen av skivene er lik inndelingen av etasjer som er vist i figur 23. I vedlegg 6 «Analytisk dimensjonering veggskive» kommer det frem resultater for fordelingsarmering i veggen, og forbindelsen mellom elementene (horizontalskjøt mellom veggelementene).



Figur 21 Snittkrefter vertikal skive (Betongelementforeningen 2016, s. 145)

Bjelke

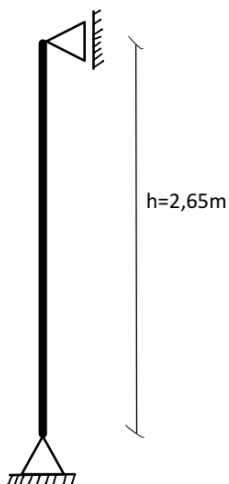
Bjelkeelementene vil strekke seg mellom x-akse og forbinder seg over hver søyle. Alle bjelkene er på samme lengde; 7200mm, og bjelkene er fritttopplagte bjelker forbundet som leddlagret. Konsekvensene med separate fritttopplagte bjelker kontra kontinuerlige bjelker er at vi ikke vil få momenter som virker oppover rettet over søyler, og vi vil derfor få økt moment og nedbøying i midtfelt av bjelken. Dette er faktorer som spiller inn for dimensjonering av bjelken. Vi har brukt standardmål for bjelker på bjelkeelementer hentet fra betongelementforeningen for å få en mer realistisk forståelse av dimensjonering for elementbygg. Figur 25 viser det statiske systemet til bjelkene.



Figur 22 Statisksystem for bjelke

Søyle

Det statiske systemet for en elementsøyle blir som en leddlagret søyle som vist i figur 26. Vi har valgt å dimensjonere søylen som en kort søyle, og vi unnlater knekking og minste eksentrisitet som er beskrevet i Eurokode 2 dimensjonering av betongkonstruksjoner, punkt 6.1(4). Søylen totale lengde er 2650mm.

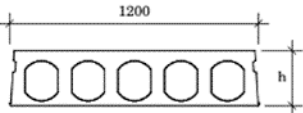


Figur 23 Statisksystem for søyle

Horisontal skive

Som nevnt i kapittel 1.4, faller dimensjonering for avstivende horisontal skive utenfor oppgavens avgrensning. Vi har gjort enklere vurderinger for valg av dimensjoner på hulldekkene ut ifra tabellen 7. Vi anser dette som nødvendig for å kunne danne et grunnlag av de vertikale lastene, for å videre kunne beregne de andre konstruksjonsdelene som bjelke, søyle og de vertikale skivene. Tabell 7 viser en oversikt over *betongelementer til tak og dekker; hulldekker*. Med standardmål og en maks spennvidde med tilhørende egenvekt.

Tabell 7 Aktuelle elementer (Betongelementforeningen 2010, s. 32)

ELEMENTTYPE	SKISSE Mål i mm	HØYDE mm	ca. VEKT kN / m ²	ca. MAKS. LENGDE (m)
Hulldekke		200	2,5	10
		265	3,6	12
		320	4,0	15
		400	5,0	17
		500	6,4	21

4.4 Byggets “naturlige omgivelser”.

Bygget er planlagt plassert sentrumsnært i Tromsø. Dette er et område preget av moderne arkitektur og tradisjonelle bygninger samt fjell og sjø. Bygget vil befinne seg ca. 10 meter over havnivå, med omkringliggende bebyggelse relativt tett på, mesteparten av bebyggelsen har en høyde på mellom 10 og 20 meter.

Snølast

Verdier for snølast er hentet ut fra NS-EN-1991 del 1-3; Snølast. Faktorene som har påvirket verdien for snølast er geografisk plassering, takform og hvor eksponert bygget er for vind og termiske faktorer. I tabell 8 presenteres verdier for karakteristisk snølast på mark og hvilke verdier for snølast bygget er dimensjonert for. Byggets geometriske plassering i Tromsø, er tatt i betraktning hvor taket ikke skal være spesielt utsatt for vind og den termiske faktoren er satt til 1.

Tabell 8 Snølaster for vår case i Tromsø

Karakteristisk snølast på mark				
Kommune	Sk,0 (kN/ m ²)	Hg (m)	H (m)	ΔSk (kN/m ²)
Tromsø	6	150	10	1
Snølast	μ (Faktor for tak)		H(m)	S (snølast på tak) Kn/m ²
μ*sk,0	0,8		10	4,8

Vindlast

Bygget vårt vil bli påvirket av en statisk vindlast. Dette betyr at konstruksjonen motstår vindtrykk ved hjelp av avstivende skiver (Snl, 2020). Konstruksjonen vår består av tre vertikale skiver som tar opp vindlast i y- retning (lengderetningen) og to vertikalskiver som tar opp vindlasten i x- retning (kortsiden). I tabell 9 blir det presentert vindhastigheten i Tromsø som bygget vårt blir videre dimensjonert ut ifra med terrengkategori IV.

Tabell 9 Vindlast Tromsø

Referansevindhastighet	
Kommune	Vb,0 (m/s)
Tromsø	27 m/s

5 Resultater og diskusjon - Analyse

5.1 Innledning

Til nå har formålet med skrivingen vært å redegjøre for grunnlaget for oppgaven, ved å presentere relevant teori og forklare caset som setter rammene for oppgaven. I denne delen av oppgaven presenteres og analyseres resultatene. Vi skiller mellom resultater av analytiske, og numeriske beregninger.

Vi har utarbeidet to del problemstillinger, som har til hensikt å konkretisere hovedproblemstillingen. Det minnes om at hovedproblemstillingen er:

Hvilke utfordringer er det i utførelse av global analyse ved hjelp av FEM- Design sammenlignet med håndberegninger av et typisk kontorbygg med bæresystem av prefabrikkert betongelement?

Del problemstillingene er vide nok til at de åpner for diskusjon. Vi har derfor valgt å drøfte del problemstillingene i samme del som vi presenterer og analyserer resultatene. Vi har vurdert ulike måter å strukturere denne delen på, og kommet frem til at sammenslåing av resultater og drøfting kan gi fine overganger i teksten. På denne måten ønsker vi også å knytte en klar kobling til de forskjellige temaene fra teoridelen. Del problemstillingene skal leses i sammenheng med hverandre. Målet med del problemstillingene er at de sammen skal gi et inntrykk av håndberegninger av prefabrikkerte betongelement, sett opp mot tilsvarende beregninger med digitaliseringsprogrammet FEM-Design.

I kapittel 5.2 presenterer og analyserer vi resultatene av den analytiske analysen, og tilsvarende i kapittel 5.3 for numerisk analyse. Vi fokuserer spesielt på moment, skjærkrefter, aksialkraft og horisontale krefter som virker på elementene i bygget til vår case. Vi har imidlertid også valgt å omtale beregning for armering i den analytiske analysen, for å gi det helhetlige bildet av prosessen for dimensjonering. I tråd med oppgavens avgrensning tar vi for oss beregning for bjelke, søyle og vertikal skive, samt valg av horisontal skive. Beregninger for avstivende horisontale skiver faller som tidligere nevnt utenfor oppgavens avgrensning.

Til slutt i denne delen sammenligner vi funnene fra de to del problemstillingene, i et forsøk på å besvare hovedproblemstillingen. Dette kapittelet må leses i nær sammenheng med kapittel 4 der caset blir presentert.

5.2 Dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer – Analytisk analyse

Bjelke

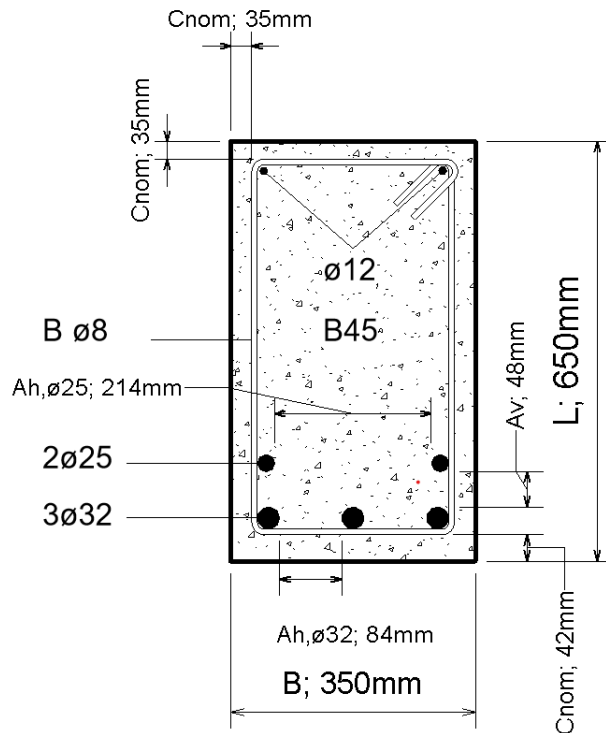
Bjelken er dimensjonert etter Eurokode 2. Bjelkeelementene er dimensjonert som en fritt opplagt bjelke i bruddgrensetilstanden. En fritt opplagt bjelke vil ikke kunne ta opp moment i opplager, det vil derfor være størst moment midt på bjelken. Maksimalt opptredende moment og skjærkraft som bjelken er dimensjonert etter, er hentet fra vedlegg 1 «analytisk lastberegning bjelke».

Tabell 10 viser verdiene som blir benyttet i beregningene av bjelken. Vi har bestemt betongkvaliteten på bjelken til B45. Valget baserer seg på vurderinger som er gjort i dimensjoneringsprosessen. Vi lener oss også på Betongelementforeningen (2010, s. 66), som skriver at fasthetsklasser for bjelker er innenfor intervallet B30 til B45, hvorav det vanligste er B45. Armeringen vi har valgt er av kvalitet B500NC. Dette valget er gjort på bakgrunn av Norges standardiserte kvalitet for kamstål, som er B500NC (Norsk betongforening, 2018, s. 64). Ulike tverrsnitt ble forsøkt før vi til slutt endte på $A_c=350 \times 650$, som er et tverrsnitt som er innenfor «Vanlig område for tverrsnittshøyde» (Betongelementforeningen, 2010, s. 34).

Tabell 10 Bjelkens egenskaper og kraftpåkjenninger

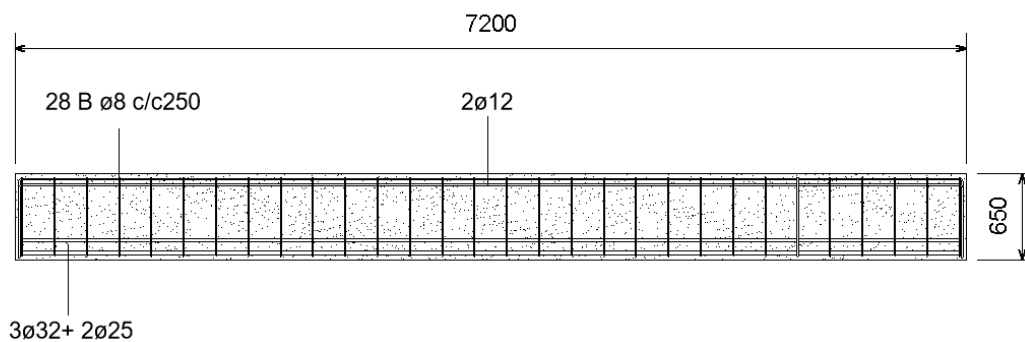
Bjelkens kraftpåkjenning og egenskaper	
Betongkvalitet	B45
Stålkvalitet	B500NC
Sum moment (G+P)	468 kNm
Dimensjonerende moment 6.10b, Med	615 kNm
Skjærkraft, Ved	224 kNm

Resultatet for den beregningsmessige bjelken, har tverrsnittet; $A_c = 350 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$ og dimensjonerende momentet på 615 kNm, gir nødvendig armeringsmengde lik $A_{s,n} = 3376,2 \text{ mm}^2$. Se vedlegg 4 «analytisk dimensjonering bjelke», for beregningsmetode og resultat. Vi valgte så armering 3Ø32+2Ø25 som gir en faktisk armeringsmengde på $A_s = 3394,5 \text{ mm}^2$, som illustrert i figur 27 om beregnet tverrsnitt med hoved- og skjærarmering. Den valgte armeringen gir større enn nødvendig mengde, og armering i tverrsnittet er tilfredsstilt. Dette gir en total utnyttelse på 99,5% som vil si at beregningene mot momentkrefter er tilfredsstilt.



Figur 24 Beregnet tverrsnitt med hoved- og skjærarmering

Kontroll av skjærstrekkkapasitet viste at det var beregningsmessig behov, fordi $V_{ed} > V_{Rd,c}$, se vedlegg 4 «analytisk dimensjonering bjelke». Bøylearmering må ta hele skjærkraften, fordi hovedarmeringen tar horisontale strekkspenninger fra bøyning. Skjærspenningene virker vertikalt og blir derfor tatt opp av bøyer. Ved kontroll mot minimums- og maksimumskrav kom vi frem til at 28Ø8 med en senteravstand på 250mm var tilstrekkelig, se vedlegg 4 «analytisk dimensjonering bjelke». Dette er også illustrert i figur 28 som viser lengdesnitt dimensjonert bjelke.



Figur 25 Lengdesnitt dimensjonert bjelke

Tabell 11 viser en kort oppsummering av resultat for dimensjonert bjelke.

Tabell 11 Bjelkens armering og utnyttelse

Dimensjonert bjelke	
$A_{S_{n\ddot{o}dvendig}}$	3377 mm ²
A_s (3Ø32+2Ø25)	3394 mm ²
Nominell overdekning	25mm+10mm
Bøyer	Ø8 med C/C 250mm
Utnyttelsesgrad kapasitet	99,5%

Søyle

Søylene er dimensjonert etter Eurokode 2. Videre er fremgangsmåten for «Dimensjonering av kort søyle for en gitt aksial trykkraft» benyttet (Sørensen, 2013, ss. 24 - 26). Søylene er dimensjonert som fritt opplagt i bruddgrensetilstanden. Tabell 12 viser laster og forutsetninger søylene er dimensjonert etter.

Tabell 12 søylens egenskaper og kraftpåkjenninger

Søylens kraftpåkjenning og egenskaper	
Betongkvalitet	B35
Stålkvalitet	B500NC
Egenvekt +Nyttelast	1110 kN
Dimensjonerende last i bruddgrense, Ned	1396 kN

Vi har bestemt betongkvaliteten på bjelken til B35 og armering B500NC, basert på vurderinger foretatt i dimensjoneringsprosessen. Betongkvalitet B45 ble først vurdert, men ga et overdimensjonert tverrsnitt. Det ble derfor besluttet å redusere kvaliteten til B35. Armering B500NC er valgt, da dette som tidligere nevnt er standardisert kvalitet i Norge (Norsk betongforening, 2018, s. 64).

Etter en helhetsvurdering er søylens tverrsnitt bestemt med målene; $A_c = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$. Ettersom den dimensjonerte bjelkens bredde er 350mm var hovedtanken å dimensjonere en søyle med samme bredde for å få en jevnere overganger mellom søyle/bjelke. Dette medførte et veldig overdimensjonert tverrsnitt, derfor så vi oss nødt til å redusere tverrsnittet. Tabell 13 viser verdier for ferdig dimensjonert søyle.

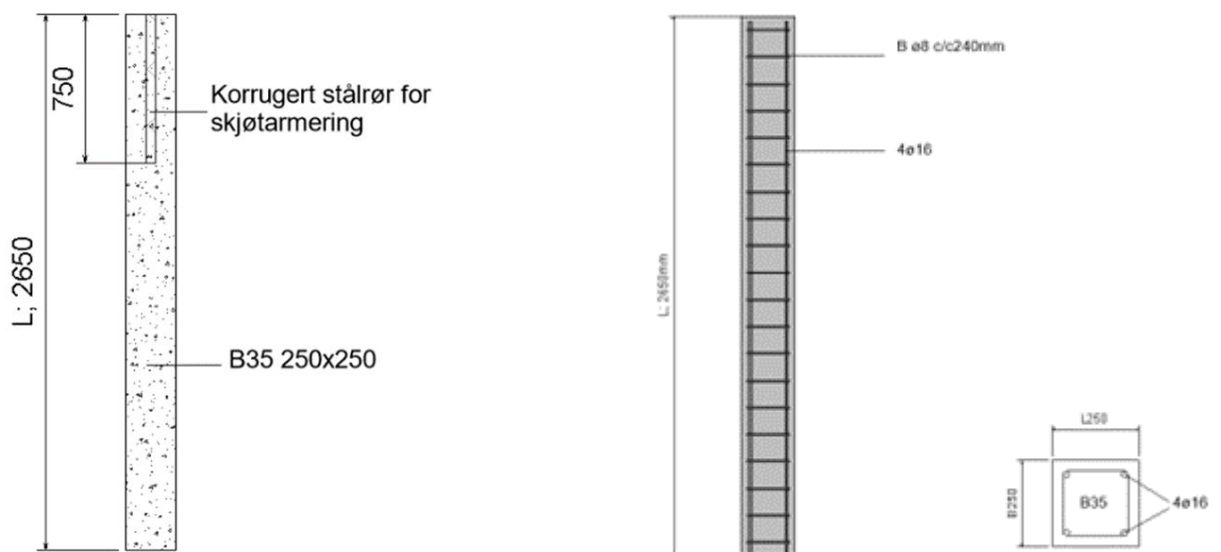
Selv med reduksjon både i betongkvalitet og tverrsnitt er utnyttelsesgraden av søylene er lav. Årsaken til dette er at minste tillatte armering ($A_{S_{min}}$) er høyere enn nødvendige armering ($A_{S_{n\ddot{o}dvendig}}$). Som vist i tabell 13 er valgt armering (A_s) også høyere enn minste tillatte

armering ($A_{s_{min}}$). Valg av armering på 4Ø16 begrunnes i at det var nærmeste alternativ til å tilfredsstille kravet om symmetrisk plassering av armering i tverrsnitt for en søyle.

Tabell 13 søylens armering og utnyttelse

Dimensjonert søyle	
$A_{s_{n\ddot{o}dvendig}}$	383 mm ²
$A_{s_{min}}$	625 mm ²
A_s (4Ø16)	804 mm ²
Nominell overdekning	25mm
Bøyer	Ø8 med C/C 240mm
Utnyttelsesgrad kapasitet	48%

Figur 29 «Armeringsdetalj dimensjonert søyle» illustrerer den dimensjonerte søylen. Den viser plassering av lengdearmering, bøyer og korrugert stålrør for skjøtarmering. Våre utregninger viser at søylen er mindre utnyttet enn vi hadde forventet. For mer detaljert utregninger, se vedlegg 5 «analytisk dimensjonering søyle».



Figur 26 Armeringsdetalj dimensjonert søyle

Vertikal skive

De vertikale veggskivene 1 og 2 ble presentert som figur 2 i oppgavens kapittel 4.2, disse er utformet som sandwichelementer fordi begge skivene skal fungere som isolerte yttervegger. Videre er det bestemt en betongkvalitet til B35, hvor det innvendige bærende sjiktet er 150mm, isolert med 80mm isolasjon, og med en utvendig betongkledning på 80mm. Dette ble bestemt på bakgrunn av utformingen av et standard sandwichelement som beskrevet i kapittel 3.4. Vi

skal kun dimensjonere skive 2 i vår oppgave. Vi har ikke som mål å dimensjonere hele bygget, men å innhente tilstrekkelig mengder data til å kunne gjøre en sammenligning av resultater for analytisk og numerisk metode.

For dimensjonering av vertikalskive 2 tas det utgangspunkt i Betongelementboken og Eurokode 2. Opptredende krefter som virker på den vertikale skiven er hentet fra vedlegg 3 «analytisk lastberegning veggskive», og dimensjoneringen er hentet fra vedlegg 6 «analytisk dimensjonering veggskive».

Kreftene som påvirker den vertikale skiven har vi beregnet en egenvekt på 106,3 kN. Denne vekten er beregnet for et skiveelement med høyde 3,3m. Vi har ikke tatt høyde for isolasjon i veggene, siden dette gir minimal påvirkning av de vertikale kreftene. Da ingen av hulldekkene fører krefter over på skive 2 blir den ikke påvirket av nyttelast, og nyttelast beregnes derfor ikke med. Dermed blir den totale aksialkraften som virker i den dimensjonerte fugen do1 kun egenvekten til de fire veggelementene over. Kraften fra veggelementene er beregnet til 425 kN mot fugen. Det vil også oppstå et moment i de vertikale skivene, som vil øke gradvis nedover i vegg. For fuge do1 er dette momentet beregnet til 2544,5 kNm. Alle de overnevnte lastene er vist i tabell 14 om «skiven og fugens egenskaper og kraftpåkjenninger».

Tabell 14 Skiven og fugens egenskaper og kraftpåkjenninger

Fugens egenskaper og kraftpåkjenning	
Betongkvalitet	B35
Armering stål kvalitet	B500NC
Egenvekt pr skive	106,3 kN
Nyttelaster P i do1	0 kN
Aksialkraft i fuge do1	425 kN
Moment i fuge do1	2544,5 kNm

Bygget som er presentert som case i denne oppgaven er utformet med et statisk ubestemt system. Dette kommer som nevnt av at kreftene som påføres konstruksjonen vil fordele seg ulikt på konstruksjonsdelene. I vårt tilfelle gjelder det kreftene som blir påført til vertikale skiver i y-retning. Kreftene som fordeles er fra vindlasten $H_{ed,vind} = 138 \text{ kN}$. Tabell 15 viser hvor mye av denne lasten som fordeles på den enkelte skive. Utrekning av lastene er vist i vedlegg 3 «analytisk lastberegning veggskive».

Tabell 15 Kraftfordeling av horisontalkrefter fra vind i y-retning

Kraftfordeling	
Skive 2	51 kN
Skive 4	43 kN
Skive 5	45 kN

Ettersom bygget er prosjektert med prefabrikkerte betongelementer er det flere forutsetninger som må hensyntas innenfor dimensjonering av vertikal skive. Selv om skiven består av flere betongelementer, skal skiven betraktes som en kontinuerlig stiv skive på like linje som en plasstøpt vertikalskive. For at den vertikale skiven skal kunne ta opp horisontalkrefter, momenter og videreføre krefter ned i fundamentet, er det sentralt at skive-elementene blir «knyttet» sammen. Dette vil medføre at skiven vil virke som en stiv skive.

Armeringsmengde i horisontalskjøt mellom hvert element dimensjoneres etter strekkpåkjenning, $S_{Ed} = 261 \text{ kN}$, se utregning i vedlegg 6 «analytisk dimensjonering veggskive». Armeringsmengden som ble valgt i horisontalskjøt var Ø32, denne armeringen plasseres mot begge ender av skiven. Ø32 har en kapasitet på $N_{Rd,s} = 350 \text{ kN}$ og har en større kapasitet enn S_{Ed} , dermed er armeringen og kapasiteten i tverrsnittet tilfredsstillt. Dette gir en total utnyttelse på 75%, som vil si at beregningene mot horisontalkrefter i skjøt er ivaretatt. For tverrarmeringer er det valgt å legge Ø8 bøyler i veggelementene, dette for å fordele kreftene fra strekkarmering ut i veggelementene. Tabell 16 viser beregnet krefter og armering i horisontalskjøt mellom veggelementer i do1.

Se vedlegg 6 «analytisk dimensjonering veggskive» for utfyllende beregninger.

Tabell 16 kraftpåkjenning og beregnet skjøtarmering

Kraftpåkjenning og armering i horisontalskjøt dekke over 1. etasje	
S_{Ed}	248 kN (Trykk)
S_{Ed}	261 kN (Strekk)
Nrd,s for Ø32	350 kN
Tverrarmering	2x8Ø8
Utnyttelsesgrad	75%

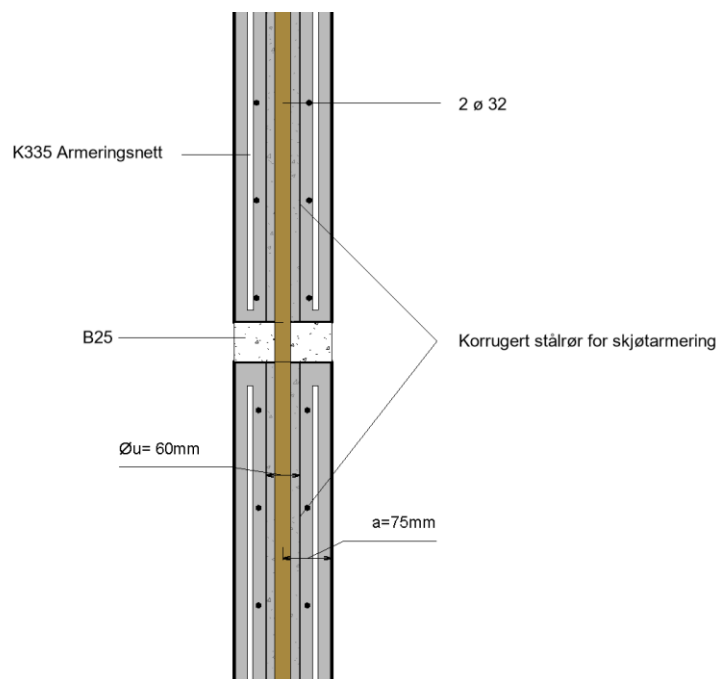
Vertikalarmering blir plassert i hvert veggelement. Armeringen skal ta opp vertikale krefter fra aksialkraften. Vertikalarmeringen blir plassert i vegg som et armeringsnett som består av vertikale og horisontale armeringsjern. Resultatet fra den numeriske modellen ga en minimumsarmering lik 1680 mm^2 . Vi valgte så to armeringsnett K189 fra leverandør «Celsasteelservice». Dette armeringsnettet er et standard nett som blir benyttet i vegg (Celsasteelservice, 2006). To stk. K189 gir en faktisk armeringsmengde lik 2116 mm^2 for hele vegg, altså større enn minimumskravet, og vertikalarmering i vertikalskiven er tilfredsstillt. Dette gir en total utnyttelse på 80% og beregningene mot aksialkraften anses som gyldig.

I tabell 17 vises kraftpåkjenning og vertikalarmering for veggskive 2, do1.

Tabell 17 Armering vertikalskive

Kraftpåkjenning og vertikalarmering skive 2 do1	
N_{Ed}	522 kN
Minimumsarmering	1680 mm^2
As 2x(K189)	2116 mm^2
Utnyttelsesgrad	80%

Figur 30 og 31 viser detaljtegning for utformingen av vertikal skive i vår case.



Figur 27 detaljtegning for utformingen av vertikal skive i vår case.

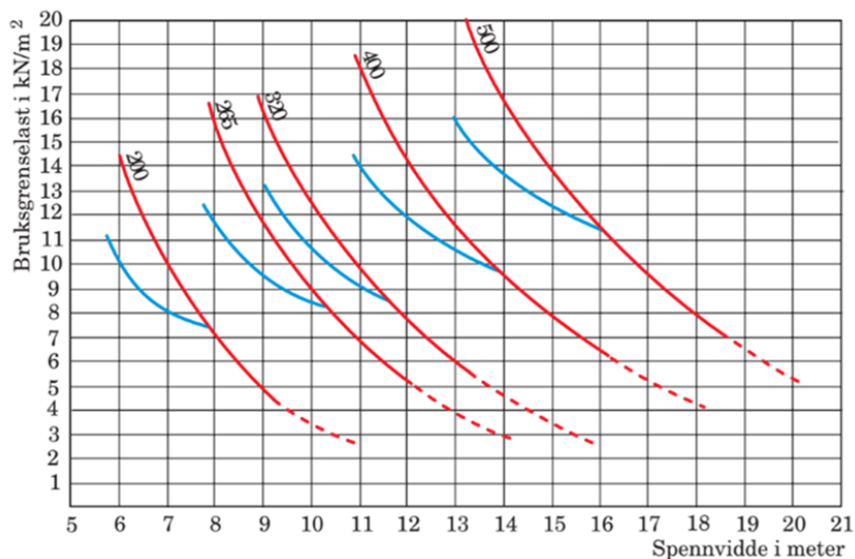
Horisontal skive

Som nevnt flere ganger har vi avgrenset oppgaven mot selve beregningene av avstivende horisontale skiver. Vi har likevel måtte gjøre et valg av hulldekker som horisontalskive. Gjennom litteraturstudien fant vi blant annet figur 32, som viser bæreevnen for ulike hulldekker. Grafen illustrerer at skjærspenninger kan bli dimensjonerende der den splitter i en rød/blå kurve. I de områdene hvor grafen har stiptet rød linje er det behov for videre undersøkelser av deformasjoner (Betongelementforeningen, 2010, s. 49). Vi gjorde vårt valg av hulldekker på bakgrunn av denne figuren, og tabell 18 viser de faktisk valgte hulldekker til vår case.

For våre valgte hulldekker ser vi først på valgt HD200 hvor nødvendig spennvidde er 6 meter. Etter den presenterer grafen ser vi at det er skjærspenningene som ville være dimensjonerende i dette tilfellet, hvor bruksgrenselasten vil være 10 kN/m^2 . Valgt HD265 med faktisk spennvidde på 12 meter, faller inn under heltrukket rød linje. Dette betyr at det er momentet som ville være dimensjonerende i dette tilfellet, hvor bruksgrenselasten er ca. 5 kN/m^2 .

Tabell 18 valgte hulldekker, sammenlignet spennvidde for vår case mot hulldekkes egenskaper

Nødvendig spennvidde i meter for vår case	Valgt hulldekke	Kapasitet hulldekke spennvidde i meter
6	HD200	10
12	HD265	12

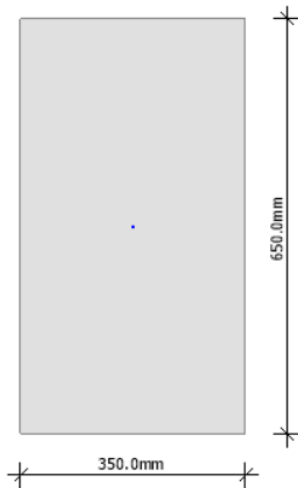


Figur 29 Orienterende bæreevne for hulldekker (Betongelementforeningen 2010, s. 105)

5.3 Dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer – numerisk analyse

Bjelke

For dimensjonering av bjelke gjelder samme forutsetningene som beskrevet for analytisk beregninger. Bjelken er dimensjonert som fritt opplagt bjelke, og tverrsnittet er $A_c = 350\text{mm} \times 650\text{mm}$. Se vedlegg 1 «Analytisk lastberegning bjelke» og vedlegg 7 «Grunnlag numerisk analyse» for teknisk data. Figur 33 viser bjelkens tverrsnitt i FEM-Design.

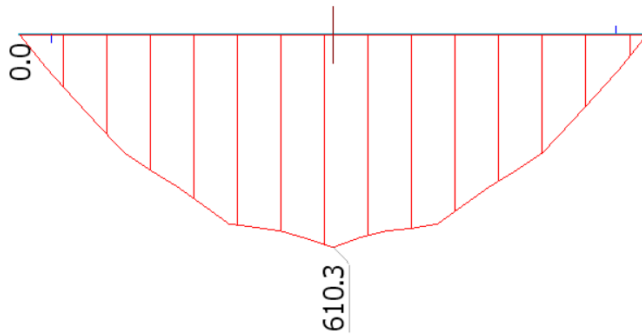


Figur 30 Tverrsnitt bjelke i FEM-Design

Tabell 19 viser krefter og forutsetninger som bjelken er dimensjonert for. Momentdiagrammet for bjelken har et dimensjonerende moment fra ligning 6.10b lik $M_{ed} = 610.3 \text{ kNm}$, og skjæradiagrammet viser 240.6 kN . Moment- og skjæradiagrammet viser en typisk «fritt opplagt bjelke», som illustrert i figur 34 og 35. At diagrammene i FEM-Design gir disse resultatene er et tegn på at bjelken har blitt modulert opp riktig i FEM-Design. Se vedlegg 8 «numerisk resultat bjelke» for resultater.

Tabell 19 Bjelkens egenskaper og kraftpåkjenninger fra FEM-Design

Krefter og forutsetninger	
Betongkvalitet	B45
Sum. Moment (G+P)	465,4 kNm
Skjærkraft, Ved	240,6 kN
Dimensjonerende moment 6.10b, Med	610,3 kNm



Quick tools

- Connection forces
- Local stability
- Bar internal forces
 - N
 - Ty'
 - Tz'
 - Mt
 - My'
 - Mz'
- Bar stresses
- Shell internal forces
- Shell stresses
- Maximum of load combinations

Combination

- U Vind x, 6.10b(Skive x-retring)
- U Vind x, 6.10a(Skive x-retring)
- U Vind y, 6.10a (Skive y-retring)
- U Vind y, 6.10b (Skive y-retring)
- U Snø, 6.10b (Søyle)
- U Snø, 6.10a (Søyle)
- U Nyttelast, 6.10a (Bjelke)**
- U Nyttelast, 6.10a (Bjelke)
- U Nyttelast og egenvekt

Display options

Graph

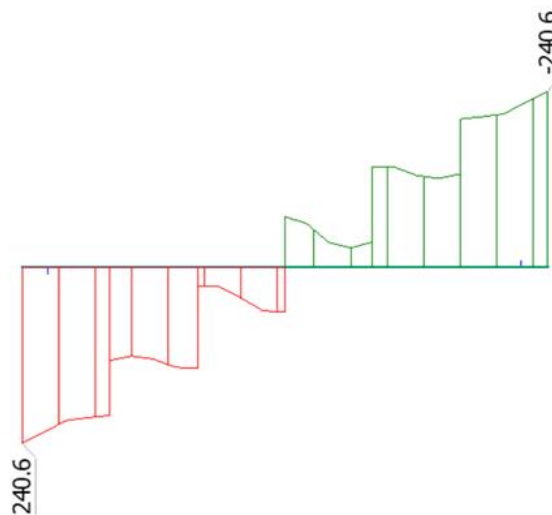
Colour palette

Select objects All

Keep current scale, if possible

Display Keep Hide

Figur 31 Momentdiagram bjelke FEM-Design

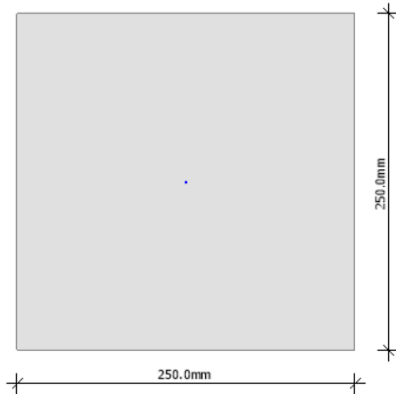


Figur 32 Skjærkraftdiagram bjelke FEM-Design

Søyle

For dimensjonering av søyle gjelder samme forutsetningene som beskrevet for analytisk beregninger. Konstruksjonsdelen er dimensjonert som fritt opplagt søyle, og tverrsnittet er $A_c = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$. Se vedlegg 2 «Analytisk lastberegning søyle» og vedlegg 7 «grunnlag numerisk analyse» for teknisk data.

Figur 36 viser søylens tverrsnitt i FEM-Design.



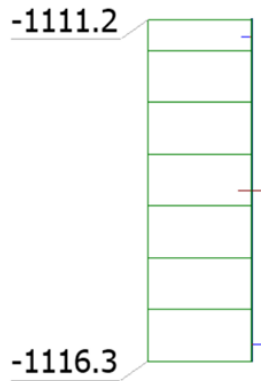
Figur 33 Tverrsnitt søyle FEM-design

Normalkraftdiagrammet for søylen har en dimensjonerende normalkraft fra ligning 6.10b lik $N_{ed} = 1404\text{ kN}$. Normalkraftdiagrammet viser resultater for en typisk fritt opplagt søyle. Dette betyr at søylen er modulert opp riktig i FEM-Design.

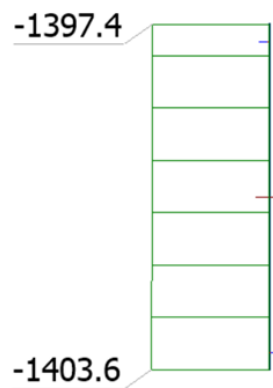
Tabell 20 viser krefter og forutsetninger som søylen er dimensjonert for. Figur 37 og 38 viser aksialkraften søylen blir påkjent av, ved nyttelast og egenlast med og uten lastkombinasjon 6.10b. Se vedlegg 9 «numerisk resultat søyle» for resultat.

Tabell 20 Søylenes laster og forutsetninger fra FEM-Design

Krefter og forutsetninger	
Betongkvalitet	B35
Sum. Ned (G+P)	1117 kN
Dimensjonerende aksialkraft. 6.10b, Ned	1404 kN



Figur 34 Ned for søyle ved nyttelast og egenlast



Figur 35 Dimensjonerende Ned fra ligning 6.10b

Vertikal skive

Før selve dimensjoneringen av vertikalvegger i FEM-Design tar til, modelleres det en skivemodell. Deretter settes det inn betingelser i FEM-Design, som laster og tekniske data. Dette tar utgangspunkt i håndberegningsmodellen. I FEM-Design er vertikalskivene modulert opp for hver etasje, og kobles sammen ved å bruke kommandoen «edge connections». Vertikalskivene blir dermed fastholdt mot translasjon og rotasjon om global x-, y-, og z-akse. Det er viktig og få veggen riktig modulert opp slik at vertikalskiven opererer som en fast innspent vertikalskive. Etter at modellen ble modulert, ble den deretter kjørt gjennom en analyse i FEM-Design. Analysen gir informasjon om krefter. De kreftene som blir presentert i tabell 21 er kraftfordeling av horisontallaster i y-retning, egenvekt, nyttelaster, aksialkraft og moment.

Tabell 21 Laster og egenskaper for vertikalskive

Krefter og forutsetninger	
Betongkvalitet	B35
Egenvekt pr skive	119 kN
Nyttelaster P i do1	21 kN
Aksialkraft i fuge do1	580 kN
Moment i fuge do1	958 kNm

Tabell 22 viser kraftfordelingen av horisontale laster (vindlast i y- retning) på de avstivende vertikale skivene.

Tabell 22 Kraftfordeling av horisontale laster på vertikalskive

Kraftfordeling, y- retning	
Skive 2	31 kN
Skive 4	44,5 kN
Skive 5	46 kN

Horisontal skive

For horisontale skiver i FEM-Design ble det lagt inn hulldekker. Hulldekkene er hentet fra resultater i numerisk metode, og er satt opp som en en-veis plate. Bygget er delt inn i tre akser i x- retning fordelt på to ulike spenn. For spennet på 6 meter er det benyttet HD200-element, og for spennet på 12 meter er det benyttet HD265-element. Kravene for hulldekkene er tilfredsstillt og vist i kapittel 5.2 om «Dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer – Analytisk analyse».

5.4 Diskusjon

Vi diskuterer i det følgende resultatene av de analytiske beregningene opp mot resultatene fra FEM-Design (numerisk analyse). Vi har avdekket fordeler og ulemper med begge regnemetodene. Vi tillater oss i den forbindelse å minne om de to del problemstillingene som er:

Del problemstilling 1: Hvilke fordeler og ulemper utmerker seg ved utregning for hånd vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer?

Del problemstilling 2: Hvilke fordeler og ulemper utmerker seg ved det digitale dimensjoneringsprogrammet Finite Element Analysis (FEM-Design) vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer?

Synliggjøring av forskjellene på resultatene fra de to metodene kan bidra til å avdekke feil. I lys av resultatene ser vi at noen av forskjellene i svarene kan være små og store. Det kan likevel være nyttig å identifisere årsakene til disse forskjellene. Et eksempel har vist seg å være nøyaktigheten på svarene, avhengig av hvilken regnemetode som benyttes. Fra oppgavens resultater vet vi at numerisk modell fra FEM-Design er en kompleks metode som involverer

mange faktorer, beregninger og operasjoner. Den analytiske beregningsmetoden er basert på enklere teoretiske beregninger. Derfor kan den numeriske analysen gi større nøyaktighet i beregningene.

En annen mulig forklaring på forskjell i resultatene kan spores tilbake til antagelser og forenklinger lagt til grunn i de to metodene. Den analytiske analysen kan ha tilfeller av forenklinger som ikke er gjort på samme måte i den numeriske modellen. For eksempel har den analytiske analysen antatt en jevn fordeling av lasten over tverrsnittet, mens den numeriske modellen fra FEM-Design kan ha tatt hensyn til uregelmessigheter i lastfordelingen.

Til slutt kan ulike materialdata, som for eksempel elastisitetsmodul og trykkfasthet, føre til forskjellige resultater mellom de to metodene. Sammenfattende kan selv små avvik i resultatene mellom numerisk og analytisk beregning skyldes en rekke faktorer som antagelser, forenklinger, nøyaktighet og valg av materialdata. Det er viktig å være oppmerksom på disse faktorene når man utfører dimensjoneringsanalyser, derfor ser vi det nødvendig å kontrollere dimensjoneringen ved bruk av begge metoder.

Bjelke

I vedlegg 4 «analytisk dimensjonering bjelke» vises to ulike tverrsnitt for bjelke. Figur 3 i vedlegget viser bjelken som blir beregnet og omtalt i kapittel 5 om resultat og diskusjon. Figur 4 og 5 i vedlegget viser at bjelken er utformet med konsoller hvor hulldekkene plasseres. Vi har ikke beregnet bjelken som er vist i figur 4 og 5, dette for å lettere kunne gjøre en sammenligning fra analytiske og numeriske beregninger.

Gjennom å sammenligne resultatene for bjelkedimensjonering i numerisk og analytisk beregning, ser vi at det er marginale forskjeller på kreftene som kommer frem. Fra resultater ser vi at FEM-Design kommer frem til et påført totalt moment på 466 kNm, og numeriske beregninger 468 kNm. Dette er ikke de dimensjonerende verdiene ettersom vi ønsker å sammenligne kreftene før de blir påført av ligning 6.10a eller 6.10b. Ettersom det var marginale forskjeller på påført moment, ble også det dimensjonerende momentet etter ligning 6.10b fra analytisk og numerisk nærmest likt. I analytiske beregning var $M_{ed} = 615$ kNm og i numerisk beregning var $M_{ed} = 610,3$ kNm, dette er godt innenfor av de to beregningsmetodene. Den marginale forskjellen i kreftene er så små at det ikke vil ha noe stor betydning for bjelken. Den utregnede skjærkraften fra analytisk modell viser 241 kNm, videre er det beregnet 224 kNm skjærkraft fra numeriske beregninger. Igjen er dette så marginale forskjeller at det ikke vil

utgjøre noe forskjell på bjelken. Derfor ser vi på dette som like resultater både for moment og skjærkraft og behøver ikke diskutere videre rundt dette.

Ut ifra resultatene kan vi så langt ikke se noen åpenbare fordeler eller ulemper ved bruk av en av metodene når det kommer til beregning av bjelke, med unntak av at numerisk analyse vil gi en raskere utregning i en komplett modell.

Søyle

Søylen er som vist i resultatdelen, dimensjonert med tverrsnittet $A_c = 250\text{mm} \times 250\text{mm}$. Som tidligere nevnt gjorde vi flere vurderinger rundt valg av tverrsnitt. På den ene side ønsket vi en søyle med samme bredde som den dimensjonerte bjelken. Dette i hovedsak av estetisk hensyn. På den annen side viser resultatene av beregningene at tverrsnittet på en søyle med samme dimensjonene som bjelken ville ført til at søylen ville blitt overdimensjonert. Vi valgte etter en helhetsvurdering å gå ned til et mindre tverrsnitt og betongkvalitet, av økonomiske og miljømessige hensyn.

Ser vi først på de analytiske beregningene, er det beregnet en last (egenvekt + nyttelast) på 1110 kN. Den samme lasten er beregnet til 1117 kN ved numerisk beregning. Dette er ikke de dimensjonerende lastene, da det er kreftene før de blir påført av ligning 6.10a eller 6.10b. Forskjellen i disse lastene var marginale og påvirker bjelken i liten grad. Videre forventes det også relativt like verdier for dimensjonerende laster, da analytisk metode ga oss 1396 kN og numerisk metode ga 1404 kN av ligning 6.10b. Vi anser dette som tilsvarende like resultater.

Heller ikke for beregning av en enkelt søyle kan vi se at den ene metoden utmerker seg som mer fordelaktig, eller med flere ulemper enn den andre metoden.

Vertikal skive

Innledningsvis nevnes det at dette delkapittelet må leses i sammenheng med resultatene som følger av vedlegg 3 «Analytiske lastberegninger veggskive», vedlegg 6 «Analytisk dimensjonering veggskive», vedlegg 7 «Grunnlag numerisk analyse» og vedlegg 10 «Numerisk resultat veggskive» .

På basis av resultatene ser vi at det er beregningene for vertikale skiver som gir de største avvikene mellom analytiske og numeriske beregninger. Skiven er sammensatt av flere enkelskiver i hver etasje. Hele skiven ansees som momentstiv og plasstøpt i både den analytiske- og numeriske modellen. Vi erfarte at de største utfordringene med numerisk beregningsmetode forekommer i arbeidet med horisontalkreftene. Etersom de vertikale

skivene har i oppgave å motvirke horisontalkrefter, har vi gjennom egne beregninger opplevd at potensielle svakheter forekommer her. Til sammenligning har vi ikke i like stor grad opplevd slike svakheter med de analytiske beregningene.

Dimensjoneringen av vertikal skive er en omfattende prosess. Dette gjenspeiler seg i resultatene som viser større variasjoner mellom analytisk og numerisk analyse. Om vi først sammenligner den horisontale lasten fra vind som virker på konstruksjonen i y-retning, ser vi at ved analytisk beregning gir lasten 138 kN. For denne verdien er ikke sjevstillingslaster og lastfaktorer medregnet. Denne lasten stemmer bra med den numeriske modellen som også beregner en horisontallast på 138 kN. Ettersom bygget i vår case er statisk ubestemt, vil denne lasten fordele seg ulikt over de vertikale skivene i bygget. Skive 2, 4, og 5 er mottakere av denne lasten ettersom de er plassert med lengdeaksen i y-retning. Ved analytiske beregninger av fordeling av denne lasten, kommer vi frem til at skive 2 tar opp 51kN, skive 4 tar opp 43kN og skive 5 tar opp 44 kN. Summerer vi alle tre verdiene får vi den totale lasten på 138kN, noe som stemmer bra med den beregnede horisontallasten på 138kN.

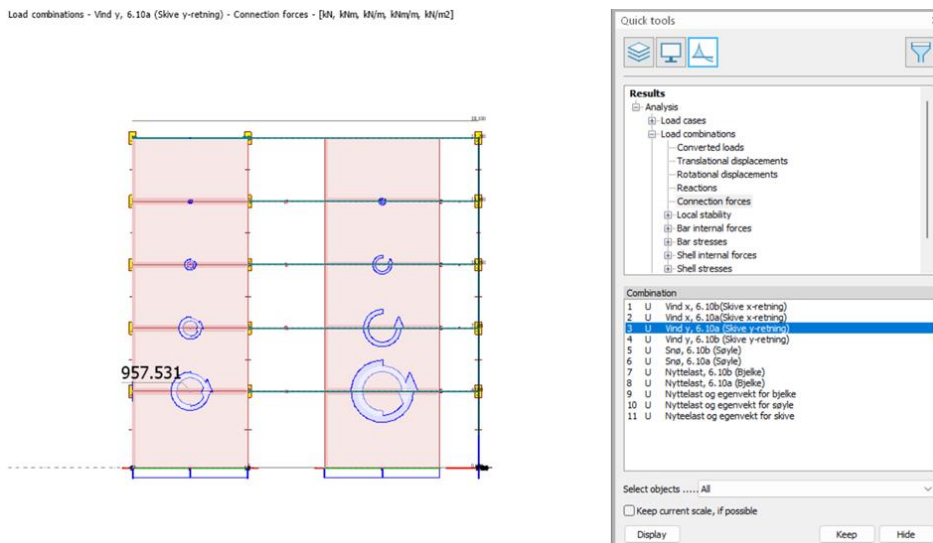
Om vi videre ser på den numeriske beregningen for lastfordelingen i FEM-Design, får vi et annet svar. Her vil skive 2 ta opp 31 kN, skive 4 ta opp 45kN og skive 5 ta opp 46kN. Summerer vi disse verdiene får vi 122kN. Dette stemmer dårlig overens med den horisontale lasten på 138kN fra analytisk beregning. 16kN har gått bort og vil måtte tas opp en annen plass i konstruksjonen. Etter dette funnet gjorde vi flere feilsøk vedrørende knutepunkter og koblinger i FEM-Design. Resultatene vi fikk ga oss ingen logisk forklaring på hvor disse kreftene har forsvunnet, foruten at de vil ende opp i andre konstruksjonsdeler.

Sammenligner vi egenvekten til et av veggelementene til skive 2 får vi også sprikende svar mellom analytiske og numeriske beregninger. Analytiske beregninger gir oss en egenvekt på 106 kN, mens numerisk beregninger ga betydelig større verdi. Beregningene for egenvekt av veggelementene i skive 2 er i hovedsak enkle beregninger, men til tross for dette får vi ulike verdier. Det ble også her nødvendig å gjøre undersøkelser for begge beregningsmetodene, for å finne potensielle årsaker som kan ha forårsaket feilen. Vi har, basert på resultatene av beregningene og litteraturstudien, resonert oss frem til at den numeriske modellen trolig legger til grunn at skiven tar opp noe av nyttelaster og egenvekt fra hulldekkene, noe den ikke skal.

Ser vi på aksialkraften som befinner seg i den dimensjonerte fugen do1, er verdien også her noe ulik mellom de to beregningsmetodene. Ved analytiske beregninger er kraften beregnet til 425kN og ved numeriske beregninger er kraften beregnet til 580kN. Det er beregnet egenvekt

til skiven som utgjør forskjellen mellom de to resultatene. Etter testing og utbedringer av forbindelser mellom elementer, fikk vi en mer korrekt egenvekt på 119kN. Denne verdien viker fremdeles fra resultatet av den analytiske beregningen på 106 kN. Vi er ikke kjent med hvorfor avvik av denne størrelsen oppstår. For å finne ut av dette burde vi utforsket denne problemstillingen i FEM-Design i dybden. Dette temaet er vårt forslag til videre forskning.

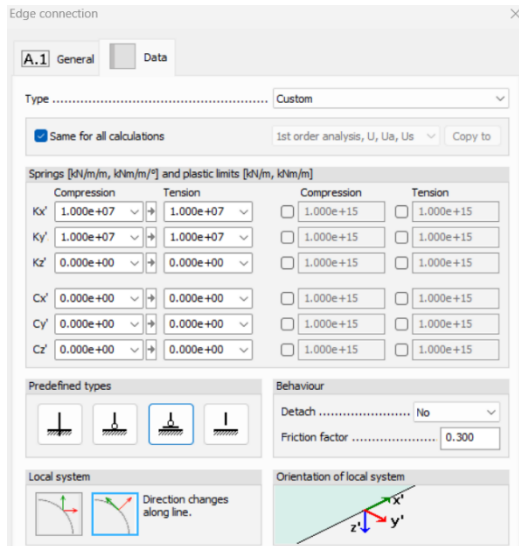
Avviket mellom tidligere nevnte resultater forplanter seg videre som avvik i momentet. Den numeriske analysen gir oss et moment i skive 2 i den horisontale fugen, do1, på 958 kNm. Moment i horisontalskjøt for skive 2 er illustrert i figur 39. Sammenligner vi momentet fra numeriske beregninger med de analytiske beregningene, hvor momentet er beregnet til 2545kNm ved analytiske beregninger, ser vi en vesentlig differanse. Det kan stilles spørsmål om hva årsaken til denne differansen kan være. Slik vi ser det kommer forskjellen trolig mest av kraftfordelingen som virker på bygget. Dette begrunner vi med at de numeriske beregningene gir oss en kraftfordeling hvor skive 2 tar opp en vesentlig lavere last enn resultatene viser for analytiske beregninger. Dette vil igjen påvirke resultatet for moment. Ut over dette har vi erfart flere utfordringer knyttet til momentanalyseringen med den numeriske modellen. Her har vi måtte foretatt tilpasninger og vurderinger for å utelukke potensielle feilkilder.



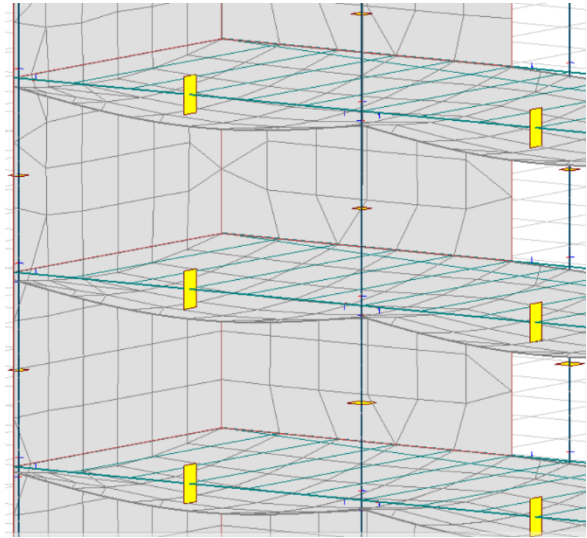
Figur 36 Utklipp FEM-Design, moment

Når momentet først ble hentet ut fra FEM-Design registrerte vi en misvisende momentfordeling gjennom skiven. Ved feilsøking så vi at FEM-Design hadde knyttet den horisontale skiven sammen med vertikalskive 2, 4 og 5. Dette er et uønsket tilfelle ettersom disse skivene ikke skal sammenkobles verken i teorien eller i praksis. Vi fikk først, et for stort resultat, og gjorde endringer i «Edge Connection» i FEM-Design for å få riktig fordeling av krefter i knutepunkt,

som vist i figur 40. Som illustrert i figur 41 er det registrert nedbøying på hulldekkene uavhengig av veggskiven og elementene henger ikke sammen, som vil si at knutepunktene mellom hulldekker og veggskive er riktig.



Figur 37 Edge connection for hulldekke/bjelke.



Figur 38 Nedbøying i dekke, viser riktig oppsatt knutepunkt

Utfordringer med bruk av FEM-Design

Fra resultatene og diskusjonsdelen så langt, kan vi slå fast at det er visse fordeler og ulemper med bruk av FEM-Design, og andre fordeler og ulemper ved bruk av analytiske beregninger. Dette besvarer langt på vei oppgavens del problemstillinger, og er for oversiktens skyld oppsummert i tabell 23.

Tabell 23 Fordeler og ulemper med beregningsmetodene

Delproblemstilling 1 (analytisk)		Delproblemstilling 2 (numerisk)	
Fordeler	Ulemper	Fordeler	Ulemper
God oversikt over utførte beregninger	Tidkrevende for avanserte og større konstruksjoner	Tidsbesparende for avanserte og større konstruksjoner	Brukerfeil av program
God kontroll over lastsituasjon og detaljer	Større fare for inntastingsfeil/regnefeil	God oversikt over konstruksjonen i modell	Avansert og komplisert program
Enkelt å kontrollere beregninger	Mindre presise beregninger pga. overslag og avrundinger	Nøyaktige beregninger	Skjulte parameter i program (knutepunkt, materialbestemmelser, etc.)
		Gir oversiktlige analyser, gitt at modellen er riktig	Mindre oversikt over utførte beregninger
			Utfordringer knyttet til horisontalkrefter

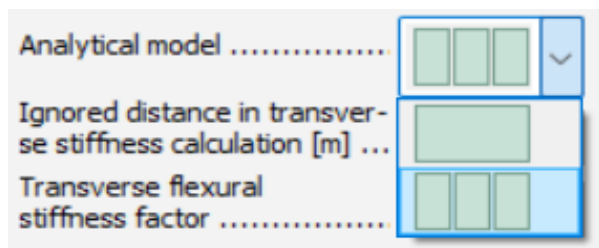
Er modellen og konstruksjonsdelene modulert riktig i FEM-Design, blir modellen oversiktlig og resultatene kan anses som troverdige. Programmet er nyttig når det er store konstruksjoner som skal dimensjoneres, ettersom det behandler store utregninger på kort tid.

Ut ifra resultatene og medfølgende diskusjon kan vi likevel konkludere med at det foreligger svakheter vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer i FEM-Design, sammenlignet med utregninger for hånd, men hovedproblemstillingen spør hvilke utfordringer det er i utførelse av global analyse. I det følgende diskuteres dette nærmere.

FEM-Design har standardiserte innstillinger og materialer. Vi erfarte tilfeller der egen modell ikke samsvarte med de standardiserte innstillingene, og det oppsto en fare for at konstruksjonen kunne bli feilmodulert. Budskapet vårt er at brukeren av programvaren må forholde seg spesielt kritisk til resultatene som beregnes, da vi opplevde at faren for brukerfeil var spesielt fremtredende. Når dette er nevnt er det naturlig å tenke at den observante og erfarne bruker i større grad kan se slike feil.

For de standardiserte innstillinger for bjelker og søyler i FEM-Design er opplagrene fast innspent, og det blir tatt opp moment i lagrene. Selv om bjelker og søyler ble modulert stykkevis fra startpunkt til endepunkt, ble de likevel modulert opp som kontinuerlig og fast innspent i FEM-Design. Da vi undersøkte og feilsøkte resultat av kreftene oppdaget vi et problem. Problemet var at bjelker og søyler hadde blitt modulert med fast innspenne opplagre, noe vi ikke hadde lagt til grunn for beregningene. Vi oppdaget problemet først da vi så resultatene for momentdiagrammene i bjelke. Vi endret på opplagrene til fritt opplagte, i stedet for fast innspent, og fikk mer forventede resultater. Dette viser igjen at bruker av FEM-Design må være observant under modellering av bygget.

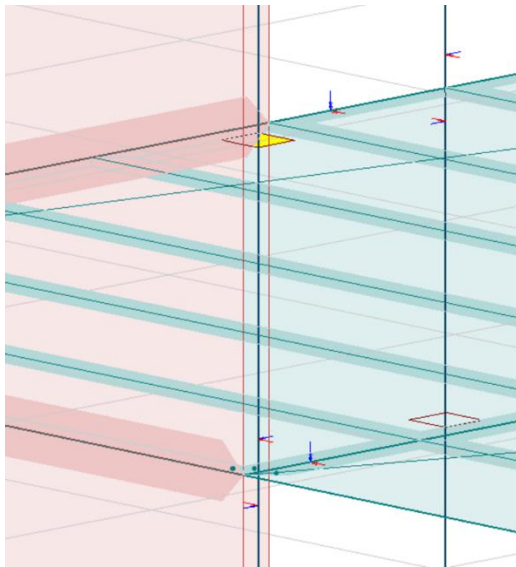
Problemet med programmet som bruker standard innstillinger kan også belyses i forbindelse med hulldekke. FEM-Design sin standardinnstilling for kraftoverføring i dekket stemte ikke med hvordan hulldekket vil oppføre seg. Kommandoen «Analytical model» i programmet var innstilt til «continuous» og ikke «panels», se figur 42. Dette medførte at hulldekkene var modellert som et plaststøpt dekke, og ikke som flere paneler med hulldekker slik vi ønsket. Da vi fikk endret innstillingene til «panels», ble resultatene mer som forventet.



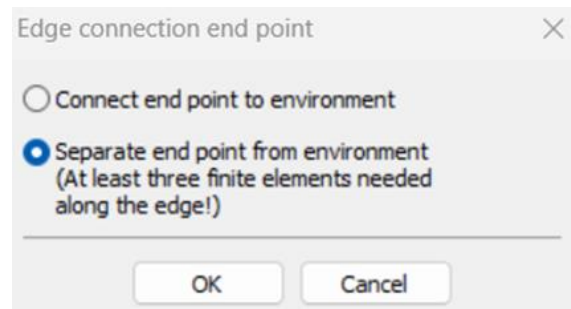
Figur 39 Utklipp FEM-Design, innstilling hulldekke

Vi merket oss også at søylen som er plassert i enden av skive 2 ville knytte seg til skive 2, noe som ikke var ønskelig. For å løse dette flyttet vi søylen 10 cm inn i bygget for å skille skive/søyle, som vist i figur 43, fra hverandre. Her ble også enden av bjelken frigjort fra skiven med innstillinger innen «Edge connection», se figur 44. Dette medfører at bjelken ble utkraget

med 10 cm. 10 cm er i dette tilfellet en minimal avstand og endringen vil ikke påvirke resultatet for bjelken.



Figur 40 Detalj knutepunkt og søyle for skive 2, FEM-Design



Figur 41 Utklipp FEM-Design, kobling bjelke/vegg

Kort oppsummert ser vi at det var nødvendig å gå gjennom modellen og konstruksjonsdeler steg for steg for å kontrollere at modellen ble modulert opp riktig. Det var først da vi sammenlignet resultater av krefter fra den numeriske metoden med den analytiske metoden, av enkle beregninger som egenvekt, nyttelaster og teknisk data, at vi også lokaliserte andre problemer.

6 Konklusjon

Oppgavens **hovedproblemstilling** belyser hvilke utfordringer som kan oppstå med utførelse av global analyse ved hjelp av FEM-Design sammenlignet med håndberegninger av et typisk kontorbygg med bæresystem av prefabrikkert betongelement. Hovedproblemstillingen konkretiseres av to del problemstillinger.

På spørsmålet i **del problemstilling 1** om hvilke fordeler og ulemper som utmerker seg ved utregning for hånd vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer, støtter oppgaven seg på litteratur, standarder og våre egne beregninger.

Våre undersøkelser viser at utregning for hånd (analytisk beregning) gir god oversikt over verdier og faktorer som påvirker dimensjoneringen, gitt at det ikke er store og komplekse beregninger som skal utføres i én prosess. Kontroller og andremannskontroller kan enkelt utføres for å sikre beregningenes pålitelighet.

Beregningene for hånd har også den fordel at den gir god kontroll over krefter, lastsituasjoner og detaljer. Det skal i tillegg være enkelt å kontrollere slike beregninger. Vi har imidlertid også avdekket noen ulemper ved manuelle beregninger. Det kan være en tidkrevende prosess å beregne større og avanserte konstruksjoner manuelt. Det må også tas høyde for menneskelige feil, som inntastingsfeil eller regnefeil. Vi regner det også som en ulempe at overslag og avrundinger av verdier kan føre til mindre presise resultater.

På oppgavens **andre del problemstilling**, om hvilke fordeler og ulemper som utmerker seg ved det digitale dimensjoneringsprogrammet Finite Element Analysis (FEM-Design) vedrørende dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer, konkluderer vi med at spesielt fire fordeler og fem ulemper er fremtredende. Det må nevnes at vi ikke ser bort ifra at det kan være andre fordeler og ulemper knyttet til beregninger ved bruk av FEM-Design.

Innenfor vår avgrensning av oppgaven har vi kommet til at en fordel som må nevnes ved bruk av FEM-Design er at det er tidsbesparende å benytte dette programmet for større og avanserte konstruksjoner. Til tross for at programmet gir nøyaktige beregninger, må brukeren være observant på innstillingene til hver konstruksjonsdel og andre parameter i programmet for å ikke få følgefeil. Dette kan for eksempel være feil i knutepunkter eller materialbestemmelser. Ukorrekt modellering av knutepunkter kan påvirke blant annet kraftfordelingen, noe som resulterer i en mindre troverdig modell.

En fordel med bruk av FEM-Design er at den gir en god oversikt over konstruksjonen i modell. På den annen side er en ulempe at oversikten over utførte beregninger i programmet ikke vises. Det kan for eksempel være utfordrende å skaffe en oversikt over hvilke krefter som virket i FEM-Design-modellen.

En annen ulempe som ikke må glemmes er at det kan være utfordringer for bruker, knyttet til horisontalkrefter. Fordelingen av horisontalkrefter på skivene i FEM-Design stemmer ikke nødvendigvis overens med analytiske beregninger, noe som kan føre til avvik i kreftene.

For bjelker og søyler gir analytiske og numeriske beregninger tilsvarende like verdier i vår case. Årsaken kan være at bjelker og søyler er mindre komplekse konstruksjoner enn for eksempel vertikalskivene i denne casen. Vi har ikke identifisert fremtredende svakheter ved bruk av FEM-Design her, FEM-Design gir tvert imot en oversiktlig analyse for disse konstruksjonene. En oversiktlig analyse er derimot ikke tilfelle for beregning av vertikale skiver der fremtredende krefter er uoversiktlige, de horisontale kreftene kan gi feil for analyse for de vertikale skivene.

Når vi nå skal besvare hovedproblemstillingen, ser vi på svaret fra de to del problemstillingene at det er svakheter ved dimensjonering av prefabrikkerte betongelementer i det digitale dimensjoneringsprogrammet Finite Element Analysis FEM-Design, sammenlignet med utregninger for hånd.

Etter en helthetsvurdering konkluderer vi med at det foreligger svakhet og utfordringer i FEM-Design da brukerfeil kan oppstå uten tilstrekkelig kompetanse, noe som kan føre til alvorlige feil i dimensjoneringen. Det kan foreligge feil innstillinger i programmet, for eksempel i knutepunkter eller materialbestemmelser for det aktuelle bygget. Programmet kan også gi mindre oversikt over utførte beregninger enn det som kan være tilfelle ved manuelle beregninger. Det er og forbundet større svakheter og utfordringer knyttet til horisontalkrefter for bruker av programmet.

Referanser

- Aubert, V. (1985). *Det skjulte samfunn*. Oslo: Universitetsforlaget.
- Aveyard, H. (2014). *Doing a Literature Review in Health and Social Care. A practical Guide*. London: Open University Press.
- Bell, K. (2014). *Likevektslære*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Bell, K. (2015). *Fasthetslære*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Betong Norge. (u.d.). *Betong Norge*. Hentet fra Betong: <https://www.betong.no/fakta-om-betong/betong/>
- Betongelementforeningen. (2010). *Betongelementboken bind A, Bygging med betongelementer*. Oslo.
- Betongelementforeningen. (2016). *Betongelementboken bind B, Avstivning og kraftoverføring*. Oslo.
- Betongelementforeningen. (2020a). *Betongelementboken bind C, Elementer og knutepunkter*. Oslo.
- Betongelementforeningen. (2020b). *Betongelementboken bind G, Transport og montasje*. Oslo.
- Betongsentrum. (2020). *betongsentrum.no*. Hentet fra Valg av riktig betongkvalitet: https://www.betongsentrum.no/valg-av-riktig-betongkvalitet/?fbclid=IwAR336ORggJfMUMFrBrL1VMtKAcw2doI_rTU5RgcApvyg6BXngFDqZZOwWxY
- Boe, E. (2010). Grunnleggende juridisk metode. I E. Boe, *En introduksjon til rett og rettstenkning* (ss. 20-21). Oslo: Oslo, Universitetsforlaget.
- Celsa-steelservice. (2006, 05). *Celsa-steelservice*. Hentet fra Sveiste armeringsnett Standardnett: <https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/standardnett.pdf>
- Dalland, O. (2012). *Metode- og oppgaveskriving for studenter*. Oslo: Gyldendal akademisk.
- Focus software. (u.d.). *focus.no*. Hentet fra focus: <https://www.focus.no/produkter/autodesk/revit/>

- Grønmo, S. (2016). *Samfunnsvitenskapelige metoder*. Oslo: Vigmostad & Bjørke AS.
- Gunnarsjaa, A. (2021). *Store Norske Leksikon*. Hentet fra Søyle: <https://snl.no/s%C3%B8yle>
- Høgmoen, Ø. (2019). *Betong Norge*. Hentet fra Optimalisering av hulldekkeproduksjon :
<https://l.facebook.com/l.php?u=https%3A%2F%2Fwww.betong.no%2Ffor-studerter%2Fopp-gaveforslag%2Fproduksjonsledelse%2Fopp-gaveforslag-fra-bedrift-as%2Foptimalisering-av-hulldekkeproduksjon%2F%3Ffbclid%3DIwAR0WcGchERlgjlfkKd1H02-vvc5Dk7urr3flfrWYEaJySy0BAJnPHZ>
- Jesson, J., Matheson, L., & Lacey, L. (2011). *Doing Your Literature Review. Traditional and Systematic Techniques*. London: Sage Publications Ltd.
- Larsen, P. K. (2020). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Lovdata. (2008). *Lovdata*. Hentet fra Plan og bygningsloven:
<https://lovdata.no/pro/#document/NL/lov/2008-06-27-71?searchResultContext=1189&rowNumber=1&totalHits=8108>
- Løset, Ø., & Olsen, O. (2023, 04 05). *rif.no*. Hentet fra RIB ytelser fra rådgiver:
<https://www.rif.no/wp-content/uploads/2019/11/RIF-veileder-om-r%C3%A5dgiverytelser-og-grensesnitt-RIB-oppdatert.pdf>
- Moses, J., & Knutsen, T. (2012). *Ways of Knowing. Competing methodologies in social and political research*. Trondheim: Macmillan Education UK.
- Maage, M. (2019). *Betong Regelverk. Teknologi og utførelse*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Newslab, V. S. (2022, 08 25). *tekna.no*. Hentet fra Bygging der bare fantasien setter grenser:
<https://www.tekna.no/kampanje/bli-en-del-av-noe-storre/bygging-der-bare-fantasien-setter-grenser/>
- Nobi. (2022). *nobi.no*. Hentet fra Ferdigbetong: <https://www.nobi.no/ferdigbetong-og-sandtak/>
- Nobi. (2022). *nobi.no*. Hentet fra Hvorfor velge prefabrikkerte betongelementer:
<https://www.nobi.no/hvorfor-velge-prefabrikkerte-betongelementer/>

- Norcem. (u.d.). *Sement.heidelbergmaterials*. Hentet fra Herdeteknologi:
https://www.sement.heidelbergmaterials.no/sites/default/files/assets/document/bb/11/herdeteknologi_lav.pdf
- Norconsult. (u.d.). *norconsultdigital.no*. Hentet fra FEM design:
<https://norconsultdigital.no/produkter/fem-design/>
- NordicBimGroup. (u.d.). *nordicbim.com*. Hentet fra Building information modeling:
<https://www.nordicbim.com/no/alt-om-bim-bygningsinformasjonsmodellering-fra-vugge-til-grav>
- Norsk betongforening. (2018). *Armering- prosjektering og utførelse*. Oslo. Hentet fra
<https://betong.net/wp-content/uploads/H%C3%B8ringsutkast-Publikasjon-nr.-8-2018-10-26.pdf>
- Norsk Stålforbund. (2023, 02 09). *en1090.no*. Hentet fra
<https://www.en1090.no/konsekvensklasse.htm>
- NTNU. (2021). Introduksjon til materialteknologi- krystallinske materialer . BYGA2200
Materiallære.
- Rørvik, T., & Årskog, V. (2010). *Konstruksjonsikkerhet og belastning*. Ålesund. Hentet fra
<https://learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos.content.blackboardcdn.com/5def77a38a2f7/151603?X-Blackboard-S3-Bucket=learn-eu-central-1-prod-fleet01-xythos&X-Blackboard-Expiration=1682424000000&X-Blackboard-Signature=PHZOvWn5oylDp5BErfgzvS6msQm2tIy9N9ha0L>
- Sander, K. (2022). *Casestudie*. Hentet fra <https://estudie.no/casestudie/>
- Snl. (2020). *Store Norske Leksikon*. Hentet fra <https://snl.no/vindlast>
- Snl. (2021). *Store Norske Leksikon*. Hentet fra Egenlast: <https://snl.no/egenlast>
- Snl. (2023). *Store Norske Leksikon*. Hentet fra Bjelke: <https://snl.no/bjelke>
- Standard Norge. (2016). *Standard Norge*. Hentet fra Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner .
- Standard Norge. (2021). *Standard Norge*. Hentet fra Eurocode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1.

- Standard Norge. (2023, 05 15). *Standard.no*. Hentet fra Prosjektering av betongkonstruksjoner : <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-2-prosjektering-av-betongkonstruksjoner/>
- Sørensen. (2013). *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Thue, J. (2022, 09 21). *Store Norske Leksikon*. Hentet fra Armert betong: https://snl.no/armert_betong
- Todsens, S. (2018). *Statistisk sentralbyrå*. Hentet fra Produktivitetsavfall i bygg og anlegg: <https://www.ssb.no/bygg-bolig-og-eiendom/artikler-og-publikasjoner/produktivitsfall-i-bygg-og-anlegg>
- UiO. (2023, 05 15). *uio.no*. Hentet fra Faststoffmekanikk : https://www.uio.no/studier/emner/matnat/math/nedlagte-emner/MEK2500/h12/undervisningsmateriale/lecture_5.pdf
- Ulstein, V. A. (2023). Personlig kommunikasjon.
- Yin, R. K. (1994). *Case study research. Design and methodes*. Los Angeles: Sage Publicatons.

Vedlegg

Vedlegg 1 – Analytisk lastberegning bjelke

Vedlegg 2 – Analytisk lastberegning søyle

Vedlegg 3 – Analytisk lastberegning veggskive

Vedlegg 4 – Analytisk dimensjonering bjelke

Vedlegg 5 – Analytisk dimensjonering søyle

Vedlegg 6 – Analytisk dimensjonering veggskive

Vedlegg 7 – Grunnlag numerisk analyse

Vedlegg 8 – Numerisk resultat bjelke

Vedlegg 9 – Numerisk resultat søyle

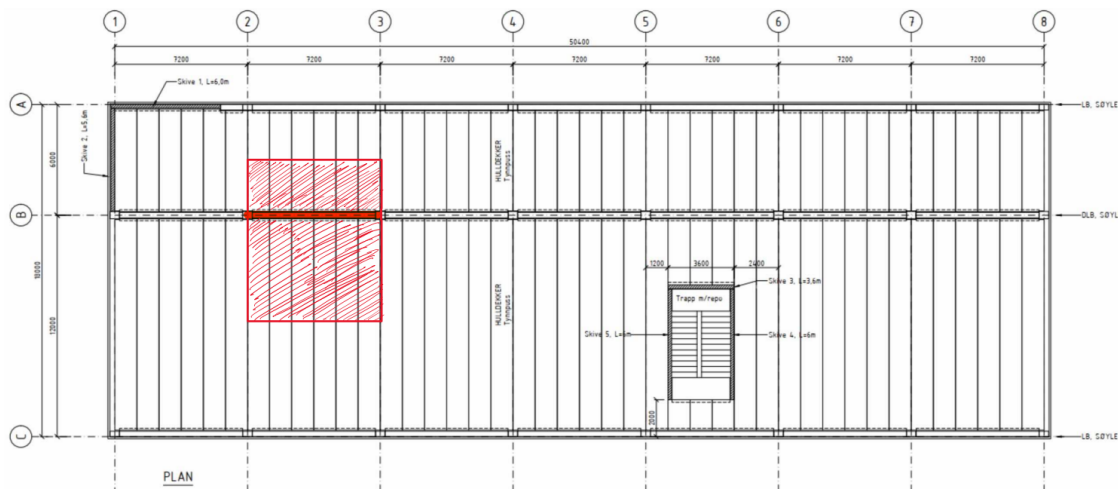
Vedlegg 10 – Numerisk resultat veggskive

Vedlegg 11 – Logg

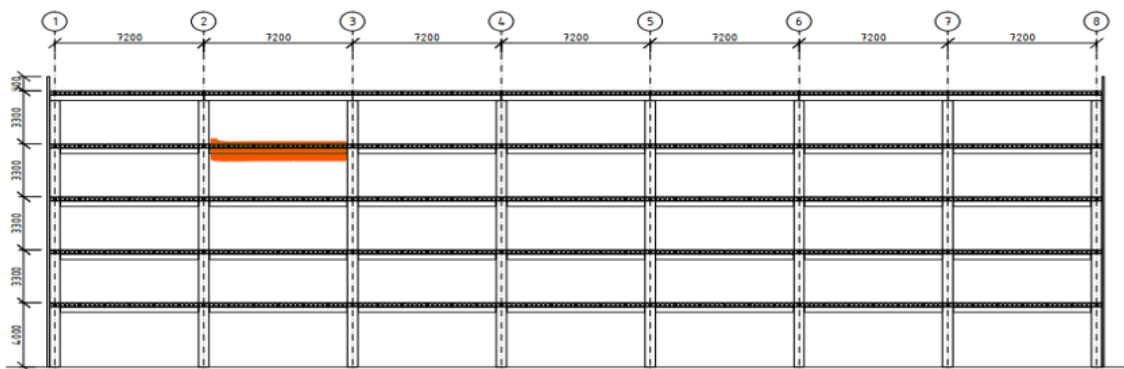
Vedlegg 1

Analytisk lastberegning bjelke

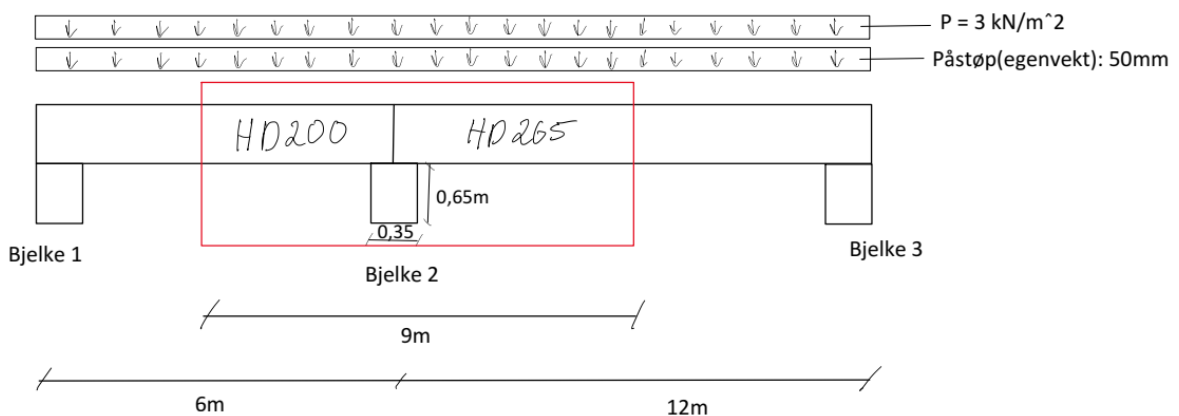
Lastberegninger for bjelke 2 vist på figur 1 sett i plan og figur 2 og 3 sett i snitt.
 Bjelken dekke over 3 skal dimensjoneres og er markert i fargen «rødt».



Figur 1 Plan



Figur 2 snitt, bjelke markert i rødt



Figur 3 Snitt, illustrasjon last markert for bjelke

Egenlast på Bjelke 2:

$$q_{HD\ 200(fuget)} = 2,6\text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tabell A 4.2, s.50, Bind A, 2010})$$

$$q_{HD\ 200(fuget)} = 3,7\text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tabell A 4.2, s.50, Bind A, 2010})$$

$$q_{P\ddot{a}st\ddot{o}p} = \gamma_{P\ddot{a}st\ddot{o}p} \times \text{tykkelse} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,05\text{m} = 1,05\text{ kN/m}^2$$

($\gamma_{P\ddot{a}st\ddot{o}p}$ er hentet fra produsent Gulvavretteren)

Egenvekt fra dekke 200 mellom bjelke 1 og 2:

$$q_{1,Bjelke\ 2} = \frac{q_{HD\ 200(fuget)} \times l}{2} + \frac{q_{P\ddot{a}st\ddot{o}p} \times l}{2} = \frac{2,6 \times 6}{2} + \frac{1,05 \times 6}{2} = 10,95\text{ kN/m}$$

(Tabell 3.1, s 27, Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2003)

Egenvekt fra dekke 265 mellom bjelke 2 og 3:

$$q_{2,Bjelke\ 2} = \frac{q_{HD\ 265(fuget)} \times l}{2} + \frac{q_{P\ddot{a}st\ddot{o}p} \times l}{2} = \frac{3,7 \times 12}{2} + \frac{1,05 \times 12}{2} = 28,5\text{ kN/m}$$

(Tabell 3.1, s 27, Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2003)

Egenvekt bjelke 350x650:

$$\text{Egenvekt bjelke} = \gamma \times l \times b = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,35\text{m} \times 0,65\text{m} = 5,69\text{ kN/m}$$

(Tabell A1.(1), Eurokode

1)

Karakteristisk egenlast på Bjelke 2:

$$G = q_{1,Bjelke\ 2} + q_{2,Bjelke\ 2} + \text{Egenvekt bjelke} = 10,95 + 28,5 + 5,69 = 45,14 \approx 45,2\text{ kN/m}$$

Nyttelast på bjelke 2:

$$q_{Kontorer} = 3 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tabell NA.6.1, Eurokode 1})$$

Nyttelast fra dekke 200 mellom bjelke 1 og 2:

$$q_{1,Bjelke\ 2} = \frac{q_{Kontorer} \times l}{2} = \frac{3 \times 6}{2} = 9 \text{ kN/m}$$

(Tabell 3.1, s 27, Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2003)

Nyttelast fra dekke 200 mellom bjelke 2 og 3:

$$q_{2,Bjelke\ 2} = \frac{q_{Kontorer} \times l}{2} = \frac{3 \times 12}{2} = 18 \text{ kN/m}$$

(Tabell 3.1, s 27, Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2003)

Karakteristisk nyttelast på Bjelke 2:

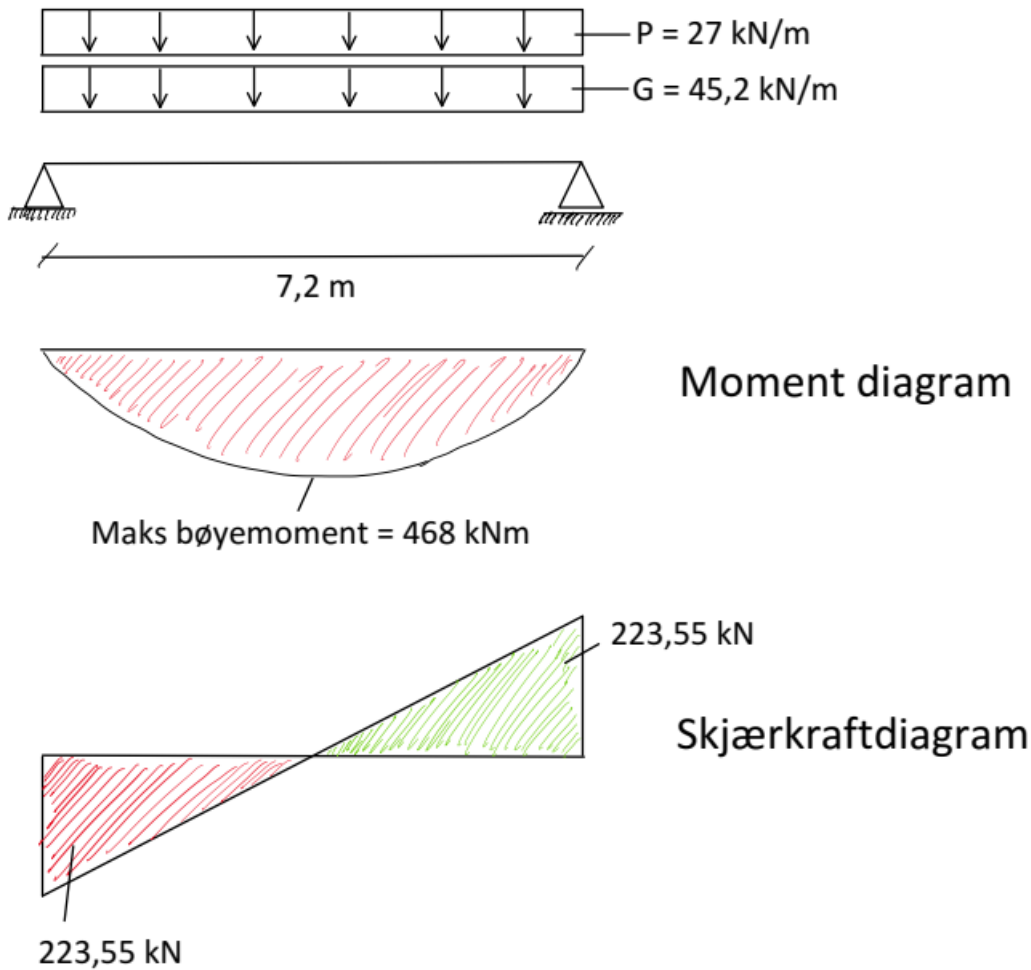
$$P = q_{1,Bjelke\ 2} + q_{2,Bjelke\ 2} = 9 + 18 = 27 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende kraft på fritt opplagt bjelke:

Det er moment som er den dimensjonerende kraften på bjelken. Se figur 4 for illustrasjon

Moment > Skjærkraft

Moment er dimensjonerende



Figur 4 Fritt opplagt bjelke, moment og skjærkraftsdiagram

Karakteristisk moment med egenvekt og nyttelast på bjelke

$$\text{Moment } P = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{27 \times 7,2^2}{8} = 175 \text{ kNm}$$

(Tabell 3.1, s 27, Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2003)

$$\text{Moment } G = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{45,2 \times 7,2^2}{8} = 293 \text{ kNm}$$

(Tabell 3.1, s 27, Stålkonstruksjoner profiler og formler, 2003)

$$\text{Tot. moment} = \text{Moment } G + \text{Moment } P = 175 + 293 = 468 \text{ kNm}$$

Lastkombinasjoner:

Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO)

$$6.10a: M_{ed} = \text{Moment } G \times 1,35 + \text{Moment } P \times 1,05 = 293 \times 1,35 + 175 \times 1,05 = 579,3 \text{ kNm}$$

(Tabell A1.2 (B), Eurokode 0)

$$6.10b: M_{ed} = \text{Moment } G \times 1,2 + \text{Moment } P \times 1,5 = 293 \times 1,2 + 175 \times 1,5 = 614,1 \text{ kNm}$$

(Tabell A1.2(B), Eurokode 0)

Ligning 6.10b er dimensjonerende, $M_{ed} = 614,1 \text{ kNm}$

Skjærkraft

Dimensjonerende verdi av variabel last: $q_{ed} = P + G = 27 + 45,2 = 72,2 \text{ kN/m}$

Reduksjon av last nær opplegg:

(s.64, Sørensen, 2013)

$$\text{Redusert skjærkraft ved opplegg: } V_{Ed,red} = \frac{q_{ed} \times (L-2d)}{2} = \frac{72,2 \times (7,2-2 \times 0,501)}{2} = 223,75 \text{ kN}$$

(Formel 4.48, s.64, Sørensen, 2013)

Skjærstrekkapasitet

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft uten skjærarmering: $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_L \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \quad (\text{Formel 4.43, s.62, Sørensen, 2013})$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,63 \times (100 \times 0,0194 \times 45)^{\frac{1}{3}} \times 350 \times 501 = 152152 \text{ N} \times 10^{-3} \\ = 152,15 \text{ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Valgt k2 verdi med største til sag etter NS-EN

12620 $D \geq 16$ mm. (s.62, Sørensen, 2013)

Materialfaktor γ_c for betong er valgt til 1,5

(Tabell 2.1N, Eurokode 2)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = 1 + \sqrt{\frac{200}{501}} \leq 2 = 1,63 \leq 2 \text{ OK!} \quad (\text{s.62, Sørensen, 2013})$$

$$\text{armeringsforhold for lengdearmering: } \rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w \times d} \leq 0,02 = \frac{3394,5}{350 \times 501} \leq 0,02 =$$

$$0,0194 \leq 0,02 \text{ OK!}$$

(s.62, Sørensen, 2013)

betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet: $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

(Tabell 3.2, s.12, Sørensen, 2013)

Minste tverrsnittsbredde i strekksonen: $b_w = 350 \text{ mm}$

(s.62, Sørensen, 2013)

Nødvendige effektive høyde $d = 501 \text{ mm}$

(Vedlegg 4, «analytisk dimensjonering bjelke)

$$V_{ed} > V_{Rd,c} = 223,55 \text{ kN} > 152,15 \text{ kN}$$

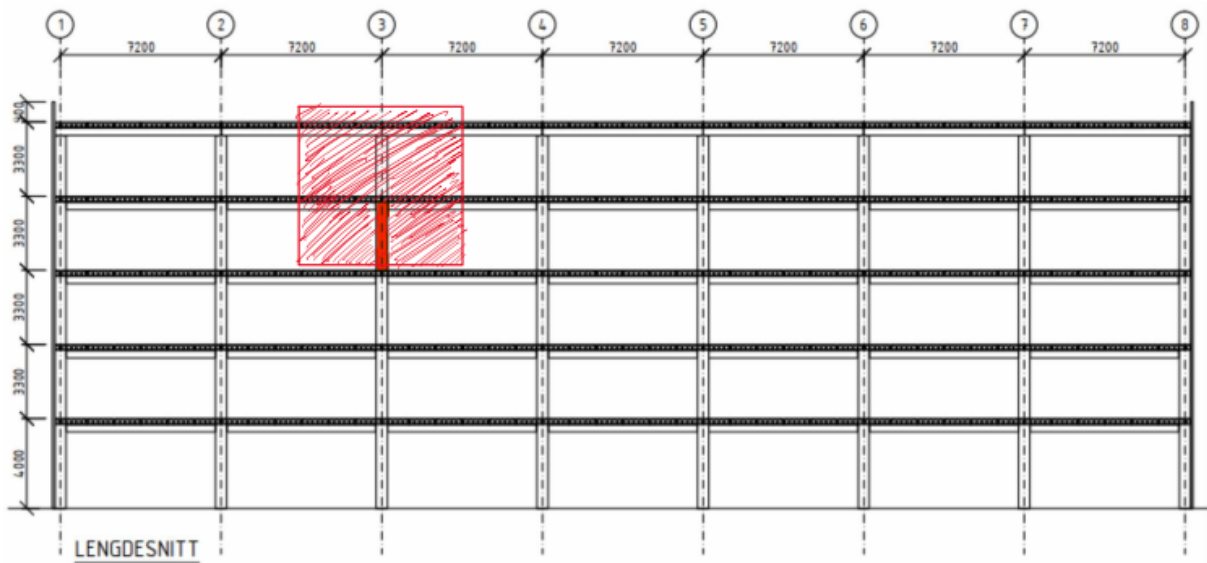
Vedlegg 2

Analytisk lastberegning søyle

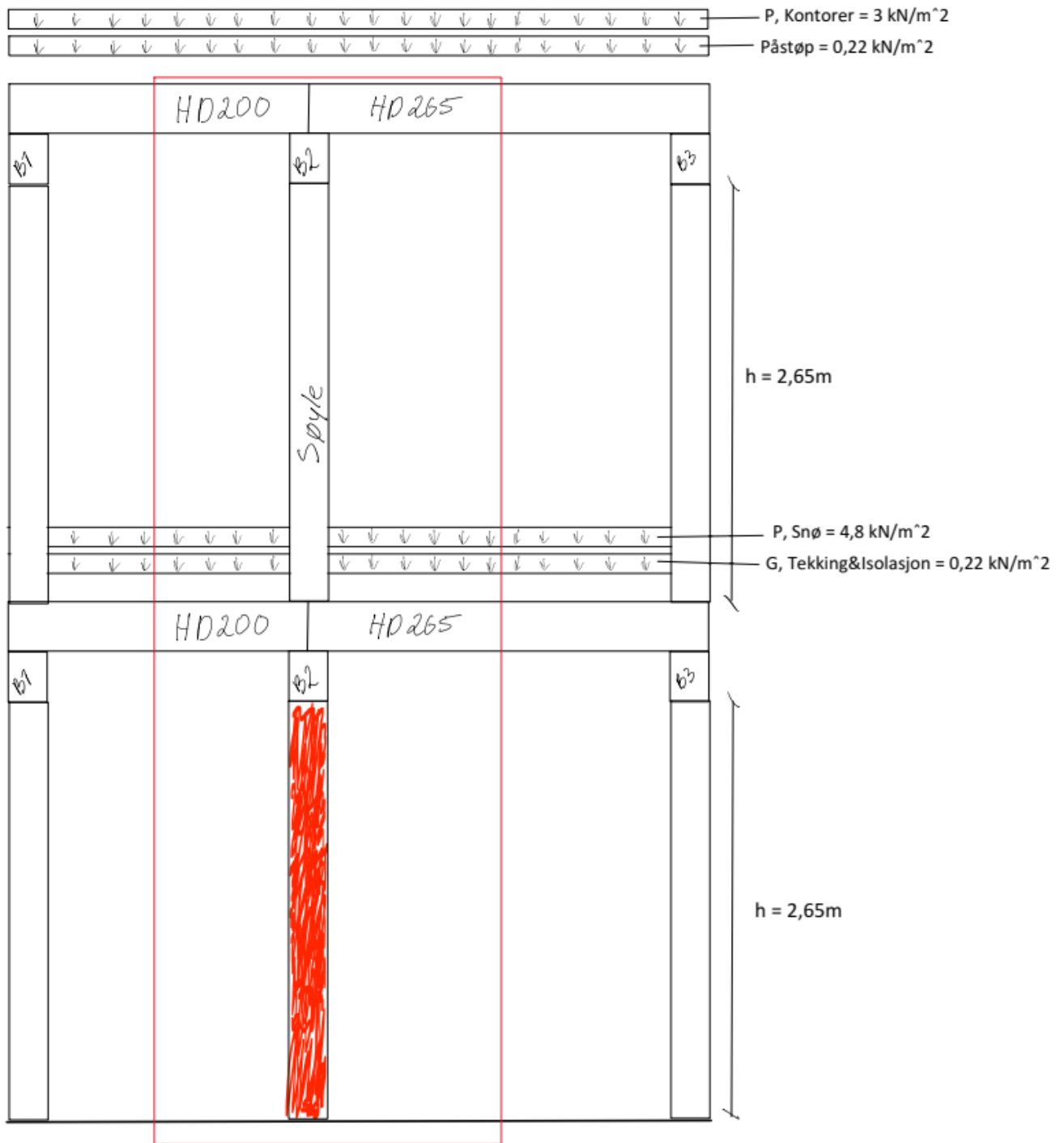
Lastberegninger for søylen vist på figur 1, 2 og 3. Søylen som skal dimensjoneres er markert i fargen «rødt».



Figur 1 Plan, lastberegning område markert i rødt for søyle

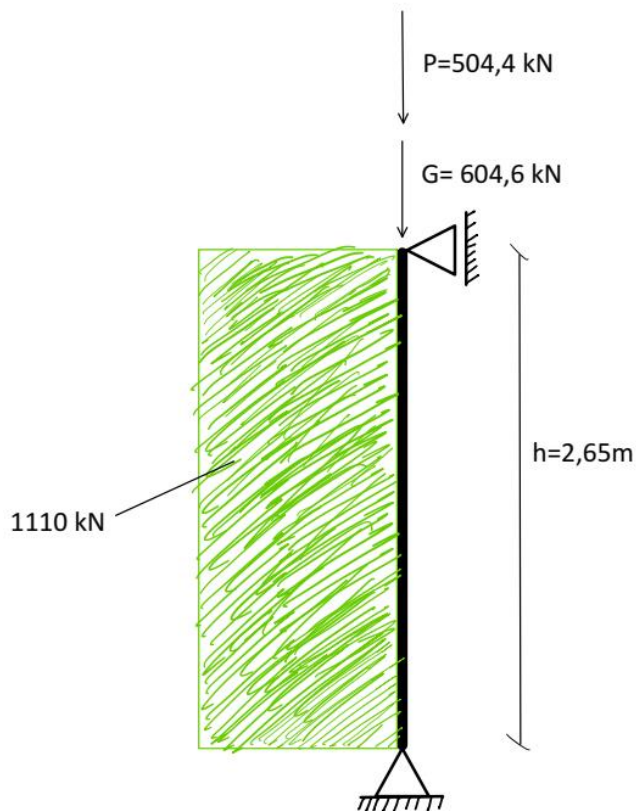


Figur 2 Snitt, området markert i rødt for søyle



Figur 3 Snitt tak og etasje

Aksialkraft på søyle:



Figur 4 Normalkraftdiagram

Egenlast G på søyle, dekke over 3.etasje

$$\text{Egenlast Bjelke} = (5,69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times l) \times 2 = (5,69 \times 7,2) \times 2 = 82 \text{ kN}$$

$$\text{Egenlast Hulldekke 200} = (2,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times A_{HD\ 200}) \times 2 = (2,6 \times 7,2 \times 3) \times 2 = 112,3 \text{ kN}$$

(Tabell a 4.2, Bind A, 2010)

$$\text{Egenlast Hulldekke 265} = (3,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times A_{HD\ 265}) \times 2 = (3,7 \times 7,2 \times 6) \times 2 = 319,7 \text{ kN}$$

(Tabell a 4.2, Bind A, 2010)

$$\text{Egenlast Påstøp} = 1,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times A_{\text{påstøp}} = 1,05 \times 7,2 \times 9 = 68 \text{ kN}$$

(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke»)

$$Egenvekst S\oyle = (\gamma \times A_{S\oyle} \times h) \times 2 = (25 \frac{kN}{m^3} \times 0,25m \times 0,25m \times 2,65) \times 2 = 8,3kN$$

$$Egenlast Tekking \& Isolasjon Tak = 0,22 \frac{kN}{m^2} \times A_{Tekking\&Isolasjon Tak} = 0,22 \times 7,2 \times 9 = 14,3kN$$

(Tekking hentet fra leverandør

Protan)

(Isolasjon tak hentet fra leverandør Glava)

Karakteristisk egenlast på S\oyle:

$$G = 82 + 112,3 + 319,7 + 68 + 8,3 + 14,3 = 604,6 kN$$

Nyttelast på s\oyle

$$q_{Kontorer} = 3kN/m^2 \quad (\text{Tabell NA.6.1, Eurokode 1 del 1-1})$$

$$P_{Kontorer} = 3 \frac{kN}{m^2} \times A = 3 \times (7,2 \times 9) = 194,4 kN$$

$$q_{Sn\o} = 6kN/m^2 \quad (\text{Tabell NA.4.1(901), Eurkode 1 del 1-3})$$

$$P_{Sn\o} = \left(6 \frac{kN}{m^2} \times \mu\right) \times A = (6 \times 0,8) \times (7,2 \times 9) = 4,8 \times (7,2 \times 9) = 311kN$$

Karakteristisk nyttelast på S\oyle:

$$P = 194,4 + 311 = 505,4 kN$$

Aksialkraft på s\oyle:

$$N = G + P = 604,6 + 505,4 = 1110 kN$$

Lastkombinasjoner

Det er Aksialkraften som er den dimensjonerende kraften på bjelken. Se figur 4 for illustrasjon.

Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO)

$$6.10a: N_{ed} = G \times 1,35 + P \times 1,05 = 604,6 \times 1,35 + 505,4 \times 1,05 = 1346,9 \text{ kN}$$

(Tabell A1.2 (B), Eurokode 0)

Snø er den dimensjonerende lasten

$$6.10b: N_{ed} = G \times 1,35 + P_{Kontorer} \times 1,05 + P_{Snø} \times 1,5 = 604,6 \times 1,2 + 194,4 \times 1,05 + 311 \times 1,5 = 1396 \text{ kN}$$

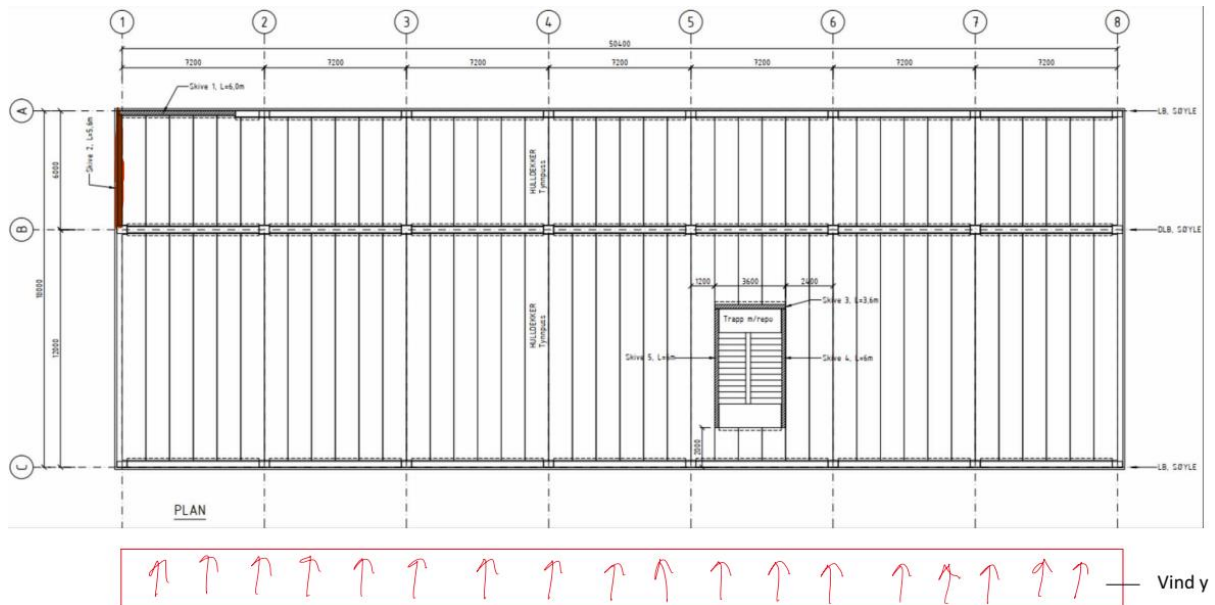
(Tabell A1.2 (B), Eurokode 0)

Ligning 6.10b er dimensjonerende med $N_{ed} = 1396 \text{ kN}$

Vedlegg 3

Analytiske lastberegninger veggskive

Lastberegning for veggskive 2 do1, er vist i figur 1 sett i plan. Veggskive 2 tar opp de horisontale lastene fra vind sammen med veggskive 4 og 5. Veggskive 2 er markert i fargen rød i figur 1.



Figur 1 Lastberegning, vind fra y-retning

Vertikale laster skive nr. 2

Betong: 25 kN/m^3 (1, s.303, Bind C, 2020)

Laster DO1-DO4 (dekke over 1 – dekke over 4)

Egenlast veggskive = $(t \times b \times h) \times 25 \text{ kN/m}^2$ (Hvor $t = 0,15 + 0,08$)

$$= (0,23 \times 5,6 \times 3,3) = 106,26 \text{ kN}$$

Skive nr. 2 tar ingen vertikal last fra dekker og tak ettersom dekkekonstruksjonene spenner parallelt med skiven (se vedlagte tegninger og Excel tabell).

Sum laster skive = last per etg. $\times 4 = 106,26 \text{ kN} \times 4 = 425,04 \text{ kN}$

Total egenvekt skive nr.2 = egenlast veggskive D01 – D04

$$= 106,26 \times 4 = 425 \text{ kN}$$

Nyttelaster

Nyttelast dekke kontor: $p_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$ (2, s.304, Bind C, 2020)

Nyttelast i trapperom: $p_2 = 3,5 \text{ kN/m}^2$ (2, s.304, Bind C, 2020)

Skive 2 tar ikke opp nyttelaster, dermed er Nyttelaster for skive 2 = 0 kN

Tabell 1 Vertikallast skive (utregninger fra xcel)

Vertikallast skive	Skive Nr; 1 6m	Skive nr; 2 5,6m	Skive nr; 3 3,6m	Skive nr; 4 6m	Skive nr; 5 6m
Laster	KN	KN	KN	KN	KN
Do1-Do4					
Egenlast dekker (med påstøp)	65,7	0	17,1	0	0
Egenlast veggskive	113,85	106,26	44,55	74,25	74,25
nyttelast pr. etg	54	0	10,8	0	0
Tak (Skive/fasade 900mm over tak)					
Egenlast dekke/tak	50,4	0	14,04	0	0
Egenlast veggskive	0	0	0	0	0
Snølast	86,4	0	17,28	0	0
Sum laster tak	136,8	0	31,32	0	0
Sum laster pr etg u/tak	233,55	106,26	72,45	74,25	74,25
Total Last på skive	1209	425,04	321,12	297	297
Total egenvekt skive do1-do4	455,4	425,04	178,2	297	297
Total G skive + G dekke & tak	702,9	425,04	243,54	297	297
Total Nyttelast inkl tak	229,5	0	56,7	0	0

Vindlast

Grunnverdi hastighetstrykk $Vb_0 = 27 \text{ m/s}$

Terrengkatogori = IV (byområde) (EC1-1-4)

$Z = 18,1 \text{ m}$

Velger å bruke samme vindlast for hele bygget med $Z = 18,1 \text{ m}$ (konservativt) (EC1-1-4)

Vind y – retning

Areal vegg $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe,10}; \frac{h}{b} = 1,006$ (2, s.304, Bind C, 2020)

Formfaktorer for vind med tilhørende vindtrykk

Sone A: $C_{peA} = 1,2; W_{eA} = C_{peA} \times q_p = 1,2 \times 0,75 = 0,9$ (Undertrykk)

Sone B: $C_{peB} = 0,8; W_{eB} = C_{peB} \times q_p = 0,8 \times 0,75 = 0,6$ (Undertrykk)

$$\text{Sone D: } C_{peD} = 0,8; W_{eD} = C_{peD} \times q_p = 0,8 \times 0,75 = 0,6 \quad (\text{Trykk})$$

$$\text{Sone E: } C_{peE} = 0,5; W_{eE} = C_{peE} \times q_p = 0,5 \times 0,75 = 0,38 \quad (\text{Undertrykk})$$

(2, s.304, Bind C, 2020)

For bygninger med $1 < \frac{h}{d} < 5$ og det benyttes formfaktor for vind og leside samtidig, kan resultantkraften reduseres med en faktor mellom 0,85 og 1. Ettersom $\frac{h}{d} = 1,006$ er det ikke behov for interpolering og faktoren kan settes til 0,85.

(2, s.304, Bind C, 2020)

Korrelert vindlast mot langvegg

$$p_{vD} = w_{eD} \times 0,88 = 0,6 \times 0,88 = 0,51 \text{ kN/m}^2 \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$p_{vE} = w_{eE} \times 0,88 = 0,38 \times 0,88 = 0,32 \text{ kN/m}^2 \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$p_v = p_{vD} + p_{vE} = 0,51 + 0,32 = 0,83 \text{ kN/m}^2 \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(50,4; 2 \times 18,1) \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$e = 36,2 \text{ m}$$

$$\text{Utstrekning av sone A: } \frac{e}{5} = 7,24 \text{ m} \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$\text{Utstrekning av sone B: } e - \text{utstrekning sone A} = 36,2 - 7,24 = 28,6 \text{ m}$$

(2, s.304, Bind C, 2020)

Snølast

$$\text{Karakteristisk grunnverdi: } S_k = 4,8 \text{ kN/m}^2 \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$\text{Formfaktor for snø: } \mu_1 = 0,8 \quad (2, \text{ s.304, Bind C, 2020})$$

$$\text{Resulterende snølast: } S = \mu_1 \times C_e \times C_t \times S_k = 0,8 \times 1 \times 1 \times 4,8 = 3,84 \text{ kN/m}^2$$

(2, s.304, Bind C, 2020)

(EC1-1-3, punkt 5.2 og 5.3)

Vertikale laster for hele bygget

Tabell 2 Vertikale laster for hele bygget (utregning fra xcel)

Vertikale laster for hele bygget		
		kN
Etasjeskiller	G dekker	3873,96
	G bjelker	819
	G søyler	95,23
	G veggskiver	413,16
	G fasade	676,76
	G trapperom	64,8
	Sum pr etg	5942,9
Nyttelast etg skille	P Kontor	2656,8
Vertikale laster tak	Dekker tak	3144,96
Snølast tak	snø	4354,56
Nyttelast tak	P tak	2041,2

Laster er oppgitt i kN

Horisontale laster vegg

$$h_{vD} = p_{vD} \times 3,3 = 0,51 \times 3,3 = 1,68 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$h_{vE} = p_{vE} \times 3,3 = 0,31 \times 3,3 = 1,05 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$h_v = h_{vD} + h_{vE} = 2,73 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$p_v = h_v \times \text{lenge på vegg} = 2,73 \times 50,4 = 137,84 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$h_A = w_A \times 3,3 = 0,9 \times 3,3 = 2,97 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$h_B = w_B \times 3,3 = 0,6 \times 3,3 = 1,98 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$a_h = \frac{2}{\sqrt{\text{veggghøyde}}} = \frac{2}{\sqrt{18,1}} \cong 0,47 \rightarrow 0,47 < \frac{2}{3} \rightarrow \text{velger } a_h = \frac{2}{3}$$

(5, s.308, Bind C, 2020)

Horisontale laster tak

$$h_v = p_v \times \frac{(3,3)}{2} + 0,9 = 0,83 \times \frac{(3,3)}{2} = 2,11 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$$p_v = h_v \times \text{lenge på vegg} = 2,11 \times 50,4 = 106,5 \text{ kN/m} \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

Vertikale konstruksjonsdeler (m); (Y-retning)

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(\frac{1+1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \times \left(\frac{1+1}{26}\right)} = 0,72 \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

$m = \text{antall vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til skjevstillingseffekt}$

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = 0,005 \times \frac{2}{3} \times 0,72 = 0,0024 \quad (5, \text{ s.308, Bind C, 2020})$$

Skjevstillingslaster fra etasjeskiller

$$G_{0,24\%} = \theta_i \times \text{sum vertikale laster per etg} = 0,0024 \times 5942,9 \text{ kN} = 14,27 \text{ kN} \quad (5, \text{ s.309, Bind C, 2020})$$

$$P_{0,24\%} = \theta_i \times \text{sum nyttelest per etg.} = 0,0024 \times 2656,8 \text{ kN} = 6,38 \text{ kN} \quad (5, \text{ s.309, Bind C, 2020})$$

Skjevstillingslast fra tak

$$G_{0,24\%} = \theta_i \times \text{sum vertikale laster tak} = 0,0024 \times 3144,96 \text{ kN} = 7,55 \text{ kN} \quad (5, \text{ s.310, Bind C, 2020})$$

$$P_{0,24\%} = \theta_i \times \text{sum nyttelest tak} = 0,0024 \times 2041,2 \text{ kN} = 4,9 \text{ kN} \quad (5, \text{ s.310, Bind C, 2020})$$

$$S_{0,24\%} = \theta_i \times \text{sum snølast tak} = 0,0024 \times 4354,56 \text{ kN} = 10,46 \text{ kN}$$

(5, s.310, Bind C, 2020)

Vindlast fra etasjeskiller

$$P_v = h_v \times 50,4m = 137,84 \text{ kN} \quad (5, \text{ s.310, Bind C, 2020})$$

Lastkombinasjoner på langvegg

Kombinasjon 3a:

$$\begin{aligned} H_{Ed} &= 1,2 \times G_{0,24\%} + 1,05 \times S_{0,24\%} + 1,05 \times P_{0,24\%} + 1,5 \times P_v \\ &= 1,2 \times 14,27 + 1,05 \times 0 + 1,05 \times 6,38 + 1,5 \times 137,87 = \mathbf{230,6 \text{ kN}} \end{aligned}$$

(5, s.310, Bind C, 2020)

Kombinasjon 3b:

$$H_{Ed} = 1,0 \times G_{0,24\%} + 1,5 \times P_v = 1,0 \times 14,27 + 1,5 \times 137,84 = 221 \text{ kN}$$

(5, s.310, Bind C, 2020)

Lastkombinasjon 3a er dimensjonerende

Lastkombinasjoner tak

Lastkombinasjon 3a

$$H_{Ed,tak} = 1,2 \times 7,55 + 1,05 \times 10,46 + 1,05 \times 0 + 1,5 \times 106,5 = 179,81 \text{ kN}$$

$$\text{Forhold; } \frac{H_{Ed,tak}}{H_{Ed}} = \frac{179,81}{230,6} = 0,78 \quad (5, \text{ s.310, Bind C, 2020})$$

Lastkombinasjon 3b

$$H_{Ed,tak} = 1,0 \times 7,55 + 1,5 \times 106,5 = 167,32 \text{ kN} \quad (5, \text{ s.310, Bind C, 2020})$$

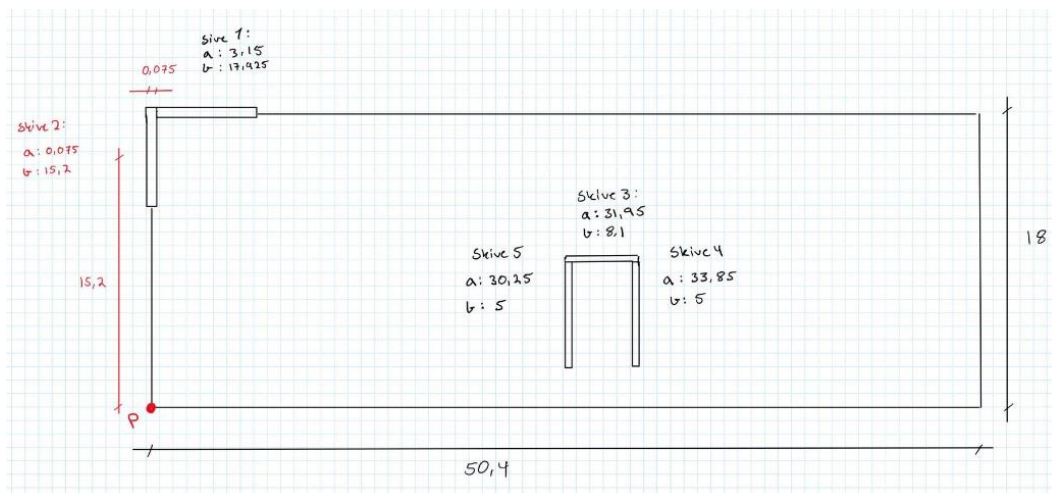
$$\text{Forhold; } \frac{H_{Ed,tak}}{H_{Ed}} = \frac{167,81}{221,03} = 0,76$$

(5, s.310, Bind C, 2020)

Fordeling av horisontallast i y-retning

Utregning for skive nr. 2:

Velger punkt P i ene hjørnet av bygget. Beregner deretter skivens avstander til P, se figur 3.



Figur 2 Skisse, avstander til punkt p

$$\text{Senter skive 2 horisontal: } a = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m} \quad (12.3.1.3, \text{ s.105, Bind B, 2016})$$

$$\text{Senter skive 2 vertikal: } b = 18 - \frac{5,6}{2} = 15,2 \text{ m} \quad (12.3.1.3, \text{ s.105, Bind B, 2016})$$

Stivhetskoeffisienter

$$K_x = 0$$

$$K_y = 109\,636,66$$

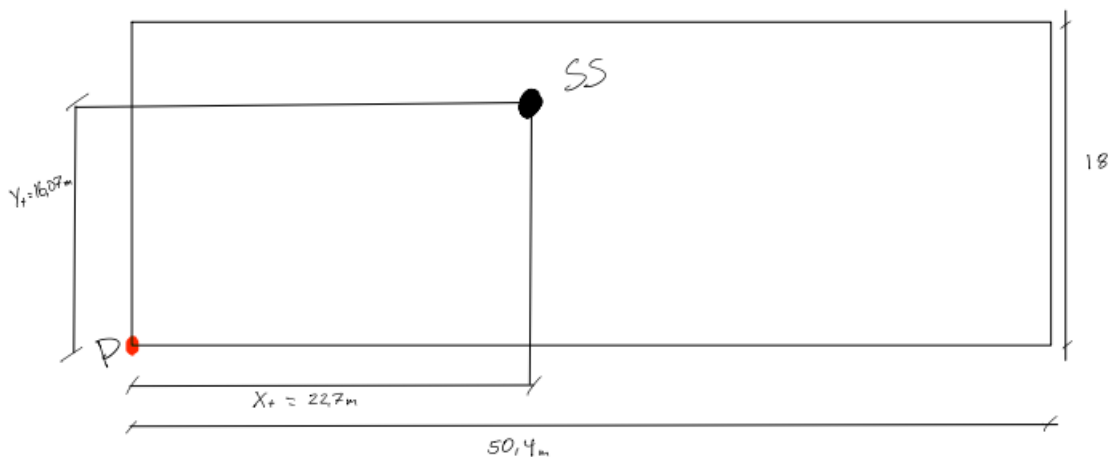
$$a K_y = 0,075 \times 109\,636,66 = 8222,75$$

$$b K_x = 0 \quad (\text{Vedlegg 6, «analytisk dimensjonering veggskive»})$$

Tabell 3 Fordeling av horisontallast i y- retning

Fordeling av horisontallast i y-retning						
Skive nr:	1	2	3	4	5	Sum
a(m)	3,15	0,08	31,95	33,85	30,25	
b(m)	17,93	15,20	8,10	5,00	5,00	
Kx(KN/m)	132923,08	0,00	30902,11	0,00	0,00	163825,19
Ky(KN/m)	0,00	109636,66	0,00	132923,08	132923,08	375482,82
a Ky	0,00	8222,75	0,00	4499446,26	4020923,17	8528592,18
b Kx	2382646,21	0,00	250307,09	0,00	0,00	2632953,30

Koordinater for stivhetssenter (SS)



Figur 3 Skisse stivhetssenter SS

$$X_t = \frac{\sum a_i k_{yi}}{K_y} = \frac{8528592,18}{2632953,3} = 22,7 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

$$Y_t = \frac{\sum b_i k_{xi}}{K_x} = \frac{2632953,18}{163825,19} = 16,07 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

Kraftens eksentrisitet i forhold til stivhetssenteret

$$e_x = 25,2 - X_t = 25,2 - 22,7 = 2,49 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

$$e_y = 0 \text{ m} \quad \text{Ingen horisontalkrefter i x-retning}$$

Forskyvninger

$$\delta_x = \frac{H_x}{K_x} = 0 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

$$\delta_y = \frac{H_y}{K_y} = \frac{230,6}{375482,19} = 0,00061 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

Reaksjonsmoment

(Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016)

$$M_z = H_x \times e_y + H_y \times e_x = 0 \times 0 + 230,6 \times 2,49 = 573,35 \text{ kNm}$$

x og y komponent

$$x = a - X_t = 0,08 - 22,7 = -22,64 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

$$y = b - Y_t = 15,2 - 16,07 = -0,87 \text{ m} \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

$$\text{Samlet stivhet i y - retning} = K_y$$

$$\text{Samlet stivhet i x - retning} = K_x$$

$$x^2 K_y = -22,64^2 \times 109\,636,66 = 56\,189\,807,23 \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

$$y^2 K_x = 0 \quad (\text{Tabell 12.7, s.114, Bind B, 2016})$$

Tabell 4 Fordeling av horisontallast i y- retning

Fordeling av horisontallast i y-retning						
Skive nr:	1	2	3	4	5	Sum
x (m)	-19,56	-22,64	9,24	11,14	7,54	
y (m)	1,85	-0,87	-7,97	-11,07	-11,07	
x ² *K _y	0,00	56189807,23	0,00	16484839,24	7549538,64	80224185,11
y ² *K _x	456541,67	0,00	1963779,32	0,00	0,00	2420320,99

Rotasjonsstivhet

$$I = \sum(x^2 \times K_y) + \sum(y^2 + K_x) = 80224185,11 + 2420320,99 = 82644506,10$$

(12.3.1.3, s.106, Bind B, 2016)

Rotasjonsvinkel

$$d\varphi = \frac{M_z}{I} = \frac{573,35}{82644506,10} = 6,94 \times 10^{-6} \quad (\text{12.3.1.3, s.106, Bind B, 2016})$$

Translasjon

$$H_{xi} = K_{xi} \times \delta_x = 0 \quad (\text{12.3.1.3, s.106, Bind B, 2016})$$

$$H_{yi} = K_{yi} \times \delta_y = 109636,66 \times 0,00061 = 67,33 \quad (\text{12.3.1.3, s.106, Bind B, 2016})$$

Rotasjon

$$H_{xi} = Y_i \times K_{xi} \times \frac{Mz}{I} = 0 \quad (12.3.1.3, \text{ s.106, Bind B, 2016})$$

$$H_{yi} = x_i \times K_{yi} \times \frac{Mz}{I} = -22,64 \times 109636,66 \times \frac{573,35}{82644506,1} = 17,22$$

(12.3.1.3, s.106, Bind B, 2016)

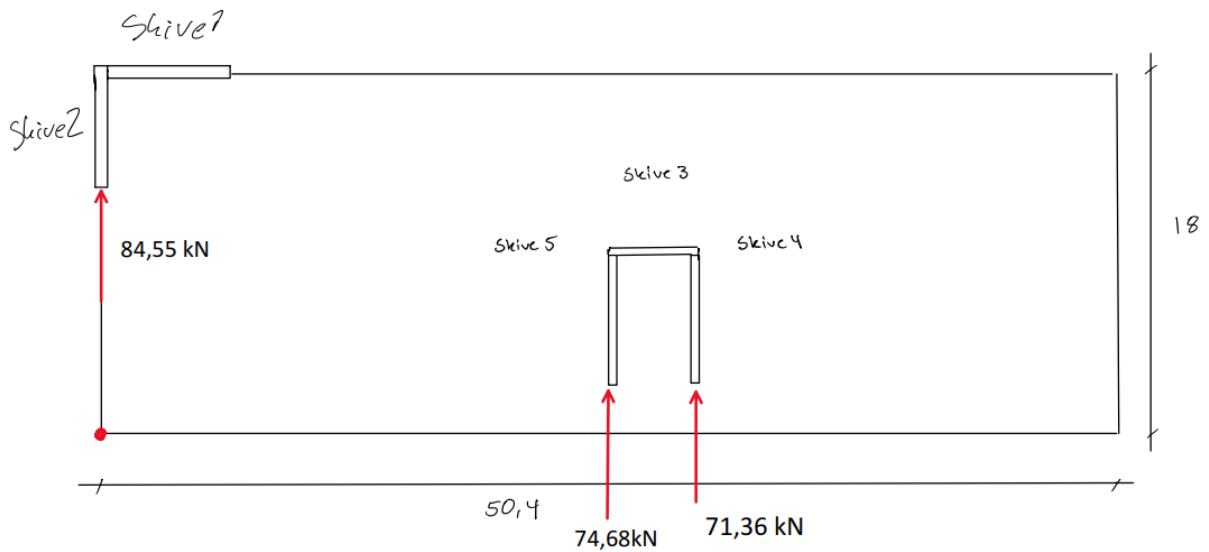
Sum translasjon og rotasjon = 67,33 + 17,22 = 84,55 kN

Skive 2 vil dermed ta opp 84,55 kN av den dimensjonerende lasten på 230,6 kN

Ferdig tabell for kraftfordeling av horisontalkrefter inkludert vind, skjevstilling og faktorer

Tabell 5 Ferdigstilt kraftfordeling

Fordeling av horisontalast i y-retning						
Skive nr:	1	2	3	4	5	Sum
a(m)	3,15	0,08	31,95	33,85	30,25	
b(m)	17,93	15,20	8,10	5,00	5,00	
Kx(KN/m)	132923,08	0,00	30902,11	0,00	0,00	163825,19
Ky(KN/m)	0,00	109636,66	0,00	132923,08	132923,08	375482,82
a Ky	0,00	8222,75	0,00	4499446,26	4020923,17	8528592,18
b Kx	2382646,21	0,00	250307,09	0,00	0,00	2632953,30
Xt= sum(ai*kyi)/ky ; (m)	22,71366825					
Yt= sum(bi*kxi)/kx ; (m)	16,07172438					
ex= 25,2-xt ; (m)	2,486331754					
ey=0	Ingen horisontalkrefter i x-retning					
$\delta x = Hx/Kx ; (m)$	0					
$\delta y = Hy/Ky ; (m)$	0,00061					
Mz= Hx*ey+Hy*ex ; (KNm)	573,35					
x (m)	-19,56	-22,64	9,24	11,14	7,54	
y (m)	1,85	-0,87	-7,97	-11,07	-11,07	
x ² *Ky	0,00	56189807,23	0,00	16484839,24	7549538,64	80224185,11
y ² *Kx	456541,67	0,00	1963779,32	0,00	0,00	2420320,99
I=Sum(x ² *Ky)+Sum(y ² *Kx)	82644506,10					
dφ= Mz/I	6,93752E-06					
Translasjon:						
Hxi = Kxi × δx	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Hyi = Kyi × δy	0,00	67,33	0,00	81,63	81,63	
Rotasjon:						
Hxi= - yi × Kxi × Mz / I	-1,71	0,00	1,71	0,00	0,00	
Hyi= - xi × Kyi × Mz / I	0,00	17,22	0,00	-10,27	-6,95	
Sum:						
Hx	-1,71	0,00	1,71	0,00	0,00	
Hy	0,00	84,55	0,00	71,36	74,68	



Figur 4 Dimensjonerende kraftfordeling

Kraftfordeling av horisontallast kun fra vind:

Dimensjonerende horisontallast fra vind, skeivstilling og faktorer: $H_{ed} = 230,6 \text{ kN}$

Forhold av kraftfordeling i skive 2,4 og 5 fra $H_{ed} = 230,6 \text{ kN}$

$$\text{Skive 2} = \frac{84,55}{230} = 37\%$$

$$\text{Skive 4} = \frac{71,36}{230} = 31\%$$

$$\text{Skive 5} = \frac{74,68}{230} = 32\%$$

$$\text{Sum forhold} = 37 + 31 + 32 = 100\% \rightarrow \text{OK!}$$

Vindlast: $H_v = 2,73 \text{ kN/m}$

Vindlast på vegg i y retning: $H_{ed,vind} = 2,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 50,4\text{m} = 138 \text{ kN}$

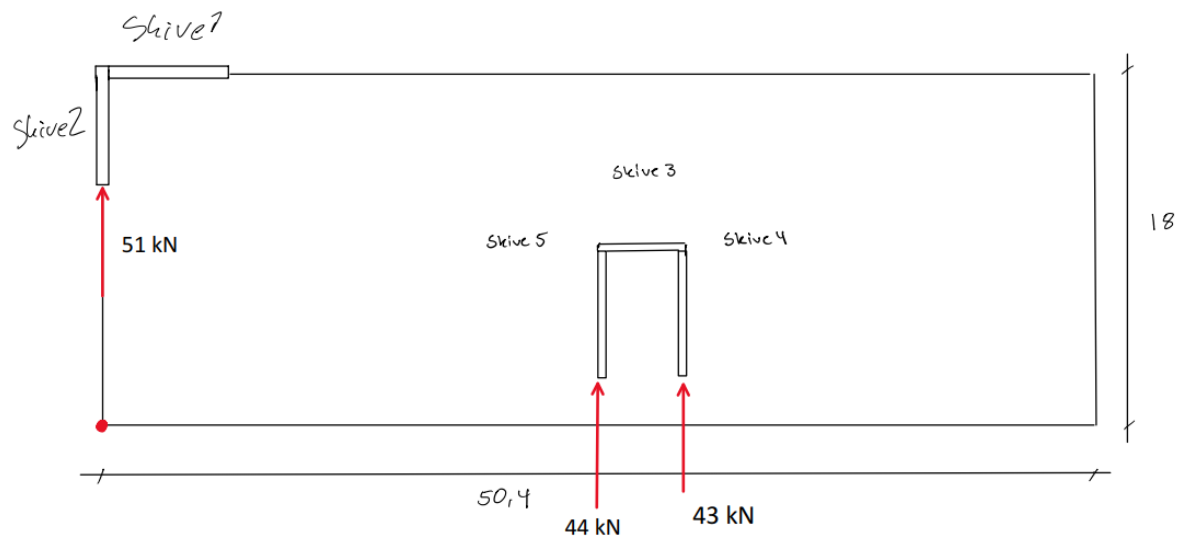
Forhold kraftfordeling

$$\text{Skive 2} = 138 \times 37\% = 51 \text{ kN}$$

$$\text{Skive 4} = 138 \times 31\% = 43 \text{ kN}$$

$$\text{Skive 5} = 138 \times 32\% = 44 \text{ kN}$$

$$\text{Sum} = 51 + 43 + 44 = 138 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

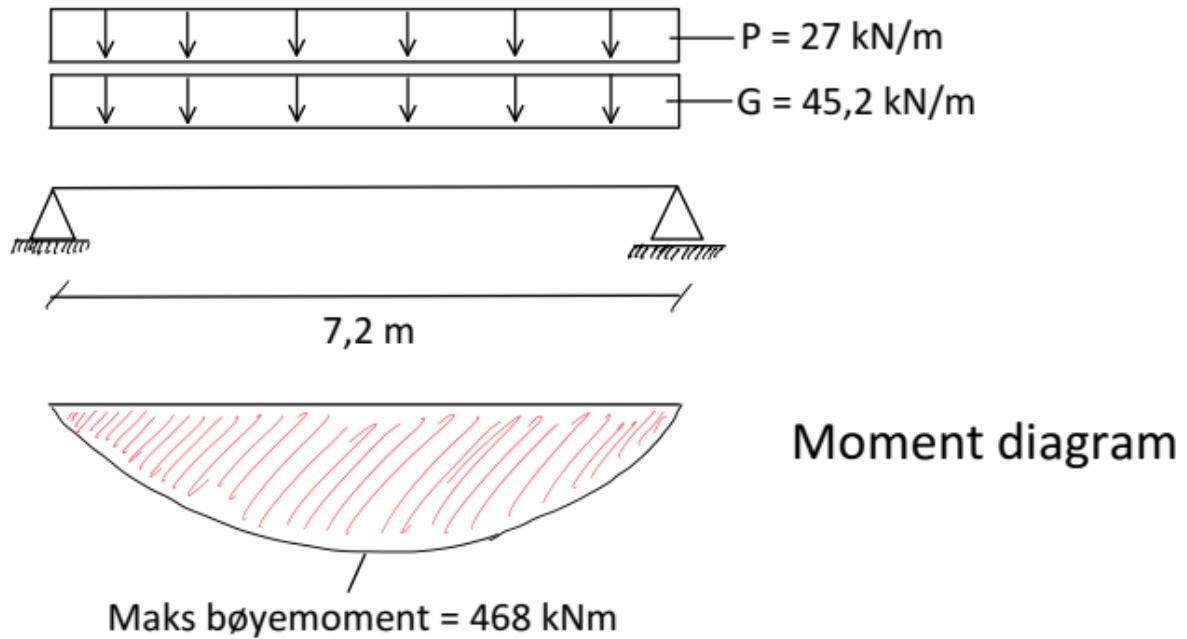


Figur 5 Kraftfordeling kun fra vindlast

Vedlegg 4

Analytisk dimensjonering bjelke

Maks bøyemoment på fritt opplagt bjelke



Figur 1 Lasttilfelle og momentdiagram

(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke»)

Maks moment = 468 kNm

(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke»)

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden

Ligning 6.10b: $M_{ed} = 614,2 \text{ kNm}$

(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke»)

Dimensjonering med fullt utnyttet trykksone, ren bøyning (Moment):

Antar bjelketverrsnitt 350x650 (mm)

Materialer

Betong: B45

Armering: B500C

Dimensjonerende fastheter etter Eurokode 2:

$$\text{Dimensjonerende trykkfasthet: } f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

(Formel 2.1, s.7 og tabell 3.2 s.12, Sørensen, 2013)

$$\text{Armeringens dimensjonerende flytegrense: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,79 \approx 434 \text{ MPa}$$

(Formel 3.8, s.18 og s.19, Sørensen, 2013)

$$\text{Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense: } f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,79 \approx$$

434 MPa

(Formel 3.8, s.18 og s.19, Sørensen, 2013)

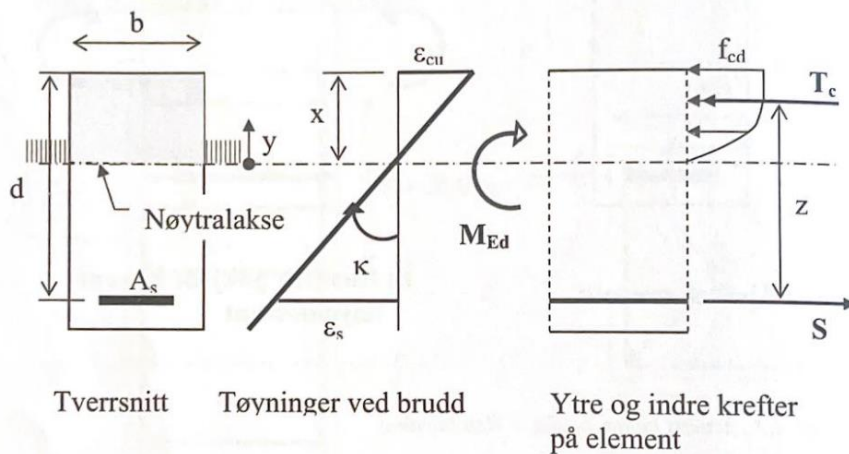
Dimensjonering med fullt utnyttet trykksone

Dersom en velger at betongtrykksonen skal være fullt utnyttet i brudd grensetilstanden gjelder dimensjoneringskriteriet for fullt utnyttet trykksone.

$$\text{Dimensjonskriterie: } M_{rd} = M_{ed} = 614,1 \text{ kN/m}$$

(Formel 4.24, s.38, Sørensen, 2013)

Beregningsmodell, momentkapasitet:



Figur 2 Beregningsmodell, momentkapasitet
(Sørensen, 2013)

(Formel 4.3, s.28,

Tverrsnittets nødvendige effektive høyde d bestemmes som:

$$\text{Effektiv høyde: } d = \sqrt{\frac{M_{ed}}{K \times f_{cd} \times b}} = \sqrt{\frac{614,1}{0,275 \times 25,5 \times 350}} = 500,21 \approx 501 \text{ mm}$$

(Formel 4.25, s.38, Sørensen, 2013)

Verdier for K for betong i fasthetsklasser B20-B95, for armeringsstål med flytegrense på 500 MPa

Verdi for K (B45), normalarmert: $K = 0,275$

(Tabell 4.3, s.38, Sørensen, 2013)

Nødvendig armering:

$$A_{s,n} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \times z} = \frac{614,1 \times 10^6}{434,79 \times 418,34} = 3376,22 \text{ mm}^2$$

(Formel 4.26, s.39, Sørensen, 2013)

$$\text{Indre momentarm: } z = \left(1 - c \times \frac{M_{ed}}{M_{rd}}\right) \times d = \left(1 - (0,165) \times \frac{614,1}{614,1}\right) \times 501 = 418,34 \text{ mm}$$

(Formel 4.28, s.44, Sørensen, 2013)

$$c = 1 - \frac{z}{d} = 1 - 0,835 = 0,165 \quad (\text{Tabell 4.4 s.39 og figur 4.28 s.44, Sørensen, 2013})$$

Velger armering 3Ø32 + 2Ø25

$$\text{Strekkarmeringstverrsnitt: } A_s = \frac{3\pi \times 32^2}{4} + \frac{2\pi \times 25^2}{4} = 3394,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{sn} = 3394,5 > 3376,22 \quad \text{OK!}$$

Krav til armering i tverrsnitt er tilfredsstillt

$$\text{Utnyttelsesgrad} = \frac{A_{sn}}{A_s} = \left(\frac{3376,22}{3394,5} \right) \times 100 = 90,5\%$$

Nominell overdekning bunn, topp og konsoll:

Se figur 4

$$c_{nom,bunn} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 32 + 10 = 42 \text{ mm} \quad (4.4.1.2, \text{Eurokode 2})$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\} = \max\{32; 15; 10\text{mm}\} = 32\text{mm} \quad (4.4.1.2, \text{Eurokode 2})$$

$$c_{min,b} = \max\{\emptyset; 10\text{mm}\} = \max\{32; 10\text{mm}\} = 32\text{mm} \quad (\text{Tabell NA.4.4N, Eurokode 2})$$

$$c_{min,dur} = 15\text{mm} \quad (\text{Tabell NA.4.4N, Eurokode 2})$$

$$\Delta c_{dev} = 10\text{mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P, Eurokode 2})$$

Kommentar: Det vil ikke være nødvendig med $c_{nom,bunn} = 42 \text{ mm}$ i horisontal retning da det vil være konsoll på hver sin side. Se figur 3 og 4 for illustrasjon for overdekning.

$$c_{nom,topp} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\} = \max\{12; \mathbf{15}; 10\text{mm}\} = 15\text{mm}$$

$$c_{min,b} = \max\{\emptyset; 10\text{mm}\} = \max\{\mathbf{12}; 10\text{mm}\} = 12\text{mm}$$

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

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

Overdekning konsoll blir tatt med i figur 4 for illustrasjon av bjelketverrsnitt med konsoll:

$$c_{nom,konsoll} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\} = \max\{12; \mathbf{15}; 10\text{mm}\} = 15\text{mm}$$

$$c_{min,b} = \max\{\emptyset; 10\text{mm}\} = \max\{\mathbf{12}; 10\text{mm}\} = 12\text{mm}$$

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

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

Fri avstand mellom armeringsstenger i samme lag:

$$a_{h,\emptyset 32} \geq \max\{2 \times \emptyset; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = \max\{64\text{mm}; 25\text{mm}; 20 \text{ mm}\} = 64 \text{ mm}$$

Eksponeringsklasse XC1 er $d_g = 20 \text{ mm}$

(Tabell NA.8.2(2), Eurokode

2)

$$a_h = \frac{b - (c_{nom,topp} \times 2 + \emptyset_{b\emptyset yle} \times 2 + \emptyset_{32} \times 3)}{2} = \frac{350 - (35 \times 2 + 8 \times 2 + 32 \times 3)}{2} = 84 \text{ mm}$$

$$a_{h,\emptyset 32} < a_h = 64 \text{ mm} < 84 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Avstanden mellom armeringsjern for $\emptyset 25$ i samme lag er 214mm og er godt over kravet etter EC2, NA.8.2(2), viser derfor ikke utregning for dette laget.

Fri avstand mellom armeringstenger i forskjellige lag:

$$a_v = \max\{1,5 \times \emptyset; d_g + 5 \text{ mm}; 20\text{mm}\} = \max\{48\text{mm}; 25\text{mm}; 20\text{mm}\} = 48\text{mm}$$

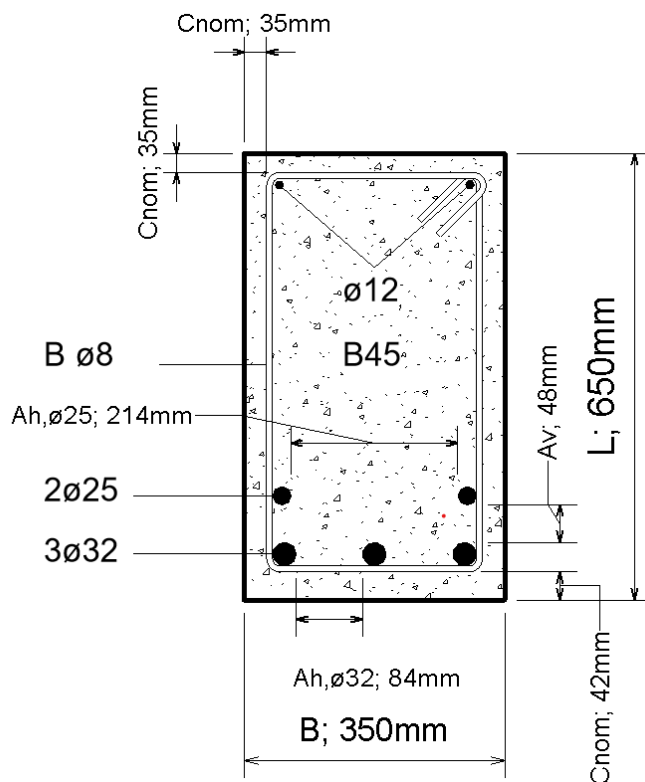
Sjekker tverrsnittshøyden, velger: $h = 650 \text{ mm}$:

$$h \geq d + a_v + \varnothing_{Armering} + \varnothing_{B\varnothingyle} + C_{nom,bunn}$$

$$650 \geq 501 + 24 + 32 + 8 + 42 = 607\text{mm} \rightarrow \underline{\text{OK!}}$$

Bjelketverrsnitt uten konsoll

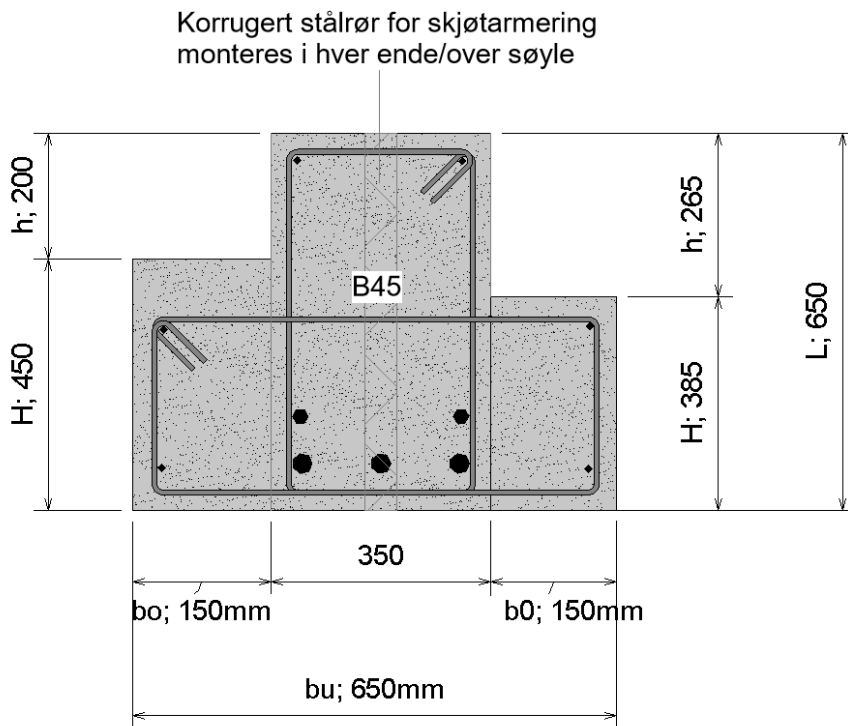
350x650, 3Ø32 + 2Ø25



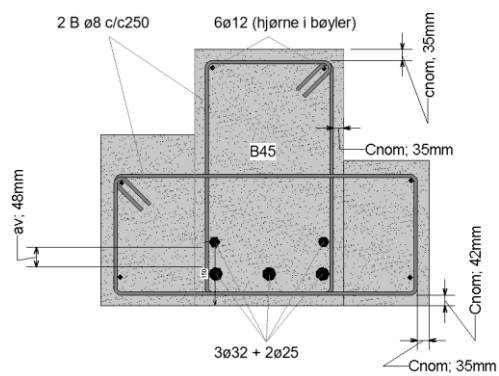
Figur 3 Bjelketverrsnitt uten konsoll

Bjelketversnitt med konsoll og armeringsdetalj

Bjelketverrsnitt med konsoll er den praktiske bjelken. Bjelken viser mål og detaljer.

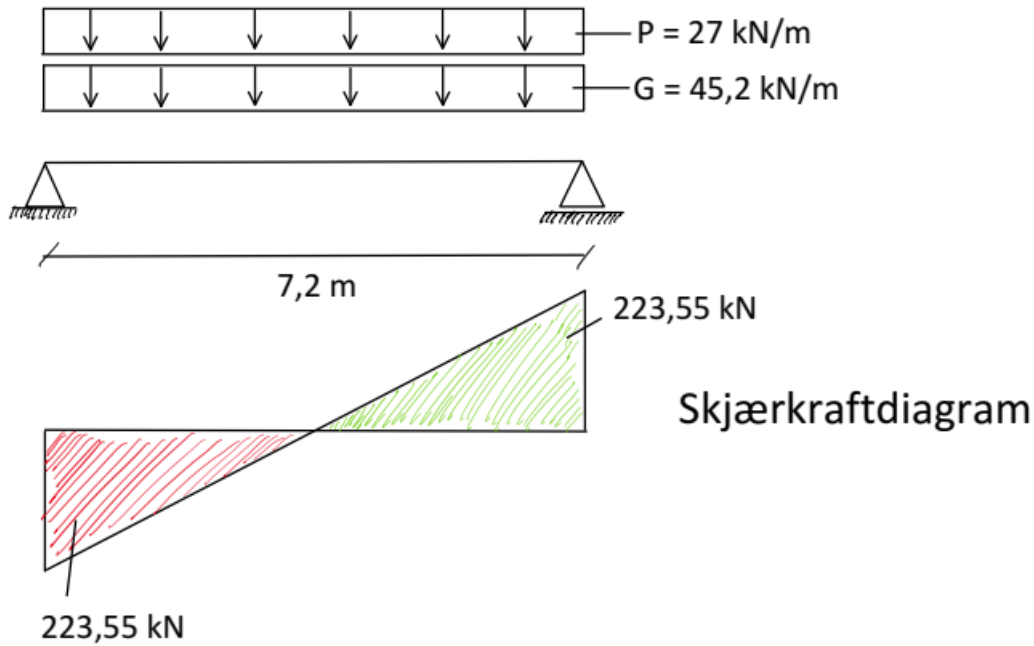


Figur 4 Bjelketverrsnitt med konsoll detlj



Figur 5 Bjelketverrsnitt med konsoll, armeringsdetalj

Skjærkraftkapasitet i bjelke



Figur 6 Lastilfellet og skjærkraftsdiagram

(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke»)

$$V_{ed} > V_{Rd,c} = 223,55 \text{ kN} > 152,15 \text{ kN}$$

(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke»)

à Beregningsmessig behov, bøylearmering må ta hele skjærkraften.

(s.71, Sørensen, 2013 og 6.2.3, Eurokode 2)

Skjærstrekkapasitet, skjærarmering

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd} \times \cot \theta \geq V_{Ed,red} = 223,55$$

(Formel 4.65, s.74 og eksempel 4.11 s.76-77 Sørensen, 2013)

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt pr lengde enhet

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,red}}{f_{ywd} \times z \times \cot \theta} = \frac{223,55 \times 10^3}{434,8 \times 451 \times 2,5} = 0,456 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 501 = 451$$

Eksempel 4.11, s.76-77, Sørensen,

2013)

$\cot \theta = 2,5$ $\cot \theta$ er valgt lik 2,5 da dette gir minst skjærarmeringstverrsnitt

(NA6.2.3(2), Eurokode 2)

Sjekker minimum skjærarmering

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} = 0,1 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times b = 0,1 \times \frac{\sqrt{45}}{500} \times 350 = 0,4696 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

(Eksempel 4.11 s.76-77, Sørensen, 2013 og 9.2.2(5), Eurkode

2)

Minimumskravet er ikke tilfredstilt bruker derfor videre verdi for minimum skjærarmering:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \mathbf{0,4696 \text{ mm}^2/\text{mm}}$$

Velger bøyer Ø8

$$A_{sw} = \frac{2 \times \pi \times 8^2}{4} = 100,53 \text{ mm}^2$$

Finner senteravstand:

$$s = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min}} = \frac{100,53}{0,4696} = 214,08 \approx 215 \text{ mm} \quad (\text{Anvender formel for og finne senteravstand})$$

Krav til maksimal senteravstand

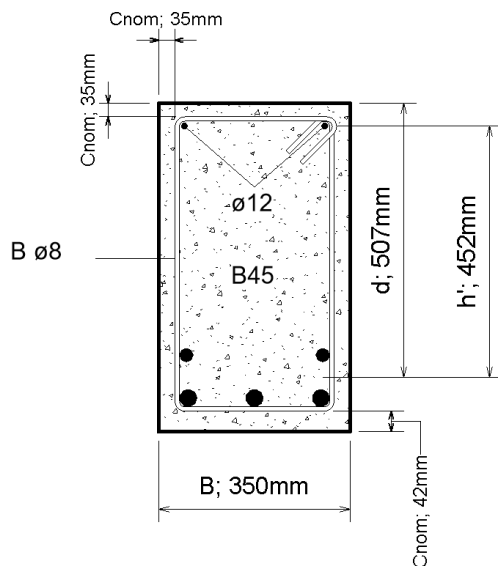
Se figur 8 for illustrasjon

$$S_{l,max} = 0,6h' = 0,6 \times 452 = 271,2 \approx 270 \text{ mm} \quad (\text{Eksempel 4.11 s.77 Sørensen, 2013})$$

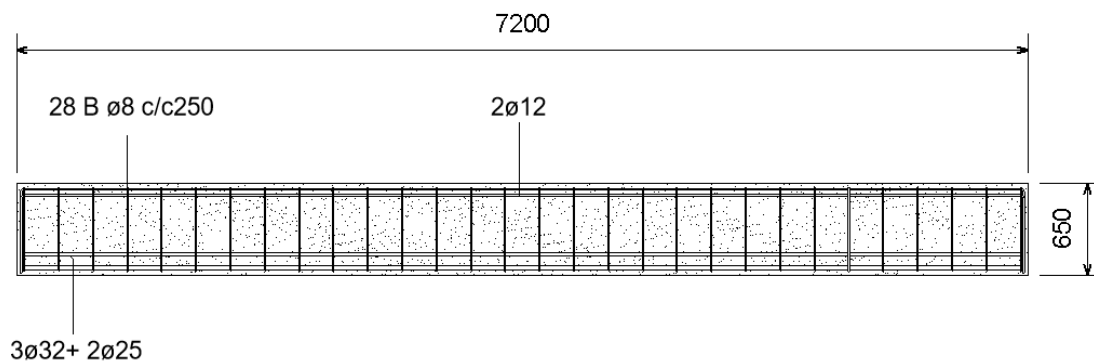
$$h' = d - c_{nom,topp} - \varnothing_{b\ddot{y}yle} - \frac{\varnothing_{12armering}}{2} = 501 - 35 - 8 - \frac{12}{2} = 452 \text{ mm}$$

$$S_{l,max} \geq s = 270 \geq 215 \text{ OK!}$$

Velger bøyer Ø8s250



Figur 7 Bjelketverrsnitt, bøyde detalj

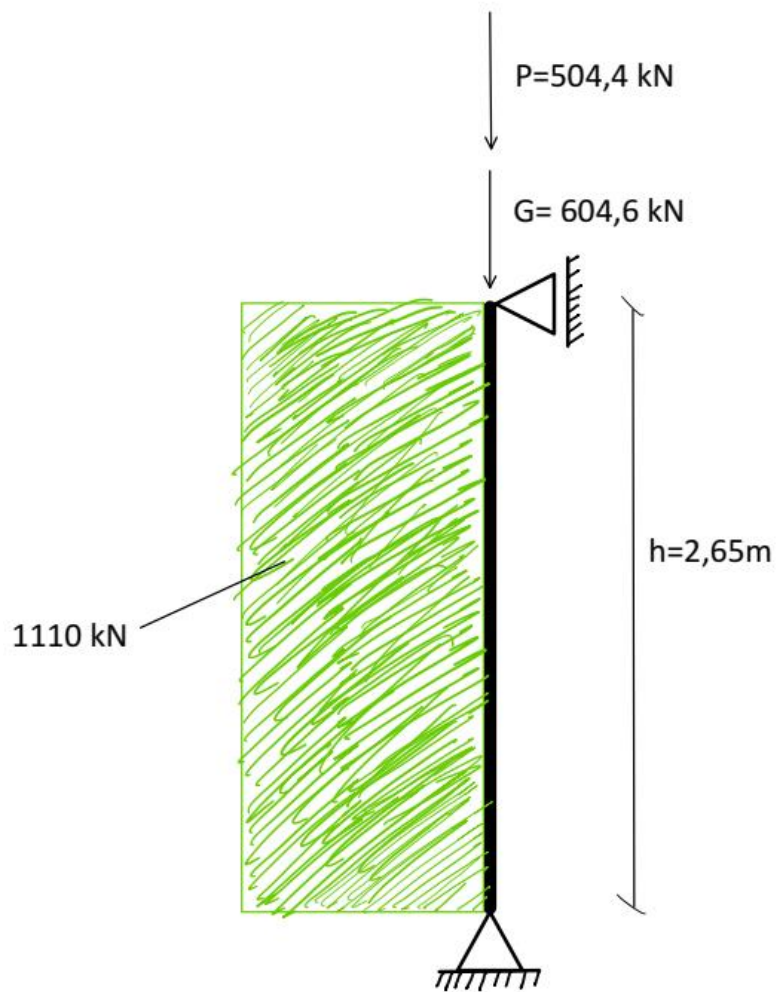


Figur 8 Snitt av bjelke, bøyde detalj

Vedlegg 5

Analytisk dimensjonering søyle

Aksiell trykkraft søyle do3



Figur 1 Aksialkraft søyle

(Vedlegg 2, «analytisk lastberegning søyle»)

$$N = G + P = 604,6 + 505,4 = 1110 \text{ kN}$$

(Vedlegg 2, «analytisk lastberegning søyle»)

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden

Ligning 6.10b: $N_{ed} = 1396 \text{ kN}$

(Vedlegg 2, «analytisk lastberegning søyle»)

Dimensjonering av kort søyle for en gitt aksiell trykkraft

Materialer

Betong: B35

Armering: B500C

Dimensjonerende fastheter etter Eurokode 2

$$\text{Dimensjonerende trykkfasthet: } f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 45}{1,5} = 25,5 \text{ MPa}$$

(Formel 2.1, s.7 og tabell 3.2 s.12, Sørensen, 2013)

$$\text{Armeringens dimensjonerende flytegrense: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,79 \approx 434 \text{ MPa}$$

(Formel 3.8, s.18 og s.19, Sørensen, 2013)

Betongtverrsnitt

$$A_c = b \times h = 250 \times 250 = 6,25 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

Armering

$$\text{Nødvendig armeringsmengde: } A_{s'} \geq \frac{N_{ed} - f_{cd} \times A_c}{f_{yd} - f_{cd}}$$

(Eksempel 4.1, 2.24-25, Sørensen, 2013)

$$A_{s'} \geq \frac{1396 \times 10^3 - 19,8 \times 6,25 \times 10^4}{434 - 19,8} = 382,67 \text{ mm}^2$$

Kontrollere minste armering

Armering må være symmetrisk i tverrsnittet

$$\text{Min. armering} = \text{Max}; \mathbf{0,01} \times A_c ; \frac{0,2 \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{NA.9.5.2(2), Eurokode 2})$$

$$; 0,01 \times A_c = 0,01 \times 6,25 \times 10^4 = \mathbf{625 \text{ mm}^2}$$

$$; \frac{0,2 \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,2 \times 6,25 \times 10^4 \times 19,8}{424} = 570,3 \text{ mm}^2$$

Minste armering er større enn nødvendig armering \rightarrow Velger minste armering 625 mm^2

Velger 4Ø16 som lengdearmering:

$$\text{Armeringsmende: } A_s = \frac{4\pi \times 16^2}{4} = 804 \text{ mm}^2$$

$804 \text{ mm}^2 > 625 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK!}$

$$\text{Utnyttelsesgrad} = \frac{A_{s'}}{A_s} = \left(\frac{382,67}{804} \right) \times 100 = 48\%$$

Nominell overdekning:

Se figur xxxxx

$$C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev} = 15 + 10 = 25mm \quad (4.4.1.2, \text{Eurokode 2})$$

$$C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur}; 10mm) \quad (4.4.1.2, \text{Eurokode 2})$$

$$C_{min,b} = \max(\emptyset; 10mm) = 16mm \quad (\text{Tabell NA.4.4N, Eurokode 2})$$

$$C_{min,dur} = 15mm \quad (\text{Tabell NA.4.4N, Eurokode 2})$$

$$\Delta C_{dev} = 10mm \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P, Eurokode 2})$$

Senteravstand bøyer

$$S_{cl, tmax} = \min; 15 \times \emptyset; \text{Søylens minste tverrsnittdimensjon}; 400mm \quad (\text{NA.9.5.3(3), Eurokode 2})$$

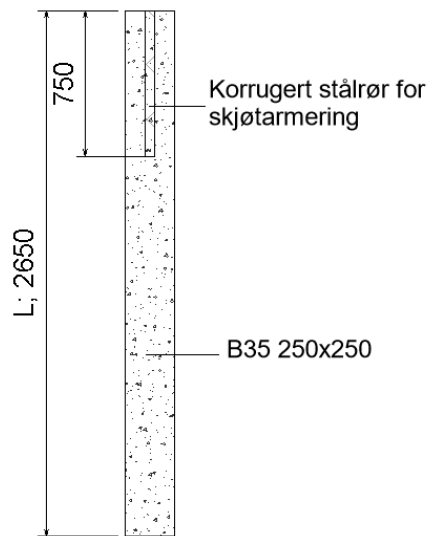
$$; 15 \times \emptyset = 15 \times 16 = 240mm$$

$$; \text{Søylens minste tverrsnittdimensjon} = 250mm$$

$$; \mathbf{400mm}$$

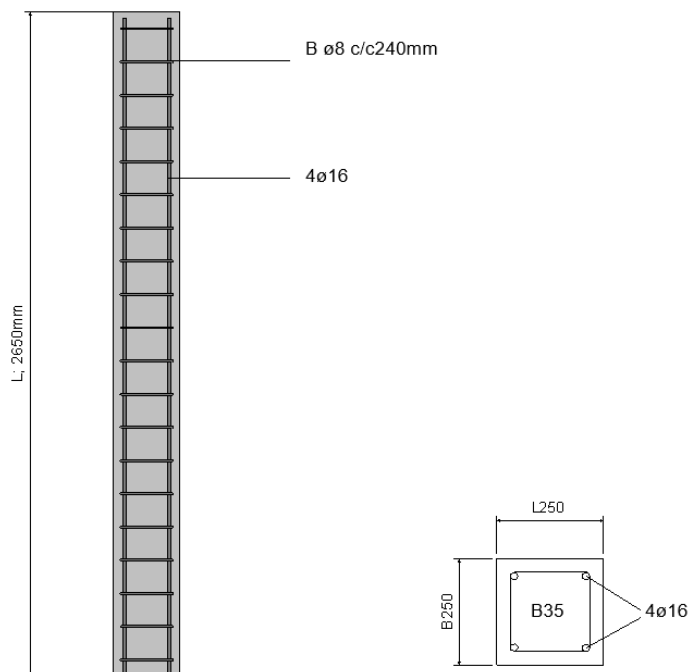
Bøyer velges til Ø8 med C/C 240mm

Detaljtegning dimensjonert søyle



1 Detalj søyle do1-do4
1 : 20

Figur 2 Lengdesnitt søyle



1 Armeringsdetalj søyle
1 : 10

Figur 3 Armering søyle

Vedlegg 6

Analytisk dimensjonering veggskive

Dimensjonering av vertikal skive nr.2

Forutsetninger og materialer

Dekker, fasthetsklasse B45

Vegger, fasthetsklasse B35

Gysing, Fasthetsklasse B25

Armering B500C

Materialfaktorer fra tabell B 3.2

(Forutsetninger er bestemt ut ifra EC0, EC1-1, EC2-1-1, EC3-1-8 og Betongelementbøkene A, B og C)

Skivens stivhet beregnet i stadium 1 (skive nr. 2)

Elastisitetsmodul for betong: $E_{cm,B35} = 34\ 000\ 000$ (6.1, s.311, Bind C, 2020)

Arealtreghetsmoment: $I = \frac{th^3}{12} = 0,15 \times 5,6^3 = 2,1951\ m^4$ (6.1, s.312, Bind C, 2020)

$E_{cm} \times I = 34\ 000\ 000 \times 2,1951 = 75 \times 10^{-6}\ kN/m^2$ (6.1, s.312, Bind C, 2020)

$E_{cm} \times A = 34\ 000\ 000 \times 0,15 \times 5,6 = 28,56 \times 10^{-6}\ kN$ (6.1, s.312, Bind C, 2020)

Bøyestivhetskoeffisient $K_b = 8 \times \frac{E_{cm} \times I}{l^3} = 8 \times \frac{75 \times 10^{-6}}{17^3} = 121\ 533,56\ kN/m$
(6.1, s.312, Bind C, 2020)

Skjærstivhetskoeffisient $K_s = 2 \times E_{cm} \times \frac{A}{3 \times l} = 2 \times \frac{28 \times 10^{-6}}{3 \times 17} = 1\ 120\ kN/m$
(6.1, s.312, Bind C, 2020)

Samlet stivhetskoeffisient = K

$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s} = 9,12 \times 10^{-6}$ (6.1, s.312, Bind C, 2020)

$$K = 109\,636,66$$

(6.1, s.312, Bind C, 2020)

Tabell 1 Stivhet skive

Skive	h (m)	T (m)	L (m)	Eck (N/mm ²)	K (kN/m)
1	6	0,15	17	26355	132 923,08
2	5,6	0,15	17	26355	109 636,66
3	3,6	0,15	17	26355	30 902,11
4	6	0,15	17	26355	132 923,08
5	6	0,15	17	26355	132 923,08

Kontroll skive 2

$$\text{Horisontal utbøyning: } h \geq 0,45 \times l \times \sqrt{n} \quad (6.2, \text{ s.316, Bind C, 2020})$$

$$N_{ed} = 1 \times G = 425 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{425}{(150 \times 5600 \times 0,0198)} = 0,0256 \quad (6.2, \text{ s.316, Bind C, 2020})$$

$$h \geq 0,45 \times 18,1 \times \sqrt{0,0256}$$

$$h \geq 1,3 \rightarrow 5,6 > 1,3 \rightarrow \text{OK!}$$

Det er dermed ikke beregningsmessig behov.

Horisontalskjøt dekke over 1.etg skive 2

Lastkombinasjon, ligning 6.10a vind dominerende skive 2

Vertikalresultanter:

Dimensjonerende verdi for aksialkraft: N_{Ed}

$$= 1,2 \times G + 1,05 \times S + 1,05 \times P + 1,5 \times P_v + Q_4$$

$$N_{Ed} = 1,2 \times 425 + 1,05 \times 0 + 1,05 \times 0 = 510 \text{ kN} \quad (\text{Tabell A1, 2(B), Eurokode 0})$$

Horisontalresultanter:

$$H_{Ed,skive\ 2} = 84,55 \text{ kN (Do1)} \quad (6.2, \text{ s.317, Bind C, 2020})$$

$$H_{Ed,tak} = \frac{H_{Ed}}{H_{Ed,tak}} \times H_{Ed,skive\ 2} \quad (6.2, \text{ s.317, Bind C, 2020})$$

$$H_{Ed,tak} = 0,78 \times 84,55 = 65,93 \text{ kN}$$

$$\text{Sum: } H_{Ed} = 3 \times H_{Ed,skive\ 2} + H_{Ed,tak} \quad (6.2, \text{ s.317, Bind C, 2020})$$

$$= 3 \times 84,55 + 65,93 = 319,59 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 65,93 \times 4 \times 3,3 + 84,55 \times 3,3 \times (3 + 2 + 1) = 2544,45 \text{ kNm}$$

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

$$\text{Gj. snitt knekk lengde; } l_0 = \beta \times l = 1,33 \times 18,1 = 24,073\text{m}$$

(Tabell 9.1, s.76, Bind B,

2016)

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

$$\text{Reduksjonsfaktor for høyde: } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{18,1}} = 0,47 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

(9.1.1, s.70, Bind B, 2016)

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

$$\begin{aligned} \text{Reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler: } \alpha_m &= \sqrt{\left(0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)\right)} = \\ \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{32}\right)} &= 0,718 \end{aligned}$$

$$m = \text{antall bærende søyler og vegger} = 32$$

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

(9.1.1, s.70, Bind B, 2016)

$$\text{Helning: } \theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = 0,005 \times \frac{2}{3} \times 0,718 = 0,0024$$

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

(9.1.1, s.70, Bind B, 2016)

$$\text{Basisverdi: } \theta_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

(9.1.1, s.70, Bind B, 2016)

Dette betyr at den horisontale skjevstillingslasten er 0,24% av den vertikale lasten.

$$\text{Utsiktet tverrsnittseksentrisitet } e_i = \theta_i \times \frac{l_0}{2}$$

(9.1.1.2, s.71, Bind B, 2016)

$$e_i = 0,0024 \times \frac{24,073}{2} = 0,029 \text{ m} \quad (6.2, \text{ s.317, Bind C, 2020})$$

(9.1.1.2, s.71, Bind B, 2016)

$$M_i = N_{Ed} \times e_i = 510 \times 0,029 = 14,7 \text{ kNm}$$

Bøyemoment regnet etter 1. ordens teori: $M_{0Ed} = M_{Ed} + M_i = 2544,45 + 14,7 = 2559 \text{ kNm}$ (6.2, s.317, Bind C, 2020)

Eksentrisitet: $e = \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{2563,6}{664,61} = 5,0 \text{ m}$ (6.2, s.317, Bind C, 2020)

Minste eksentrisitet: $e_0 = \min\left(\frac{h}{30}; 20\text{mm}\right)$ (6.2, s.317, Bind C, 2020)

$$\frac{h}{30} = \frac{5600}{30} = 186,67 \text{ mm} \rightarrow 5,0 \text{ m} > 186,67\text{mm} \rightarrow \text{OK!}$$

Tabell 2 Lastkombinasjon dimensjonerende, skive 2

Lastkombinasjoner Vind dimensjonerende; Skive 2	3a	3b	
Ned=	510,048	425,04	
Hed pr etg=	84,552	81,05	
Hed; Tak=	65,93	61,35	
Sum Hed=	319,589	304,50	
Med (Horisontallast)=	2544,45	2414,61	
Gj. Snitt kneklengde; Lo=m=	24,073	24,073	
Mi 3b=	(1,33)Tabell: B 9.1 Bind B	12,25	
ah=2/rot(L)	0,47	0,47<2/3 dvs ah= 2/3=	0,667
am=rot(0,5*(1+1/m))	0,718	m=32=	32
theta i= theta0*ah*am	0,0024		
ei= theta i*L0/2=	0,029	Punkt 9.1.1.2, Bind B	
Mi=	14,7		
M0;ed=	2559,15		
e=	5,02		
Minste eksentrisitet skal være e0=min(h/30;20mm)			
e0=	186,67		
e	186,67mm<3,86m Ok!		

Strekk og trykk forbindelse

For lastkombinasjon 3a

Betong for understøp/gysing = B25

Antar $c_1 = 0,3m \rightarrow$ avstand fra vegg til strekkresultant

Trykkspenning i understøp:

Antar små tøyninger fra Figur B 12.86(C) (Figur B 12.86(c), s.150 Bind B, 2016)

Antar små tøyning $\varepsilon_c = 0,1\% \rightarrow \sigma_c = 0,75 \times \frac{25}{1,8} = 10,4 N/mm^2$

(Figur B 12.86(c), s.150-151, Bind B, 2016)

Antar $S = 300kN$

Trykksonens resultant: $N_c = S + N_{Ed} = 300 + 510 = 810 kN$

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

Trykksonens utstrekning: $x = \frac{N_c}{(0,667 \times \sigma_c \times a_1)} = \frac{810 \times 10^3}{(0,667 \times 10,4 \times 150)} = 777mm = 0,78m$

(Figur B 12.86(c), s.150-151, Bind B, 2016)

(6.2, s.317, Bind C, 2020)

Plassering av trykkresultant: $c_2 = 0,333 \times x = 0,333 \times 777 = 258mm = 0,26m$

(Figur B 12.86(c), s.150-151, Bind B, 2016)

(6.2, s.318, Bind C, 2020)

Indre momentarm: $z = h - c_1 - c_2 = 5,6 - 0,3 - 0,26 = 5,04 m$

(6.2, s.318, Bind C, 2020)

Strekkresultant: $S_{Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed}(0,5h - c_2)}{z}$ (6.2, s.317, Bind C, 2020)

$S_{Ed} = \frac{2544,45 - 510 \times (0,5 \times 5,6 - 0,26)}{5,04} = 248 kN$ (Trykk)

$$\underline{248 < \text{antatt } S = 248 < 300 \rightarrow \text{OK!}}$$

For lastkombinasjon 3b

$$\text{Antar } S = 300 \text{ kN}$$

$$\text{Trykksonens resultant: } N_c = 300 + 425 = 725 \text{ kN} \quad (6.2, \text{ s.318, Bind C, 2020})$$

$$\text{Trykksonens utstrekning: } x = \frac{725 \times 10^3}{(0,667 \times 10,4 \times 150)} = 695,7 \text{ mm} = 0,7 \text{ m} \quad (6.2, \text{ s.318, Bind C, 2020})$$

$$\text{Plassering av trykkresultant: } c_2 = 0,333 \times 695,7 = 231,7 \text{ mm} = 0,23 \text{ m} \quad (6.2, \text{ s.318, Bind C, 2020})$$

$$\text{Indre momentarm: } z = 5,6 - 0,3 - 0,23 = 5,07 \text{ m} \quad (6.2, \text{ s.318, Bind C, 2020})$$

$$\text{Strekkresultant: } S_{Ed} = \frac{2414,61 - 425 \times (0,5 \times 5,6 - 0,23)}{5,07} = 261 \text{ kN (Strekk)} \quad (6.2, \text{ s.318, Bind C, 2020})$$

$$\underline{261 < \text{antatt } S = 261 < 300 \rightarrow \text{OK!}}$$

Konklusjonen blir dermed at lastkombinasjon 3b gir størst strekk og lastkombinasjon 3a gir størst trykk.

Kontroll av ståltøyning mot beregnet strekkraft

$$\text{Ståltøyning; } \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c(h-c_1-x)}{x} = 2 \times \frac{5,6-0,3-0,7}{0,7} = 13,2\% \quad (6.2, \text{ s.318, Bind C, 2020})$$

«Flyttøyning for armering B500NC $\varepsilon_{sy} = 2,18 \%$ og for gjengestål K4.8 er flyt-tøyningen $\varepsilon_{sy} \approx 1,44 \%$. Det vil si at både B500NC og gjengestang K4.8 oppnår flytespenning og kan benyttes fullt ut, og at kraftberegningen var konservativ nok. En mer nøyaktig kontroll med reduserte tøyninger vil gi enda mindre strekkbehov.» (6.2, s.318, Bind C, 2020)

Velger 1 Ø32, B500C

Aksialkraftkapasitet for valgt armering: $N_{Rd,s} = 350 \text{ kN}$

(Tabell C 13.6, s.274, Bind C, 2020)

$N_{Rd,s} > S_{Ed} = 350 \text{ kN} > 261 \text{ kN} \rightarrow OK!$

Nødvendig forankringslengde for Ø32 (B35)

Se figur 2, 3 og 4 for illustrasjon

Lengde av utstikkende stang: $u = l_{bd} + 75 = 1189 + 75 = 1264 \text{ mm}$

(Tabell C 13.6)

(Tabell C 13.6, s.274, Bind C, 2020)

Avstand fra senter stål til nærmeste betongoverflate: $a = 75 \text{ mm}$

(Tabell C 13.6, s.274, Bind C, 2020)

Velger tverrarmring 2 x 8Ø8

$A_{s,tverrarmring} = 804 \text{ mm}^2$

(Tabell C 13.6, s.274, Bind C, 2020)

Innvendig diameter av korrugert hylse: $\varnothing_u = 60 \text{ mm}$

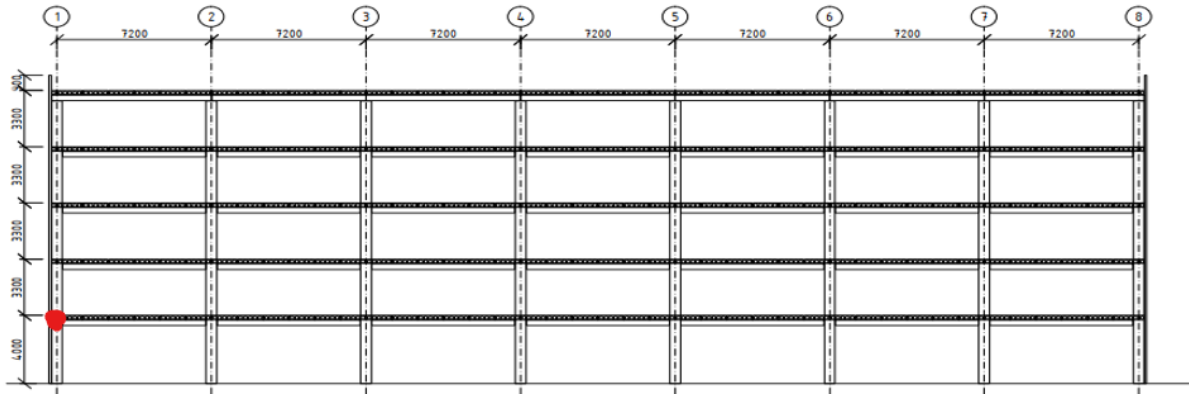
(Tabell C 13.6, s.274, Bind C, 2020)

Velger 1Ø32 på hver side av skive 2

$Utnyttelsesgrad = \frac{S_{Ed}}{N_{Rd,s}} = \left(\frac{261}{350}\right) \times 100 = 75\%$

Vertikalarmering i veggskive 2

Veggskive 2 består av 5 vertikale element. I utregningene vil skive element dekke over 1 blir regnet på. Se rødt markert i figur 1 for illustrasjon.



Figur 1 Snitt

Dimensjonerende fastheter etter Eurokode 2

$$\text{Dimensjonerende trykkfasthet: } f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,8 \text{ MPa}$$

(Formel 2.1, s.7 og tabell 3.2 s.12, Sørensen, 2013)

$$\text{Armeringens dimensjonerende flytegrense: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,79 \approx 434 \text{ MPa}$$

(Formel 3.8, s.18 og s.19, Sørensen, 2013)

$$\text{Egenvekt på skive 2, } do1 = 435,12 \text{ kN}$$

$$\text{Skive 2, } do4 = (0,23 \times 3,3 \times 5,6 \times) \times 25 + ((0,9 \times 0,08 \times 5,6) \times 25) = 116,34 \text{ kN}$$

$$\text{Skive 2, } do3 = (0,23 \times 3,3 \times 5,6 \times) \times 25 + \text{Skive 5} = 222,6 \text{ kN}$$

$$\text{Skive 2, } do2 = (0,23 \times 3,3 \times 5,6 \times) \times 25 + \text{Skive 4} = 328,86 \text{ kN}$$

$$\text{Skive 2, } do1 = (0,23 \times 3,3 \times 5,6 \times) \times 25 + \text{Skive 3} = \mathbf{435,12 \text{ kN}}$$

I lastkombinasjon til skive 2, do1 vil kun egenvekten være aktuell. Dette på grunn av vertikalarmering i veggskive 2 ikke tar opp nyttelaster, men kun egenvekt. Derfor blir ligning 6.10a dimensjonerende.

$$\text{Lastkombinasjon, ligning 6.10a} = 1,35 \times \text{Skive 2} = 1,35 \times 435,12 = 586 \text{ kN}$$

Til orientering blir veggskiven dimensjonert sett 1m inn i planet. Totallengden av veggen blir til slutt multiplisert opp med totallengden=5,6m.

Betongverrsnitt

$$\text{Tversnitt pr. m : } A_c = b \times h = 150 \times 1000 = 15000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tversnitt total lengde: } A_c = b \times h = 150 \times 5600 = 840000 \text{ mm}^2$$

Armering

$$\text{Nødvendig armeringsmengde: } A_s' \geq \frac{N_{ed} - f_{cd} \times A_c}{f_{yd} - f_{cd}}$$

(Eksempel 4.1, 2.24-25, Sørensen, 2013)

$$A_s' \geq \frac{705 \times 10^3 - 19,8 \times 15000}{434 - 19,8} = -5755 \text{ mm}^2$$

Grunnet negativ nødvendig armeringsmengde i veggskive, og denne verdien representerer pr.m benyttes isteden minste armeringsmengde.

$$\text{Tverrsnittsareal av veggskiven, pr/m: } A_c = 150 \times 1000 = 15000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tverrsnittsareal av hele skiven: } A_c = 150 \times 5600 = 840000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Minste armeringsareal: } A_{s,vmin} = 0,002 \times A_c = 0,002 \times 840000 = 1680 \text{ mm}^2$$

(NA.9.6.2, Eurokode 2)

Velger 2 K189, armeringsnett, se figur 3 og 4 for plassering av nett

(Celsa Steelservice, i dokument «Sveiste armeringsnett, Standardnett», s.2.)

$$\text{Vertikal armeringsmengde pr /m: } A_s = 189 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \times 2 \text{ nett} = 378 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

For hele veggskiven er vertikal armeringsmengde med nett K335: $A_s =$

$$5,6\text{m} \times 378 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = \mathbf{2116 \text{ mm}^2}$$

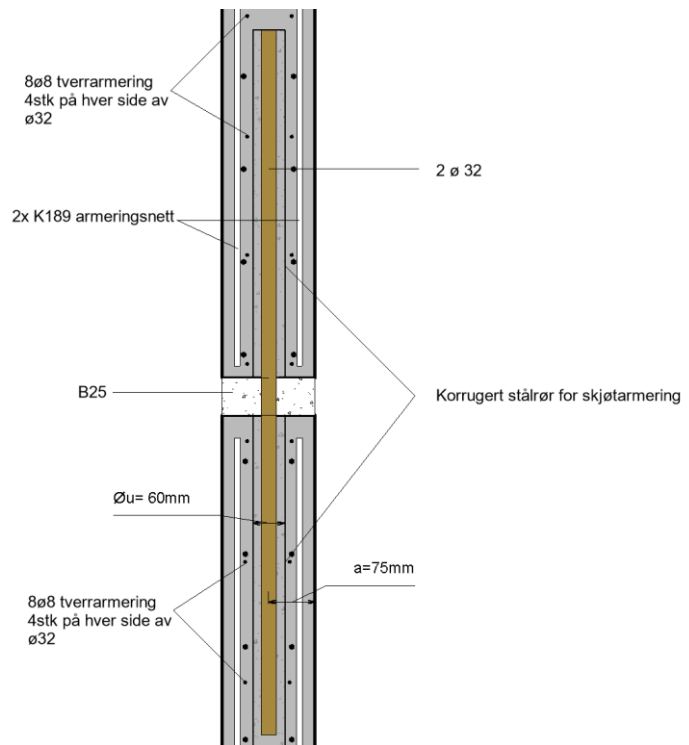
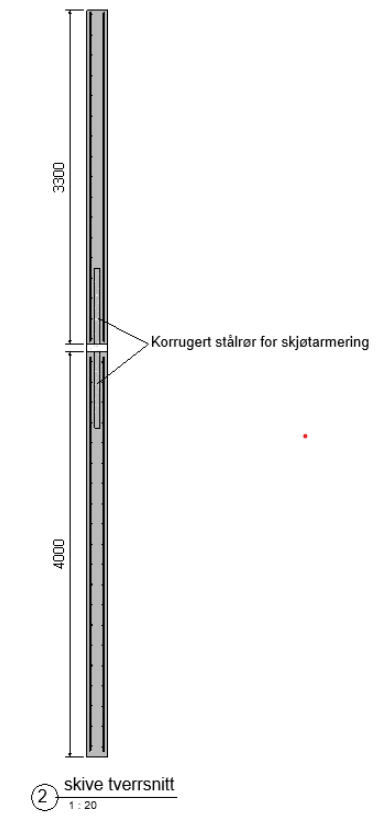
$$A_s > A_{s,vmin} = \mathbf{2116 \text{ mm}^2} > 1680 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!}$$

Vertikalarmering i tverrsnittet er tilfredsstillt

$$\text{Utnyttelsesgrad} = \frac{A_s}{A_{s,vmin}} = \left(\frac{1680}{2116} \right) \times 100 = 80\%$$

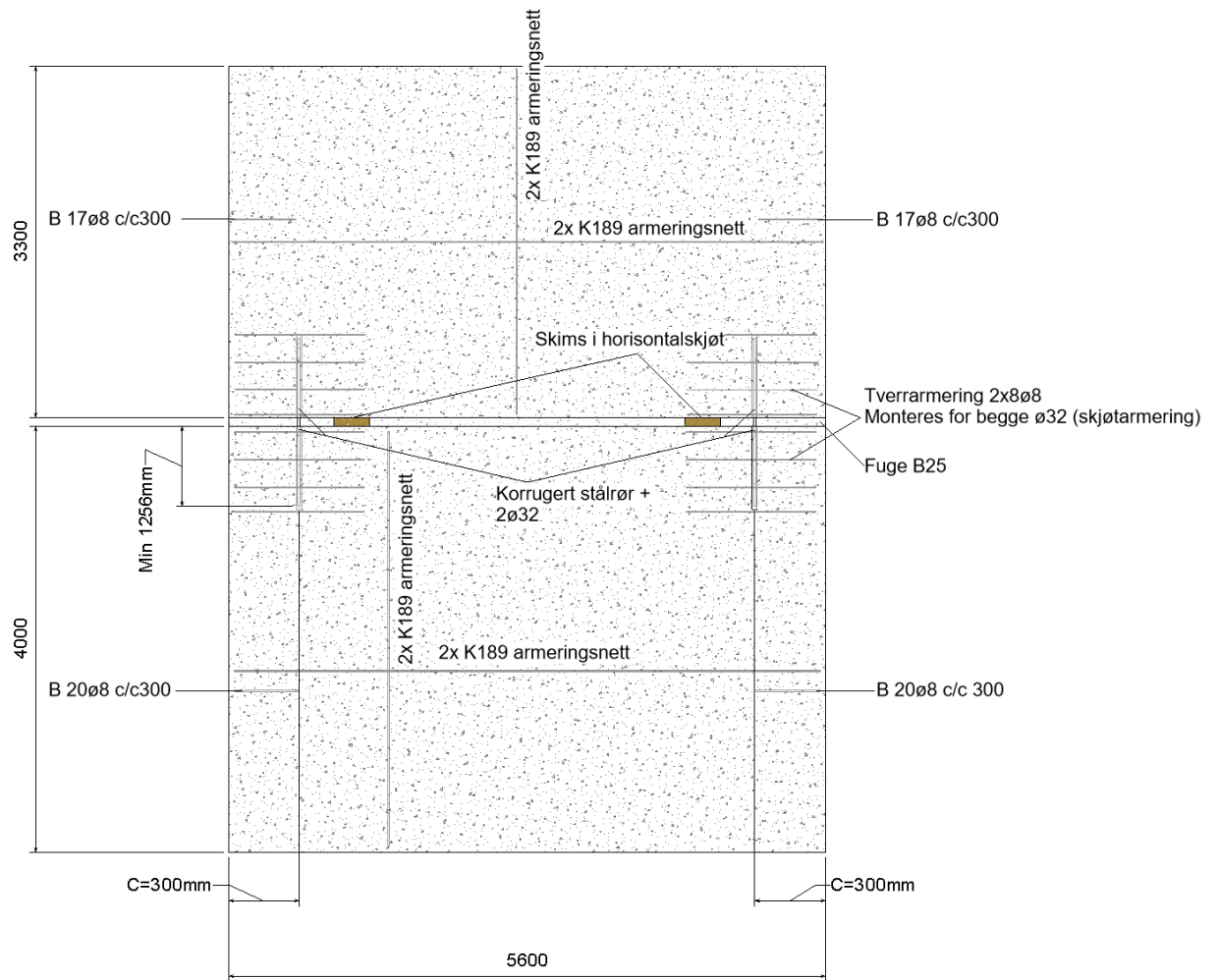
Valg av bøyler

Velger bøyler Ø8 med c/c 300mm



Figur 2

Figur 3

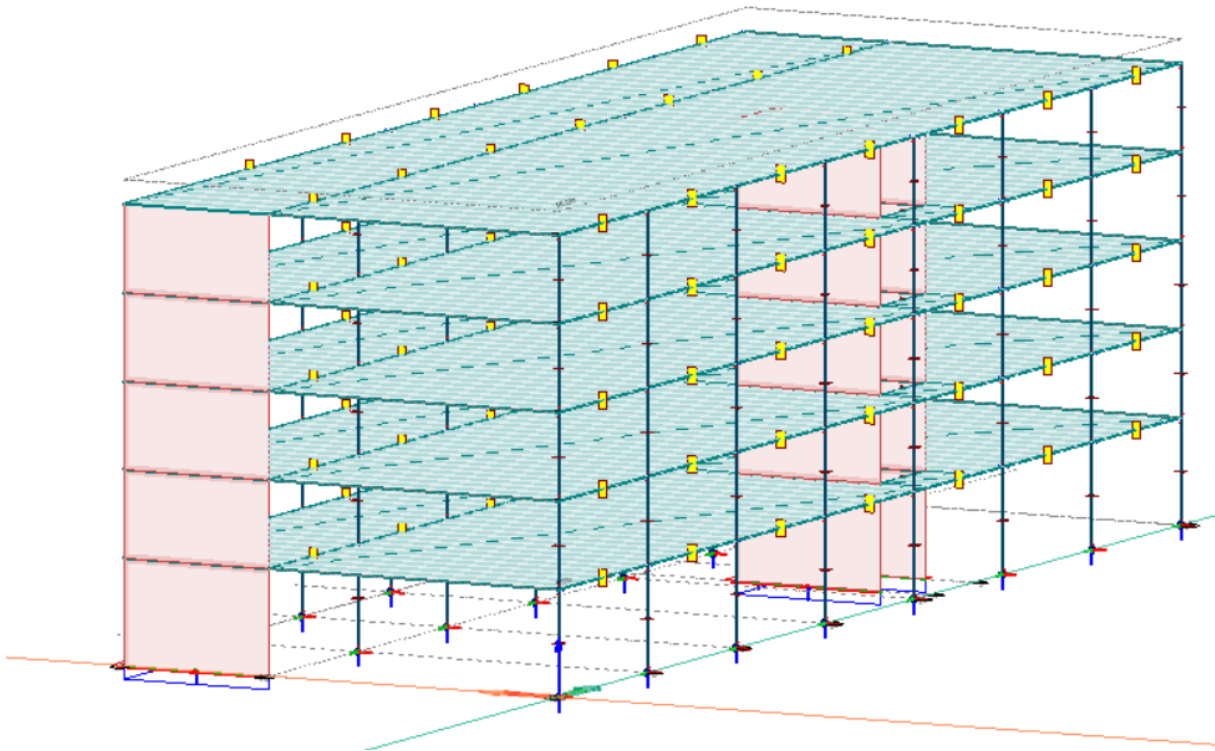


Figur 4

Vedlegg 7

Grunnlag for numerisk analyse

FEM-Design modell



Figur 1 FEM-Design, modellert bygg

Akser og høyde

Storesys

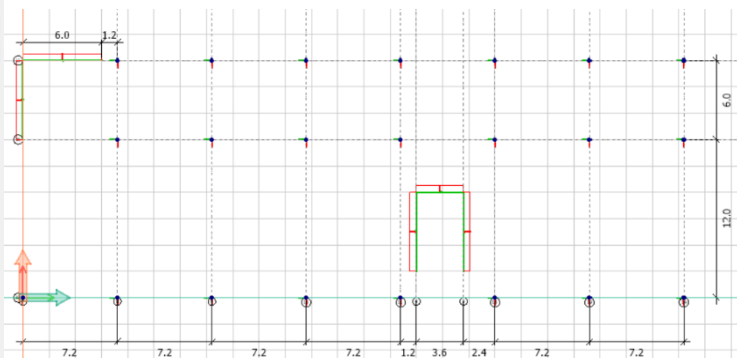
Horizontal size of building [m] 50.4 x 18.0 OK

Ground level [m] 0.000 Cancel

Bottommost level [m] 0.000 Apply

Modify structure

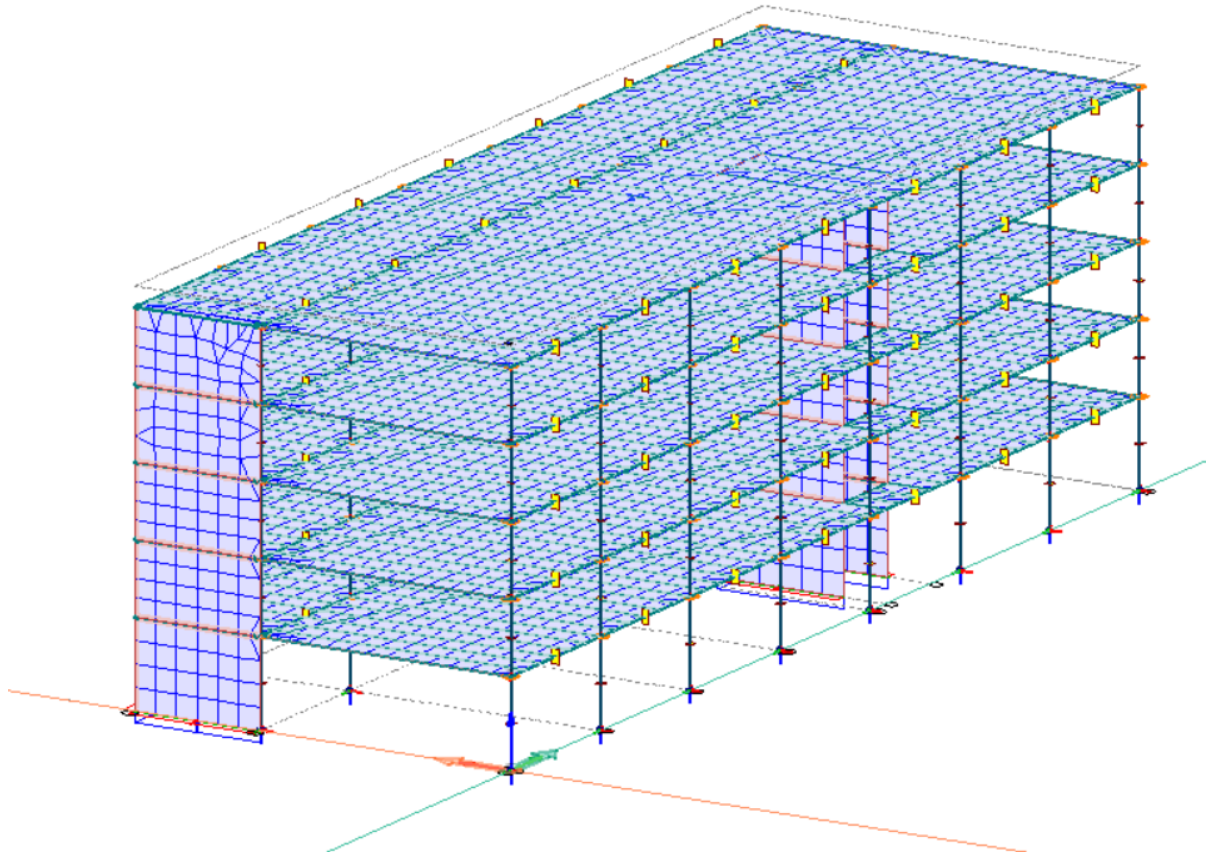
#	Storey	Height [m]	Level [m]
1	Storey 1	4.000	4.000
2	Storey 2	3.300	7.300
3	Storey 3	3.300	10.600
4	Storey 4	3.300	13.900
5	Storey 5	3.300	17.200
6	Storey 6	0.900	18.100



Figur 2 FEM-Design, høyder

Figur 3 FEM-Design, akser

Mesh av modell

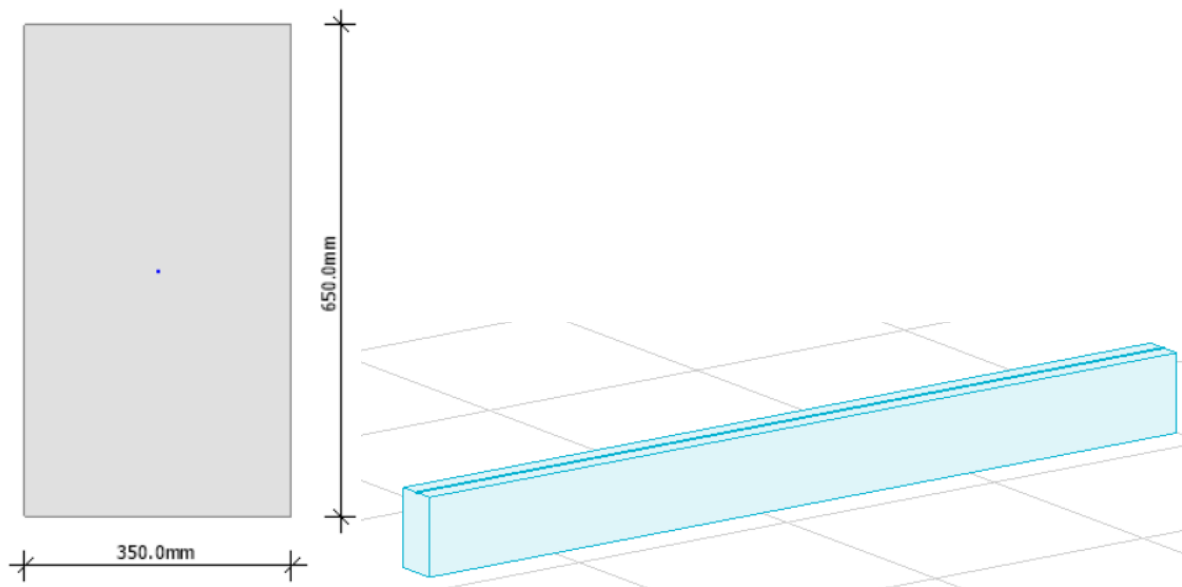


Figur 4 FEM-Design, Mesh

Eigenvekt

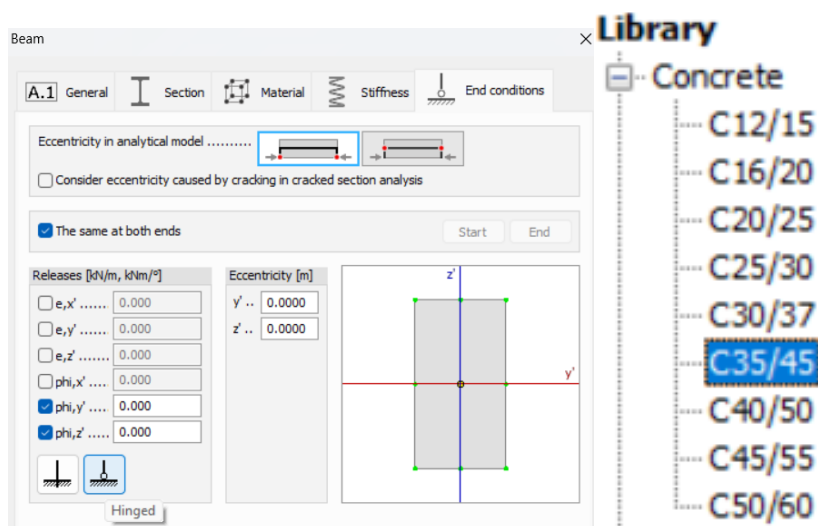
Konstruksjonsdeler som bjelke, søyle, hulldekker og vertikale skiver er kategorisert i FEM Design som dead load/structural load.

Bjelke



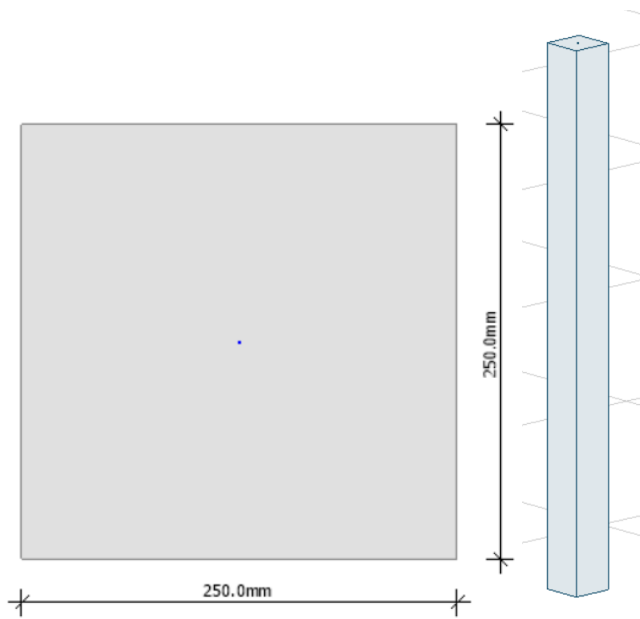
Figur 5 FEM-Design, bjelke

Teknisk data:



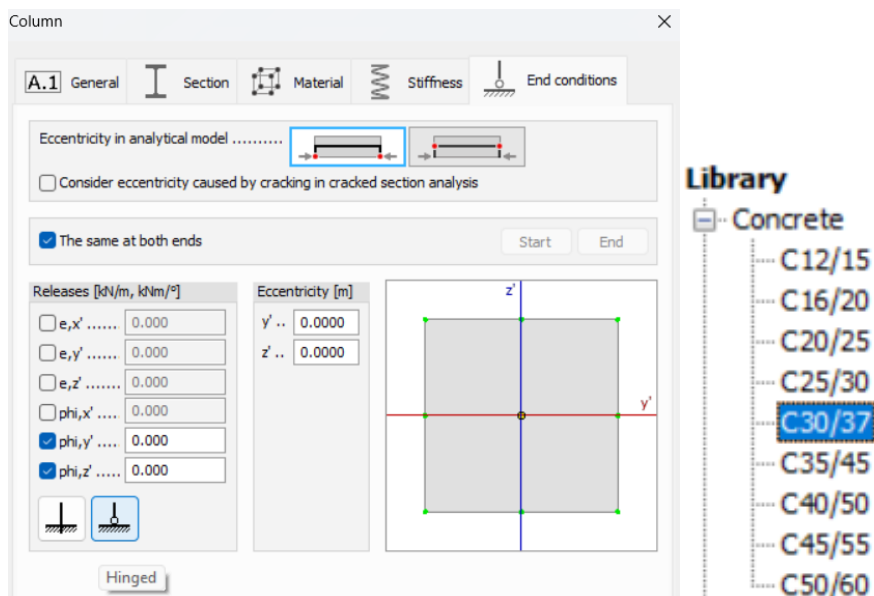
Figur 6 FEM-Design, teknisk data bjelke

Søyle



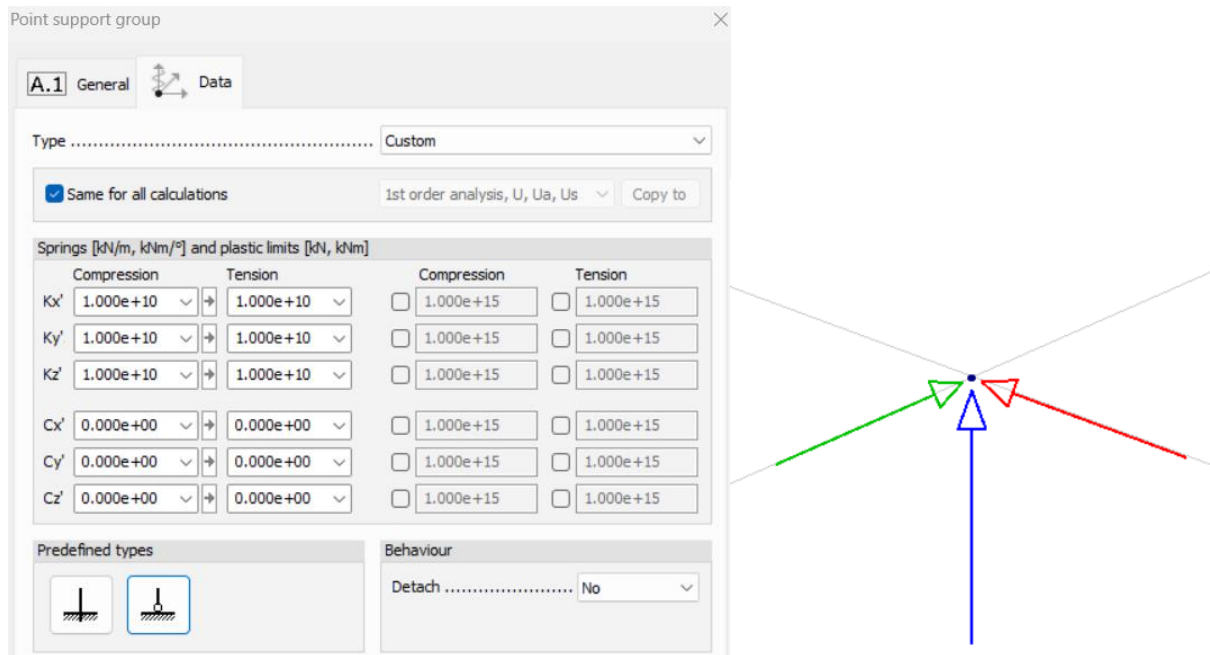
Figur 7 FEM-Design, søyle

Teknisk data



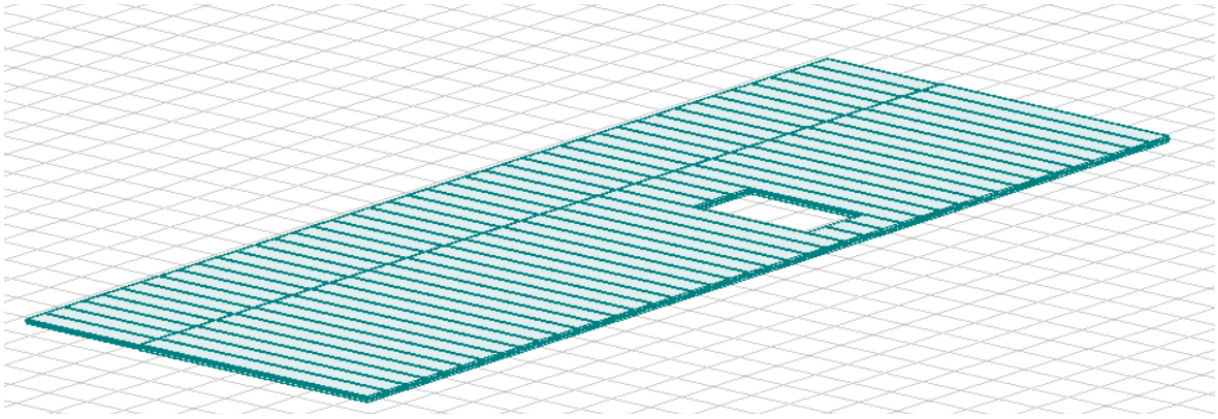
Figur 8, FEM-Design, teknisk data søyle

Opplager

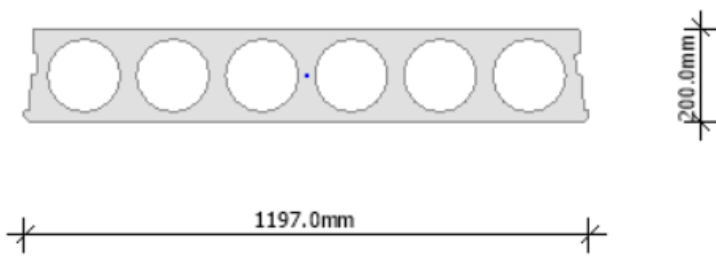


Figur 9 FEM-Design, opplager

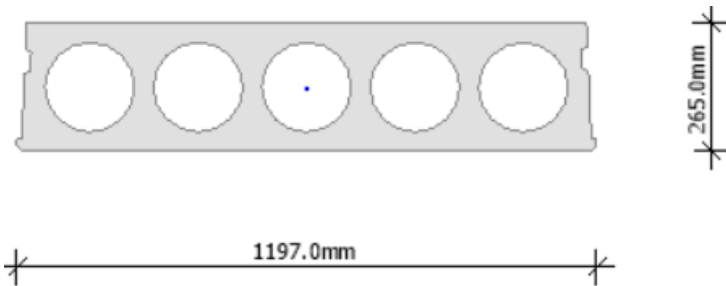
Huldekke 200 og 265



Figur 10 FEM-Design hulldekke

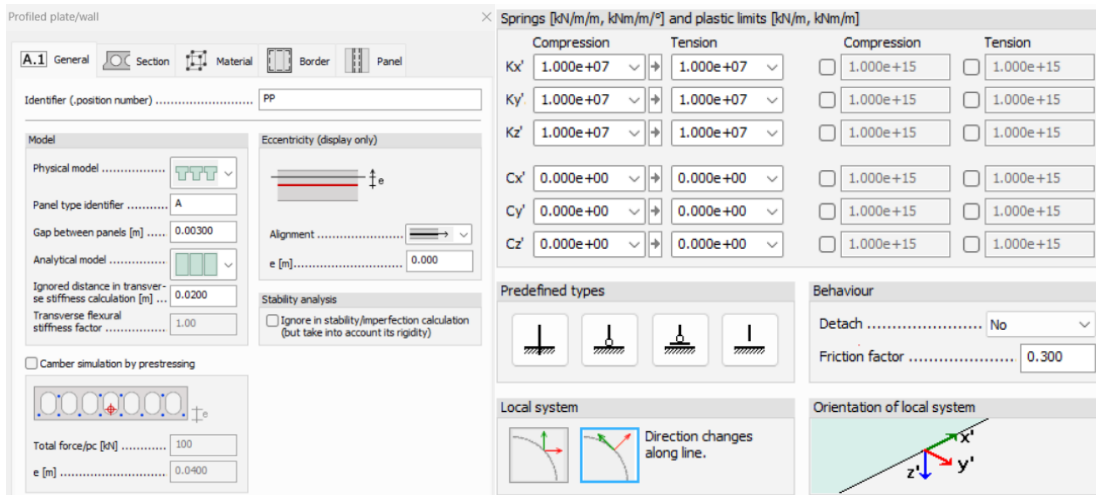


Figur 11 FEM-Design HD200

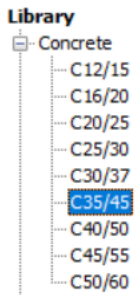


Figur 12 FEM-Design HD265

Teknisk data:

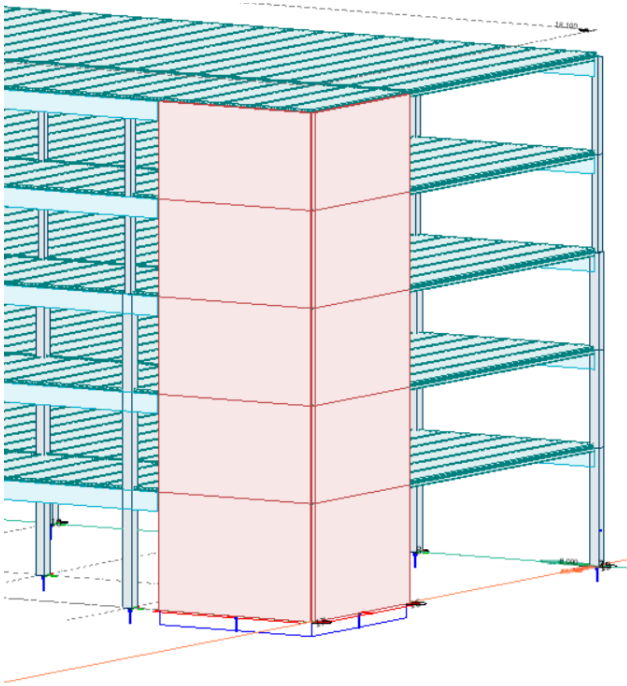


Figur 13 FEM-Design, hulldekke teknisk data

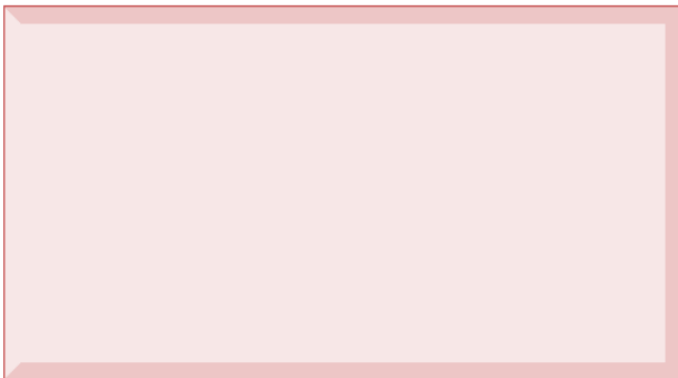


Figur 14 FEM-Design, hulldekke teknisk data

Vertikalskive



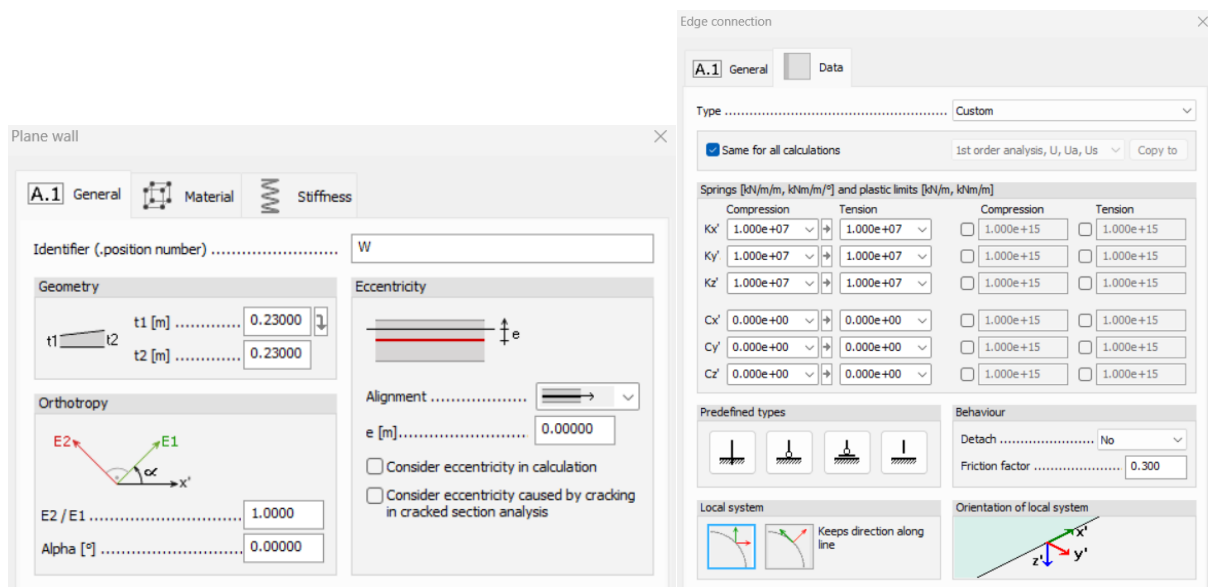
Figur 15 FEM-Design Vertikal skive



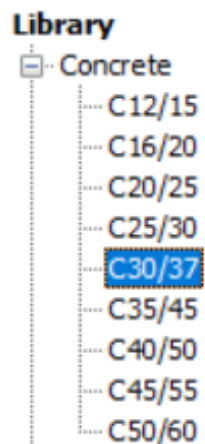
Figur 16 FEM-Design Vertikal skive

Veggskive er modellert slik at hver enkel veggskive overfører kraft og momenter. Da ansees veggskiven til og være plasstøpt.

Teknisk data:

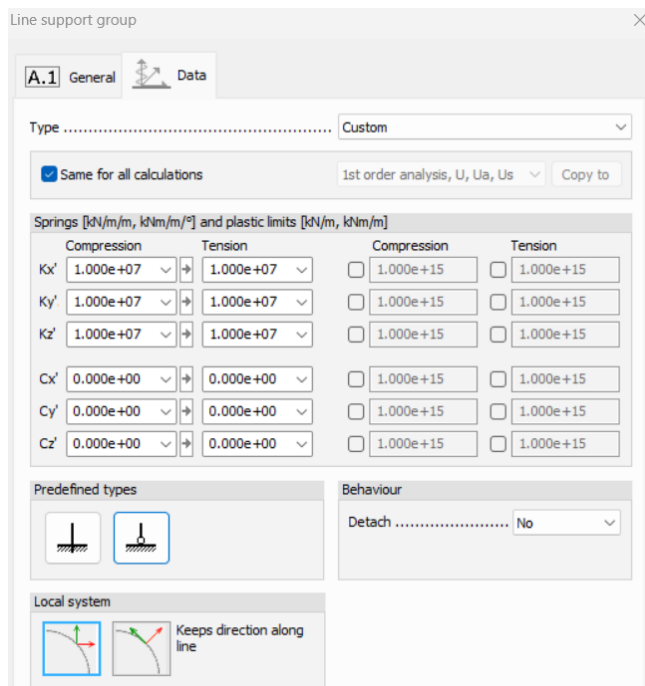


Figur 17 FEM-Design, hulldekke teknisk data

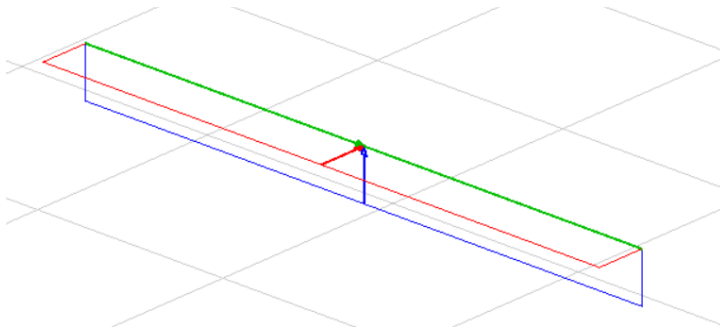


Figur 18 FEM-Design, hulldekke teknisk data

Opplager:

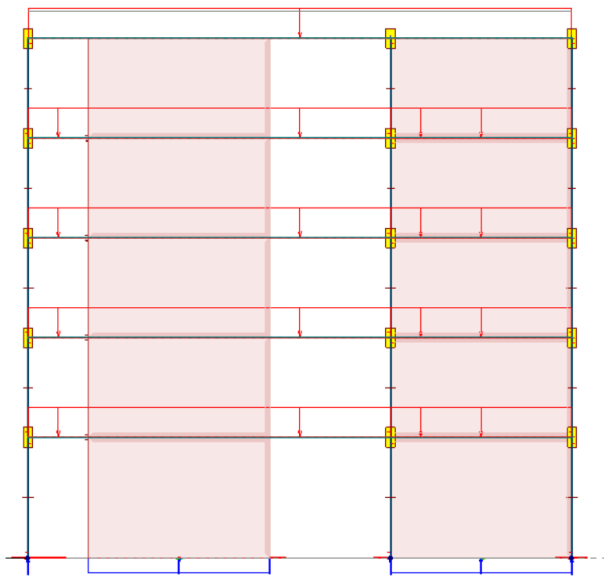


Figur 19 FEM-Design Opplager



Figur 20 FEM-Design, Opplager

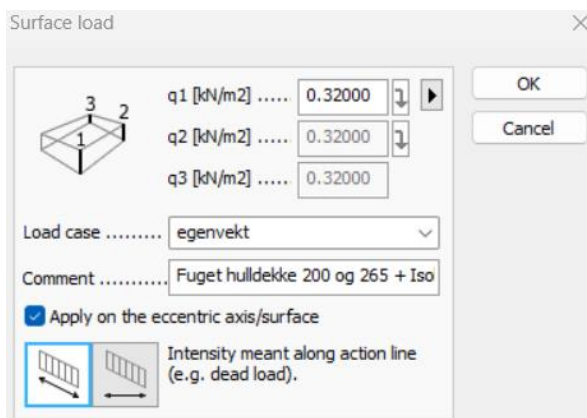
Laster egenvekt



Figur 21 FEM-Design, laster

Verdiene som blir vist her er verdier som er blitt lagt til i modellen for å få riktige data, disse lastene er lagt inn manuelt i FEM design. Se jevnt fordelt last i figur 21.

Tak:

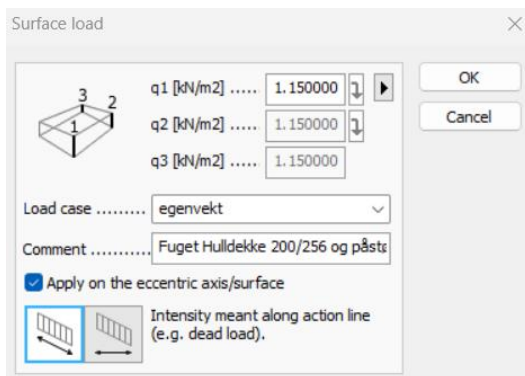


Figur 22 FEM-Design, egenvekt

Egenvekt på tak= fugget hulldekke 200/265+Isolasjon og tekking= $0,1+0,22=0,32$

(Vedlegg 2, «analytisk lastberegning søyle»)

Egenvekt pr. etasje:

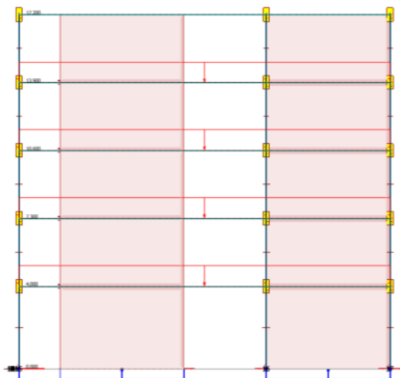


Figur 23 FEM-Design, egenvekt

Egenvekt pr etasje= fuget hulldekke 200/265 + påstøp=0,1+1,05=1,15

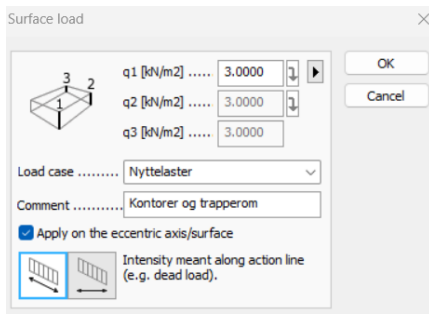
(Vedlegg 1, «analytisk lastberegning bjelke)

Nyttelaster



Figur 24 FEM-Design, nyttelast

Nyttelast pr. etasje:

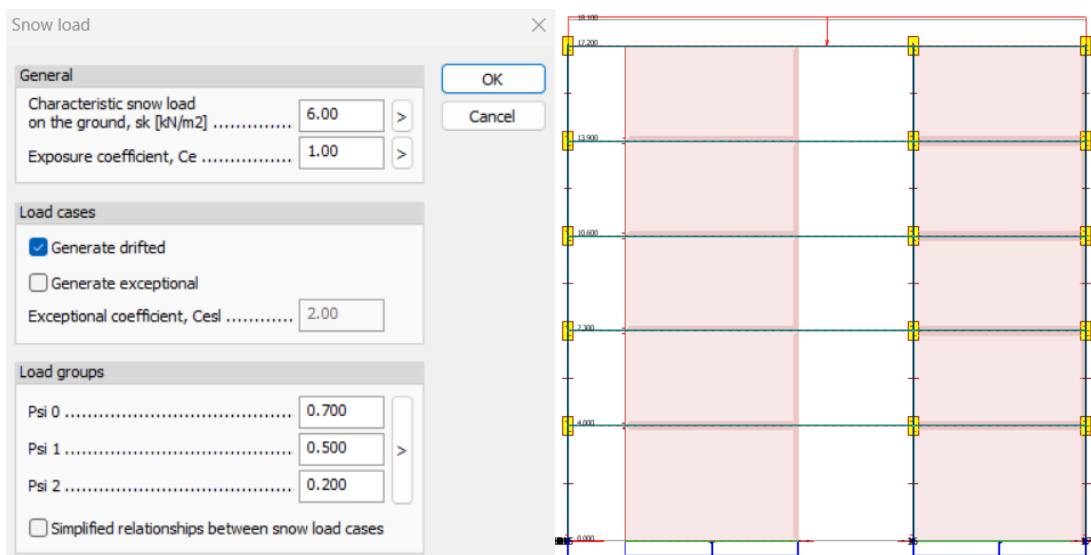


Figur 25 FEM-Design, nyttelast

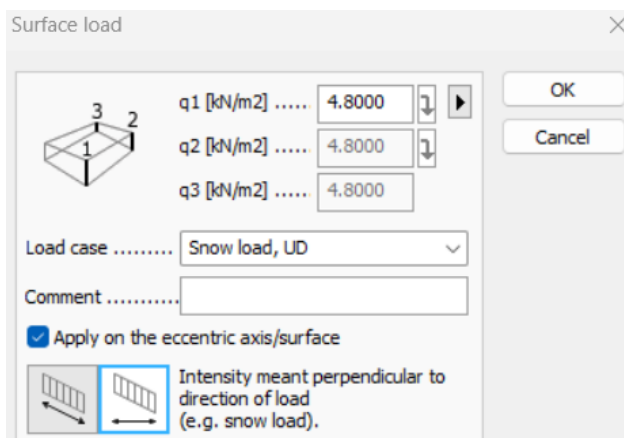
Nyttelaster kontor og trappe rom er begge 3 kn/m²,

(NS-EN-1991, tabell 6.1)

Snølast



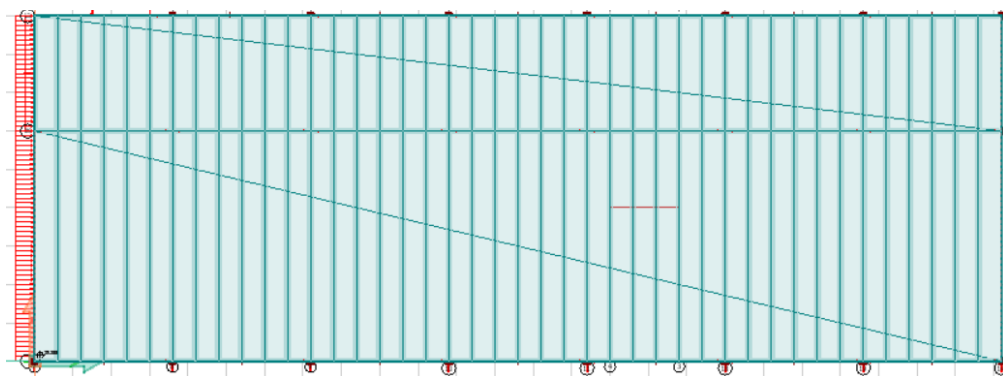
Figur 26 FEM-Design, snølast



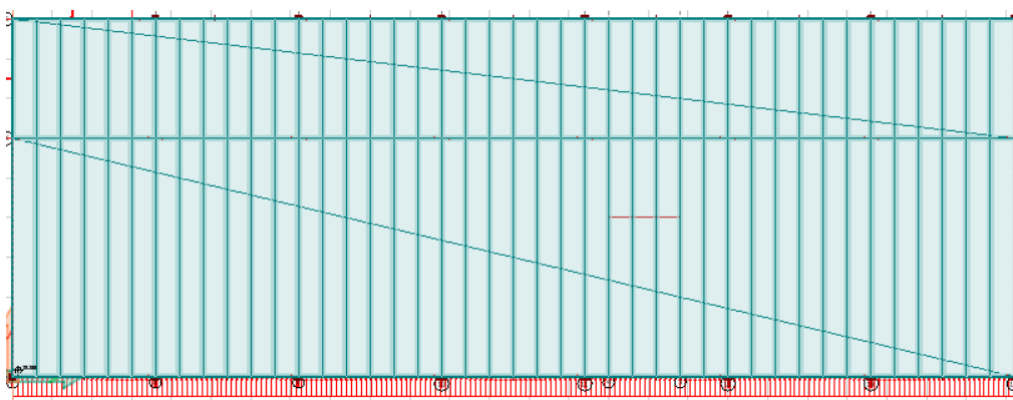
Figur 27 FEM-Design, snølast

Flatt tak gir formfaktor 0,8, og derfor blir snølasten 4,8. Dette er data og informasjon FEM tar til grunn i modell og beregninger.

Vindlast



Figur 28 FEM-Design, vindlast x-retning



Figur 29 FEM-Design, vindlast y-retning

Teknisk data

Wind load

Wind speed [m/s] 27.0

Building height [m] 17.2

Terrain type:

- 0. Sea or coastal area exposed to the open sea
- I. Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles
- II. Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights
- III. Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)
- IV. Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m

Altitude [m] (min. 700 m for region Area 2) 10.0

Region

- Area 1: South-Norway excluding Nord-Trøndelag
- Area 2: Nord-Trøndelag, Nordland, Troms
- Area 3: Finnmark, Svalbard

OK

Cancel

(NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, tabell 4.1)

Figur 30 FEM-Design, teknisk data

Line distributed force

1 2

q1 [kN/m] 2.7312

q2 [kN/m] 2.7312

Load case Wind load Y+

Comment

Apply on the eccentric axis/surface

Intensity meant perpendicular to direction of load (e.g. snow load).

Direction is constant along action line (e.g. snow load, dead load).

OK

Cancel

Figur 31 FEM-Design, vind

Dette er lasten som virker i fuge do1. (vind y-retning)

$$H_{Ed,vind} = 2,73 \times 50,4 = 138 \text{ kN}$$

Lastkombinasjoner

Ligningene som er blitt brukt er i henhold til Tabell A1.2 (B), Eurokode 0

Kombinasjonene som er benyttet er faglig vurdert. Kombinasjonene viser størst påvirkning for bjelke, søyle og veggskive.

No.	Name	Type	Factor	Included load cases
1	Vind x, 6. 10b(Skive x-retning)	U	1.20	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
			1.50	Wind load X+
2	Vind x, 6. 10a(Skive x-retning)	U	1.35	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
			1.50	Wind load X+
3	Vind y, 6. 10a (Skive y-retning)	U	1.20	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
			1.50	Wind load Y+
4	Vind y, 6. 10b (Skive y-retning)	U	1.35	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
			1.50	Wind load Y+
5	Snø, 6. 10b (Søyle)	U	1.20	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
			1.50	Snow load, UD
6	Snø, 6. 10a (Søyle)	U	1.35	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
			1.05	Snow load, UD
7	Nyttelast, 6. 10b (Bjelke)	U	1.20	egenvekt
			1.50	Nyttelaster
8	Nyttelast, 6. 10a (Bjelke)	U	1.35	egenvekt
			1.05	Nyttelaster
9	Nyttelast og egenvekt	U	1.00	egenvekt
			1.00	Nyttelaster

Figur 32 FEM-Design, lastkombinasjoner

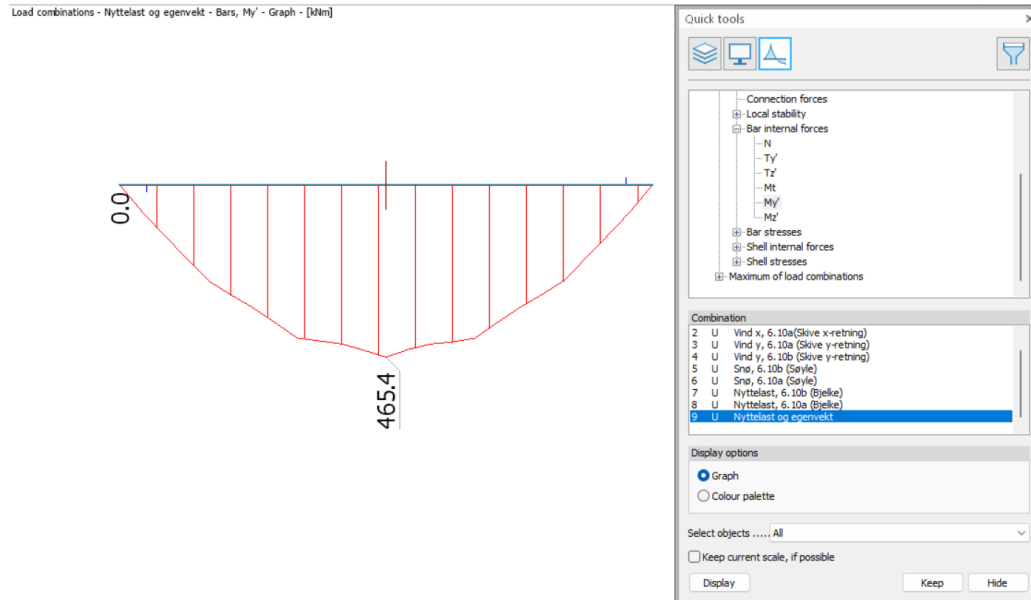
Vedlegg 8

Numerisk resultat bjelke

Se vedlegg 1 “Analytisk lastberegning bjelke” for illustrasjon av aktuelt område for bjelke.

Moment

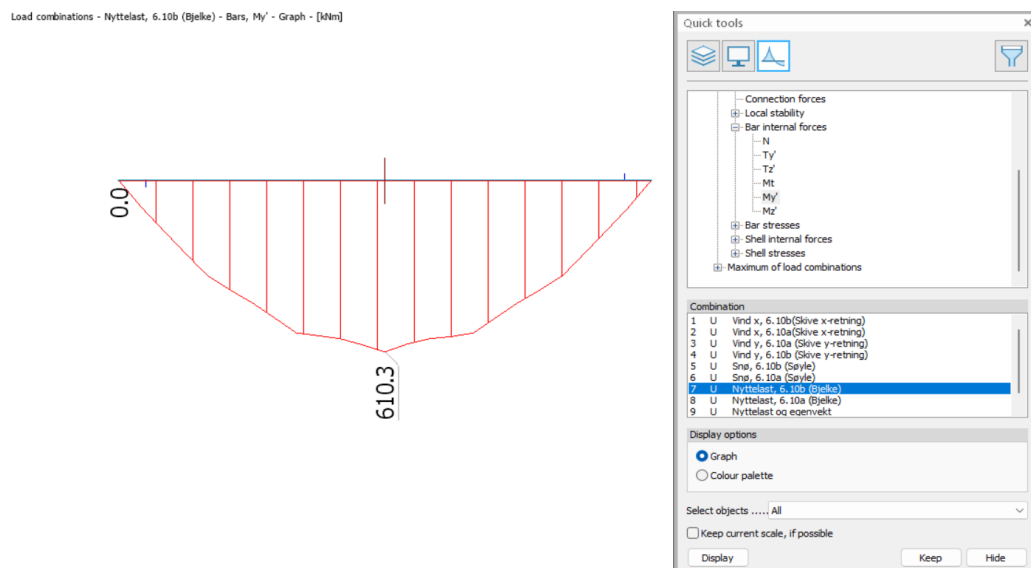
Lastkombinasjon 9, nyttelaster og egenvekt gir



Figur 1 Moment bjelke FEM-Design

Maks moment = 465,4 kNm

Lastkombinasjon 7, 6.10a

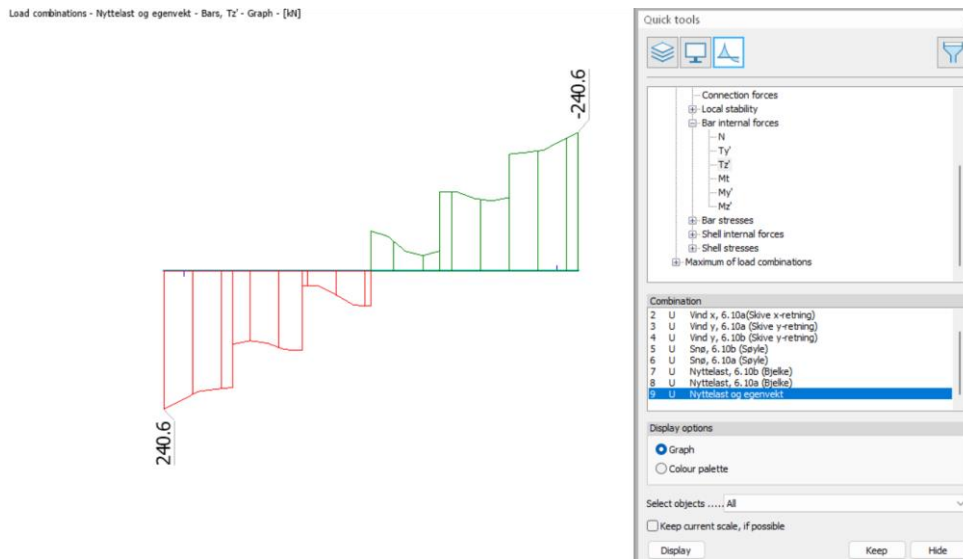


Figur 2 Moment bjelke 6.10b FEM-Design

Lastkombinasjon 7 er dimensjonerende med $M_{ed} = 610,3 \text{ kNm}$

Se vedlegg 7 «grunnlag numerisk analyse» for oversikt over lastkombinasjoner.

Skjærkraft



Figur 3 Skjærkraft bjelke FEM-Design

Skjærkraften $V_{ed} = 240,6 \text{ kN}$

Vedlegg 9

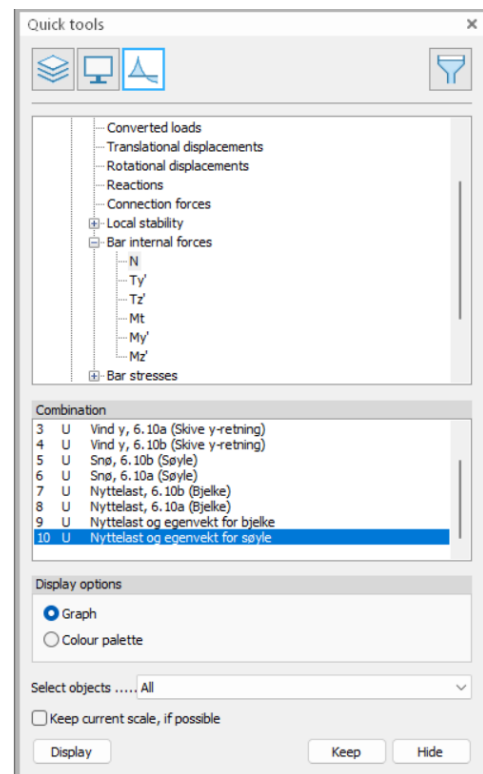
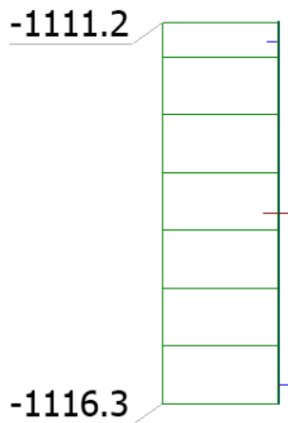
Numerisk resultat søyle

Se vedlegg 2 «analytisk lastberegning for søyle» for illustrasjon av aktuelt område for søyle.

Aksialkraft

Lastkombinasjon 10

Nyttelast og egenvekt for søyle - Bars, N - Graph - [kN]



Figur 1 Nyttelaster og egenvekt FEM-Design

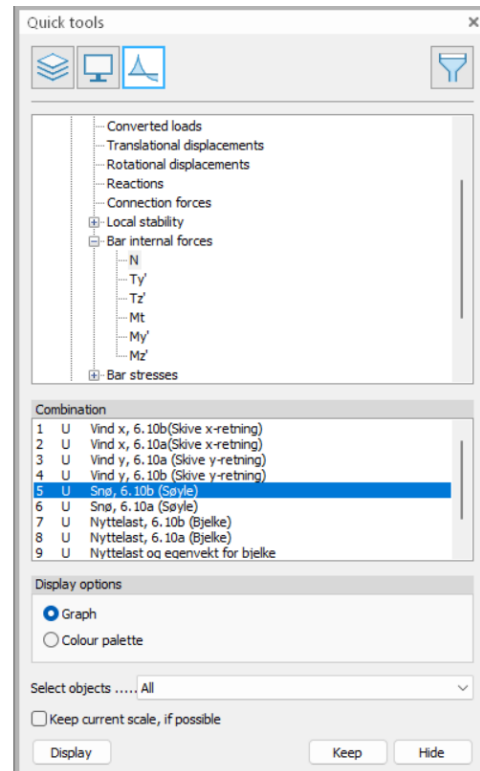
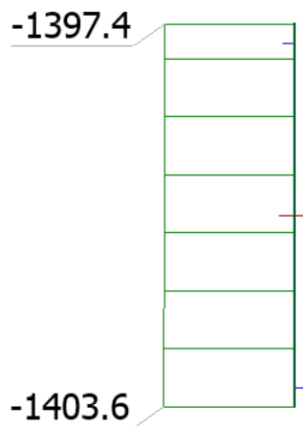
$$N = 1117 \text{ kN}$$

Lastkombinasjon

Se vedlegg 7 «grunnlag numerisk analyse» for oversikt over lastkombinasjoner.

Lastkombinasjon 5

Sno, 6.10b (Søyle) - Bars, N - Graph - [kN]



Figur 2 FEM-Design 6.10b

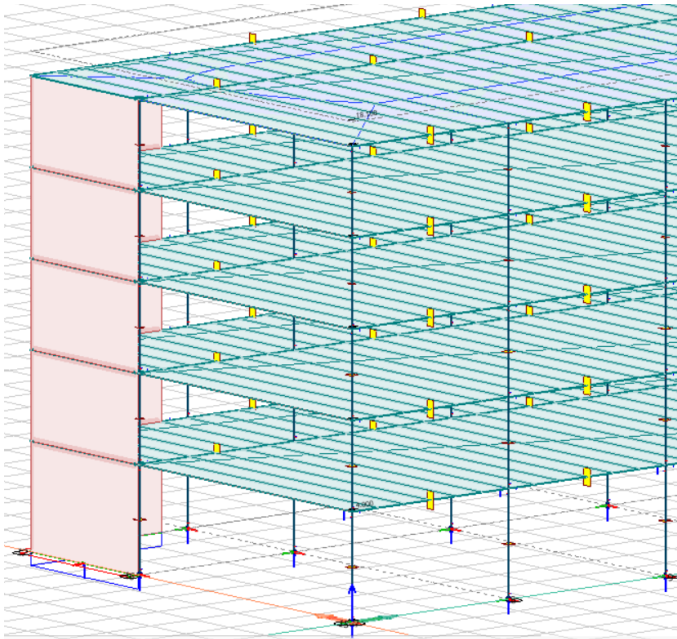
$$N_{Ed} = 1404 \text{ kN}$$

Vedlegg 10

Numerisk resultat veggskive

Se vedlegg «lastberegninger for vertikalskive» for illustrasjon og område for bjelke.

Skive 2



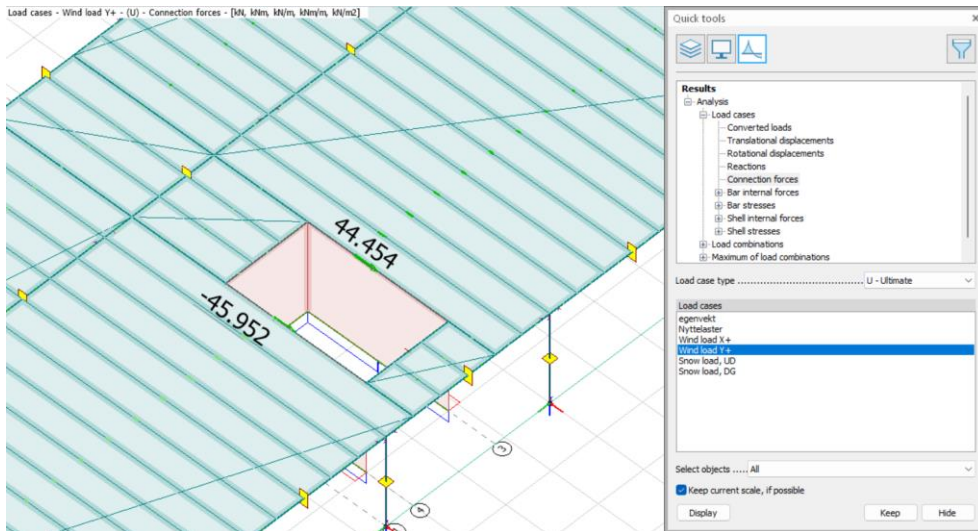
Figur 1 Utklipp FEM-Design illustrasjon av skive 2

Kraftfordeling av horisontallast i y-retning, do1 fra vindlast

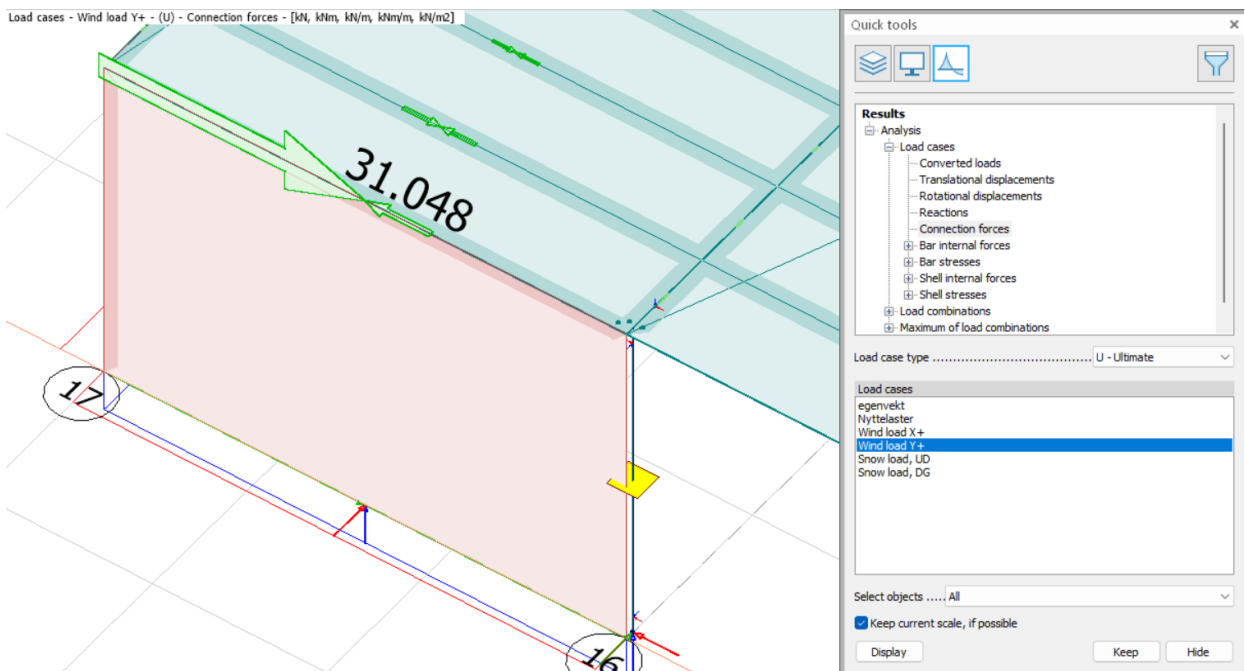
Skive 5: 46 kN

Skive 4: 45 kN

Skive 2: 31 kN

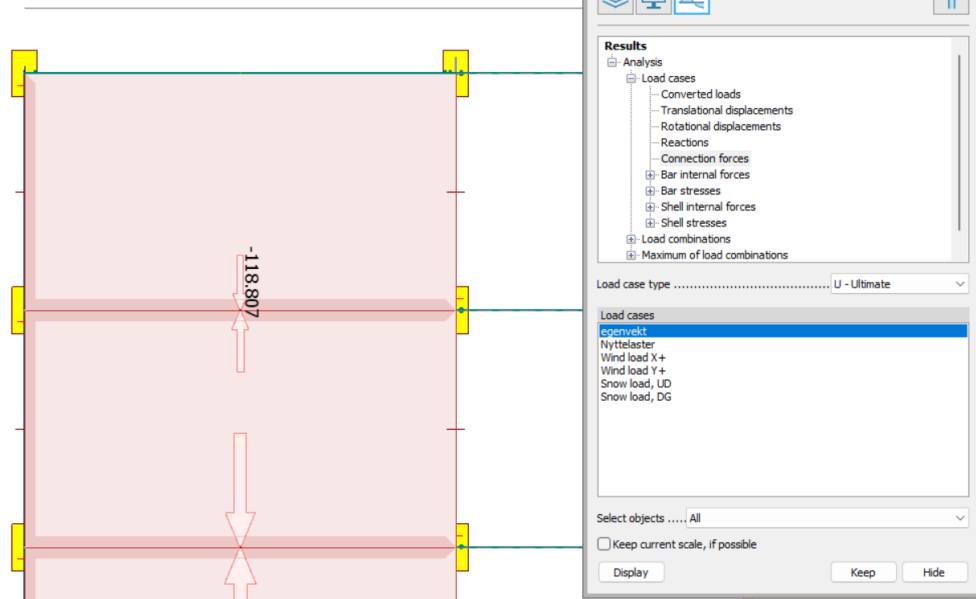


Figur 2 Kraftfordeling skive 4 og 5



Figur 3 kraftfordeling for skive 2

Egenvekt pr. skive element

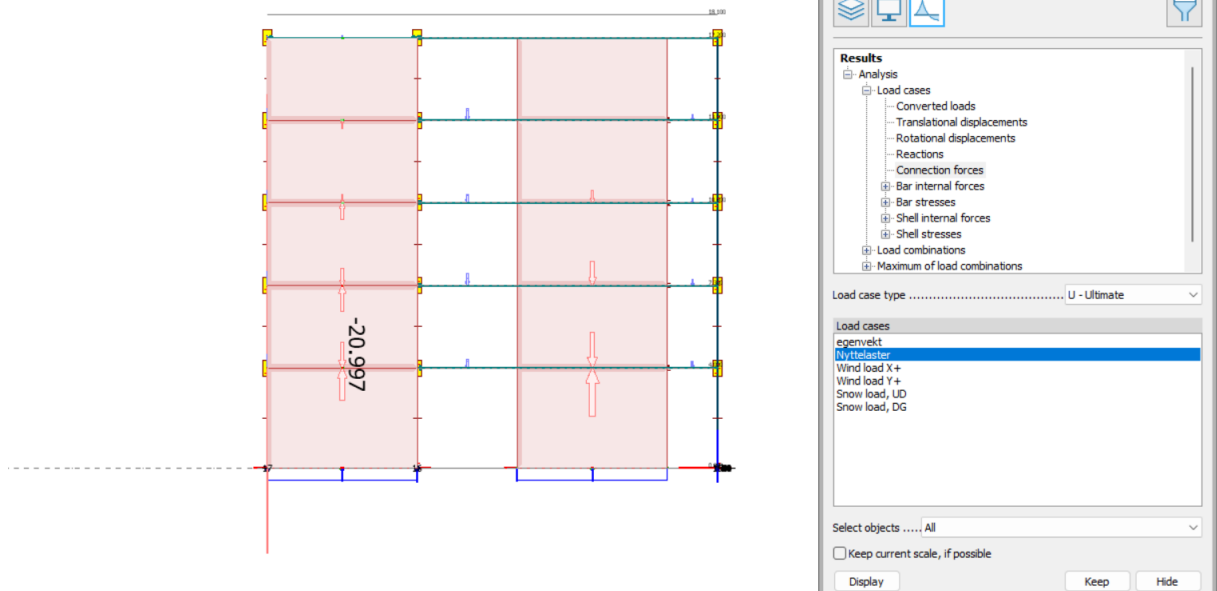


Figur 4 egenvekt for hver skive element

Nyttelaster i do1

FEM-Design får 21 kN i nyttelaster.

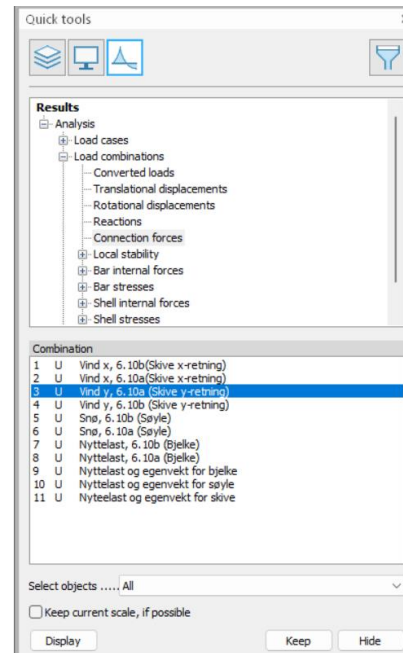
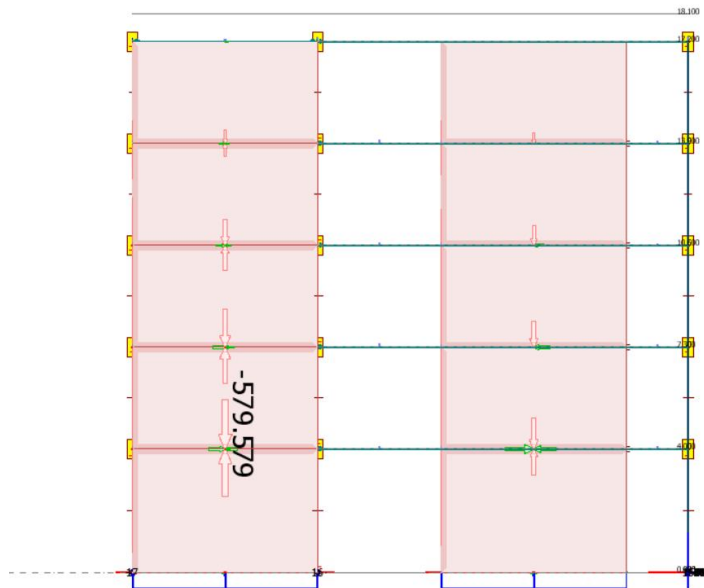
Veggskive 2 skal i utgangspunktet ikke ta opp nyttelaster.



Figur 5 FEM-Design nyttelast

Aksialkraft i horisontalskjøt do1

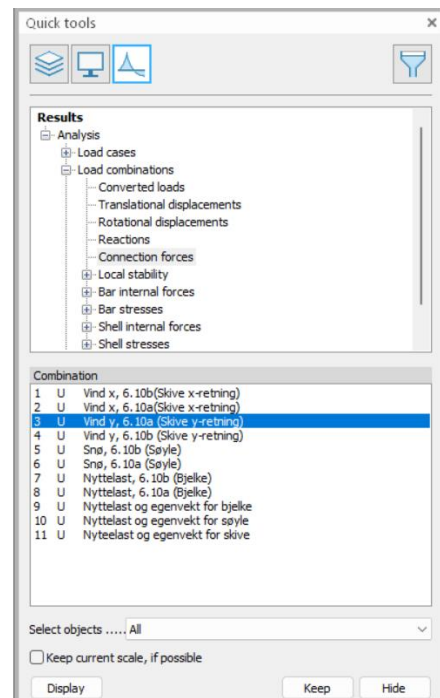
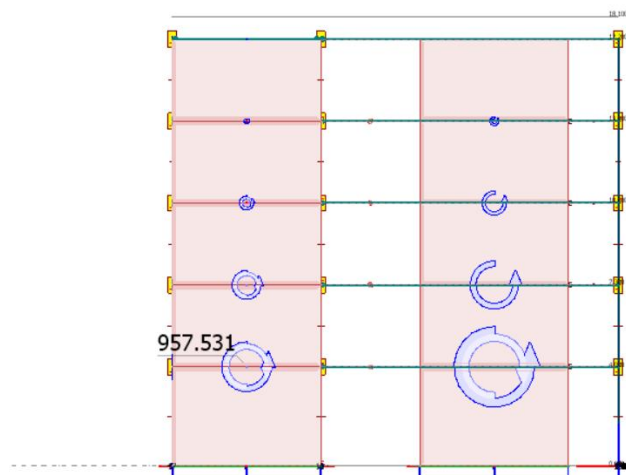
Load combinations - Vind y, 6.10a (Skive y-retning) - Connection forces - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Figur 6 aksialkraft i horisontalskjøt do1

Moment i horisontalskjøt do1

Load combinations - Vind y, 6.10a (Skive y-retning) - Connection forces - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Figur 7 moment i horisontalskjøt do1

Vedlegg 11

Logg

BYGA 2900 Bacheloroppgave

LOGG

Utført arbeid i perioden Uke 2 – 20.

Navn på studenter:

Stud1: Markus Barsten

Stud2: Henrik Schiøtz

Stud3: Stian Trygstad

Navn på bedrift/organisasjon: Spenncon

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: Vegard Ulstein

Aktivitetsplan

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer
3-4	16-29	Presentasjon av oppgave samt oppstartsmøter	36	36	36
5-6	30-12	Oppsett oppgave, teori og veiledning	36	36	36
7-8	13-26	Kap 1-4, samt beregning av bjelke og søyle	43	37	40
9-10	27-12	Beregninger, oppgaveskriving og FEM-Design	40	45	42
11-12	13-26	Beregninger, oppgaveskriving og FEM-Design	38	44	35
13-14	27-9	Beregninger (skive), oppgaveskriving og FEM-Design	63	58	63
15-16	10-23	Beregninger (skive) og oppgaveskriving	57	65	59
17-18	24-7	Oppgaveskriving og vedlegg.	67	63	65
19-20	8-21	Ferdigstilling	106	105	109

