

Dimensjonering av Bæresystem i Stål og Betong

Design of Load-Bearing Structure in Steel and Concrete

Trondheim Mai 2023

Alexander Grasto
Anders Gjelstad
Jonas Pettersen

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Arve Dalseth og Torgrim Soleng
Dr. techn Olav Olsen

Prosjektnr:
2023 -16

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institut for konstruksjonsteknikk

Prosjektbeskrivelse

Problemstillingen som ligger til grunn for denne bacheloroppgaven er dimensjonering av konstruksjonselementene i et bæresystem bestående av stål og betong.

Det er tatt utgangspunkt i BEWI E-Hub på Jøsnøya i Hitra kommune. Dette er et industrianlegg for produksjon av emballasjeprodukter til oppdrettsindustrien. I tillegg til fabrikk består bygget av en logistikk- og lagerhub. De tre avdelingene skal være adskilt som egne brannceller. Som grunnlag for oppgaven benyttes en digital modell, med forutbestemt utforming av bygget. Rapporten tar i all hovedsak for seg lageravdelingen, og vil derfor ikke tilsvare en fullstendig prosjektering. Dimensjoneringen vil omfatte både håndberegninger og digitale analyseverktøy. Avslutningsvis diskuteres resultatene og sammenlignes med alternative løsninger og prosjektering utført av ekstern bedrift, Dr.techn. Olav Olsen.

Prosjektets mål er å tilegne studentene kunnskap og erfaringer rundt metodikk og beregninger rettet mot prosjektering av konstruksjoner.

Resultatmål

- ⇒ Etablere et avstivningssystem som vil kunne stå imot dimensjonerende vind i området.
- ⇒ Dimensjonere konstruksjonselementer i stål og betong iht. gjeldene regelverk.
- ⇒ Betrakte forhold som antas å kunne gi et enklere prosjekt.

Stikkord

Lastberegninger
Global Stabilitet
Stålkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner
FEM-Design

Keywords

Load Calculations
Global Stability
Steel Structures
Concrete Structures
FEM-Design

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av tre studenter Anders Gjelstad, Alexander Grasto og Jonas Pettersen, ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) våren 2023. Oppgaven er skrevet som en avslutning på BSc. studiet i Byggingeniør, med spesialisering innen konstruksjonsteknikk, og tilsvarer 20 studiepoeng.

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Dr.techn. Olav Olsen, som har utført konstruksjonsteknisk prosjektering av prosjektet BEWI E-HUB på Jøsnøya. Oppgaven går ut på å dimensjonere et bæresystem bestående av stål og betong i samsvar med gjeldende regelverk. Prosjektet omhandler laster, global stabilitet, konstruksjonsdeler i stål og betong, digital modellering og bruk av analyseverktøy.

I løpet av prosjektperioden har sivilingeniør Arne Mathias Selberg ved Institutt for Konstruksjonsteknikk fungert som intern veileder på vegne av NTNU. Videre har Arve Dalseth og Torgrim Soleng vært eksterne veiledere fra Dr.techn. Olav Olsen.

Oppgaven ble valgt på grunnlag av ønsket om å tilegne oss kunnskap rundt metodikk og beregninger relatert til prosjektering av konstruksjoner.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår interne veileder, Arne Mathias Selberg. Videre ønsker vi å takke våre eksterne veiledere, Arve Dalseth og Torgrim Soleng. Deres veiledning og kompetanse har bidratt til mye læring og innsikt. Til slutt vil vi takke Dr.techn. Olav Olsen, avdeling Trondheim, for samarbeidet og for å ha stilt kontorplass til disposisjon.

Figurer uten opplyst kilde er lagd av studentene.

Trondheim, 22 Mai 2023

Alexander Grasto Anders Gjelstad Jonas Pettersen



Sammendrag

Bacheloroppgaven tar for seg en produksjonshall for emballasje på Jøsnøya og er i regi Dr.techn. Olav Olsen, heretter O.O. Plasseringen av bygget er i et svært værutsatt kystområde. Prosjektet inkluderer beregninger av belastninger som bygningen utsettes for, global stabilitet, avstivende systemer og dimensjonering av hovedkomponentene i bæresystemet. Det er også undersøkt om prosjektet kunne blitt gjennomført på en enklere måte basert på konstruksjonstekniske hensyn. Omfanget av oppgaven er begrenset for å være i tråd med kravene til en bacheloroppgave. Metodikken og dimensjoneringen i oppgaven er derfor primært rettet mot studentenes ønske om utvikling av ferdigheter. Hovedmålet er å dimensjonere et bæresystem i stål og betong.

Det har blitt benyttet tilnærminger og forenklete beregningsmodeller for å representere konstruksjonens mekaniske atferd og lastscenarioer så nøyaktig som mulig. Fokus har vært på å sikre at disse modellene er realistiske og representative for den faktiske konstruksjonen.

Resultatene viser at fundament og ringmur kan utformes med slankere dimensjoner ved å inkludere flere vindkryss og sentrere søyler over ringmur. Flere vindkryss fører til en gunstigere fordeling av ytre krefter som virker på bygningen, og fører dem mer effektivt ned i fundamentet. Videre har det blitt påvist at det er mulig å unngå implementeringen av et komplekst sekundært bæresystem ved å bruke brannseksjoneringsvegger i plasstøpt betong i stedet for prefabrikkerte elementer.

I den avsluttende delen av oppgaven diskuteres de ulike valgene som er tatt og fordelene med de valgte utformingene. Alternative løsninger vurderes også, sammen med deres potensielle innvirkning på prosjektet. Oppgaven adresserer også forenklinger som er gjort og usikkerheten knyttet til disse. Bruken av analyseverktøy har gitt innsikt i hvordan den globale mekaniske atferden til bygningen påvirkes av ulike geometriske konfigurasjoner, inkludert laster på fundamentet og horisontal likevekt. Siden det er flere mulige tilnærminger for utformingen av konstruksjonen, er det ingen definitive svar. Ved å sammenligne ulike designalternativer og benytte resultater fra O.O., oppnås en dypere forståelse.

Abstract

This bachelor thesis concerns a production facility for packaging on Jøsnøya, where Dr.techn. Olav Olsen designed the structural engineering. The building is located in a windy coastal area. The project includes calculations of the loads the structure is exposed to, global stability-analysis, design of bracing systems, and dimensioning of the main components of the load-bearing structures. A study has been conducted to determine whether the project could be executed in a simpler manner based on construction engineering considerations. The scope of the project was constrained; the workload was limited to that of a bachelor's thesis. Consequently, the methodology and dimensioning primarily reflect the skills that the students want to develop. Hence, the task is to dimension a load-bearing system using steel and concrete.

Thus far, approximations and simplified calculation models have been employed to accurately represent the mechanical behavior and load scenarios of the load-bearing elements. Emphasis has been placed on ensuring that these models are as realistic and representative as possible.

The results indicate that the foundation and ring wall can be designed to be more slender by incorporating additional wind braces and aligning columns directly over the ring wall. This will result in a more favorable distribution of external forces acting upon the structure, effectively transferring them downward into the foundation. Furthermore, it has been proved that the implementation of a complex secondary load-bearing system can be avoided by introducing fire-separating walls in cast-in-place concrete instead of utilizing prefabricated elements.

The final section of the thesis discusses the various choices made throughout the project and highlights the advantages of the selected designs. Additionally, alternative solutions are considered, along with their potential impact on the project. The thesis addresses the simplifications made and the associated uncertainties. The utilization of analysis tools has provided insight into how the global mechanical behavior of the structure is affected by different geometric configurations, with the resulting loads on the foundation and horizontal equilibrium. As there are multiple viable approaches to the design of the structure, definitive answers are elusive. By comparing various design options and benchmarking against Dr.techn. Olav Olsen's results, a deeper understanding has been achieved.

Innhold

Prosjektbeskrivelse	i
Resultatmål	i
Forord	ii
Sammendrag	iii
Indeksliste	x
1 Introduksjon	1
1.1 Oppgavedefinering	1
1.2 Avgrensninger	2
1.3 Struktur	2
1.4 Modell av BEWI E-Hub	3
1.5 Aksesystem	3
2 Teoretisk grunnlag	4
2.1 Eurokoder og Norske Standarder	4
2.1.1 NS-EN 1990	4
2.1.2 NS-EN 1991	4
2.1.3 NS-EN 1992	4
2.1.4 NS-EN 1993	4
2.1.5 NS-EN 1998	4
2.2 Programvare	5
2.2.1 FEM-Design	5
2.2.2 Revit	5
2.2.3 Ove Sletten V-Skive	6
2.2.4 Ove Sletten Btsnitt	6
2.2.5 Ove Sletten K-bjelke	6
2.2.6 Mathcad	6
2.2.7 Overleaf	7
2.3 Betong	7
2.4 Stål	7
2.5 Armering	7
2.6 Konstruksjonskomponenter og statisk system	8
2.6.1 Bæresystem	8
2.6.2 Statisk system	8
2.6.3 Fundamenter	8
2.6.4 Søyler	8

2.6.5	Vegger	8
2.6.6	Skiver	9
2.6.7	Plater	9
2.6.8	Forbindelser	9
2.7	Global stabilitet	9
2.7.1	Avstivningssystemer	9
2.8	Fundamentering og grunnforhold	11
2.8.1	Jordtrykk	11
2.9	Laster	12
2.9.1	Egenvekt	12
2.9.2	Snølast	12
2.9.3	Vindlast	12
2.9.4	Skjevstillingslast	12
2.9.5	Seismiske laster	13
2.9.6	Ulykkeslast	13
2.10	Lastfaktorer og lastkombinasjoner	14
2.10.1	Bruddgrensetilstand	14
2.10.2	Bruksgrensetilstand	14
2.11	Nedbøyninger	14
2.12	Rissvidder	14
2.13	Spenningsbegrensninger	15
2.13.1	Kryp og Svinn	15
3	Metode	16
3.1	Prosjekteringsgrunnlag	16
3.1.1	Dimensjonerende brukstid	16
3.1.2	Brannkrav	16
3.1.3	Geoteknikk	16
3.2	Programvare	17
3.2.1	FEM-design	17
3.2.2	Ove Sletten V-Skive	17
3.2.3	Ove sletten Btsnitt	18
3.2.4	Ove sletten K-Bjelke	18
3.2.5	Grensesnitt FEM-design og V-Skive	18
3.3	Laster	19
3.3.1	Permanente laster	19
3.3.2	Snølaster	19
3.3.3	Vindlaster	20
3.3.4	Skjevstillingslaster	21
3.3.5	Seismiske laster	22

3.3.6	Ulykkeslaster	22
3.4	Lastkombinasjoner	23
3.5	Global stabilitet	25
3.5.1	Avstivende system	25
3.5.2	Skjærvegger	25
3.6	Dimensjonering	27
3.6.1	Betongvegg	27
3.6.2	Stålsøyler	30
3.6.3	Stålkryss	31
3.6.4	Fundament	32
3.6.5	Knutepunkter	37
3.6.6	Bruksgrensetilstand	40
4	Resultater	42
4.1	Global stabilitet	42
4.2	Betongvegg	43
4.3	Stålelementer	44
4.4	Fundament	45
4.5	Knutepunkter	49
4.6	Bruksgrensetilstand	50
5	Diskusjon	51
5.1	Laster	51
5.2	Avstivende system og global stabilitet	51
5.3	Statisk system	51
5.4	Stålelementer	51
5.5	Betongvegg	52
5.6	Fundament	53
5.7	Knutepunkter	54
6	Konklusjon	57

Figurer

1.1	Inndeling av avdelinger	2
1.2	Modell av BEWI E-Hub	3
1.3	Aksesystem avd. 3	3
2.1	Ekvivalent platetykkelse for avstivningssystemer [12]	6
2.2	Stabilt avstivningssystem	10
2.3	Ustabilt avstivningssystem	10
2.4	Ubestemt avstivningssystem	10
2.5	Fordeling av krefter i vindkryss	11
3.1	Fordeling av skjærkraft fra V-skive i FEM-design	17
3.2	Statisk modell stålsøyler og vindkryss	25
3.3	Statisk modell betongvegg	25
3.4	Skivesystem 1	26
3.5	Skivesystem 2	26
3.6	Statisk modell for betongvegg	28
3.7	Tverravstivning betongvegg	29
3.8	Plassering av armering i betongveggen	29
3.9	Dimensjonerende vindkrefter	30
3.10	Statisk modell søyle	31
3.11	Ringmur	32
3.12	Moment i UK fundament	33
3.13	Skisse av beregningsmodell for bæreevne	34
3.14	Momentdiagram for armering i lengderetning	34
3.15	Skjærkraftdiagram i ringmur	35
3.16	bjelke-gitterdrager [28]	38
3.17	Kjedgebrudd [26]	39
3.18	Akutelle bruddformer ved avskjæring [26]	39
4.1	Stålkryss	42
4.2	Geometri på ringmur	46
4.3	Armering i snitt for valgt fundamenttype	47
4.4	Inndata og resultat av kontroll i Btsnitt	48
4.5	Inndata og resultat av kontroll i K-Bjelke	48
5.1	Separert bæresystem og brannvegg	52
5.2	Plate med påsveiste forankringer og plate skrudd til betongen [26]	55

Tabeller

3.1	Egenvekt konstruksjonsmateriale	19
3.2	Permanente laster for konstruksjonsdeler	19

3.3	Inndata snøberegning	20
3.4	Terrengkategorier iht. pkt. A.1 i Tillegg A, NS-EN 1991-1-4 [4]	20
3.5	Inndata og resultat vindberegninger	21
3.6	Innvendig vindtrykk	21
3.7	Data skjevstilling	22
3.8	Lastfaktorer iht. NS-EN 1990 tabell A1.1 [1]	23
3.9	Lastkombinasjoner i EQU [1]	23
3.10	Lastkombinasjoner i ULS [1]	23
3.11	Lastkombinasjoner i ulykkestilstand [1][5]	24
3.12	Lastkombinasjoner i SLS [1]	24
3.13	Dimensjoneringsregler for stålsøyler	31
3.14	Kontroller utført	37
3.15	Kontroll av overgang gitterdrager til bjelke	37
3.16	Kontroll av overgang stålsøyle fundament	40
4.1	Resultat avstivningssystemer	42
4.2	Resultat armeringsmengde vegg	43
4.3	Resultat armeringsmengde vegg, kollaps	43
4.4	Resultat stålprofiler	44
4.5	Bankettbredder for ulike lastkombinasjoner	45
4.6	Resultat kapasitetskontroll fundament	46
4.7	Resultat armeringsmengde fundament	47
4.8	Resultat, knutepunkt overgang søyle til fundament	49

Indeksliste

$a - maal$	Størrelse på sveisen
a	Kantavstand
A	Tversnittsareal
A_c	Tversnittareal for betong
A_s	Tversnittareal
$A_{s,w}$	Tversnittsareal for skjærarmering
$A_{s,min}$	Tversnittsareal av minimumsarmering
A_w	Areal av sveis
$A_{c,V}$	Bruddareal ved betongkantbrudd
$A_{c,N}$	Bruddareal ved kjeglebrudd
b	Bredde av tverrsnitt
b_{eff}	Effektiv bredde av fundament
b_f	Bredde av flens
b_w	Bredde av steg
d	Effektiv høyde av betongtverrsnitt
C_{dir}	Retningsfaktor
C_e	Eksponeringsfaktor
C_{season}	Årstidsfaktor
C_t	Eksponeringsfaktor
c_{nom}	Armeringsoverdekning
C_{pe}	vindlastfaktor
EK	Eurokode
DOF	Degrees of Freedom
e	eksentrisitet
E_{cm}	Elastitetsmodul for betong

E_s	Elasitetsmodul for betong
EI	Bøystivhet
EQU	Equilibrium
f_{ck}	Betongens karakteristiske trykkfasthet etter 28 døgn
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ctk}	Betongens karakteristiske strekkfasthet
f_{ctm}	Middelverdi for strekkfastheten til betong
f_u	Bruddspenningen til stål
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense
FEM	Finite Element Method
h	Høyde av tverrsnitt
h_{eff}	Effektiv høyde
I	Annet arealmoment
L_W	Lengde av sveis
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
N_{Rd}	Dimensjonerende aksialkraftkapasitet
N_{cr}	Knekklast
NA	Nasjonalt tillegg
NS	Norsk Standard
$O.O$	Dr.Techn Olav Olsen
OK	Overkant
q	Jevnt fordelt last
q_b	Basisvindhastighetstrykk
q_p	Toppastighetstrykk

RIB	Rådgivende Ingenør Bygg
s	Senteravstand
S_k	Karakteristisk snølast på mark
$S_{k.0}$	Karakteristisk snølast i kommunen
UK	Underkant
$V_{b.0}$	Referansevindhastighet
V_b	Basisvindhastighet
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{Rd}	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet
z	Indre momentarm
\emptyset	Armeringsdiameter
α	Relativ trykksonehøyde
γ	Materialfaktor
σ	Normalspenning
τ	Skjærspenning
ρ	Dimensjonerende moment
ϵ_s	Tøyning i armering
ϵ_c	Tøyning i betong
ϵ_{cu}	Tøyningsgrense for trykk i betong
β	Korrelasjonsfaktor for sveiser
ψ	Reduksjonsfaktor
Ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdi for variabel påvirkning
Ψ_1	Faktor for ofte forekommende verdi for variabel påvirkning
Ψ_2	Faktor for tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning
μ_i	Formfaktor for snølast
θ_i	Startverdi for skjevstilling

1 Introduksjon

1.1 Oppgavedefinering

Hensikten med oppgaven er å tilegne seg kunnskap om metodikk og beregninger rettet mot prosjektering av konstruksjoner. Oppgaven går ut på å dimensjonere ulike konstruksjonsdeler for et industribygg med bæresystem i stål og betong. Det er tatt utgangspunkt i et prosjekt der Dr.techn Olav Olsen, heretter O.O., har utført byggt teknisk prosjektering i forbindelse med oppføringen av en eskefabrikk. Fabrikken er lokalisert på *Hitra industripark og kysthavn* på Jøsnøya i Hitra kommune. Industribygget består av en produksjonsavdeling, siloavdeling og lageravdeling. Disse tre avdelingene er adskilt som egne brannceller. Avdelingene kommer frem av figur 1.1.

Oppgaven tar i hovedsak for seg avdeling 3, som skal benyttes som lageravdeling på eskefabrikken. Bygget er en lett konstruksjon med store flater i et vindutsatt område. Som følge av dette er det store vindkrefter som virker på bygget og som må håndteres av konstruksjonen. Det er fokusert på hvordan global stabilitet ivaretas av byggets avstivningssystem, og hvordan dette kan utformes for å tilfredsstille byggets funksjonskrav. Til tross for at det kan redusere byggets fleksibilitet, undersøkes det om optimalisering av konstruksjonstekniske forhold kan gi et enklere og antageligvis rimeligere prosjekt.

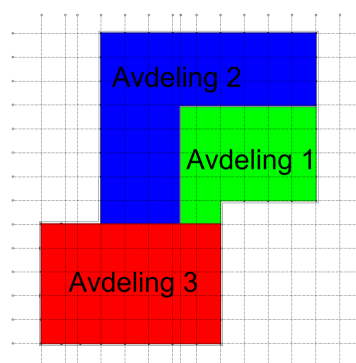
Problemstillingen er å dimensjonere et bæresystem i stål og betong, og undersøke om følgende forhold kan gi et enklere prosjekt:

- Unnlate å hensynte økt vindbelastning fra et fremtidig byggetrinn.
- Etablere seksjoneringsvegger for brann (M-vegger) i plasstøpt betong istedenfor prefabrikkert betong.
- Sentrere ringmur under søyler.
- Unnlate å hensynte laster fra en mulig fremtidig traverskran i søylene.
- Etablere flere vindkryss ved behov.

1.2 Avgrensninger

Det er gjort flere avgrensninger for å redusere omfanget av oppgaven til et gjennomførbart nivå som er tilpasset gruppens ferdigheter og arbeidsmengden for en bacheloroppgave. Samtidig har det vært ønskelig å holde oppgaven så realistisk som mulig. Det ble derfor sett på helheten i prosjekteringen med så reelle problemstillinger som mulig, selv om dette innebar å tilegne seg nye ferdigheter.

Opgaven er avgrenset til å i hovedsak se på lagerseksjonen, avdeling 3. Ved stabilitetsberegningene i den global analysen, er kun denne avdelingen betraktet, uten bidrag fra resten av avdelingene til deler av avstivningssystemet som er felles. Siden denne delen skal brukes som lager, er det en konstruksjon med lav egenvekt og store flatearealer som er belastet med vind. Det kan derfor tenkes at denne delen har det mest komplekse lasttilfellet. Avdeling 1, 2 og 3 er alle betraktet for å finne korrekte lastpåkjenninger fra ytre vindkrefter.



Figur 1.1: Inndeling av avdelinger

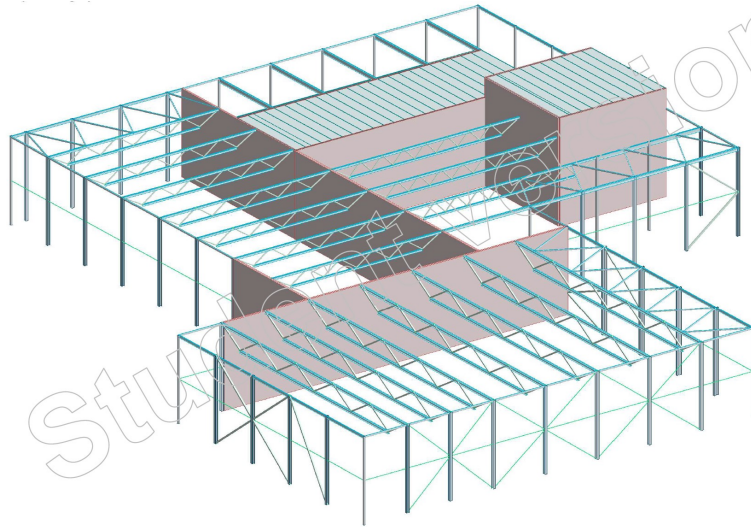
I prosjektering av bygg må alle konstruksjonsdeler og komponenter kontrolleres og dimensjoneres. Det er valgt å se på konstruksjonsløsninger for hovedkomponentene i bæresystemet; fundament, vegger, søyler, vindkryss, samt knutepunkt i overgangene mellom søyle/fundament og søyle/gitterdrager. Takkonstruksjonen er ikke betraktet i denne oppgaven.

På grunn av gruppens ønske om å tilegne seg ferdigheter i programvarer som blir brukt i arbeidslivet, har større tid medgått til dette enn først antatt. Dette har delvis gått på bekostning av antall konstruksjonselementer som har blitt kontrollert og hva disse har blitt kontrollert for. Hovedfokus har vært på kontroll og dimensjonering i bruddgrensetilstand, i tillegg til at det er utført noen kontroller i bruksgrensetilstand. Til gjengjeld har bruken av programvare gitt en bedre forståelse for hvordan kreftene fordeler seg i ulike modeller.

1.3 Struktur

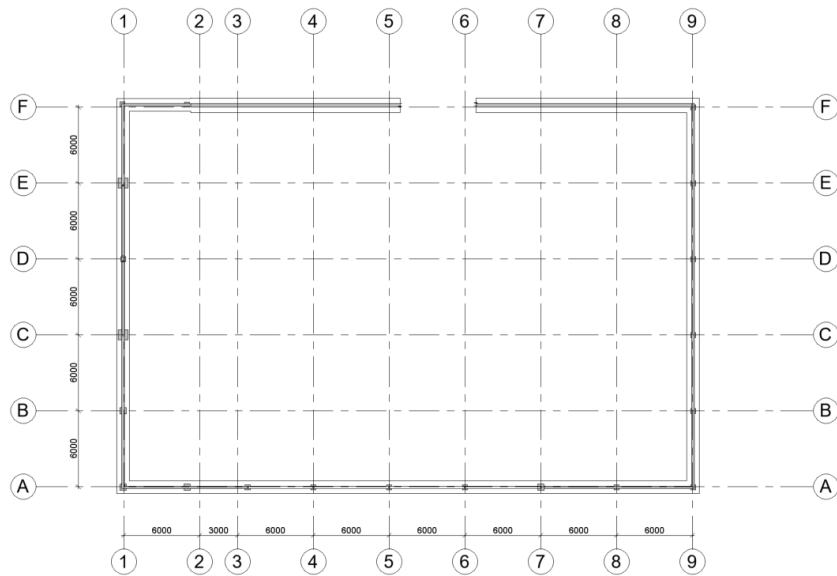
Opgaven består av en hoveddel, bachelor-rapport, og en vedleggsrapport. Hoveddelen tar i store trekk for seg teorigrunnet, metodene og forutsetningene som er lagt til grunn for den videre prosjekteringen som er gjennomført. Videre følger et kapittel med resultatene fra stabilitetsberegningene og dimensjoneringen, før en diskusjonsdel med drøfting av valg som er gjort. Til slutt er det konkludert med hvorvidt prosjektet kunne blitt gjennomført annerledes enn det som ble gjort i prosjekteringen til O.O. Beregninger, programvareanalyser, tegninger og diverse utregninger er vedlagt i vedleggsrapporten.

1.4 Modell av BEWI E-Hub



Figur 1.2: Modell av BEWI E-Hub

1.5 Aksesystem



Figur 1.3: Aksesystem avd. 3

2 Teoretisk grunnlag

2.1 Eurokoder og Norske Standarder

2.1.1 NS-EN 1990

NS-EN 1990 (Eurokode 0) brukes som grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og andre Eurokode-standarder. Standarden gir metodikk for beregning av styrken og stabiliteten til konstruksjoner, og gir krav til partialfaktorer og lastkombinasjonsfaktorer som brukes i lastkombinasjoner. Dette gjelder både permanente og variable laster.[1]

2.1.2 NS-EN 1991

NS-EN 1991 (Eurokode 1) angir kravene til beregning av laster for konstruksjoner, og tar for seg både variable og permanente laster. Standarden gir verdier på allmenne karakteristiske laster.

Standarden er delt inn i ulike deler etter hvilke laster som beskrives. I prosjektet er følgende deler benyttet:

- Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [2]
- Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster [3]
- Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster [4]
- Del 1-7: Allmenne laster – Ulykkeslaster [5]

2.1.3 NS-EN 1992

NS-EN 1992 (Eurokode 2) omfatter metodikk og bestemmelser for dimensjonering av betongkonstruksjoner. Den gir grunnlag for dimensjonering i både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand og inkluderer materialfaktorer for betong og armering. [6]

2.1.4 NS-EN 1993

NS-EN 1993 (Eurokode 3) omfatter metodikk og krav til dimensjonering av stålkonstruksjoner. Den gir grunnlag for dimensjonering i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.[7] [8]

2.1.5 NS-EN 1998

NS-EN-1998 (Eurokode 8) tar for seg krav og retningslinjer for å sikre bygningers stabilitet og sikkerhet under seismisk påvirkning, slik at konstruksjoner kan motstå jordskjelv. [9]

2.2 Programvare

2.2.1 FEM-Design

FEM-design er et avansert analyseprogram utviklet av StruSoft, som blant annet kan brukes til modellering og beregning av 2D og 3D konstruksjoner. Programmet utfører beregninger iht. Eurokodene og er tilpasset de nasjonale tilleggene.

Programmet er avansert og krever forkunnskaper for at brukeren skal oppleve et godt brukergrensesnitt. Programmet egner seg godt til analyse av global stabilitet, og kan blant annet brukes til å bestemme opplagsreaksjoner og nedbøyninger. FEM-design kan også benyttes til enkeltele-mentdesign av betong, stål og tre.

FEM-design bruker Finite Element Method (FEM), på norsk kalt elementmetoden for å utføre beregninger. Elementmetoden er en numerisk metode for å finne tilnærmet løsning av problemstillinger som lar seg beskrive av partielle differensialligninger [10]. For enkle geometrier og randbetingelser, er det mulig å finne løsninger ved hjelp av kun ett element. Ved større problemer må konstruksjonen diskretiseres og deles opp i mange mindre enkle geometrier som linjer, trekkanter og firkanter. Hvert element blir uttrykt ved en matrise som beskriver elementets egenskaper og sammenhenger med tilstøtende elementer. Ved sammenkobling av systemets matriser og numeriske beregninger kan forskyvninger og spenninger i konstruksjonen bestemmes.

Elementene genereres i FEM-design ved hjelp av *finite element* verktøyet som automatisk generer et elementnett. Ved flere elementer i elementnettet, vil beregningsresultatene bli mer presise, men også mer tidkrevende for datamaskinen å analysere.

2.2.2 Revit

Revit er primært et modelleringsverktøy som anvendes innenfor arkitektonisk design, VVS- og elektroinstallasjon, konstruksjonsteknikk og byggeprosesser. I tillegg tilbyr Revit essensielle funksjoner som tegning og strukturell analyse. Programvaren ble først utgitt i 2000 og har siden opplevd en betydelig økning i popularitet, og regnes i dag som den mest utbredte BIM (byggningsinformasjonsmodellering)-løsningen innenfor byggebransjen [11].

2.2.3 Ove Sletten V-Skive

V-skive er et program som brukes til å beregne kraftfordelingen på vertikale skrivers som benyttes i vindavstivning.

Programmet benyttes ved å legge inn geometrien til det aktuelle bygget, og deretter legge inn avstivende skiver. Vindkryss kan beregningsmessig regnes som skiver, med en ekvivalent platetykkelse avhengig av utformingen av vindkryssene. Beregningsmetode for ulike utforminger er gitt i figur 2.1.[12]

	$t_e = \frac{E}{G} \frac{l \cdot h}{d^3 + \frac{2l^3}{A_d + 3A_g}}$
	$t_e = \frac{E}{G} \frac{l \cdot h}{2d^3 + \frac{h^3}{4A_v} + \frac{l^3}{6A_g}}$
	$t_e = \frac{E}{G} \frac{l \cdot h}{d^3 + \frac{l^3}{2A_d + 6A_g}}$
	$t_e = \frac{E}{G} \frac{l \cdot h}{d^3 + \frac{h^3}{A_v} + \frac{l^3}{6A_g}}$

Figur 2.1: Ekvivalent platetykkelse for avstivningssystemer [12]

2.2.4 Ove Sletten Btsnitt

Btsnitt er et program som brukes for tverrsnittskontroll av betongtverrsnitt. Programmet kan blant annet brukes på bjelker, dekker, fundamenter og søyler.[13]

2.2.5 Ove Sletten K-bjelke

K-Bjelke er et program for beregning av slakkarmerte bjelker og dekker i betong [14].

2.2.6 Mathcad

Mathcad er et program godt egnet for oversiktlig framstilling av utførte håndberegninger. Programmet lar brukeren kombinere tekst, matematiske uttrykk og grafikk. Mathcad utfører automatisk beregning med enheter og er mye brukt blant ingeniører og tekniske fagfolk.

2.2.7 Overleaf

Overleaf er en skybasert nettside for tekstbehandling av dokumenter i LaTeX. Overleaf gjør det enkelt å fremstille formler og bilder og tilbyr en rekke automatiske funksjoner, som gjør programmet svært brukervennlig.

2.3 Betong

Betong er verdens mest brukte byggemateriale, blant annet som følge av dens høye bestandighet og formbarhet. Det brenner ikke, tåler fuktighet, råtner ikke og kan ombrukes [15]. Betong lages ved å blande sand, sement, vann, stein og tilsetningsstoffer. Tilsetningsstoffer benyttes for å endre egenskapen til fersk og herdet betong, og hensikten med dette er å blant annet styre herdeprosessen og forbedre støpingen.

Betongen klassifiseres i fasthetsklasser uttrykt ved karakteristisk trykkfasthet f_{ck} . Det betyr at en B45 betong skal tåle en trykkfasthet på 45 N/mm^2 . Kvaliteten på betongen avgjøres ved hjelp av en terningtest, der styrken til betongen testes. Det er i størst grad vann-sementforholdet (v/c-tallet) som bestemmer betongens trykkfasthet. Desto lavere v/c-tall den ferske betongen har, desto høyere trykkfasthet har betongen i herdet tilstand. [16]

2.4 Stål

Stål er et byggemateriale med flere gode kvaliteter. Stål er sterkt og veldig bestandig sammenliknet med andre byggematerialer. Videre er stål miljøvennlig, kostnadseffektivt og fleksibelt [17]. Ved bruk av stål, kan man oppnå slanke konstruksjoner med store spennvidder. Stålelementer kan prefabrikeres med stor nøyaktighet. Dette bidrar til en kort byggetid som reduserer kostnader.

Ved bruk av stål i bæresystemet, brukes det oftest lavkarbonstål. Lavkarbonstål er stål som er egnet som konstruksjonsmateriale og består hovedsakelig av jern og karbon. Med økende karboninnhold blir generelt styrken høyere, men duktiliteten, seigheten og sveisbarheten blir mindre.[18]

Stål kan leveres i mange forskjellige profiler og stålqualiteter avhengig av formålet. Den vanligste stålqualiteten er S355. Det betyr at stålet karakteristisk flytegrense på 355 N/mm^2 .

2.5 Armering

Armering er en stålstruktur som ofte benyttes som forsterkning av betongkonstruksjoner. Betong har høy trykkfasthet, men dårlig egenskaper til å oppta strekkrefter. Derfor må armeringstenger legges i deler av betongkonstruksjoner som blir utsatt for strekkrefter. I mange tilfeller blir det også benyttet armering for å øke trykkfastheten, trykkarmering. Den mest brukte armeringstypen er varmvalset stål, oftest stenger av kamstål. Armeringsjernet har tversgående kammer, som har hensikt å få armeringen og betongen til å opptre med full heft.

I Norge er det mest vanlig å bruke armering av typen kamstål, med betegnelse B500NC. Det vil si at stålet har karakteristisk strekkfasthet på 500 N/mm^2 .

2.6 Konstruksjonskomponenter og statisk system

2.6.1 Bæresystem

Bæresystemet i en konstruksjon har som hensikt å holde konstruksjonen oppe og føre de opp-tredende lastene ned til fundamentet. Utformingen av bæresystemet bestemmes i hovedsak av; funksjonskrav, estetiske hensyn, grunnforhold og økonomi [19]. Ved større konstruksjoner, er det normalt med et bæresystem sammensatt av stål og betongelementer. Det er viktig at bygget utføres slik at materialene virker sammen og gir god konstruksjonssikkerhet.

2.6.2 Statisk system

Statisk system er en modell for hvordan bygningen som helhet og enkeltelementer er tenkt å opptre i bæresystemet. Dette er ofte en beregningsmessig forenkling med randbetingelser som er representative for hvordan konstruksjonen skal fungere. Dette er for å synliggjøre hvordan en konstruksjon virker for å fange opp laster og føre disse via konstruksjonskomponenter ned i fundamentet. [20]

2.6.3 Fundamenter

Fundamentet er den delen av konstruksjonen som overfører lastene fra konstruksjonen til grunnen. Fundamentering ved bruk av direkte fundamentering overfører lastene til grunnen direkte ved hjelp av et flatetrykk fra fundamentflaten [19]. Det finnes flere fundamentløsninger og alle har sine fordeler og ulemper når det kommer til stabilitet og styrke.

2.6.4 Søyler

En søyle er en vertikal frittstående bygningskomponent. Hovedoppgaven er å overføre trykk-, strekk- og bøyekrefter som oppstår som følge av laster, til fundamentet. Dette inkluderer egenvekt av konstruksjonen, påførte laster, samt dynamiske påkjenninger. Avhengig av bruks- og estetiske kriterier kan søyler utformes av flere typer materialer, der betong- og stålsøyler er hyppig brukt. [21]

2.6.5 Vegger

En vegg er en vertikal skive eller plate, med hovedoppgave å avgrense rom i en bygning, samt å ta opp vertikale og horisontale krefter. Veggene utformes i ulike materialer avhengig av funksjonskrav som bæreevne, isolasjonsevne, lydkrav, brannkrav, estetiske krav etc. [19]

2.6.6 Skiver

Skiver er et todimensjonalt, plant konstruksjonselement hvor tykkelsen til elementet er betydelig mindre enn høyden og lengden. I en skive virker de ytre lastene i skiven sitt plan. [19]

2.6.7 Plater

Plater er også et todimensjonalt konstruksjonselement. I motsetning til skiven er platen belastet normalt på sitt eget plan.[19]

2.6.8 Forbindelser

I konstruksjoner må de ulike konstruksjonselementene forbindes ved hjelp av mekaniske forbindelsesmidler. Sveiser, konstruksjonsskruer og selvgjengede skruer er de vanligste forbindelsesmidlene.

Konstruksjonsskruer leveres i tre fasthetsklasser; 4.6, 8.8 og 10.9. Skruens fasthetsklasse tilsier hvilken bruddspenning de kan oppnå. Eksempelvis har 4.6 en bruddspenning på 600 N/mm^2 . Lastoverføringen til skruer foregår ved strekk eller avskjæring. [12]

Sveiseforbindelser oppnås ved at stålet smelter sammen ved en tilstrekkelig temperatur. De vanligste sveisetypene er buttsveiser og kilsveiser. [12]

2.7 Global stabilitet

Global stabilitet omhandler hvordan horisontale krefter fordeles og opptas av et system med avstivende elementer. Beregningene går ut på momentlikevekt om geometriens tyngdepunkt, slik at bygget kan motstå velting. [19]

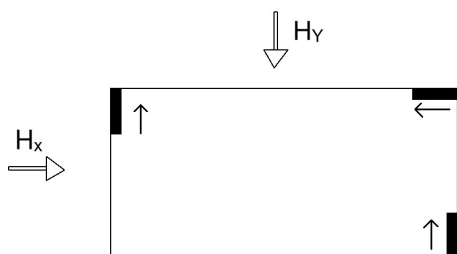
Ved påvisning om at konstruksjonen er i global likevekt følges NS-EN 1990. Der står det at kontrollen sjekkes ved at den dimensjonerende verdien for virkning av destabiliserende laster skal være mindre eller lik den dimensjonerende verdien for virkningen av stabiliserende laster. [1]

2.7.1 Avstivningssystemer

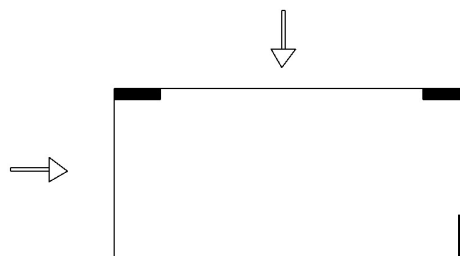
For at konstruksjonen skal stå stabilt, samt ikke ha for store forskyvninger og deformasjoner, er det viktig med et velfungerende og gjennomtenkt avstivende system. I hovedsak finnes det 3 ulike avstivningssystemer; innspenne søyler, rammesystemer og skivesystemer. Et kombinasjonssystem av disse er også vanlig. Ved bruk av innspenne søyler, er søylene fast innspennt i fundamentet med leddet opplegg til bjelke. Horisontalkreftene fordeles her på søylene, og disse må dimensjoneres hver for seg. Rammesystemer består av søyler forbundet til bjelker med et momentstivt knutepunkt.

Skivesystemer består av horisontale og vertikal skiver, der horisontalkreftene fordeles på de vertikale skivene. Det avstivende systemet er dermed utformet slik at kreftene i størst mulig grad tas

opp ved skivevirkning. Nok antall skiver er nødvendig for å unngå rotasjon av bygget og for store utbøyninger. Kraftfordelingen i de vertikale skivene avhenger av antall skiver og plasseringen av disse. Et minimumskrav for å oppnå et stabilt avstivningssystem er tre skiver, der ingen av skivene ligger i lik akse. Dette fremkommer av figur 2.2 og 2.3. Med tre skiver plassert slik at de kan ta opp både translasjon og rotasjon, er systemet statisk bestemt, og kreftene i hver skive kan bestemmes ved de tre likevektslikningene. [22]

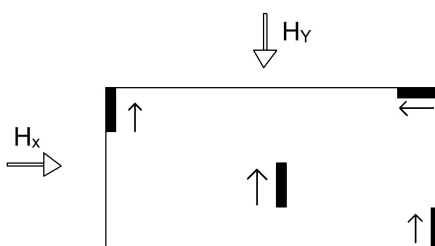


Figur 2.2: Stabilt avstivningssystem



Figur 2.3: Ustabilt avstivningssystem

Dersom bygget har fire vertikale skiver, og tyngdepunktet til skivene ikke er plassert samme sted som lastene, er systemet ubestemt. Likevektslikningene er da ikke lenger gyldig, og kraftfordelingen avhenger av skivenes stivhet. Et ubestemt avstivningssystem er vist i figur 2.4.

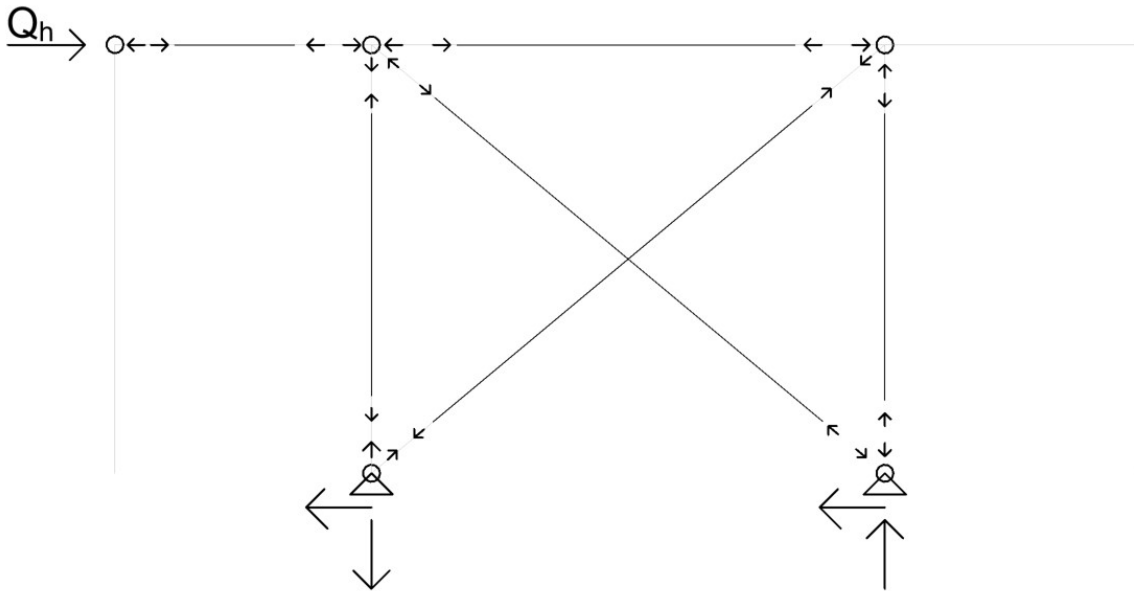


Figur 2.4: Ubestemt avstivningssystem

Skjærskiver kan for eksempel være kompakte veggelementer eller vindkryss.

Vindkryss består av diagonale staver, som spenner mellom vertikale konstruksjonsdeler. Avhengig av egenskaper og utforming, kan stavene potensielt ta opp både strekk- og trykkrefter. Dersom stavene kun tar strekk, vil stavene ha en aktiv- og inaktiv vindretning. Vindkrysset kan også bestå av kun ett element. Staven må da være dimensjonert for trykk og strekk. Horisontalkreftene som påføres taksken, føres gjennom stavene og ned i fundamentet.[19]

Lastfordelingen gjennom et vindkryss er vist i figur 2.5.



Figur 2.5: Fordeling av krefter i vindkryss

2.8 Fundamentering og grunnforhold

Fundamentering og grunnforhold er en viktig del av bygg- og anleggsprosjekter. Gjennom fundamentet skal alle krefter overføres fra konstruksjonen til byggegrunnen. For å sikre at en konstruksjon skal stå sikkert og stabilt over lang tid, er det nødvendig med god forståelse av grunnforholdene og valg av riktig fundamenttype til de enkelte prosjekter. Grunnforholdene refererer til egenskaper og sammensetninger av jordmasser for et område. [19]

Ved en kombinasjon av dårlig grunnforhold og bruk av uegnet fundamenteringsmetode, kan det oppstå fundamentsetninger. Jevn setning over et område er ikke problematisk, men når ulik setning oppstår i en statisk ubestemt konstruksjon, vil setningene gi indre krefter som kan være betydelig. Dette er på grunn av at statisk ubestemte konstruksjoner vil oppleve deformasjonen i et opplager som opptrer i form av en kraftpåvirkning. Resten av konstruksjonen vil forsøke å motstå denne. Dette kan gi større indre krefter.[19]

2.8.1 Jordtrykk

Jordtrykket som overføres fra fundamentet skal bli tatt opp av grunnen. Dette skjer ved at grunnen tar opp kreftene fra konstruksjonen i form av normalspenninger og skjærspenninger. Bæreevnen til grunnen angir hvor store disse spenningene kan bli før det utløses brudd. For å forhindre brudd er det nødvendig å gjennomføre grunnundersøkelser. Ved slike undersøkelser er målet å kartlegge grunnforholdene og bestemme byggegrunnens egenskaper.[19]

2.9 Laster

Laster deles opp i to kategorier; permanente og variable laster. Permanente laster er påvirkninger som opptrer over store deler av konstruksjonen sin levetid, eksempelvis bygget sin egenvekt eller jordtrykk som virker på en konstruksjon. Variable laster kan blant annet bestå av nyttelast, snølast, vindlast og ulykkeslast. Disse opptrer ikke konstant og heller ikke nødvendigvis samtidig.

2.9.1 Egenvekt

Egenvekt er lastbidraget fra materialene og bygningsmassen konstruksjonen består av.

2.9.2 Snølast

Snølast er den belastningen en konstruksjon kan utsettes for på grunn av snøansamlinger på taket. Snølasten beregnes og er basert på faktorer som geografisk beliggenhet, bygningens høyde, høyde over havet, bygningstype og områdekarakteristikk. Dimensjonerende snølast regnes ut fra karakteristisk snølast på mark, formfaktor, eksponeringsfaktor og termisk koeffisient.[3] Dette er prosjektspesifikke faktorer.

2.9.3 Vindlast

Vindlast er den belastningen en konstruksjon utsettes for i sterk vind. Vindlasten på konstruksjoner beregnes på grunnlag av områdets referansevindhastighet, $v_{b,0}$. Referansevindhastigheten er 10-minutters middelvindhastigheten, uavhengig av årstid og vindretning, 10 moh. for et område med lite vegetasjon og hindringer. Dermed brukes denne som utgangspunkt i kombinasjon med prosjektspesifikke faktorer.

Basisvindhastighet, V_b , inkluderer c_{season} som tar hensyn til årstid og c_{dir} som justerer for vindretning.

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.1)$$

Vindhastighetstrykket, q_p , regnes ut fra basisvindhastighetstrykk q_b og eksponeringsfaktor c_e . Eksponeringsfaktor inkluderer terrengkategori og høyde over havet. Vindhastighetstrykket brukes så i beregningene på konstruksjonen.

$$q_p = c_e \times q_b \quad (2.2)$$

2.9.4 Skjevstillingslast

Skjevstillingslast tar hensyn til virkningen av avvik i geometri og materialeegenskaper. Helningsavvik på konstruksjonsdeler vil på grunn av utilsiktet eksentrisitet gi horisontale krefter på de

vertikale avstivningssystemene og enkeltstående konstruksjonsdeler. Disse er ofte ikke utslagsgivende, men må tas hensyn til i global analyse og i enkelte tilfeller for lokale enkeltkomponenter. [7]

2.9.5 Seismiske laster

I NS-EN 1998-1, Eurokode 8, gis det retningslinjer for utforming av bærende konstruksjoner som skal kunne motstå jordskjelv. Dette skyldes vibrasjoner/akselerasjoner som forplanter seg gjennom bakken og kan gi påkjenninger på bygg i området. Seismisk aktivitet i et område bestemmes ut fra historisk jordskjelvaktivitet og geologiske forhold. Norge kategoriseres som et lavseismisk område og standarden åpner opp for at seismiske laster kan utelates ved utelatelseskriterier. [9]

2.9.6 Ulykkeslast

Brannlast

I tillegg til motstandsdyktighet tar brannteknisk dimensjonering hensyn til påførte laster ved en eventuell brann. Laster som følge av branneksplosjon klassifiseres som ulykkeslaster og skal iht. Eurokode 1 del 2, ta hensyn til følgende [23]:

- Dimensjonerende brannscenario.
- Tilhørende dimensjonerende brann.
- Temperaturutvikling i konstruksjonsdelene.
- Mekanisk oppførsel av konstruksjonen utsatt for brann.

2.10 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner for analyse av konstruksjoner bestemmes iht. NS-EN-1990 tillegg A [1]. Her angis dimensjonerende verdier for permanente laster, variable laster, ulykkeslaster og ψ -faktorer. Hensikten med lastkombinasjoner er å kartlegge hvilke kombinasjoner som gir størst påkjenning på konstruksjonen, og dermed blir dimensjonerende. Hvilke lastfaktorer som skal benyttes avhenger av hva som skal kontrolleres og grensetilstanden det dimensjoneres for.

2.10.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand omhandler beregninger knyttet til svikt eller tap av likevekt for bygningsdeler. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand kontrolleres bæreevnen opp mot den mest ugunstige kombinasjonen av permanente og variable lastpåkjenninger.[19]

Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand skal følgende tre basissituasjoner betraktes [1]:

- EQU - Statisk likevekt for konstruksjonen, tabell A1.2(A).
- STR - Konstruksjonsdeler som ikke omfatter geotekniske laster, tabell A1.2(B).
- GEO - Konstruksjonsdeler som omfatter geotekniske laster, tabell A1.2(C).

2.10.2 Bruksgrensetilstand

Ved dimensjonering i bruksgrensetilstand, settes det krav til funksjonsdyktigheten til konstruksjonen. Kontroll av spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning skal gjennomføres iht. NS-EN 1992-1-1 kapittel 7.

2.11 Nedbøyninger

Kontroll av nedbøyninger gjennomføres for å forhindre nedbøyninger som kan virke ugunstig på konstruksjonen. Eksempler på dette kan være nedbøyninger som forhindrer bruk av kranbane eller nedbøyning av flate tak som kan føre til oppsamling av vann. Nedbøyningskravet settes ofte til $L/250$, men andre krav kan virke begrensende. Nedbøyning er angitt i NS-1992-1-1 7.4.

2.12 Rissvidder

Rissvidder i betong er sprekker som oppstår når betongen utsettes for påførte laster eller andre påkjenninger. Begrensning av opprissing er viktig for å sikre konstruksjonens funksjon og fra å gi den et uakseptabelt utseende. For å redusere sannsynligheten for armeringskorrosjon er det satt krav til rissvidder i NS-EN 1992-1-1 pkt. 7.3. [6] Kravet til rissvidder avhenger av eksponeringsklassen for konstruksjonen.

Dersom konstruksjonen får for store riss, kan det føre til fuktinntrengning og rustdannelse på armeringsjern, som vil svekke styrken til konstruksjonen.

2.13 Spenningsbegrensninger

Spenningsbegrensning gjennomføres for å unngå riss, mikroriss eller store kryptformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon. Riss i lengderetning kan oppstå hvis spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider en kritisk verdi. Når trykkspenningene overskrider $0.6 \times f_{ck}$, økes kryptøyningene i betongen og er ikke lenger lineær.[6]

2.13.1 Kryp og Svinn

Kryp og svinn er begge tidsavhengig egenskaper som tas hensyn til i bruksgrensetilstand.

Betong som påkjennes av trykk over lang tid, vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp [24]. Kryptøyningen avhenger av spenningsnivå og hvor lang tid spenningen virker.

Uttørking av betong vil føre til at betongen krymper. Denne krympingen kalles svinn [24]. Svinn-tøyninger er uavhengig av lastnivå, i motsetning til kryptøyninger.

3 Metode

Dette kapitlet tar for seg prosjekteringsforutsetningene som er bestemt og metodikken som er benyttet for oppgaven.

3.1 Prosjekteringsgrunnlag

3.1.1 Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstidkategori er satt til 4 iht. tabell 2.1 i NS-EN 1990 [1], på bakgrunn av at konstruksjonen som prosjekteres er en bygningskonstruksjon. Dette gir en dimensjonerende brukstid på 50 år.

3.1.2 Brannkrav

I oppdraget er det flere brannceller. Inndelingen av de ulike avdelingene tilsvarer branncellene. Veggene skal utføres med brannkrav REI120M for begge sider. Resterende bærende konstruksjoner er EI15. Det vil si at betongveggen fra F2-F9 iht. aksesystemet gitt i figur 1.3 utføres med REI120M.

Det er valgt veggtykkelse og betongkvalitet som tilfredsstillende regelverk iht. NS-EN 1992-1-2 punkt. 5.4 som gir brannkrav for lastbærende vegger. [25]

3.1.3 Geoteknikk

Det er i forprosjektet til O.O, etter avtale med RIG (Rådgivende ingeniør geoteknikk), lagt til grunn et dimensjonerende grunntrykk på 250 kPa. Videre geotekniske beregninger blir ikke omtalt i oppgaven.

3.2 Programvare

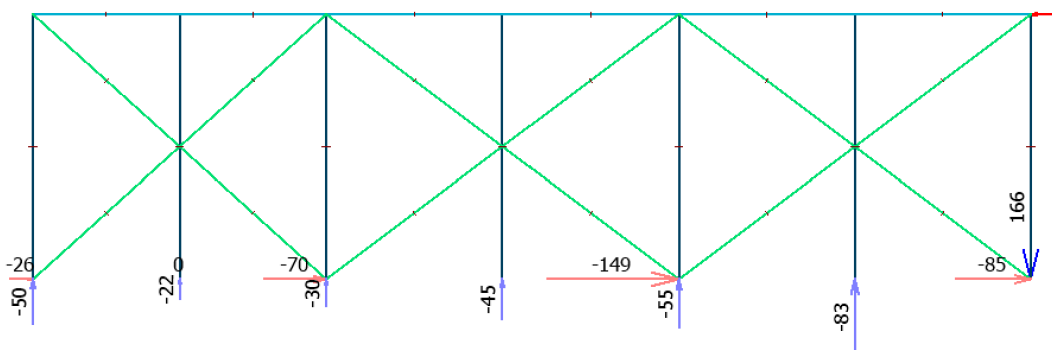
Gjennom oppgaven har gruppen tatt i bruk flere programvarer, hovedsaklig OveSletten programmer og FEM-design. Gruppen har brukt mye tid på å sette seg inn i programvarene, men til gjengjeld fått et stort utbytte av dette. Programvarer ble blant annet benyttet til å kontrollere håndberegninger, framstille lastvirkninger og beregne armering.

3.2.1 FEM-design

FEM-design ble mye brukt gjennom oppgaven til diverse oppgaver. Først ble bygningen modellert i FEM-design ved hjelp av en DWG-fil fra O.O. Modellen er vist i vedlegg L.1. Gruppen fant tidlig ut at FEM-design krever nøyaktig modellering, og det ble derfor viktig å ta i bruk akser. Samtidig var det viktig å definere riktig randbetingelser for å få en modell som stemte overrens med det tenkte statiske systemet.

I FEM-design ble det besluttet å manuelt sette på vind og snø laster. Vindlasten på vertikale vegger ble satt på som en linjelast, mens trykket/suget på taket ble satt på som en fordelt last. Egenvekten av konstruksjonen blir automatisk satt på og beregnet av FEM-design.

Analyser av FEM-modellen ble blant annet brukt sammen med V-Skive til å bestemme trykk- og strekkrefter i overgangen mellom søyle og fundament i bruddgrensetilstand. FEM-design var også et nyttig verktøy for modellering av mindre konstruksjonsdeler og bidro til en større forståelse av lastfordeling i en konstruksjon. Blant annet ble skjærkraften som ble funnet fra V-Skive satt inn i FEM-design for å finne fordelingen av lastvirkningen, som vist i figur 3.1. FEM-design ble også brukt for å armere betongveggen ved hjelp av funksjonen RC-design.



Figur 3.1: Fordeling av skjærkraft fra V-skive i FEM-design

3.2.2 Ove Sletten V-Skive

Ove Sletten V-skive ble benyttet til å beregne kraftfordelingen på de vertikale skivene som ble benyttet til vindavstivning. Ut ifra disse beregningene kunne gruppen kartlegge hvilke lastkombinasjoner som ga størst vertikale og horisontale krefter.

3.2.3 Ove sletten Btsnitt

Ove Sletten Btsnitt ble brukt til kontroll av håndberegningene knyttet til fundamentet. I programmet ble det valgt ulike spesialprogrammer etter hva slags konstruksjonselement som skulle kontrolleres. Deretter ble tverrsnittet og materialparametere beskrevet. Til slutt kunne det kjøres beregninger og kontrollering av resultatet opp mot utførte håndberegninger.

3.2.4 Ove sletten K-Bjelke

Ove Sletten K-Bjelke ble brukt ved kontroll av lengdearmeringen i fundamentet. I programmet ble det modellert opp lengde på fundamentet, oppleggspunkter og geometrien på tverrsnittet. Deretter ble modellen belastet med dimensjonerende laster for å kontrollere håndberegningene.

3.2.5 Grensesnitt FEM-design og V-Skive

For å kartlegge største strekkraft, ble FEM-design og V-skive brukt om hverandre. V-Skive tar kun inn horisontale laster. Derfor ble først største strekkraft i V-Skive beregnet på grunnlag av de horisontale lastene. Deretter ble FEM-design brukt til å finne største strekkraft som følge av sug på taket med samtidig virkende egenlast. Største strekkraft fantes dermed ved å addere resultatene fra de ulike modellene for resultatet fra samme lasttilfelle.

3.3 Laster

3.3.1 Permanente laster

Konstruksjonenes egenvekt beregnes basert på materialets tyngdetetthet hentet fra tabell A.1 i NS-EN 1991-1-1 [2] og vist i tabell 3.1.

Materiale	Tyngdetetthet
Egenvekt armert betong	25 kN/m^3
Egenvekt stål	78.5 kN/m^3

Tabell 3.1: Egenvekt konstruksjonsmateriale

Ellers er følgende prosjektspesifikke permanente laster lagt til grunn i tabell 3.2:

Konstruksjonsdel	Verdi
Isolert stålplatetak	0.70 kN/m^2
Gitterdrager	0.25 kN/m^2
Sandwich yttervegg	0.40 kN/m^2

Tabell 3.2: Permanente laster for konstruksjonsdeler

3.3.2 Snølaster

Snølasten for området er regnet etter NS-EN 1991-1-3 [3].

Karakteristisk snølast på mark, s_k , finnes i tabell NA.4.1 i standarden. Denne er basert på en 50-års returperiode for ulike områder i Norge.

Dimensjonerende snølast på tak er karakteristisk snølast på mark korrigert med faktorer som tar hensyn til følgende punkter:

- Formfaktor (takets form), μ_i .
- Termiskfaktor (takets egenskaper), C_t .
- Eksponeringsfaktor (områdekarakteristikk og nærliggende bygninger), C_e .

Dimensjonerende snølast S er gitt ved ligning 3.1, tilsvarende ligning 5.1 i standarden:

$$S = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (3.1)$$

Inndata for denne beregningen vises i tabell 3.3.

Faktor	Verdi	Forklaring
S_k	$2.5kN/m^2$	Karakteristisk snølast
μ_i	0.8	Lastreduksjonsfaktor
C_e	0.8	Eksponeeringsfaktor
C_t	1.0	Termisk faktor

Tabell 3.3: Inndata snøberegning

Snølasten er beregnet med utgangspunkt i ligning 3.1. Punkt 5.3 i standarden gir mulighet for å redusere snølasten med 0.8 for beliggenheter der det er valgt ruhetskategori 0 i vindberegningene.

Dette gir en snølast $S = 1.6kN/m^2$ for området.

Utregning av dimensjonerende snølast er vist i vedlegg B.1.

3.3.3 Vindlaster

Bygget er utsatt for kraftig vind som følge av tilnærmet null skjerming fra åpent hav fra sør-vest. Det kan samtidig tenkes at nærliggende landskap gir vinden en slags trakt-effekt ettersom den tvinges mot Jøsnoya. Det er derfor vanskelig å argumentere for å kunne gå opp til terrengkategori I i tabell 3.4, selv om Jøsnoya ikke er fullstendig eksponert for åpent hav.

Vindlaster er beregnet etter NS-EN 1991-1-4. [4].

Referansevindhastighet for Hitra Kommune er 30 m/s, iht. tabell NA.4 (901.1) i standarden.

Tabell 3.4 beskriver terrengkategorier, og for området er terrengkategori 0 valgt.

Terrengkategori	Beskrivelse
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav
I	Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med innbyrdes avstander på høyst 20 ganger deres høyde
III	Område med jevnt dekke av vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med innbyrdes avstander på høyst 20 ganger deres høyde (som landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)
IV	Område der 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m

Tabell 3.4: Terrengkategorier iht. pkt. A.1 i Tillegg A, NS-EN 1991-1-4 [4]

Videre er karakteristisk vindhastighetstrykk beregnet etter ligning 2.2.

Tabell 3.5 oppsummerer inndata og resultat.

Fylke	Trøndelag
Kommune	Hitra
Høyde over havet	$H_0 = 0m$
Referansvindhastighet	$V_{b,0} = 30m/s$
Høyde fra grunnivå til referansenivå	$z = 10m$
Beregnet vindhastighetstrykk	$Q_{kast} = 1688N/m^2$

Tabell 3.5: Inndata og resultat vindberegninger

Ved dimensjonering av konstruksjonen, multipliseres vindhastighetstrykket med en formfaktor for å ta hensyn til bygningskroppens innvirkning på den endelige vindlasten. Ved dimensjonering av lokale konstruksjonsdeler under $10m^2$ benyttes $C_{pe,1}$, mens $C_{pe,10}$ benyttes for dimensjonering av større konstruksjonsdeler. Tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4 angir verdier for utvendige formfaktorer for vegger i rektangulære bygninger. I FEM-design og V-Skive, settes vindlasten på som en linjelast. Beregning av vindlaster på vertikale vegger og omgjøring til linjelast er vist i vedlegg A.1.

Vindlast på tak må også betraktes da det kan gi betydelig sug på taket. Tabell 7.2 i NS-EN 1991-1-4 angir formfaktorer for flate tak. BEWI E-HUB er utført med parapet, som forsterker denne effekten. Vindlast i sone I skal vurderes for både sug og trykk i henhold til merknad 3, tabell 7.2. i standarden. Disse beregningene er vist i vedlegg A.1. En fullstendig oversikt over opptredende vindlaster er vist i vedlegg A.3.

I tillegg til utvendig vindlast, vil vind kunne gi innvendig over- og undertrykk avhengig av vindretning. Størst påkjenning fra vind på konstruksjonen forekommer derfor når utvendig vindtrykk kombineres med innvendig undertrykk.

Formfaktor for C_{pi} er gitt i NS-EN 1991-1-4 pkt. 7.2.9, merknad 2. Innvendig over- og undertrykk er gitt i tabell 3.6.

	Undertrykk	Overtykk
Formfaktor	-0.3	0.2
Innvendig last	$-0.507kN/m^2$	$0.339kN/m^2$

Tabell 3.6: Innvendig vindtrykk

3.3.4 Skjevstillingslaster

I analysen av konstruksjoner skal det i henhold til NS-EN 1993-1-1 pkt. 5.3.2 tas hensyn til geometrisk avvik i konstruksjonsdelene. Skjevstillingslasten er gitt ved ligning 3.2:

$$H_i = \theta_i \times N \quad (3.2)$$

Beregningene for skjevstillingslastene for avdeling 3 ligger i vedlegg C.1. Fremtredende verdier er vist i figur 3.7.

Skjevstillingslastene er ikke utslagsgivende for dette prosjektet, men er tatt med i global analyse.

Faktor	Verdi	Forklaring
N	$4383kN$	Vertikallast
θ_i	0.0023	Skjevstillingsfaktor
H_i	$10kN$	Horisontallast

Tabell 3.7: Data skjevstilling

3.3.5 Seismiske laster

Seismiske laster er kontrollert etter NS-EN 1998-1 [9].

Tabell NA.4 (902) gir veiledende valg av seismisk klasse. Seismisk klasse II (Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg) gir seismisk faktor $\gamma_1 = 1.0$ fra tabell NA.4 (901).

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon med en returperiode på 475 år for Hitra settes iht. tabell NA.3.2 (909). $a_{gR} = 0.25m/s^2$.

I henhold til geotekniker er det grunntype C under bygget, ref. tabell 3.3 *Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene av type 2* [9]. Dette gir forsterkningsfaktor $S = 1.5$.

Grunnakselerasjon, spissverdi, inklusiv grunnforsterkning gir da:

$$a_g S = \gamma_1 \times a_{gR} \times S = 1.0 \times 0.25 \times 1.5 = 0.375m/s^2 \leq 0.5m/s^2 \quad (3.3)$$

Konstruksjonen kan dermed utelates å sjekkes for seismisk påvirkning etter NA.3.2.1(5). Jordskjelv er derfor ikke hensyntatt i videre dimensjonering.

3.3.6 Ulykkeslaster

Brannlast

Bygget består av flere brannceller der henholdsvis brannkravet til seksjoneringsveggen i avdeling 3 har brannkrav REI120M. Dette vil si at det stilles krav til at konstruksjonsdelen opprettholder bæreevne, integritet, isolasjonsevne og mekanisk motstandsevne i et 120 minutter langt brannforløp.

Ved kollaps av avdeling 3, vil dette gi en tilleggslast på 371 kN påført veggen som må håndteres. Denne verdien er hentet fra O.O sitt grunnlag.

3.4 Lastkombinasjoner

Lastfaktorer

Relevante verdier for ψ -faktorer for konstruksjonen er vist i tabell 3.8.

Lastkategori	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Snølaster	0.7	0.5	0.2
Vindlaster	0.6	0.2	0.0

Tabell 3.8: Lastfaktorer iht. NS-EN 1990 tabell A1.1 [1]

Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Ved dimensjonering av konstruksjonen i bruddgrensetilstand, er det ulike lastkombinasjoner som vil være dimensjonerende for ulike konstruksjonsdeler. Det er derfor viktig å ha en forståelse av hvilke laster som virker gunstig eller ugunstig. Ved bestemmelse av største oppløftkraft vil for eksempel snølast på tak opptre gunstig og ganges derfor med null. Lastkombinasjoner for påvisning av største strekk- og trykkraft er vist i vedlegg L.3.

I situasjoner hvor det ikke er åpenbart hvilken variabel last som er dominerende, bør hver variabel last betraktes som dominerende [19].

Kombinasjonsfaktorer for laster i global stabilitet er hentet fra NS-EN 1990 tabell NA.A1.2(A) og vist i tabell 3.9.

	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Ligning 6.10	1.2	0.9	1.5	$1.5\psi_{0,i}$

Tabell 3.9: Lastkombinasjoner i EQU [1]

For konstruksjonssikkerhet i bruddgrensetilstand, er det hentet kombinasjonsfaktorer fra NS-EN 1990 tabell NA.A1.2(B) vist i 3.10.

	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Ligning 6.10a	1.35	1.0	$1,5\psi_{0,1}$	$1,5\psi_{0,i}$
Ligning 6.10b	1.2	1.0	1.5	1.5

Tabell 3.10: Lastkombinasjoner i ULS [1]

Laster i ulykkesituasjoner og brannsituasjoner skal kombineres iht. NS-EN 1990 pkt. A1.3.2 med tilhørende lastfaktorer vist i tabell 3.11.

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende ulykkeslast	Dominerende variabel last	Øvrig variabel last
Ulykke	1.0	1.0	$1,0\psi_{1,i}$	$1,0\psi_{2,i}$
Brann	1.0	-	$1,0\psi_{2,i}$	$1,0\psi_{2,i}$

Tabell 3.11: Lastkombinasjoner i ulykkestilstand [1][5]

Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

For kontroller utført i bruksgrensetilstand er det hentet lastfaktorer fra NS-EN 1990 Tabell A1.4

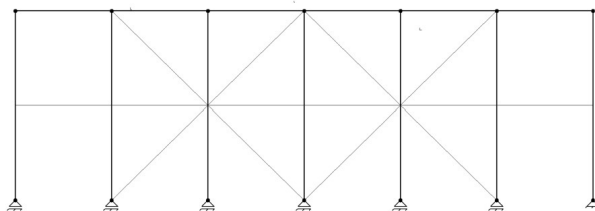
	Permanente laster G_d		Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig	Ugunstig	Gunstig
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0	$1.0\psi_{0,i}$
Hyppig forekommende	1.0	1.0	$1.0\psi_{1,1}$	$1.0\psi_{2,i}$
Tilnærmet permanent	1.0	1.0	$1.0\psi_{2,1}$	$1.0\psi_{2,i}$

Tabell 3.12: Lastkombinasjoner i SLS [1]

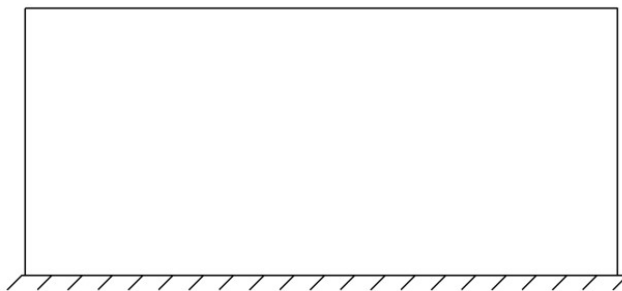
3.5 Global stabilitet

3.5.1 Avstivende system

Det valgte avstivende systemet består av skjærvegger som er plassert slik at horistontalkreftene som virker på bygget blir tatt opp og ført ned til fundamentet. Det er i oppgaven valgt å bruke 2 typer skjærvegger; plasstøpte betongvegger og stålkryss. Disse er skissert i figur 3.2 og 3.3. Det forutsettes at taket virker som en stiv skive og tar opp eventuelle indre skjærkrefter. For å finne et velfungerende avstivende system, er det benyttet V-Skive og FEM-design. Dette gjør det mulig å simulere lastkombinasjoner og utføre statiske beregninger for å finne kreftene som tas opp i det avstivende systemet. Fra disse analysene er det hentet ut hvilke reaksjoner som må hensyntas ved videre dimensjonering av konstruksjonsdelene.



Figur 3.2: Statisk modell stålsøyler og vindkryss



Figur 3.3: Statisk modell betongvegg

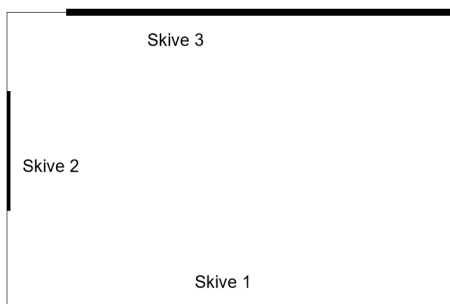
3.5.2 Skjærvegger

For å finne det beste oppsettet av skjærvegger, var det nødvendig å analysere forskjellige løsninger og sammenligne resultatene. En viktig del av denne jobben går ut på å forstå hvordan de forskjellige kreftene fremkommer, og hva en kan endre på for å påvirke resultatet.

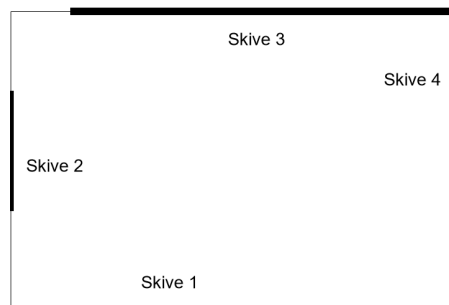
Avdelingen som ble analysert er en rektangulær konstruksjon med dimensjoner på 30x45 meter. Fra vindberegningen i vedlegg A.1 er det beregnet et vindtrykk på $1,688kN/m^2$ med tilhørende formfaktorer, og en skjevstilling i vedlegg C.1. For å se på virkningen av disse kreftene ble det benyttet V-Skive. Avdelingene ble modellert opp seksjonsvis i programmet. Argumentasjonen for dette er at avdelingene er adskilte som egne brannceller. Det gjør det mulig å se på analysen av seksjonene hver for seg. Vindkryssene er modellert inn i V-Skive som betongvegger med ekvivalent

platetykkelse på 10mm, som er minste mulig i programmet. Betongveggen er modellert med en tykkelse på 300mm. Skive 1, 2 og 4 i figur 3.5 er vindkryss og skive 3 er betongveggen.

Det ble sett på to ulike oppsett:



Figur 3.4: Skivesystem 1



Figur 3.5: Skivesystem 2

Figur 3.4 er statisk bestemt, mens figur 3.5 er statisk ubestemt. Det vil si at stivheten på veggene i system 2 vil påvirke hvor mye kraft hver vegg vil bli utsatt for i motsetning til system 1.

Det ble valgt å gå videre med skivesystem 2 med vindkryss i akse A, 1 og 9. Langs akse F er det skjærvegg. Dette gjør at betongveggen sin stivhet kan bli utnyttet bedre ved å ta opp mer skjærkraft. [26]

Videre ble det sett på mulighetene for å øke antall vindkryss i henholdsvis skive 1 og skive 2. Det ble etablert en modell med vindkryss langs i akse A fra aksekryss A2 til A8. På denne måten blir horisontalkrefter fordelt i flere punkter, slik at både skjærkrefter og oppløft ikke blir for store i enkeltdeler av fundamentet. Det ble ikke etablert vindkryss i ytterste felt mot hjørnene av bygget, da det vil være komplisert å designe denne delen mot oppløft.

3.6 Dimensjonering

3.6.1 Betongvegg

Dimensjoneringen av betongveggen er basert på NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2 [6]. Alle henvisninger som omhandler dimensjonering er hentet fra denne standarden, med mindre annet er spesifisert. Det er også valgt å benytte beregningsmodeller presentert i boken Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen [24]. Betongveggen er kontrollert i bruddgrensetilstand og er utført med brannkrav REI120M. Det er valgt veggtykkelse og betongkvalitet som tilfredsstillende dette iht. punkt 5.4, som gir brannkrav for lastbærende vegger. [25]

Veggen utføres med fasthetsklasse B30 og tykkelse på 300mm.

Eksponeeringsklassen er bestemt ut fra tabell 4.1 og valgt overdekning tilfredsstillende nominell overdekning beregnet ut ifra ligning 3.4 hentet fra punkt 4.4.1.1(2). Denne likningen tar for seg $c_{min,dur}$ iht. til tabell NA.4.4N og største tillatte avvik Δc_{dev} iht. NA.4.4.1.3 (1). Det er valgt overdekning $c_{nom} = 35mm$ for hele veggen ettersom den utformes som en yttervegg.

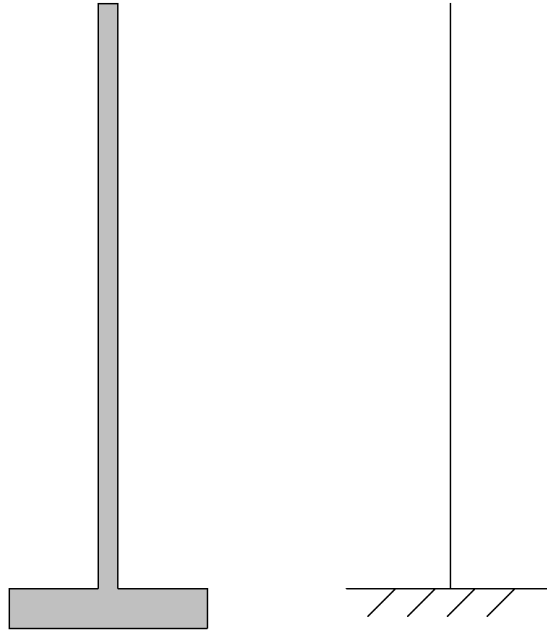
Lastkombinasjon betongvegg

Betongveggen i bygget har flere funksjoner, både globalt sett og lokalt. Betongveggen skal opp-ta horisontale krefter ved skivevirkning, vertikale krefter fra takkonstruksjonen og tilfredsstillende brannkrav.

Ved kollaps av avdeling 3, skal betongveggen fortsatt kunne stå. Det er derfor viktig at betongveggen ikke er avhengig av de sideliggende avdelingene for og holdes oppe. Ved bruk av prefabrikkerte betongelementer, vil disse betraktes som leddet i bunn og ha liten stivhet på tvers av planet, dersom en side kollapser. Et sekundært bæresystem må da benyttes. Ved å bruke plasstøpte betongvegger, vil disse kunne utføres som fast innspente i bunn og ha stivhet på tvers av planet. Dette vil den fortsatt ha ved en eventuell kollaps av avdeling 3. Det ble valgt å gå videre med sistnevnte.

Beregningsgang

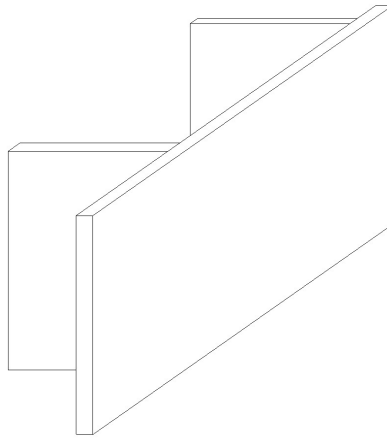
Betongveggen er bestemt til å være plasstøpt. Det er valgt en utkrager som statisk modell, der veggen er fast innspent ned mot fundamentet. Toppen av veggen er festet til resten av konstruksjonen med leddete knutepunkter. Dette vil føre til at veggen vil oppføre seg som en stiv skive i veggens lengderetning, og i tillegg ha en viss stivhet i skivens tverretning. Statisk modell for betongveggen er vist i figur 3.6.



Figur 3.6: Statisk modell for betongvegg

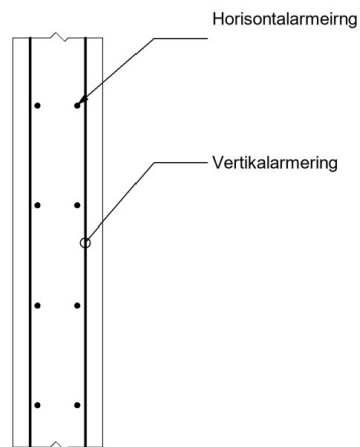
Det er foretatt forenklete håndberegninger av dimensjonerende snittkrefter. Disse er kontrollert med resultatene i FEM-design. Dette er gjort for en situasjon der avdelingene på begge sider av veggkonstruksjonen er intakt. Det er benyttet minste vertikal- og horisontalarmering etter NA.9.6.2 og NA.9.6.3 i eurokode 2, og tverrsnittkapasitet er kontrollert for dette med M-N diagram. Dette er en beregningsmetode for å kontrollere kapasiteten til et betongtverrsnitt påkjent både trykk og bøyemoment. Det er regnet med minimumseksentrisitet etter pkt. 6.1(4). På grunn av veggens geometri og slankhet, kontrolleres veggens slankhet for å sjekke hvorvidt det kan sees bort fra andre ordens effekter i henhold til 5.8.3 i standarden.

På grunn av krav om stabilitet ved kollaps ved et eventuelt brannforløp, dimensjoneres veggen også for å kunne håndtere denne tilleggsbelastningen. Det er gjort en analyse av veggkonstruksjonen i FEM-design for å finne de største kreftene veggen må armeres for, slik at den har tilstrekkelig stivhet. Det er utført to analyser henholdsvis med og uten tverravstivende vegger som vist i figur 3.7. Deretter er veggen armert for snittkrefter med auto-design funksjonen i FEM-design, og etterberegnet for hånd. Håndberegninger er vedlagt i Vedlegg H.1 og FEM-analyser i vedlegg H.2 og H.3.



Figur 3.7: Tverraustivning betongvegg

Plassering av henholdsvis vertikal- og horisontalarmering er skissert i figur 3.8.



Figur 3.8: Plassering av armering i betongveggen

3.6.2 Stålsøyler

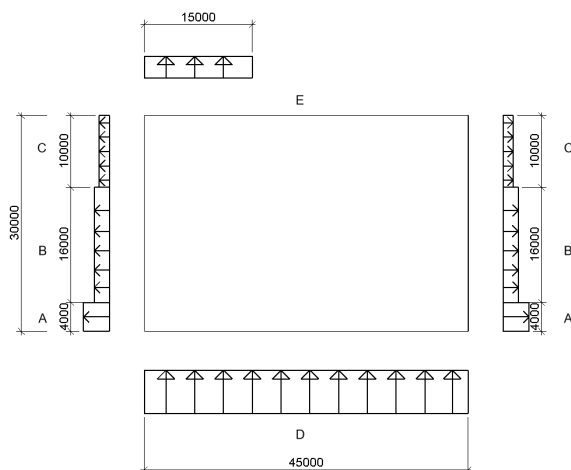
Dimensjoneringen av stålsøylene er basert på NS-EN 1993-1-1, Eurokode 3 [7]. Alle henvisninger som omhandler dimensjonering er hentet fra denne standarden. Stålprofiler er hentet fra tabeller i *Stålkonstruksjoner Profiler og Formler*, utarbeidet av Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU.[27]

Lastkombinasjon søyler

Stålsøylene i bygget belastes både horisontalt og vertikalt. Dimensjonerende for søylene blir dermed kombinert bøyemoment og aksialkraft i henhold til likning 6.61.

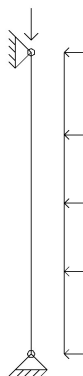
Dimensjonerende vertikallast som belaster søylene aksialt, består av egenvekt fra takkonstruksjonen inkludert gitterdrager, samt dimensjonerende snølast. Vindkyss vil gi et vertikalt bidrag til søylene fra skråstagene som står i strekk. Bidrag fra vindkryss er ikke tatt med i håndberegningene for søylene, men er kontrollert i FEM-modellen. Dimensjonerende bøyemoment oppstår fra eksentrisk kraftoverføring av vertikallaster, samt vindlast. Det er dimensjonert for ugunstig kombinasjon av vindtrykk og innvendig undertrykk.

Søylene i hjørnene belastes av bøyemoment om to akser fra kraftoverføringen av vertikallaster, samt vindlast som gir trykk og sug i hver sin retning, hhv. sone D og sone A i figur 3.9. Valgt dimensjonerende vindretning vil gi undertrykk, som er tatt med i beregningene. Søylene kontrolleres for dette. Lastarealet fra taket blir mindre enn for søylene på langsiden, dermed mindre aksialpåkjenning.



Figur 3.9: Dimensjonerende vindkrefter

Beregningsmessig er søylene regnet på som bjelke-søyler. Det er altså valgt en statisk modell der stålsøylene er leddet mot fundamentet og takkonstruksjonen. Dette er vist i figur 3.10. Dette er gjort fordi det er betraktet at skruegruppene ikke utnytter hele profilhøyden og at momentkapasiteten derfor er liten i endene. Dette er også en konservativ betraktning siden det gir en lengre knekk lengde på søylene, enn om de ble betraktet som fast innspent i en ende.



Figur 3.10: Statisk modell søyle

I realiteten vil også forskyvninger av bygget kunne påvirke søylene og det vil kunne oppstå torsjonskrefter. Dette er antatt å være lite utslagsgivende for dette tilfellet, og er ikke tatt med i beregningene av søylen.

Utførte kontroller

Beskrivelse av utførte kontroller er utdypet i kapittel 6 i standarden. Det er foretatt forenklede utregninger av dimensjonerende snittkrefter. Disse er kontrollert med resultatene i FEM-design. Aktuelle kontroller er vist i tabell 3.13.

Kontroll	NS-EN-1991-1-1
Strekkapasitet	6.2.3
Trykkapasitet	6.2.4
Momentkapasitet	6.2.5
Skjærkapasitet	6.2.6
Kombinert bøyning og skjær	6.2.8
Kombinert bøyning og aksialkraft	6.2.9
Staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk	6.3.1
Staver med konstant tverrsnitt og bøyning om hovedakse	6.3.2
Staver med konstant tverrsnitt påkjent bøyning og trykk	6.3.3

Tabell 3.13: Dimensjoneringsregler for stålsøyler

3.6.3 Stålkryss

Stålprofilene i vindkryssene er utformet for å kunne ta både strekk- og trykkrefter. Disse er i likhet med søylene kontrollert etter kapittel 6 i ENS-EN 1993-1-1. Lastene vindkryssene dimensjoneres etter er funnet ved å bruke skivekrefter fra analysene i V-Skive vist i vedlegg M.1 og M.2, for så å påføre disse kreftene på en vindkryss-modell i FEM-Design. Stavene vil under trykk kunne knekke, og kontrolleres dermed for dette iht. pkt. 6.3.1. Staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk. Håndberegninger er vist i vedlegg G.1.

3.6.4 Fundament

Fundamentberegningene er basert på NS-EN 1992-1-1 [6]. Alle henvisninger som omhandler dimensjonering av fundamentet er hentet fra denne standarden, med mindre annet er spesifisert. Det er også valgt å benytte beregningsmodeller presentert i boken; Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen [24].

For å finne krav til overdekning ble eksponeringsklassen bestemt ut fra tabell 4.1 og nominell overdekning beregnet ut ifra ligning 3.4 hentet fra punkt 4.4.1.1(2). Denne likningen tar for seg $c_{min,dur}$ iht. til tabell NA.4.4N og største tillate avvik Δc_{dev} iht. NA.4.4.1.3(1).

$$c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} \quad (3.4)$$

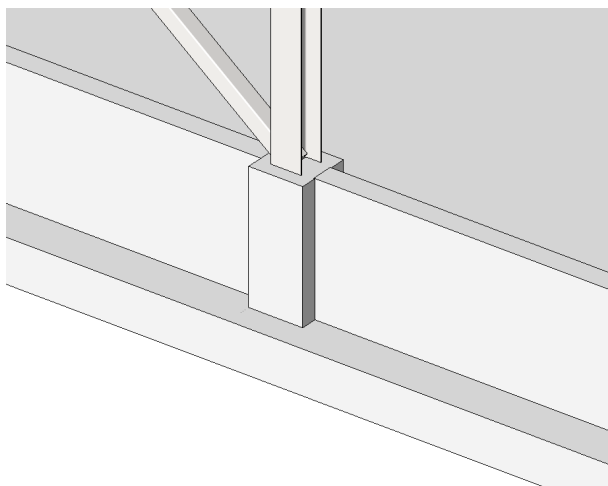
Gitt de geotekniske forutsetningene hentet fra O.O blir fundamentet forenklet og beregnet etter beste evne. Det ble forsøkt å gjenskape virkeligheten, samtidig som det var mulig å utføre tilstrekkelig med kontroller etter gjeldende standard. Som en sikkerhet ble beregningsresultatene kontrollert i programvaren Btsnitt og K-bjelke.

Håndberegningene som ble utført ligger vedlagt i vedlegg I.

Fundamenttype

På grunn av stor vindlast og lett konstruksjon, ble flere typer fundamenter vurdert.

Fundamenttypen som ble benyttet er en løpende ringmur med underliggende bankett, se figur 3.11. Her ble det valgt en ringmur med smal vegg, og heller fortykninger under søylepunkter som opplever strekk- og skjærkrefter. Dette gjør at eventuelle oppløftskrefter blir tatt opp ved hjelp av bjelkevirkning i ringmuren. Forutsetningen for dette er at det virker nok trykkrefter i sideliggende fundamenter.

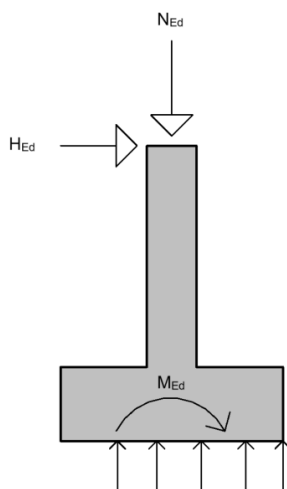


Figur 3.11: Ringmur

Overført grunntrykk

Geometrien på fundamentsålen bestemmer hvor stort jordtrykk som blir overført til grunnen. Kraftene som virker på fundamentet består av vertikale krefter fra vind, snø og egenvekt, samtidig som det kan virke horisontale skjærkrefter fra vind i begge retninger.

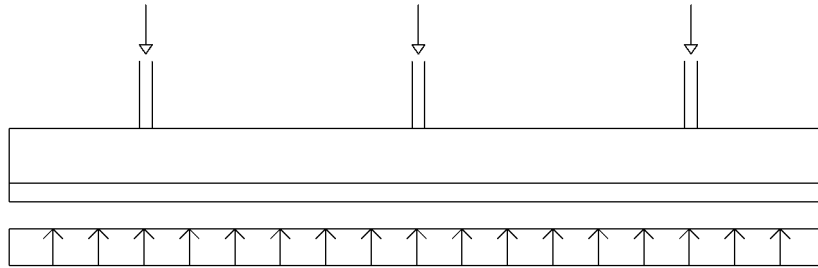
En horisontal kraft som opptrer normalt på toppen av et fundament er beregnet i vedlegg A.3, og vil bli overført til grunnen ved friksjonskrefter i tillegg til et moment lik kraft multiplisert med kraftarm ned til underkant av sålen. Dermed overfører sålen et større jordtrykk til grunnen på motsatt side av kraftens angrepspunkt, vist i figur 3.12. Dette blir tatt til betraktning når geometrien på sålen bestemmes. [24]



Figur 3.12: Moment i UK fundament

Metoden som er brukt for å finne overført jordtrykk, går ut på å finne den mest ugunstig opptreden av vertikale og horisontale krefter på fundamentet. For så å finne en geometri som overfører et jordtrykk som er mindre enn det tillate grunntrykket. Håndberegningene knyttet til bestemmelse av fundamentbredden ligger vedlagt i vedlegg I.1.

En skisse som visualiserer den valgte beregningsmodellen for beregningen av nødvendig sålebredde er vist i figur 3.13. Dette er en forenkling og forutsetter at ringmuren oppfører seg stivt nok til å fordele kreftene jevnt under hele sålen.

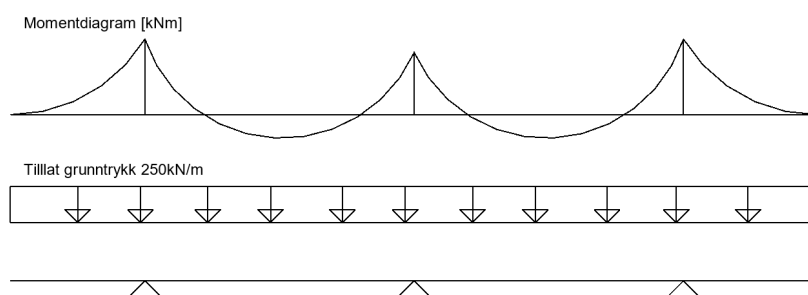


Figur 3.13: Skisse av beregningsmodell for bæreevne

Momentkapasitet

Momentkapasiteten til sålen i fundamentet beregnes ved å se på en av sidene i fundamentsålen som en utkragerbjelke fra ringmurvegg til sålekant med en jevnt fordelt last fra grunntrykket. Dermed vil det bli strekk og behov for armering i underkant av sålen. Siden momentkapasiteten ofte er tilfredsstillt med god margin, er denne armeringsmengden basert på at trykksonen i tverrsnittet er delvis utnyttet [24]. Denne beregningen er vist i vedlegg I.2.1 og kontrollert i Btsnitt.

For å finne momentet som oppstår i lengderetning i underkant av ringmuren er det valgt å se problemet opp ned. Dette gjør at trykkreftene fra grunnen blir sett på som en linjelast på toppen av et T-tverrsnitt. I figur 3.14 er det vist hvordan den statiske modellen er modellert og momentdiagrammet viser hvor det oppstår strekk i bjelken. Beregningen av momentkapasiteten i lengderetningen i underkant er vist i vedlegg I.2.2. I tillegg til å vise at det blir strekk i underkant, viser figur 3.14 at det oppstår strekk i overkant av ringmuren og det ble derfor nødvendig å kontrollere nødvendig lengdearmering her. Denne beregningen er basert på krefter hentet fra vedlegg I.10 og ligger vedlagt i vedlegg I.2.5.



Figur 3.14: Momentdiagram for armering i lengderetning

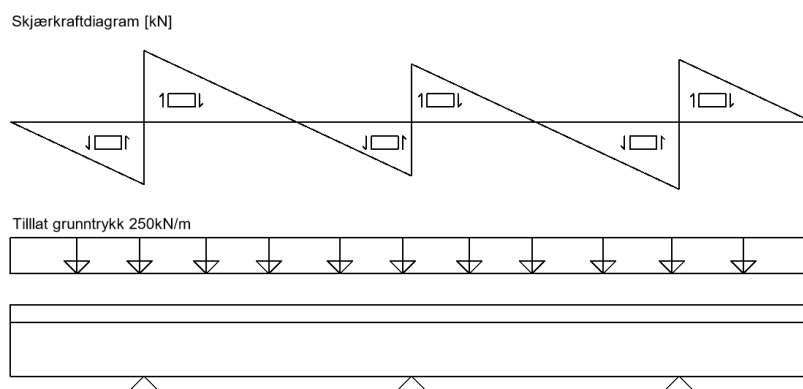
I skjøten mellom bankett og ringmurvegg er det behov for bøyearmering. Dette kommer av den horisontale kraften som virker på toppen av ringmuren som skaper et moment i overgangen lik kraft multiplisert med avstand ned til såle. I tillegg er det krav om å anta en minste eksentrisitet

etter punkt 6.1(4) ved dimensjonering av tverrsnitt utsatt for trykkraft. Denne utregningen blir utført i vedlegg I.2.3 og nødvendig skjøtearmering i overgangen blir bestemt.

Skjærkapasitet

Skjærkrefter i sålen oppstår i overgangen mellom ringmurvegg og bankett som følge av vertikale krefter og blir kontrollert i to kritiske snitt. Det første snittet som ble kontrollert ligger en avstand d fra kanten av ringmurvegg. Skjærkraften som opptrer i dette snittet blir omtalt i beregningene som V_{Ed2} og ble kontrollert for skjærstrekkbrudd etter punkt 6.2.1(8), 6.2.2 og 6.2.3. I et snitt ved kant av opplegg kontrolleres opptreden skjærkraft V_{Ed1} for skjærtrykkbrudd etter punkt 6.2.3. [24]. Denne beregningen vises i vedlegg I.3.1.

Ringmuren vil bli utsatt for skjærkrefter som følge av virkningen fra grunntrykket. Skjærkraftdiagrammet for ringmuren er hentet fra vedlegg I.10 og vist i figur 3.15. Denne viser at det er nødvendig å kontrollere ringmuren for skjærstrekk og skjærtrykk iht. punkt 6.2.2 og 6.2.3. Beregningen for å finne nødvendig skjærarmering ligger vedlagt i vedlegg I.3.2.



Figur 3.15: Skjærkraftdiagram i ringmur

Gjennomlukkingskapasitet

Gjennomlukkingskapasiteten må kontrolleres i områder utsatt for konsentrerte skjærkrefter. Dette vil gjelde for konstruksjonsdeler som punktfundamenter. En ringmur vil fordele skjærkraften jevnt, og det vil dermed ikke oppstå konsentrerte skjærkrefter. Dette er grunnen til at det ikke kontrolleres for gjennomlukkingskapasitet i ringmuren.

Forankring av armering

Det er fulgt beregningsmodellen vist i punkt 9.8.2.2 for kontroll av tilstrekkelig forankring av rette langedarmeringsstenger. Dette går ut på å sjekke om strekkraften i armeringen har en lengre forankringslengde enn den dimensjonerende forankringslengden iht. punkt 8.4.4. Om dette ikke er tilfelle bør armeringsstengene bøyes opp [24]. Denne utregningen er utført for hånd og ligger i vedlegg I.4.

Trykkapasitet

Ringmuren blir utsatt for ulike opptredener av trykkrefter i forskjellige områder som følge av konstruksjonens egenlast og nyttelast. I områder under avstivende elementer vil denne trykkraften kunne øke betraktelig, og det kan bli nødvendig å kontrollere betongens trykkapasitet.

For å sjekke trykkapasiteten til ringmuren er det valgt å bruke beregningsmodellen for en trykkpåkjent søyletopp iht. punkt 6.7(2). Denne håndberegningen er vist i vedlegg I.5.

Forankring mot oppløft

Oppløftkreftene som virker på fundamentet er basert på hvor mye oppløft som oppstår fra den mest ugunstige lastkombinasjonen. Største oppløftkraft beregnes ut ifra oppløft fra avstivende element, sug på taket og motvirkende vekt fra egenlasten av konstruksjonen. For å holde strekkraften nede er det valgt å benytte ringmuren som en bjelke. Ringmuren kan bli sett på som en kontinuerlig høy bjelke med T-tverrsnitt som er fast innspent under sideliggende søyler. En forutsetning for dette er at sideliggende søyler har en samlet nedadrettet trykkraft større enn strekkraften som skal forankres, og at ringmuren er kontinuerlig armert.

Denne bjelken ble beregnet som et T-tverrsnitt med konstant betongtrykkspenning i flensen, slik at trykkresultanten virker i midten av flensen. Det kontrolleres at betongtrykkspenningene som oppstår som følge av dette ikke er større en betongens trykkfasthet [24]. Utregningen er gjort for hånd i vedlegg I.2.4.

Torsjonkapasitet

Som beskrevet tidligere virker det en horisontal kraft normalt på ringmuren. Denne kraften har en størrelse på 76 kN og vil bli overført til grunnen ved friksjon. I lokale områder får ringmuren oppløft i bruddgrensetilstand, og vil dermed bli utsatt for et torsjonsmoment da ringmuren ikke har den samme friksjonskapasiteten ved oppløft til å overføre denne kraften til grunnen. Dette torsjonsmomentet dimensjoneres etter punkt 6.3.2 ved å regne på ringmuren som en bjelke med opplegg under sideliggende søyler. Denne beregningen er vist i vedlegg I.6.

Oppsummering bruddgrensetilstand

Tabell 3.14 viser en oppsummering av hvilke delkapitler i NS-EN 1992-1-1 [6] som er benyttet ved påvisning av kapasiteten i bruddgrensetilstand og andre utførte kontroller knyttet til fundamentberegningene.

Programvare for kontroll

Spesialprogrammet Veggbankett i Btsnitt ble brukt som kontroll av utførte beregninger. I programmet ble det lagt inn parametere og geometri tilsvarende håndberegningene. Btsnitt regner veldig konservativt på overført jordtrykk så det ble valgt å sette inn egne lastfaktorer for å sjekke opp mot gruppens egne beregninger siden lastene allerede var funnet i bruddgrensetilstand.

Kontroll	NS-EN 1992-1-1
Momentkapasitet	6.1
Skjærkapasitet	6.2
Torsjon	6.3
Gjennomlukking	6.4
Forankring og omfaringskjøter	6.6
Partielt belastede flater	6.7

Tabell 3.14: Kontroller utført

Resultatet av denne kontrollen er beskrevet videre i resultatdelen.

3.6.5 Knutepunkter

Knutepunktsberegningene er basert på NS-EN 1993-1-8 og Betongelementboken bind B. Det ble valgt å se på to forskjellige knutepunkter. Overgang gitterdrager til søyle med skrueforbindelse og overgang søyle til fundament.

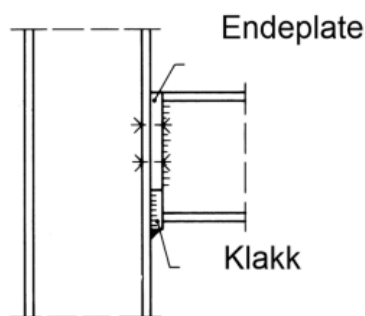
Søyle-gitterdrager forbindelsen er utført med en påsveist endeplate på bjelken, som forbindes til søylens flens med skruer, vist i figur 3.16. I NS-EN 1993-1-8 bestemmes knutepunktets styrke på grunnlag av komponentmetoden [12]. Dette innebærer at de ulike komponentene i knutepunktet brytes ned til forskjellige basiskomponenter, som for eksempel skruer og sveiser. Disse basiskomponentene er representert i tabell 6.1 i Eurokoden. I forbindelsen ble skruene kontrollert ettersom disse er dimensjonerende. Disse er kontrollert for skjær, strekk og interaksjonen mellom disse. Tabell 3.4 i Eurokoden angir dimensjonerende kapasitet for individuelle festemidler påkjent av avskjæring og strekk. Hullkanttrykk er ikke kontrollert som følge av uendelig kantavstand i kraftretningen. Aktuelle kontroller er vist i 3.15.

Kontroll av overgang gitterdrager til bjelke

Kontroll	NS-EN 1993-1-8
Avskjæringskapasitet	Tabell 3.4
Strekkapasitet	Tabell 3.4
Kombinert avskjæring og strekk	tabell 3.4
Kapasitet for hullkanttrykk	Ikke aktuelt

Tabell 3.15: Kontroll av overgang gitterdrager til bjelke

Opptredene laster er den vertikale lasten som overføres fra gitterdrageren til bjelken, og et moment som oppstår som følge av valget om å regne med eksentrisitet. Eksentrisiteten bestemmes på grunnlag av avstanden fra der tyngdepunktsaksene til profilene møtes. I dette tilfellet blir det halve høyden av søyletverrsnittet, 120 mm. Utregning er visst i vedlegg J.2.



Figur 3.16: bjelke-gitterdrager [28]

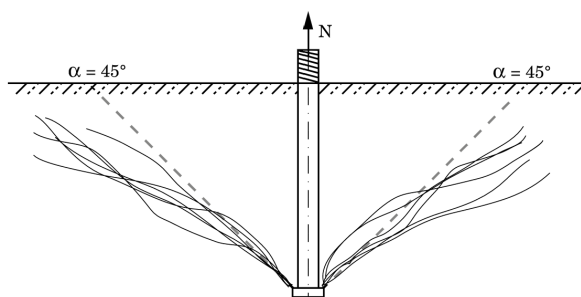
Til slutt ble knutepunktet i overgangen mellom søyle og fundament dimensjonert. Den verste kombinasjonen av strekk og skjær opptrer i akse B1. Her må flere bruddformer betraktes. Forbindelsen dimensjoneres i henhold til Betongelementboken bind B19. Beregningene og formelverket gitt i Betongelementboken er basert på forsøk med uarmert og urisset betong. Vanligvis er betongen armert og risset. Armeringen øker kapasiteten mer enn riss minsker den. Derfor er dette en konservativ metode [26]. Opptredende laster på forbindelsen vil være en horisontal last fra vindkrysset og en strekkkraft som følge av oppløft hentet fra vedlegg D.1. Søylene vil også være påkjent en trykkraft flere steder, men denne kraften vil bidra til at horisontalkraften kan overføres via friksjon mellom understøp og søyle [26].

Forankringskapasitet innstøpte gjenger:

Stålsøylen vil være forankret til betongpilasteren med sveiset dybler med fot. Ved store strekkref-ter, kan det oppstå følgende bruddformer:

- Kjeglebrudd - Utrivning av betongen med bruddform som en kjegle.
- Heftbrudd - Kan oppstå når gjengestengene ikke er påsatt endemutter.
- Pullout brudd - Kan oppstå når betongens dimensjoner er små i forhold til størrelsen på forankringsfoten. Ikke akutell for normalt proporsjonert forankringsfot.
- Blowout brudd - Kan oppstå når dyblene er plassert nær en kant.
- Brudd i stålet.

Forankringskapasiteten dimensjoneres som kjeglebrudd i henhold til Betongelementboka bind B 19.3.2. Ved kjeglebrudd vil det oppstå en pyramide på ca. 30 - 40 grader med kvadratisk bunn, som rives ut av betongen vist i vedlegg 3.17. [26]



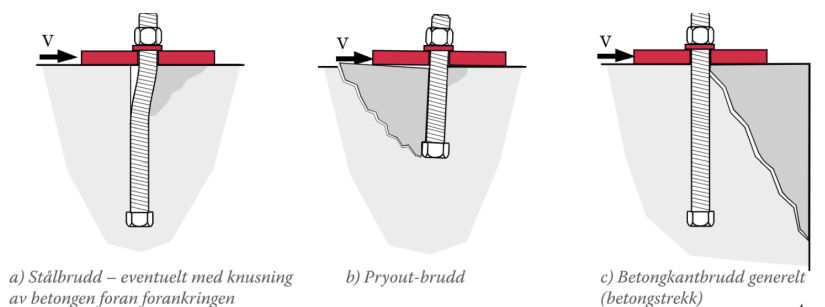
Figur 3.17: Kjeglebrudd [26]

Avskjæringskapasitet:

Skjærkapasiteten dimensjoneres i henhold til 19.4.3 i Betongelementboken. Aktuelle bruddformer er vist i figur 3.18. Følgende bruddformer kan oppstå ved en opptredende skjærkraft:

- Pryout-brudd kan oppstå ved for korte forankringer som er plassert langt unna kant. Kan forekomme dersom forholdet mellom effektiv forankringslengde og diameter er mindre enn 4.5. [26]
- Betongkantbrudd kan oppstå ved korte avstander til kanten. Det dannes en bruddflate i form av en halv bruddkjegle i betongen.
- Brudd i stålet.

Skjærkapasiteten til forbindelsen dimensjoneres etter betongkantbrudd, iht. 19.4.3 i Betongelementboken. For å forankre skjærkraften uten at betongen skal gå til brudd, kreves det store kantavstander. Kantavstander har størst effekt på kapasiteten som vist i figur B 19.38 i betongelementboka. Formelverket angir en øvre grense for kantavstanden i kraftretning. Det er fordi når kantavstanden blir stor i forhold til betongtykkelsen, blir kapasiteten lavere for en gruppe forankringer. Dette motvirkes dermed ved å sette en øvre grense for kantavstanden [26]. I tillegg må diverse reduksjonsfaktorer bli tatt til betraktning. Beregninger er vist i vedlegg J.1.



Figur 3.18: Aktuelle bruddformer ved avskjæring [26]

Etter at begge lastvirkninger er kontrollert, må interaksjonen mellom strekk og skjær kontrolleres. Hvilke formler som brukes avhenger av hvilket materiale som er dimensjonerende. Dette

gjennomføres i henhold til 19.6.

Kontroll av piggsveisen mellom gjengestenger og stålplaten må også gjennomføres. Stålplaten vil være innstøpt i betongen og påsveist dybler som støpes inn i betongen. Sveisen kontrolleres for strekk- og skjær-kraften iht. 19.12.3.4 i Betongelementboken. Det kan antas at kontaktrykket mellom fotplate og betongen bidrar til å overføre skjærkreftene, slik at sveisen sin kapasitet for skjær er tilstrekkelig, men dette er likevel kontrollert.

Skjærkraften som overføres via platen krever liten platetykkelse. Det er viktig at sveisene på hver side av platen blir plassert sentrisk i forhold til hverandre. Dersom disse blir plassert eksentriske vil platen bli bøyningspåkjent og en større platetykkelse vil være nødvendig [26]. Tabell 19.12.3, 19.12.4 og 19.12.5 gir veiledende platetykkelser for stålplater.

Søylen vil være tilkoblet stålplaten med sveis. Denne sveisen kontrolleres etter retningsmetoden iht. NS-EN 1993-1-8, 4.5.3. Strekkkraften fordeles på hele sveisetverrsnittet, mens den horisontale lasten blir tatt opp av steget.

Dyblene sin kapasitet dimensjoneres iht. 19.7.1 i Betongelementboken.

Aktuelle kontroller er vist i 3.16

Kontroll av overgang stålsøyle fundament

Kontroll	Betongelementboken B.19 (BB)/EK3, 1-8
Betongkantbrudd	BB 19.4.3
skjærkapasitet gjengestenger	BB 19.7.1
Kjedgebrudd betong	BB 19.3.2
Strekkforankring gjengestenger	BB 19.7.1
Interaksjons, strekk + skjær	BB 19.6
Minste størrelse forankringsfot	BB 19.3.2
Kontroll av piggsveis	BB 19.12.3.4
Kontroll av sveis mellom søyle og stålplate	EK3, 1-8, 4.5.3.2

Tabell 3.16: Kontroll av overgang stålsøyle fundament

3.6.6 Bruksgrensetilstand

Kontroll av rissvidder

Rissvidder kontrolleres iht. pkt. 7.3 i NS-EN 1992-1-1. Krav til rissvidder er angitt i tabell 7.1N, og avhenger av hvilken eksponeringsklasse som er blitt valgt for konstruksjonen.

For å kontrollere riss kan en benytte 2 metoder; kontroll av opptredende rissvidder eller ved å beregne armeringsspenningen for så å kontrollere disse i henhold til tabell 7.2N og 7.3N i

Eurokode 2. I dette tilfellet er rissviddemomentet sammenliknet med opptredende moment for å finne ut om tverrsnittet risser opp i tverretning. Dersom tverrsnittet risser opp, skal armeringsspenningen kontrolleres opp mot aktuelle tabeller. Tillatte rissvidder er oppgitt i tabell 5.2 i Betongkonstruksjoner[24].

Aktuelle laster for kontrollen er aksiallasten som følge av nyttelast og egenlast av konstruksjonen, i tillegg til en horisontallast på grunn av vind. Lastene er hentet fra vedlegg D.2 og D.3. Ved kontroll av rissvidder ganges nyttelasten med 0.5. Det er fordi utviklingen av riss foregår over lang tid, og disse vil ikke virke konstant på fundamentet. Håndberegning er vist i vedlegg K.1.

Rissviddekontroll i lengderetning er gjennomført ved hjelp av K-bjelke.

Nedbøyning

Det er ikke nødvendig å kontrollere nedbøyning av fundament.

4 Resultater

4.1 Global stabilitet

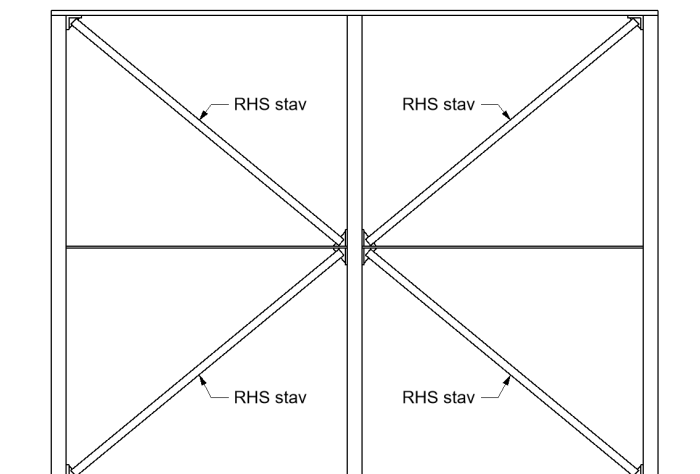
Resultater fra analysen i V-Skive med ulike avisningssystemer, kombinert med oppløftskrefter fra vindsug på tak, er gitt i tabell 4.1.

Skivesystem	Dimensjonerende oppløft	Dimensjonerende skjærkraft
To vindkryss gavlvegg, to vindkryss langside	Skive 1: $199kN$ Skive 2: $181kN$	Skive 1: $291kN$ Skive 2: $343kN$
Ett vindkryss gavlvegg, tre vindkryss langside	Skive 1: $121kN$ Skive 2: $262kN$	Skive 1: $283kN$ Skive 2: $280kN$
Ett vindkryss gavlvegg, to vindkryss langside	Skive 1: $143kN$ Skive 2: $223kN$	Skive 1: $255kN$ Skive 2: $282kN$
To vindkryss gavlvegg, tre vindkryss langside	Skive 1: $193kN$ Skive 2: $184kN$	Skive 1: $330kN$ Skive 2: $349kN$

Tabell 4.1: Resultat avstivningssystemer

Systemet med to vindkryss på gavlvegg og tre vindkryss på langside er systemet som gir den mest gunstige fordelingen av krefter til fundament. Ved beregning av oppløftskrefter er det gunstig med lang momentarm, og det er derfor valgt lange vindkryss. Dette systemet er derfor utgangspunktet for dimensjoneringen av vindkryss og fundament. Analysen er vedlagt i vedlegg E.1, M.1 og M.2.

Hvert vindkryss består av fire stykk RHS-staver på 6.7m, som vist i figur 4.1.



Figur 4.1: Stålkryss

4.2 Betongvegg

Kapasiteten til betongveggen er påvist og regnet i bruddgrensetilstand. Hovedoppgavene til betongveggen i avdelingen er å ha tilstrekkelig brannmotstand, gi stivhet til bygget mot horisontale forskyvninger, samt ta vertikallaster som føres ned via takkonstruksjonen. I og med at bygget har en lett takkonstruksjon og kun én etasje, er ikke vertikallastene utslagsgivende for armeringsmengden i veggen. På grunn av veggens slankhet er det regnet med et 2.ordens moment i kombinasjon med minimumseksentrisitet. Det er påvist at minimumsarmering er tilstrekkelig. Tabell 4.2 viser armering for veggen.

Plassering	Armeringsmengde	Valgt
Vertikalarmering	min. $600\text{mm}^2/m$	Ø12cc350 per side , 323mm^2
Horisontalarmering (Yttervegg)	min. $576\text{mm}^2/m$	Ø12cc200 per side
Horisontalarmering (Innervegg)	min. $288\text{mm}^2/m$	Ø12cc400 per side

Tabell 4.2: Resultat armeringsmengde vegg

Veggen er i tillegg dimensjonert til å kunne stå dersom avdeling 3 skulle kollapse ved brann, og gi en tilleggsbelastning i toppen. Veggen skal kunne håndtere en last på 371kN, beregningsmessig en linjelast på 9.275 kN/m langs den 40 meter lange veggen. Det er utført en FEM-analyse på denne ulykkessituasjonen for å finne indre krefter som må armeres for og nødvendig armeringsmengde for vegg med og uten tverravstivning. Analysen viser at de største kreftene det må armeres for er følgende for vegg med tverravstivning: $M_x = 35\text{kNm}$ og $M_z = 79\text{kNm}$. Resultatene i tabell 4.3 viser armeringsmengden for betongveggen, med tverravstivning. Tabellen inkluderer ikke vertikalarmering fordi det ikke er beregningsmessig behov for å armere utover minimumsmengde. Dette er kontrollert med håndberegninger. Se vedlegg H.1-H.3 for håndberegninger på betongveggen og FEM-analyse.

Plassering	Håndberegning	FEM-design
Horisontalarmering, overkant ved overgang vegg/tverrvegger	$771\text{mm}^2/m$	$738\text{mm}^2/m$

Tabell 4.3: Resultat armeringsmengde vegg, kollaps

Forankring

Beregningene i vedlegg H.1 viser at det ikke er behov for å forankre strekkrefter som vil oppstå på grunn av horisontalkrefter fra skivevirkning. Det skyldes høy egenvekt på betongveggen og lengden til veggen som gir en lang momentarm sammenlignet med prefabrikkerte betongelementer.

4.3 Stålelementer

Kapasiteten til stålelementene er påvist og regnet i bruddgrensetilstand. Det er utført beregninger på en rekke profilstørrelser, for å øke utnyttelsesgraden. Håndberegningene av lastpåkjenninger på søylene er forenklet, men det er tenkt mest ugunstig lastkombinasjon og område. Beregningene viser at tverrsnittkapasiteten til profilene er svært høy, med lav utnyttelsesgrad. På grunn av at søylene er 9,5 meter lange og må dimensjoneres for store vindkrefter, er kontroll mot knekking for tverrsnitt med kombinert bøyning og aksialkraft utslagsgivende. Utnyttelsesgrad for dette er gitt i tabell 4.4.

Det er valgt HEA-profiler for søylene. Dette er fordi de kun utsette for krefter om sterk akse. Søylene er fastholdt mot knekking om svak akse. For hjørnesøylene er det valgt RHS-hulprofiler da disse blir påført bøyemomenter om begge akser.

For diagonalstavene i vindkryss er det valgt hulprofiler, RHS. Dette er valgt fordi det var ønskelig at stavene skulle være aktive ved både strekk og trykk. Dette viste seg i stabilitetsberegninge å ha stor betydning på fordelingene av kreftene ned i fundamentene. Dette vil si at tverrsnittkapasitetene her heller ikke ble utslagsgivende for valgt dimensjon, men kontroll mot knekking.

Plassering	Profil	Utnyttelsesgrad
Søyler langs akse A og akse 1	HEA240	0.92
	HEA260	0.74
	HEA280	0.59
Hjørnesøyler	HFRHS120x120x5	0.42
	HFRHS200x200x6.3	0.186
Vindkryss (stavelement)	HFRHS140x140x6.3	0.82

Tabell 4.4: Resultat stålprofiler

Profilene med høyest utnyttelsesgrad er benyttet, altså HEA240, HFRHS120x120x6.3 for hjørnesøyler og HFRHS140x140x6.3 for vindkryss.

Håndberegninger for stålprofilene er vedlagt i vedlegg F.1-F.5.

4.4 Fundament

Ved beregningene av fundamentet ble det bestemt å benytte en B30 betong, som vil si at betongen har en karakteristisk trykkfasthet på $30N/mm^2$.

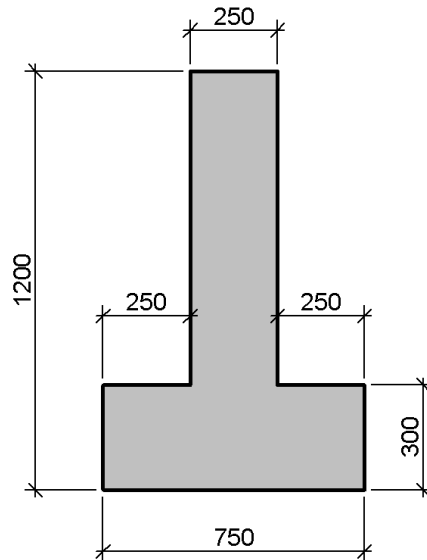
Resultatet er basert på de verste lastkombinasjonene som virker på fundamentet i bruddgrense-tilstand. Som beskrevet tidligere ble det valgt å benytte et ringmursfundament. Valget er basert på hvordan ringmuren kan motvirke oppløftkrefter på grunn av høy egenvekt og bjelkevirkning. I tillegg unngår en konsentrerte skjærkrefter ved bruk av løpende bankett i motsetning til et punktfundament. Nødvendig bankettbredde for ringmuren er vist i tabell 4.5. Dette er for en situasjon der ringmuren blir belastet av en normal horisontalkraft fra vind. Resultatene er gitt for de to mest ugunstige lastkombinasjonene i skive 1. Krefteene i tabellen er hentet fra vedlegg I.9.

Lastkombinasjon	Akse	Vertikalkraft [kN]	Horisontalkraft [kN/m]	Bankettbredde [mm]
1	A	389	12.7	507
4	A	431	0	343

Tabell 4.5: Bankettbredder for ulike lastkombinasjoner

For dimensjonering mot bæreevne ble fundamentet i aksekryss A8 utsatt for den verste kombinasjonen av vertikale og horisontale krefter. Dette er i lastkombinasjon 1 hvor vind fra Y-retning gir en horisontalkraft samtidig som egenvekten og nyttelasten fra overliggende bygg virker med en vertikal kraft. Figur 4.2 viser valgt geometri på ringmuren. Sålen endte med en total bredde på 750mm da det kan virke horisontale krefter normalt på ringmuren i begge retninger. Beregningene i vedlegg I.1 viser at det kun er nødvendig med 225mm fra ringmurekant til sålekant, for å overføre et grunntrykk på 250kPa. Det ble valgt å sette denne avstanden opp til 250mm på begge sider av ringmuren for å være på den konservative siden, og for å få plass til nødvendig armering i sålen. I tillegg er det konservativt med en symmetrisk såle for å forhindre problemer knyttet til eksentrisitet.

Tykkelsen på ringmuren er bestemt ut ifra den dimensjonerende skjærkraften på 845 kN. Med en ringmurbredde på 250mm er det som vist i tabell 4.6 utnyttelsesgrad på 94 prosent mot skjærtrykk.



Figur 4.2: Geometri på ringmur

I henhold til NS-EN 1992-1-1 tabell 4.1 [6] er det bestemt eksponeringsklasse XC2 og $c_{min,dur} = 25mm$ og $\Delta c_{dev} = 10mm$. Dette gir en nominell overdekningen på $c_{nom} = 35mm$. I beregningene er det forutsatt støp mot avrettet lag og dermed valgt en overdekning på 40mm i underkant av fundamentene iht. NA.4.4.1.3(4).[24]

Resultatene fra håndberegningene som er utført er oppsummert i tabell 4.6, og gir en oversikt over høyeste utnyttelsesgrad.

Kontroll	Utnyttelsesgrad
Momentkapasitet (tverretning)	0.03
Momentkapasitet (lengderetning)	0.75
Skjærkapasitet såle	0
Skjærstrekk ringmur	4.32
Skjærtrykk ringmur	0.94
Torsjon	0.121
Forankring og omfaringskjøter	0.7
Partielt belastede flater	0.1

Tabell 4.6: Resultat kapasitetskontroll fundament

Beregningsmessig nødvendig armeringsmengde er vist i tabell 4.7 og er basert på håndberegningene som er utført. Det er i tabellen vist kravet til minimumsarmering iht. kapittel 9 i NS-EN 1992-1-1 [6]. Det er brukt minimumsarmering der hvor den nødvendige armeringen ikke er tilstrekkelig.

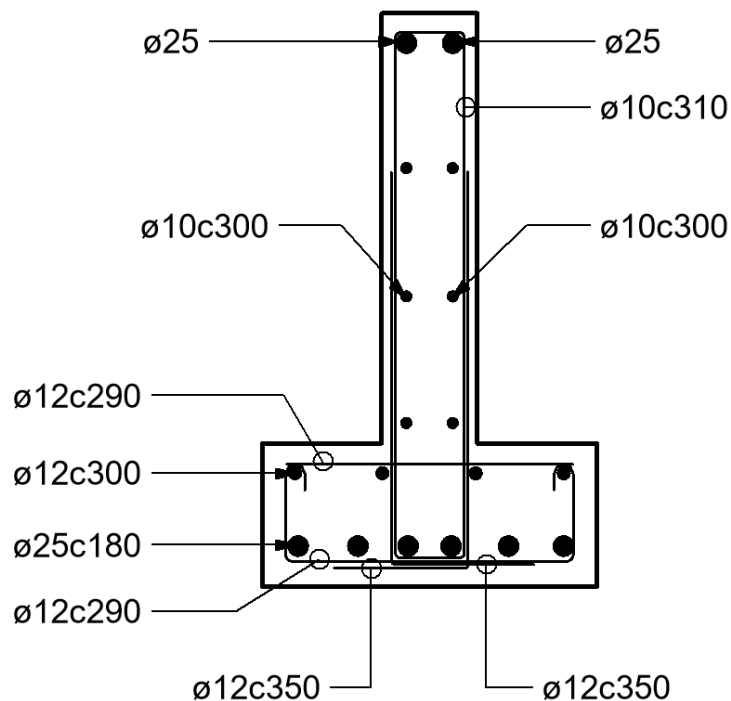
Oppløftet i ringmuren under søyle B1 blir holdt nede av trykkreftene som virker i fundamentene

under søyle A1 og C1. Horisontalarmering som er nødvendig i OK ringmur fra oppløft, er ikke mer enn nødvendig armeringsmengde på grunn av strekk i OK fra grunntrykk. Dermed ble det valgt å legge horisontalarmering på 2 ϕ 25 i OK ringmur som vist i tabell 4.7.

Plassering	Minimumsarmering [mm ² /m]	Nødvendig armering [mm ² /m]
Tverretning såle (UK)	383	72
Tverretning såle (OK)	383	0
Lengderetning såle (UK)	428	2599
Lengderetning såle (OK)	365	0
Skjærarmering	274	507
Skjøtearmering	315	141
Lengdearmering	250	0
Lengdearmering (OK)	430	697

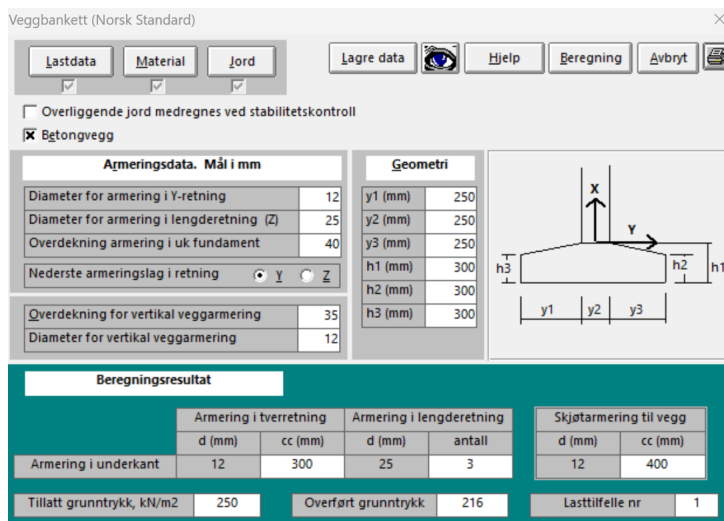
Tabell 4.7: Resultat armeringsmengde fundament

I figur 4.3 er valgt armering og dens plassering vist i snitt. Ringmuren blir sett på som en høy bjelke og har krav til overflatearmering. Den langsgående overflatearmeringen er beregnet i vedlegg I.7. For visualisering av armeringen er det valgt å tegne armering som i virkeligheten ligger ved siden av hverandre rett over hverandre i snittet. Dette er for å gjøre figur 4.3 enklere å lese.



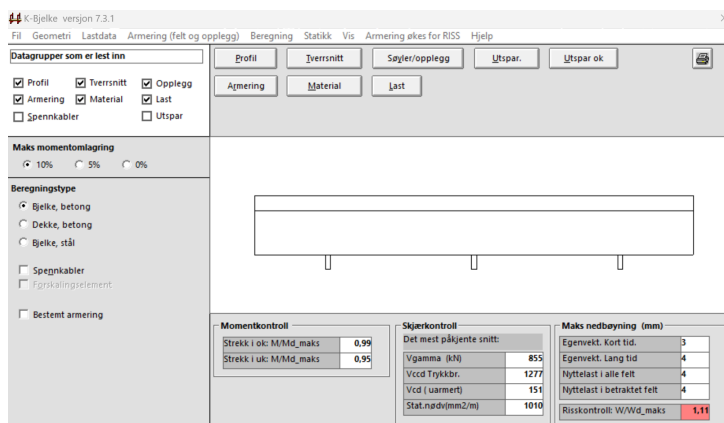
Figur 4.3: Armering i snitt for valgt fundamenttype

Sålen til ringmuren ble kontrollert i Btsnitt og resultatet av denne er vist i figur 4.4. Denne kontrollen viser at overført jordtrykk er tilstrekkelig. Resultatet på denne kontrollen er vedlagt i vedlegg N.1 med mer utfyllende data og tilsluttende kapasitetkontroller.



Figur 4.4: Inndata og resultat av kontroll i Btsnitt

Kontroll av håndberegninger knyttet til ringmuren ble utført i K-Bjelke. Denne er vist i figur 4.5 og ligger vedlagt i vedlegg O.1. Ved belastning av bjelken med en linjelast på 250kN/m ble kontrollen utført riktig iht. moment- og skjærkapasitet. Lastfaktorene ble satt til 1 da grunntrykket allerede er i bruddgrensetilstand. Dette gjorde at risskontrollen utført av programmet ble ugyldig.



Figur 4.5: Inndata og resultat av kontroll i K-Bjelke

4.5 Knutepunkter

Kapasiteten til knutepunktet i overgangen mellom søyle og fundament er kontrollert og regnet i bruddgrensetilstand. Betongkapasiteten er dimensjonerende for både strekk- og skjærkraften, og interaksjonsformelen for brudd i betongen ble derfor brukt.

For å oppnå tilstrekkelig kapasitet er det behov for fire dybler tilsvarende Ø25, med kantavstander på 300 mm i kraftretning og senteravstand på 195mm. Kantavstanden på tvers av kraftretningen vil være 270 mm. Dyblene vil være påsatt endefot som bidrar til en større strekkkapasitet. Piggveisen vil ha et a-mål på fem mm, tilsvarende en sveisestreng, som er tilstrekkelig for å oppta strekkraften. Fotplaten vil ha en tykkelse på 20 mm i henhold til tabell 19.12.3, 19.12.4 og 19.12.5 og det forutsettes at sveisene på hver side av stålplaten er plassert sentrisk i forhold til hverandre. [26]

Pilasteren sin dimensjon vil være på 750mm x 795 mm. Denne størrelsen kunne vært redusert, men egenvekten av betongen bidrar samtidig til å redusere oppløftet av konstruksjonen.

Dyblene plasseres slik at de ikke kolliderer med armeringen i ringmuren.

Kontroll	Utnyttelsesgrad
Betongkantbrudd	0.386
Kjedgebrudd betong	0.586
Strekk-kapasitet dybler	0.206
Skjær-kapasitet dybler	0.237
Interaksjons skjær og strekk i betong	0.689
Kapasitet av piggveis for strekk	0.239
Kapasitet av piggveis for avskjæring	0.145
Kapsitet av sveis mellom stålplate og HE240A	0.1

Tabell 4.8: Resultat, knutepunkt overgang søyle til fundament

Knutepunktet i overgang gitterdrager til søyle er kontrollert og har tilstrekkelig kapasitet. Forbindelsen utføres med skruer 8.8 Ø27. Endeplaten skal ha dimensjoner lik tykkelsen og bredden av flensen til søylen. Dermed vil endeplaten og søyleflensen ha samme kapasitet som er tilstrekkelig.

4.6 Bruksgrensetilstand

Rissvidder

Rissviddekontroll er gjennomført for største trykkraft og horisontallast som opptrer i akse A8. Beregninger viser at fundamentet ikke vil risse opp i tverretning. BTsnitt bekrefter også at rissviddekravet er opprettholdt.

Ved fullt utnyttet grunntrykk vil undersiden av fundamentet risse opp i lengderetning. Ved dimensjonering i bruksgrensetilstand vil ikke grunntrykket bli fullt utnyttet, og det er derfor brukt et grunntrykk på 200 kN/m . Vedlegg O.2 med beregninger i K-bjelke, viser at nødvendig armeringsmengde funnet i bruddgrensetilstand er tilstrekkelig for å tilfredsstille kravet til rissvidder i henhold til tabell 5.2 fra Betongkonstruksjoner [24].

Nedbøyningskontroll for fundament er ikke nødvendig.

5 Diskusjon

5.1 Laster

I oppgaven er det unnlatt å ta hensyn til vindfriksjonslast som følge av at det samlede arealet av alle overflater parallelt med vinden er mindre eller lik fire ganger det samlede arealet av alle utvendige overflater vinkelrett på vinden, slik det er beskrevet i punkt 5.3(4) i NS-EN 1991-1-4 [4].

Ved et fremtidig byggetrinn vil vindfriksjonslasten måtte hensyntas, som følge av overstigelse av punkt 5.3(4). Dette vil gi en større vindkraft på konstruksjonen.

5.2 Avstivende system og global stabilitet

Ved oppføring av konstruksjoner i stål med store flater og høye vindkrefter, er det ofte utfordringer knyttet til fundamenteringsløsninger. Dette skyldes store horisontalkrefter, i hovedsak fra vind, som må tas opp av det avstivende systemet til konstruksjonen. Dette gir oppløftkrefter det må påvises at konstruksjonen kan stå imot.

Etablering av flere skjærvegger/vindkryss ville bidratt til å fordele vindlasten over et lengre område, og gitt et mindre oppløft i fundamenter under søyler. For at konstruksjonen skal holdes nede, kreves det at bygge er påkjent større trykkrefter enn strekkrefter i sideliggende fundamenter. I en optimal situasjon ville det vært ønskelig å etablere vindkryss i akse ni. Dette er ikke mulig som følge av byggets tiltenkte funksjon, hvor denne siden vil bestå av garasjeporter.

Det er ikke blitt etablert vindkryss i hjørnene av konstruksjonen. Det skyldes at det er svært krevende å forankre strekkraften som vil opptre i et hjørne.

5.3 Statisk system

I dimensjoneringen av konstruksjonselementene ble det forutsatt statiske modeller med leddete og fast innspenne randbetingelser. Dette er en forenkling, da randbetingelsene i virkeligheten aldri vil opptre helt etter modellen. Disse ideale betingelsene kan føre til usikkerhet i beregningene, og hvorvidt løsningene er konservative eller underdimensjonert.

5.4 Stålelementer

Randbetingelsene til søylene er betraktet som leddet, men vil i virkeligheten ha litt stivhet mot takkonstruksjonen og fundamentet. Dette gir derfor en konservativ løsning når søylene skal kontrolleres for knekking.

Resultatene viser at de valgte stålprofilene har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp kreftene de blir utsatt for. Det ble påvist at slankheten i kombinasjon med bøyning og trykkraft blir utslagsgivende for søylene, og at det kan velges betraktelig slankere søyler ved å ikke ta hensyn til mulig

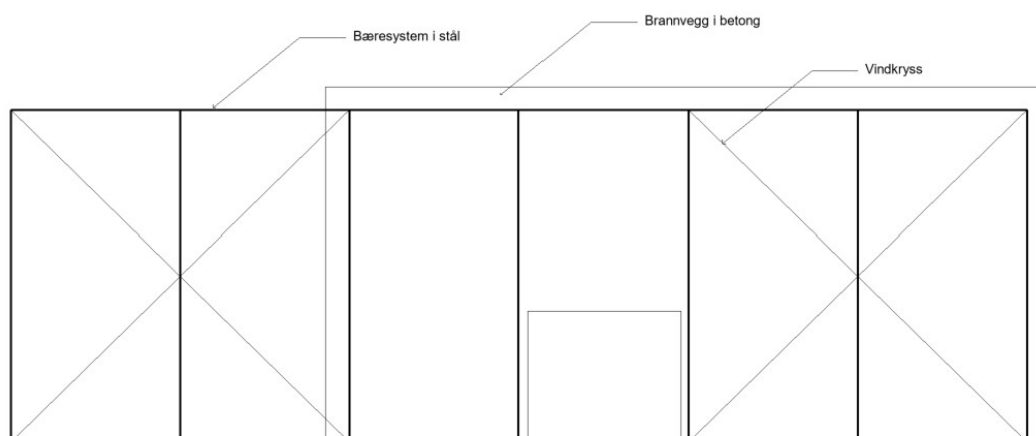
fremtidig traverskran. Dette minker fleksibiliteten til bygget i fremtiden, men tenkt bruksformål tilfredsstilt.

5.5 Betongvegg

Det ble sett på flere alternativer for utførelse av seksjoneringsveggen i betong. Det er mange momenter som kan tas i betrakning, blant annet; dimensjon, brannkrav, pris, utførelse på byggeplass, globalt stivhetsbidrag og lokal kapasitet.

Utslagsgivende for endelig valg av vegg er kravet om stabilitet ved kollaps av sideliggende avdeling. Ved brann skal avdelingene kunne brenne ned uten at dette påvirker de andre seksjonene. Dermed må konstruksjonen som skal stå igjen etter en kollaps i tilstøtende konstruksjon ha større kapasitet enn avdelingen som skal falle. Det vil si at systemet må ha stivhet, eventuelt bli fastholdt ved kollaps. Prefabrikkerte veggelementer har ikke den egenskapen, at de er stive på tvers av planet og kan derfor ikke betraktes som utkrager. Disse er dermed ikke stabile uten fatholdning mot takplan. Dersom det likevell hadde blitt valgt å benytte seg av prefabrikkerte veggelementer, ville konstruksjonen blitt mer komplisert. Dette kunne alternativt blitt løst ved å etablere et sekundært bæresystem og forbundet veggelementene med en stålbjelke med større kapasitet enn knutepunktet mellom gitterdragerne og vegg.

Alternativt kunne det ha blitt etablert et eget bæresystem i stål for avdeling 3 og betraktet betongveggen kun som en brannvegg. For å få tilsvarende bidrag til global stabilitet kunne det da blitt plassert vindkryss her på tilsvarende måte som resten av bygget. Denne løsningen er skissert i figur 5.1. Dersom veggen isteden ble betraktet som en utkrager, uten støtte fra tverrvegger, ville det oppstått store strekkrefter i nedre del av veggen det måtte blitt armert for.



Figur 5.1: Separert bæresystem og brannvegg

Det endelige valget av design på betongveggen ble valgt da dette ga minst nødvendig armering og tverrsnitt på veggen. Dette forutsetter at de tversgående veggens kapasitet dimensjoneres til å ta opp opplagerkreftene som oppstår.

Kunne gått ned på tversnittet til betongveggen, men ville gitt førre krefter som måtte blitt tatt opp i vindkryss og betydelig større behov for amreirng ved opplegg

5.6 Fundament

Forenklinger i beregningene ved dimensjonering av fundament er vanlig som følge av kompleksiteten i virkeligheten, da det kan være vanskelig å ta hensyn til alle variabler og detaljer. Selv om det kan være et viss avvik fra den virkelige situasjonen, er det gått ut ifra at tilnærmingene er akseptable så lenge de er begrunnet, konservative og oppfyller de nødvendige sikkerhetskravene.

Bæreevne og stabilitet

Resultatene viser at det valgte fundamentet har tilstrekkelig bæreevne for den opptredende belastningen under søylene. Bredden på banketten ble bestemt ved bruk av en beregningsmodell med forutsetning om en stiv ringmur. Det ble sett på et område av ringmuren med trykkrefter fra tre søyler. Deretter ble det funnet et areal på sålen som ga et mindre overført grunntrykk enn 250 kPa. En høyere ringmur ville ført til en stivere oppførsel. På en annen side ville momentet fra den horisontale kraften normalt på ringmuren blitt større da kraftarmen hadde økt. Dette kunne ført til større nødvendig bankettbredde.

Den fortykkede delen under søylen gir økt kapasitet mot innfestingen av søyler utsatt for strekk og skjær. Denne konfigurasjonen bidrar også til å fordele lasten og reduserer risikoen for lokale punktbelastninger.

Utnyttelsesgrad

Resultatene presentert i resultatdelen viser at dimensjoneringen av fundamentet baseres på utnyttelsesgraden knyttet til kreftene som oppstår i ringmurens lengderetning. Skjærkraften som oppstår utgjorde en stor del ved valg av bredde på ringmurveggen, da en bredde på under 250 mm ikke hadde nok skjærtrykkapasitet. Bankettbredden er ikke primært basert på utnyttelse av konstruksjonen, men heller på de geotekniske forholdene og andre dimensjonerende faktorer. Hvis jordens styrke og bæreevne er begrenset, vil fundamentet nødvendigvis måtte dimensjoneres større og dermed bli utsatt for større indre krefter. En høy utnyttelsesgrad kan indikere en mer effektiv utnyttelse av konstruksjonen, men det betyr ikke nødvendigvis at fundamentet er underdimensjonert eller utilstrekkelig når resultatene viser at utnyttelsesgradene er lave.

Sammenligning med alternative løsninger

Ringmursfundamentet med sin kontinuerlige struktur rundt konstruksjonen kan bidra til å forbedre stabiliteten under vindbelastning sammenlignet med et punktfundament. Ringmuren fungerer som en bjelke som motvirker oppløft, og reduserer risikoen for deformasjoner og skader. En annen fordel med et ringmursfundament er evnen til å fordele lasten jevnt over hele fundamentets omkrets. Ved jevn lastfordeling unngår en konsentrerte skjærkefter som kan bli dimensjonerende.

På en annen side kan et ringmursfundament ha en tendens til å konsentrere lasten på et begrenset område rundt søylene, som kan føre til høyere lokale belastninger. Med bruk av punktfundament kan det tilpasses ulike bygningsdesign. Det er også mer fleksibelt når det gjelder plassering av søyler. Punktfundament er egnet for varierende grunnforhold og reduserer risikoen for setnings-skader, men har ikke særlig gode fordeler utenom høy egenvekt for å motvirke oppløft.

Begrensninger og usikkerheter

En begrensning kan være knyttet til modelleringen av fundamentet. Modelleringsmetoder og antagelser brukt i analysen kan ha visse forenklinger eller begrensninger som kan påvirke nøyaktigheten av resultatene. For eksempel kan ideelle forhold eller lineære antagelser ha blitt brukt, som kan avvike fra den virkelige situasjonen. Det er for eksempel valgt en beregningsmodell i beregningene av bankettbredden som er en av mange forskjellige måter å utføre denne beregningen på. Bruken av de forskjellige modellene avhenger av ulike faktorer. Blant annet av type grunnforhold, og hvor stivt materialet forutsettes til å være.

Usikkerhet kan dermed oppstå i forhold til de materialparametrene som ble brukt i analysen av fundamentet. Faktorer som jordens egenskaper, stivheten til betongen eller dimensjonene til armeringsstengene kan ha blitt estimert eller antatt. Variasjoner i disse parameterne kan påvirke fundamentets faktiske bæreevne og stabilitet.

5.7 Knutepunkter

Knutepunkt mellom gitterdrager og søyle

I dimensjoneringen av knutepunktet ble det bestemt å regne med eksentrisitet. Dette er konservativt ettersom momentet er tilnærmet null der det er minst stivhet. I dette tilfellet er det i endeplaten som ligger mellom søyleflens og bjelkesteg.

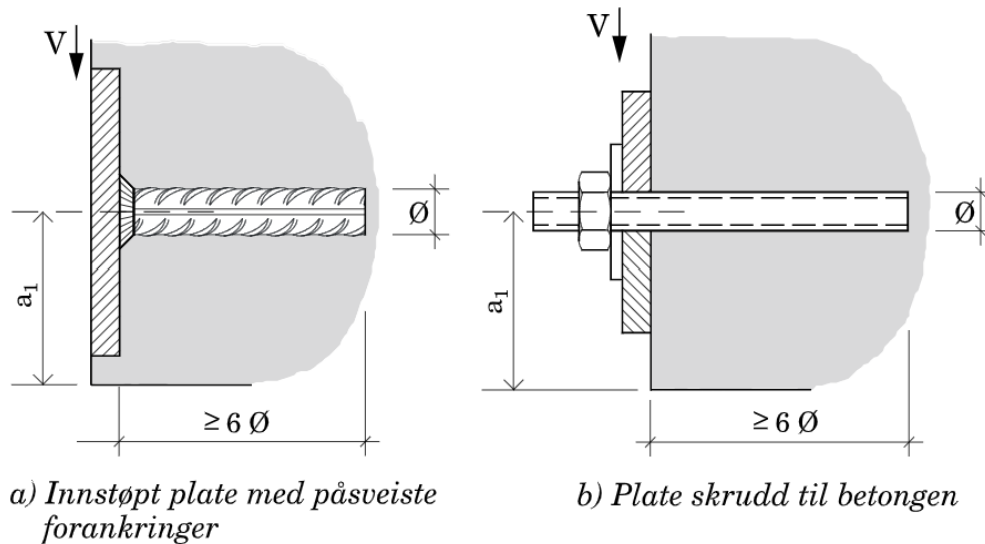
Ved å regne med eksentrisitet ble skruedimensjonen relativt stor. Dersom man bare hadde betraktet skjærkraften kunne skruedimensjonen blitt redusert til $\varnothing 20$.

Andre løsninger

I dette tilfellet hadde det også vært tilstrekkelig kapasitet ved bruk av helsveist skjøl vist i vedlegg J.3. Derimot vil denne løsningen være momentstiv, og ikke opptre som et momentfritt ledd. Den vil derfor ikke stemme overens med tenkt statisk system. En slik løsning er i tillegg krevende å gjennomføre på byggeplass på grunn av kronglete sveisesømmer. En slik løsning ville vært foretrukket å gjøre på et verksted.

Knutepunkt mellom søyle og fundament

Ved dimensjonering av forbindelsen mellom søyle og fundament ble det sett på to forskjellige løsninger. En løsning med innstøpt plate med påsveist forankringer (løsning A), og en løsning med plate skrudd til betongen (løsning B), vist i figur 5.2.



Figur 5.2: Plate med påsveiste forankringer og plate skrudd til betongen [26]

Ved bruk av løsning A blir det brukt Ø25 B500NC gjengestenger. Dette er fordi armeringsstål har god sveisbarhet, og samtidig opprettholder egenskapene etter sveising. K8.8 er ikke anbefalt for sveising da det gir økt fare for sprøtt brudd.

Ulempen med B500NC dybler er at disse har en lavere bruddspenning og strekkfasthet sammenliknet med K8.8, og bidrar derfor til en lavere skjærkapasitet. På den andre siden gir sveisetforankringer 20 % mer kapasitet enn plate skrudd til betongen, slik det fremkommer i punkt 19.4.4 i Betongelementboken.

Fordeler med påsveist forankring

Påsveist forankring gjennomføres i to byggetrinn, og er derfor økonomisk. Knutepunktet blir gjemt i pilasteren og vil ikke være i veien for andre konstruksjonsdeler. Boltene blir sveiset på, og holder derfor riktig plassering i forhold til platen. [29]

Ulemper med påsveist forankring.

Løsningen krever sveising på byggeplass og høy presisjon ved utstøping. Det er begrenset hvor stor sveisen rundt forankringen kan være, så ofte vil plate skrudd til betongen gi større kapasitet [29]. I dette tilfellet er diameteren 25 mm, som gir et relativt stort sveiseareal.

Fordeler med plate skrudd til betongen

Løsningen bidrar til minimalt med sveising på byggeplass.

Ulemper med plate skrudd til betongen

Løsningen krever stor presisjon til plassering av bolter under utstøping. Ved feil plassering kan det være vanskelig, og samtidig kostbart og rette opp [29]. I slike tilfeller kan det være fornuftig

å benytte seg av en mal for å oppnå riktig plassering.

Andre løsninger

Ved en større sjærkraft kunne det vært aktuelt å bruke en skjærdebel. Skjærdebel kan være en form for profil eller stålplate som blir sveist til undersiden av stålplata og støpt inn i betongen.

6 Konklusjon

Gjennom oppgaven har gruppen kommet frem til at de dimensjonerte konstruksjonselementene vil ha tilstrekkelig kapasitet for de dimensjonerende lastkombinasjonene.

Ved å se bort fra konstruksjonstekniske forhold i prosjektet til O.O, kan gruppen konkludere med at prosjektet kunne blitt gjennomført på en enklere og mindre kompleks måte. På den andre siden vil dette kunne redusere byggets fleksibilitet.

Ved å se bort ifra en fremtidig traverskran, kan søyleverrsnittet reduseres fra HEA280 til HEA240.

Valgt fundamentløsningen har flere gunstige sider. Ved å sentrere stålsøylene på ringmuren vil fundamentet bli påkjent et mindre komplekst lasttilfelle, som gir enklere dimensjonering. Oppløftkreftene vil bli tatt opp ved hjelp av bjelkevirkningen i ringmuren. Ved bruk av løpende bankett under ringmuren vil lastene fordeles over et større området, som stiller et mindre krav til grunnforholdene.

Ved å etablere flere vindkryss vil trykk- og strekkreftene i fundamentene reduseres og fordeles over større del av fundamentet. Dermed blir det lettere å forankre oppløftet. Samtidig bidrar dette til at knutepunktet mellom søyle og fundament kan dimensjoneres med en mindre pilaster som følge av mindre lastpåkjenning. Flere vindkryss vil også gi mindre krefter på de avstivende profilene i vindkryssene, og disse kan dermed reduseres.

Dimensjonering i bruksgrensetilstand viser at fundamentet vil risse opp i lengderetning, men rissvidder vil være i henhold til kravet.

Referanser

- [1] CEN. *NS-EN 1990 - Eurokode Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2016.
- [2] CEN. *NS-EN 1991-1-1 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Standard Norge, 2019.
- [3] CEN. *NS-EN 1991-1-3 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*. Standard Norge, 2018.
- [4] CEN. *NS-EN 1991-1-4 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Standard Norge, 2009.
- [5] CEN. *NS-EN 1991-1-7 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster*. Standard Norge, 2008.
- [6] CEN. *NS-EN 1992-1-1 - Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2018.
- [7] CEN. *NS-EN 1993-1-1 - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2008.
- [8] CEN. *NS-EN 1993-1-8 - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*. Standard Norge, 2009.
- [9] CEN. *NS-EN 1998-1 - Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Standard Norge, 2021.
- [10] *Elementmetoden*. Mai 2023. URL: https://ntnu.blackboard.com/ultra/courses/_38588_1/cl/outline.
- [11] *Autodesk Revit*. Mai 2023. URL: <https://www.citationmachine.net/bibtex/cite-a-website/new>.
- [12] Larsen. P.K. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2020.
- [13] *BTSNITT*. 2009. URL: <https://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/BTSNITT.pdf>.
- [14] *K-BJELKE*. Jan. 2010. URL: <https://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/kbjelke-en.pdf>.
- [15] *Fakta om betong*. Mai 2023. URL: <https://www.betong.no/fakta-om-betong/>.
- [16] Thue. J.V. *Betong*. Jul. 2019. URL: <https://snl.no/betong>.
- [17] *Stålbygg*. Mai 2023. URL: <https://metallbygg.no/tjeneste/stalbygg/>.
- [18] Solberg. J.K. *Karbonstål*. Nov. 2021. URL: <https://snl.no/karbonstst%C3%A5l>.
- [19] Larsen. P.K. *Konstruksjonsteknikk Laster og bæresystemer*. Fagbokforlaget, 2008.
- [20] Jensen. J.J. *Idé- og veiledningshefter i Teknologi og Design*. 2004. URL: <https://www.naturfag.no/binfil/download2.php?tid=1536043>.
- [21] Gunnarsjaa. A. *Søyle*. Aug. 2021. URL: <https://snl.no/s%C3%B8yle>.
- [22] Leidulv Vinje. *Del 2 Avstivningssystemer*. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=1231&DocumentId=BindB%5C%2FDe1_2%5C%2FB12%5C%2F12_3_1.pdf&BookId=B.

- [23] CEN. *NS-EN 1991-1-2 - Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann*. Standard Norge, 2008.
- [24] Sørensen S.I. *Betongkonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2013.
- [25] CEN. *NS-EN 1992-1-2 - Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-2: Brann-teknisk dimensjonering*. Standard Norge, 2004.
- [26] Betongelementforeningen. *Betongelementboken Bind B*. Betongelementforeningen, 2005.
- [27] Larsen. P.K. *Stålkonstruksjoner Profiler og Formler*. Fagbokforlaget, 2003.
- [28] *Forbindelsesmidler og konstruksjonsdetaljer*. Mai 2023. URL: https://ntnu.blackboard.com/ultra/courses/_38589_1/c1/outline.
- [29] Bekkelund. O.A. «Dimensjonering og standardisering av strekkpåkjennte søylefötter». Ph.d.-avh. Universitet i Stavanger, 2012.