



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av nye Frieda Fasmers minne
sykehjem

Structural Analysis of the New Frieda Fasmers minne
Nursing Home

Anders Selsvik Stendal og Tord Sæle

BYG150 Bacheloroppgave

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Institutt for byggfag

Ørjan Fyllingen

25. mai 2020

Multiconsult

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

Denne oppgaven er utført og skrevet av Anders Selsvik Stendal og Tord Sæle ved fakultet for ingeniør- og naturvitenskap ved Høgskulen på Vestlandet, Bergen. Oppgaven går ut på å gjennomføre en selvstendig metode- og problemorientering som tar utgangspunkt i en realistisk problemstilling. Kunnskaper og ferdigheter som er opparbeidet gjennom den treårige bacheloren er brukt, samt at ny kunnskap er tilegnet.

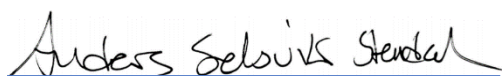
Gruppen er tildelt en faglig veileder fra skolen som skal bidra med at faglige og metodiske elementer blir ivaretatt. Jevnlig kommunikasjon mellom gruppen og veileder har sørget for at oppgaven har ivaretatt disse elementene på en forsvarlig måte.

I samarbeid med Multiconsult er det utarbeidet en problemstilling knyttet til et prosjekt som bedriften jobber med våren 2020. Problemstillingen er valgt med tanke på gruppens interesseområde og aktualitet.

Våren 2020 var preget av COVID-19 utbruddet som førte til at arbeidsmetoder måtte tilpasses situasjonen. Kommunikasjon mellom gruppemedlemmene og med veiledere har for det meste foregått digitalt.

Vi ønsker å takke Multiconsult v/Åse Lyslo Døssland og faglig veileder Ørjan Fyllingen for god veiledning i prosjektperioden. Vi vil også takke Jan Bernt Husebø for gode faglige innspill.

Bergen, 25. mai 2020



Anders Selsvik Stendal



Tord Sæle

Sammendrag

Denne oppgaven går ut på å utarbeide et bæresystem til nye Frieda Fasmers minne Sykehjem. Bæresystemet skal dimensjoneres for aktuelle laster og kunne tilfredsstille byggets funksjon. Det skal særlig drøftes om hvilken dekkeløsning som vil være mest gunstig å benytte ut ifra diverse kriterier som skal oppfylles. De viktigste kriteriene er krav til fleksibel utforming og krav til lange spennvidder. Det å kombinere disse kriteriene er en utfordring og dermed oppgavens problemstilling. Dekkeløsningene som skal drøftes er stedstøpt dekke, etterspent dekke, hulldekker og en kombinasjon av hulldekker og stedstøpt dekke. Faktorer som skal vurderes er funksjon, gjennomførbarhet og tid.

Videre skal et bæresystem dimensjoneres opp mot krav i *Norsk Standard*. Dette er valgt å prosjekteres i betong med tilhørende armering. Det er derfor nødvendig å se på dette materialets egenskaper og sammensetning.

Tre avstivende sjakter stiver av bygget og gir en gunstig lastfordeling av horisontale laster. De aktuelle horisontale lastene er vindlast, skjevstillingslast og seismisk last.

Med hensyn på kriteriene er det konkludert at en dekkeløsning med kombinert hulldekker og stedstøpt dekke er best egnet for Frieda Fasmers minne Sykehjem. Denne løsningen gir mulighet for lange spennvidder, samtidig som man får en fleksibilitet når det kommer til utforming. Byggeprosessen er innenfor en rimelig tidsperiode og gjennomførbarheten er oppnåelig.

Resultatet er et bæresystem som gir tilstrekkelig kapasitet etter krav. Beregninger gjøres i hovedsak i beregningsprogram. I tillegg blir det gjort enkle kontrollberegninger for hånd. Resultatet viser plassering og dimensjoner av bæresystemet. Beregninger knyttet til forbindelser og knutepunkt er utelatt i denne oppgaven.

Abstract

This thesis prepares a base for a support system for the new Frieda Fasmers minne nursing home. The support system will be designed with dimensions based on relevant loads as well as it satisfies the building's functions. An important topic to discuss is which type of concrete slab is the most beneficial to use. The slab must be flexible when it comes to design and have sufficient span between the columns. It is challenging to combine these criteria. That is why the main research question is to find a good solution to this. Potential types of slabs are cast-in-place slab, post-stressed slab, prefabricated slab and a combination of cast-in-place and prefabricated slab. Factors to consider are functionality, feasibility and assembly time.

The support system will be designed to satisfy requirements from the standard *Norsk Standard*. The support system will be built with reinforced concrete. Therefore, it is necessary to take a closer look at the mechanical properties of these materials.

Three shafts will be designed to stiffen the support system for horizontal forces. They are placed to optimize the load distribution. The relevant horizontal loads are wind, displacement load and seismic load.

With regard to the criteria, it is concluded that a slab solution combining prefabricated slab and cast-in-place slab is the best suited option for Frieda Fasmers minne nursing home. This solution allows great spans, while providing flexibility when it comes to design. The construction process is within a reasonable period of time and feasibility is achievable.

The result is a base for a support system with sufficient capacity. Calculations are mainly done in software. In addition, simple calculations are done by hand to check the digital results. The result shows the dimensions of the system. Calculations of connections and nodes are omitted in this thesis.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract.....	iv
Figurliste	vii
Tabelliste.....	ix
1 Innledning	9
1.1 Bakgrunn	9
1.2 Beskrivelse	9
1.3 Avgrensninger	11
1.4 Metode.....	11
2 Laster	13
2.1 Egenlast.....	13
2.2 Nyttelast.....	13
2.3 Snølast.....	13
2.4 Vindlast	14
2.5 Seismiske laster	14
2.6 Skjevstillingslaster	14
3 Lastkombinasjoner	15
4 Parkering	16
5 Aktuelle bygningsmaterialer	17
5.1 Betong.....	17
5.2 Armeringsjern	19
6 Bæresystem	20
6.1 Horisontal lastbæring.....	20
6.2 Konstruksjonsfuger	22
7 Dimensjonering	24
7.1 Aktuelle dekkeløsninger	24
7.1.1 Stedstøpt.....	24
7.1.2 Stedstøpt – etteroppspent	25
7.1.3 Hulldekker	26
7.1.4 Kombinert hulldekker med stedstøpt.....	28
7.2 Valgt dekke.....	29

7.3 Laster.....	29
7.3.1 Egenlast	29
7.3.2 Nyttelast.....	30
7.3.3 Snølast.....	31
7.3.4 Vindlast	31
7.3.5 Seismiske laster	37
7.3.6 Skjevstillingslaster	40
7.4 Horisontal avstivning.....	41
8 Resultat	46
8.1 Materialvalg	46
8.2 Metode for beregninger.....	46
8.3 Dimensjonering av dekker.....	47
8.3.1 Stedstøpt dekke	48
8.3.2 Hulldekker	59
8.4 Dimensjonering av bjelker og søyler	60
8.4.1 Bjelker	62
8.4.2 Søyler	66
8.5 Valgt bæresystem.....	68
9 Konklusjon.....	69
10 Referanser.....	70
11 Vedlegg	73

Figurliste

Figur 1 Plassering av FFM [2]	10
Figur 2 Inndeling av bygningsdeler	10
Figur 3 Tyngdetetthet betong [4]	13
Figur 4 Utforming for stålklasser [17]	19
Figur 5 Momentstiv ramme	20
Figur 6 Horisontale bæresystem [18, s 108]	21
Figur 7 Tre frihetsgrader	21
Figur 8 Løsning med stivt hjørne	22
Figur 9 Inndeling av konstruksjonsdeler	23
Figur 10 Utforming av stedstøpte dekker	25
Figur 11 Utforming av hulldekke [19]	26
Figur 12 Maksimale spennvidder for hulldekker [20]	27
Figur 13 Utfordrende utforming ved hulldekker	28
Figur 14 Utforming av kombinert dekke	29
Figur 15 Beregnet snølast fra Lastberegninger	31
Figur 16 Avstand til høyder [2]	32
Figur 17 a) Helning ved Lyderhorn b) Helning ved Skarpafjellet [2]	32
Figur 18 Ruhetssoner [2]	33
Figur 19 Formfaktorer for flate tak [7]	34
Figur 20 Soneinndeling vegger [7]	34
Figur 21 Formfaktorer vegger [7]	35
Figur 22 Soneinndeling av FFM	35
Figur 23 Illustrasjon av h og d	36
Figur 24 Fordeling av horisontal vindlast	36
Figur 25 FFM tomt [21]	37
Figur 26 Fordeling av seismiske laster	39
Figur 27 Fordeling av skjevstillingslaster	40
Figur 28 Rotasjonsvirkninger [23]	41
Figur 29 Plassering av sjakter	41
Figur 30 Utforming av dekker i V-Skive	42

Figur 31 Avstivende sjakter	44
Figur 32 Forskyvninger i V-Skive	45
Figur 33 Inndeling av elementer [24, s 14]	47
Figur 34 Områder med hulldekker	48
Figur 35 Stedstøpt dekke del 1-1	49
Figur 36 Utforming av dekke i RSA	50
Figur 37 Krafttretningsdefinisjoner [25]	51
Figur 38 Fordeling av moment i dekket	52
Figur 39 Armeringsbehov i RSA	54
Figur 40 Fordeling av skjærkraft i RSA	56
Figur 41 Beregnet kryptall i RSA	58
Figur 42 Nedbøyning	58
Figur 43 Rissviddekrav	59
Figur 44 Maks spennvidde for HD400	59
Figur 45 Lengder på hulldekker	60
Figur 46 Linjelast fra hulldekke på bjelke	61
Figur 47 Fullstendig bæresystem i RSA	62
Figur 48 Dimensjonerende moment i bjelke	63
Figur 49 Dimensjonerende skjærkraft i bjelke	63
Figur 50 Krav til rissvidde og nedbøyning	64
Figur 51 Bjelkearmering i RSA	64
Figur 52 Armeringstegning bjelke	65
Figur 53 Dimensjonerende aksiallast i søyle	66
Figur 54 Søylearmering i RSA	67
Figur 55 Søylar i atriet	67

Tabelliste

Tabell 1 Lastkombinasjoner [11]	15
Tabell 2 Reduksjonsfaktorer [11]	15
Tabell 3 Betegnelser på armeringsstål [17]	19
Tabell 4 Karakteristiske vindlaster	34
Tabell 5 Kraftfordeling på hver vegg	43
Tabell 6 Dimensjonerende sjærkrefter og moment	43
Tabell 7 Opptredende horisontale krefter	43
Tabell 8 Betongens egenskaper	46
Tabell 9 Dekkets egenskaper	49
Tabell 10 Dimensjonerende laster	50
Tabell 11 Dimensjonerende laster. Oppadrettet	51
Tabell 12 Aktuelle lastfaktorer	57
Tabell 13 Karakteristiske laster	60
Tabell 14 Dimensjoner og egenskaper til bjelke	62

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Frieda Fasmers minne sykehjem (FFM) skal utvide sin kapasitet i form av et nytt bygg ved siden av nåværende sykehjem. Som oppdragstaker skal Multiconsult være prosjekterende aktør og utforme en totalentreprise til Bergen kommune. Det nye bygget skal ha en kapasitet på 120 beboere, og skal i tillegg tilrettelegge for andre funksjoner et sykehjem skal ha. På det nederste planet skal det være en parkeringskjeller som dekker parkeringsbehovet til sykehjemmet. Ved parkeringsareal kreves det generelt store søylefrie områder som gjør manøvrering og parkering mulig. Utformingen av bygget som oppgaven baseres på er utarbeidet av arkitektselskap Link Arkitektur AS. Bygget har en form som begrenser utvalget av aktuelle dekkeløsninger. En utfordring ved prosjekteringen av bygget er da å finne en gunstig løsning for plassering av bæresystem, og å bestemme dekkeløsningen som er best egnet. Denne utfordringen har bachelorgruppen valgt å fokusere på.

Problemstilling:

Identifisere en dekkeløsning som muliggjør lange spennvidder for bygg med utfordrende utforming.

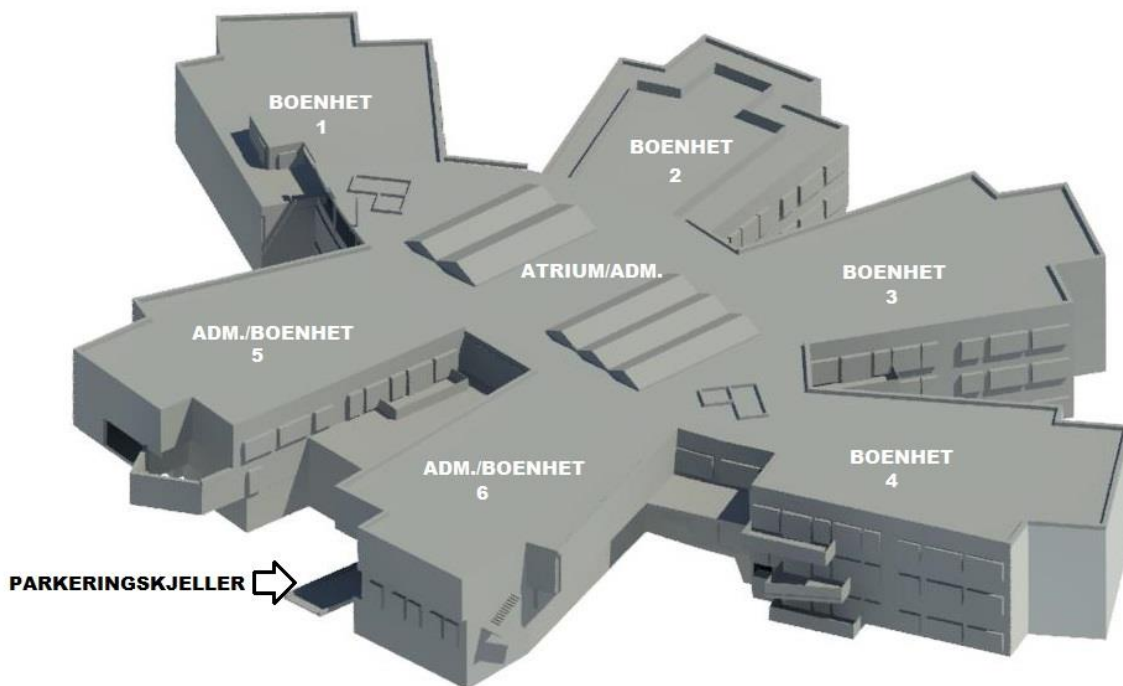
1.2 Beskrivelse

Området det skal bygges på er i Loddefjord, et middels tettbebygget område [1]. Tomten består for øyeblikket av tett skog og myr. Det er planlagt masseutskiftning for å tilrettelegge for en god fundamentering og for å redusere setninger som oppstår i løpet av levetiden. Byggetomten ligger på toppen av en skråning, omtrent 35 meter over omkringliggende terreng [2]. Omtrent én kilometer nordøst for tomten ligger fjelltoppen Lyderhorn som er 396 meter over havet [3]. Denne fjelltoppen kan påvirke vindforholdene ved byggetomten. Dette er faktorer som må tas i betraktning når det kommer til vindlastberegninger. Figur 1 viser plasseringen av byggetomten i forhold til nærliggende terreng og bebyggelse.



Figur 1 Plassering av FFM [2]

Boenhetene kan deles inn i seks ulike deler som vist i figur 2. Tilknyttet boenhetene er det en administrerende del og et åpent område i form av et atrium. Under atriet og boenhet 5 og 6 skal det være en parkeringskjeller. Antall etasjer er varierende fra del til del, men maksimalt er det fire etasjer.



Figur 2 Inndeling av bygningsdeler

1.3 Avgrensninger

Oppgaven ville vært for omfattende dersom man skulle tatt hensyn til alle aspekter ved prosjektering. For å gjøre den mindre omfattende og mer oppnåelig er det valgt å avgrense prosjekteringen. Fokusområder som er valgt er:

- Identifisere og beregne naturlaster
- Dimensjonere et bæresystem for deler av bygget

For å løse problemstillingen fokuseres det på bæresystemet over parkeringskjelleren. Denne delen beregnes som én konstruksjonsdel. Den skal kunne stå selvstendig og er uavhengig av laster på omkransende bygg. De fire resterende boenhetene beregnes som egne konstruksjonsdeler og har like egenskaper og former. Eventuelle utfordringer ved de nevnte boenhetene er ikke relevant for problemstillingen.

Beregninger for forbindelser og knutepunkt er utelatt i denne oppgaven.

Dimensjonerings i denne oppgaven legger ikke vekt på ulykkeslaster som brann, terror og påkjørsel. Seismiske laster inkluderes i beregninger, men i forenklet form. FFMs utforming oppfyller ikke krav til forenklet beregning av seismiske laster. Dette gir behov for en utvidet beregningsgang som vil være tidkrevende. Etter konsultasjon med veileder og faglærer ble det på et tidlig stadium besluttet å foreta forenklete beregninger siden seismiske laster ikke er en stor del av oppgaven. Det vil være fokus på at forenklete vurderinger er foretatt.

1.4 Metode

Formler, verdier og krav fra Norsk Standard er utgangspunkt for manuelle beregninger, i tillegg til å være grunnlag for beregningsprogrammer. Dette gir en god kredibilitet til resultatene. Mest sentrale standarder er;

- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
- Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning

Eurokode betegnes som EC i denne oppgaven.

I denne oppgaven blir beregninger i hovedsak gjort i *Robot Structural Analysis (RSA)*. Dette er fordi utformingen av FFM gjør det utfordrende å gjøre manuelle beregninger. Fordelen med beregningsprogrammet er at beregninger blir mer effektive og at det er lettere å gjøre

endringer underveis. RSA gjør det lettere å lokalisere kritiske punkt og å identifisere kombinasjoner som er dimensjonerende.

For å kontrollere troverdigheten til resultatet blir det gjort manuelle beregninger ved utsatte deler av konstruksjonen. Det er viktig at brukeren har en god forståelse av programmet og hvordan ulike valg vil påvirke resultater.

Manuelle beregninger gjennomføres i *PTC Mathcad Express*. Endringer skjer fortløpende mens prosjekter utvikler seg og da er oversikt essensielt. Gode regneark i Mathcad er tilpasningsdyktige og krever lite ekstraarbeid ved endringer.

For å spare tid på lastberegninger kan de gjennomføres i *Ove Sletten*-programmet *Lastberegninger*. Der beregnes karakteristiske verdier for snø- og vindlaster basert på byggets plassering og dimensjoner. Resultatene benyttes som enkel kontroll for å bekrefte eller avkrefte manuelle beregninger.

Illustrasjoner er sentrale for å tydeliggjøre resultater. Her benyttes programmene:

- Autodesk Revit 2019
- Trimble Sketchup
- Microsoft Paint

Utgangspunktet for oppgaven er arkitektfiler tilsendt fra Multiconsult. Autodesk-programmene *AutoCAD*, *Revit* og *Solibri Model Viewer* benyttes for å visualisere prosjektet og hente ut nødvendig data.

Våren 2020 ble preget av COVID-19 som gjorde at *Zoom* ble et viktig hjelpemiddel for kommunikasjon innad i bachelorgruppen og med veiledere.

2 Laster

Dette kapittelet tar for seg definering og identifisering av relevante laster for FFM.

2.1 Egenlast

Alle komponenter har en egenvekt som tas opp av bæresystem og føres ned i grunnen. Hvilke materialer og dimensjoner som tas i bruk bestemmer hvor store lastene blir. Valg av dekkeløsning og avstivningssystem vil være av betydning. For eksempel har hulldekker mindre egenvekt enn stedstøpte betongdekker med samme dimensjoner. Lette bygg vil ha redusert behov for store bæresystem, men vil samtidig være mer utsatt for stabilitetsproblemer.

Byggforskbladet, 471.031, inneholder anbefalte verdier for egenlaster. Ettersom hele bæresystemet prosjekteres i betong, blir tabell 21 i Byggforskserien sentral [4].

21 Konstruksjonsbetong

Materiale	Tyngdetetthet kN/m ³
Uarmert betong	24
Armert betong	25
Spesialbetong med lette tilslag LC 1,0–LC 2,0	11–22

Figur 3 Tyngdetetthet betong [4]

2.2 Nyttelast

På lik linje som byggets utforming vil også byggets formål være av betydning for opptredende krefter. Bestemmelser og verdier for nyttelaster er gitt i EC1 del 1-1 [5]. For å vite hvilke nyttelaster som er aktuelle, må byggets bruksområder defineres. Det kan også være fornuftig å tilrettelegge for mulige bruksendringer i fremtiden. Forenklet kan en felles brukslast benyttes for større områder, framfor å tilegne en individuell last til hvert rom.

2.3 Snølast

Bestemmelser for snølast er gitt i EC1 del 1-3 [6]. Plassering i land og terreng har stor betydning for hvor mye snø som forventes. I tillegg vil byggets geometri og nærliggende bygg ha betydning for snølast. Ras og fonning fører til opphopning av snø på tak.

2.4 Vindlast

Ved vindlastberegninger er det flere faktorer som må tas hensyn til. Både global og lokal plassering er av stor betydning. Dette avgjør hvor vindutsatt bygget er. I tillegg kan faktorer som vindretning og høyde påvirke vindlasten. Vindlastberegninger baserer seg på bestemmelser i EC1 del 1-4 [7].

Vindlasten påvirker ulike deler av bygget forskjellig. For å ta hensyn til dette deles bygget inn i soner. I Norsk Standard er det veiledning for hvordan sonene deles inn og hvilke faktorer som bør tilegnes.

Nærliggende topografi er av betydning for vindhastighet og turbulens på byggetomten. Det samme gjelder dersom tomten er plassert på en høyde.

2.5 Seismiske laster

I EC8 settes det krav til hvilke hensyn som må tas til seismiske laster [8]. Norge er historisk sett lite utsatt for kraftige jordskjelv. Likevel kan det forventes fremtidige skjelv på 5-6 på Richters skala [9]. Slike skjelv kan føre til store materielle skader og tap av menneskeliv. Det er dermed viktig å ta hensyn til seismiske laster ved dimensjonering.

Etttersom Norge betegnes som et lavseismisk område, åpnes det for at seismiske laster kan utelates. Da må minst ett av fire utelatelseskriterier i *Norsk Standard* oppfylles. [8]

2.6 Skjevstillingslaster

Punkt 5.2 i EC2 del 1-1 tilsier at når en konstruksjonsanalyse skal gjennomføres, må skjevstillingslaster tas hensyn til [10]. Skjevstillingslaster skyldes utilsiktet helning på en konstruksjon eller konstruksjonsdel, definert som geometrisk avvik. Det medfører at vertikale laster får en eksentrisitet som gir en horisontal lastkomponent. Tredje avsnitt i punkt 5.2 spesifiserer at det ikke er nødvendig å ta hensyn til geometrisk avvik i bruksgrensetilstand. Skjevstillingslaster er da mest relevant for stabilitetsberegning i bruddgrensetilstand og for ulykkessituasjoner.

3 Lastkombinasjoner

Konstruksjoner dimensjoneres for ulike tilstander som kan bli dimensjonerende. I bruddgrensetilstand kontrolleres det om komponenter går til brudd. For å kontrollere deformasjoner mot krav i EC2 [10] og eventuelle prosjektkrav benyttes bruksgrensetilstand. Det skal også kontrolleres rissvidde i bruksgrense. For å bestemme seismiske laster benyttes lastkombinasjon for ulykkeslaster.

Tabell 1 viser lastkombinasjoner som benyttes ved dimensjoneringer. Reduksjonsfaktoren, Ψ , tar hensyn til redusert sannsynligheten for at variable laster opptrer med maksimal verdi samtidig [11]. Relevante faktorene er vist i tabell 2.

Grensetilstand	Tab NA. A1(904)	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Bruddgrense	6.10a)	1.35/1.0	$1.5 * \Psi_0$	$1.5 * \Psi_0$
Bruddgrense	6.10b)	1.2/1.0	1.5	$1.5 * \Psi_0$
Bruksgrense	Karakteristisk	1.0	1.0	$1.0 * \Psi_0$
Bruksgrense	Tilnærmet permanent	1.0	$1.0 \Psi_2$	$1.0 * \Psi_2$
Bruddgrense for ulykkeslast	Seismisk situasjon	1.0	$1.0 * \Psi_2$	$1.0 * \Psi_2$

Tabell 1 Lastkombinasjoner [11]

Last	Reduksjonsfaktor
Snølast	$\Psi_0=0.7$ $\Psi_2=0.2$
Vindlast	$\Psi_0=0.6$ $\Psi_2=0.0$
Nyttelast, klasse B	$\Psi_0=0.7$ $\Psi_2=0.3$
Nyttelast, klasse F	$\Psi_0=0.7$ $\Psi_2=0.6$

Tabell 2 Reduksjonsfaktorer [11]

4 Parkering

Når bæresystem skal bestemmes må plassbehov i parkeringskjeller tas hensyn til. Parkeringsarealer krever en utforming som gir tilstrekkelig plass til både parkering og manøvrering. Kommuneplanen definerer at et sykehjem med 120 sengeplasser skal ha maks 60 parkeringsplasser [12]. Statens vegvesen har følgende dimensjonskrav til parkeringsplasser [13, s 85-86]:

- Parkering for personbil: 2,5 x 5 m
- Parkering for forflytningshemmede: 4,5 x 6 m

I tillegg er det krav til manøvreringsplass. Dersom søyler, vegger eller andre hindringer står i veien, vil krav for manøvrering ikke være oppfylt. Dermed fører parkeringsarealer med seg en del begrensninger knyttet til utforming av bæresystemet. Store søylefrie områder er ønskelig for å gi plass til parkering og manøvrering. Dermed er det behov for dekker med kapasitet for lange spennvidder.

Vegvesenet stiller samtidig krav til høyde for et parkeringsanlegg. Minstehøyde er satt til 2,3 m [14]. Denne høyden er nettohøyde, som vil si høyden fra gulv til himling. Nedstikkende bjelker og ventilasjonskanaler begrenser nettohøyde.

5 Aktuelle bygningsmaterialer

I denne oppgaven er det hovedsakelig betong som skal være bygningsmaterialet til den bærende konstruksjonen. Det er da nødvendig å se nærmere på betongens oppbygning og egenskaper, i tillegg til den tilhørende armeringen.

5.1 Betong

Det mest brukte bygningsmaterialet i Norge er betong og det er mange fordeler ved bruk av materialet. Blant annet har det god brannmotstand, høy styrke og god bestandighet. Råmaterialene er lett tilgjengelige og finnes i store deler av verden. Fersk betong er lett formbart som gjør at betongen kan støpes i hvilken som helst form og dimensjon [15].

Betong er en blanding av tilslag, sement og vann. I tillegg kan den også inneholde tilsetningsstoffer og -materialer. Disse stoffene endrer egenskapene til betongen i fersk eller herdet form. Eksempel på slike stoffer kan være [15]:

Plastiserende stoffer – Oppnår ønsket konsistens på betongen i fersk form.

Luftinnførende stoffer – Danner små og jevnt fordelte luftporer og forbedrer bestandigheten.

Akselererende stoffer – Får en raskere størkning og fasthetsutvikling.

Retarderende stoffer – Utsetter størkning av betongen.

Beregningsgrunnlag for betongkonstruksjoner er gitt ved *NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Her klassifiseres kvaliteten til betongen etter fasthet og bestandighet.

Fasthet er den maksimale spenningen betongen kan utsettes for før den går til brudd. Ved betong beskrives den ved trykkfasthet. For eksempel betong med fasthetsklasse B30 tåler 30 N/mm² trykkspenning før den går til brudd. Normalt brukes fasthetsklasser mellom B20 og B45.

Bestandighetsklasser angir vanninnholdet i betongen. Betongens bestandighetsegenskaper beskriver hvor god betongen er til å motstå ytre påkjenninger over tid. Lavere vanninnhold gir høyere bestandighet til betongen. En bestandighetsklasse kan for eksempel være M45. Da inneholder betongen 45 % vann. Hvilken bestandighet man ønsker å oppnå er avhengig av eksponeringsklasse, som vil si hvor mye ytre påkjenninger betongen blir eksponert for.

Generelt har betong en god kapasitet for trykkpåkjenninger, men ved strekk er fastheten betydelig lavere. Derfor støpes det armeringsjern inn i betongen for å ta opp strekkreftene.

Oppspent armering

Ved lange betongspenn kan det være utfordrende at det oppstår store strekkrefter i konstruksjonen. Strekkrefter i betongen kan føre til at det oppstår riss og sprekker på strekksiden. For å motvirke dette kan betongen bli tilført en trykkspenning fra oppspent armeringsjern [16, s 199]. Måten dette skjer på er at høyfast armeringsjern spennes opp og forankres slik at armeringens strekkrefter fører til trykkrefter horisontalt i betongen. Man kan skille mellom *før-* og *etteroppspent* armering:

Føroppspent armering vil si at armeringen spennes opp før betongen herder. Betongen støpes over armeringsjernet. Når betongen har oppnådd tilstrekkelig kapasitet, kappes endene på armeringen og spennkraften overføres til betongen ved hjelp av heft og kilevirkning. Føroppspent betong produseres i fabrikker som leverer betongelementer.

Etteroppspenning er når armeringen spennes opp på en allerede herdet betongkonstruksjon. Armeringskabler føres gjennom kanalrør, som er innstøpt i betongen, og jekkes opp. Etter jernet er spent opp, forankres det og det oppstår en trykkspenning ved forankringsendene. Etteroppspenning gjennomføres på byggeplass.

Det brukes som regel betong med høyere fasthet ved spennarmering enn ved slakkarmert betong. Grunnen til det er at det oppstår store trykkrefter ved forankringsendene som betongen må ha kapasitet for. Disse kreftene er ofte konsentrert på lokale flater ved forankringene. De typiske fasthetsklassene som blir brukt er mellom B35 og B55 [16, s 207]. Materialene som blir brukt i betongen bestemmes slik at det oppstår minst mulig kryp og svinn. Høye kryp- og svinnverdier fører til tap av effektiv spennkraft, som gjør at konstruksjonen får mindre kapasitet. Det må også tas hensyn til korrosjonsbeskyttelse på grunn av store konsekvenser ved korrosjon i spennarmeringen.

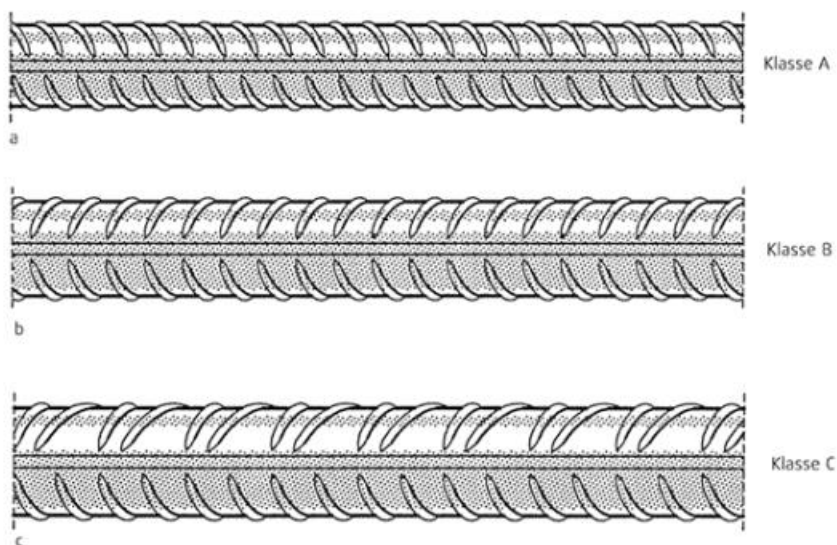
5.2 Armeringsjern

Armeringsjern brukes som armering i betongkonstruksjoner. Etter NS 3576 deles armeringsstål inn i fire forskjellige betegnelser, vist i tabell 3:

Standard	Armeringsstål, betegnelse
NS 3576, del 1	B500A, kamtråd
NS 3576, del 2	B500B, kamstenger
NS 3576, del 3	B500C, kamstenger
NS 3576, del 4	Sveiste armeringsnett

Tabell 3 Betegnelser på armeringsstål [17]

Bokstaven B i det første leddet betegner at jernet har kammer (*kamstål*). Tallet 500 angir stålets karakteristiske flytegrense til 500 N/mm². Bokstaven i siste ledd angir stålklasser ut ifra krav til duktiliteten på stålet. Utformingen på de ulike klassene er vist i figur 4 [17].



Figur 4 Utforming for stålklasser [17]

Den vanligste klassen er klasse C og skal brukes som armering i denne oppgaven.

Spennstål

Ved før- og etteroppspent armering brukes spenntau som består av flere spenntråder tvinnet sammen til ett tau. Siden spennarmeringen skal ta store strekkrefter, trengs det stål som er sterkere enn det som benyttes for slakkarmering. Spennstål kan være fra to til fire ganger så sterkt.

6 Bæresystem

Et bæresystem er den konstruksjonsdelen som skal holde bygget oppreist. Det skal ha kapasitet for de lastene bygget blir påført; ytre laster, egenlast og nyttelaster. Alle kreftene skal føres ned til fundament. Hvordan den bærende konstruksjonen skal utformes og hvilke materialer som skal brukes, blir som regel styrt av følgende faktorer [18, s 99]:

- Funksjonskrav
- Estetiske hensyn
- Grunnforhold
- Økonomi

Denne oppgaven baserer seg på det første punktet, funksjonskrav.

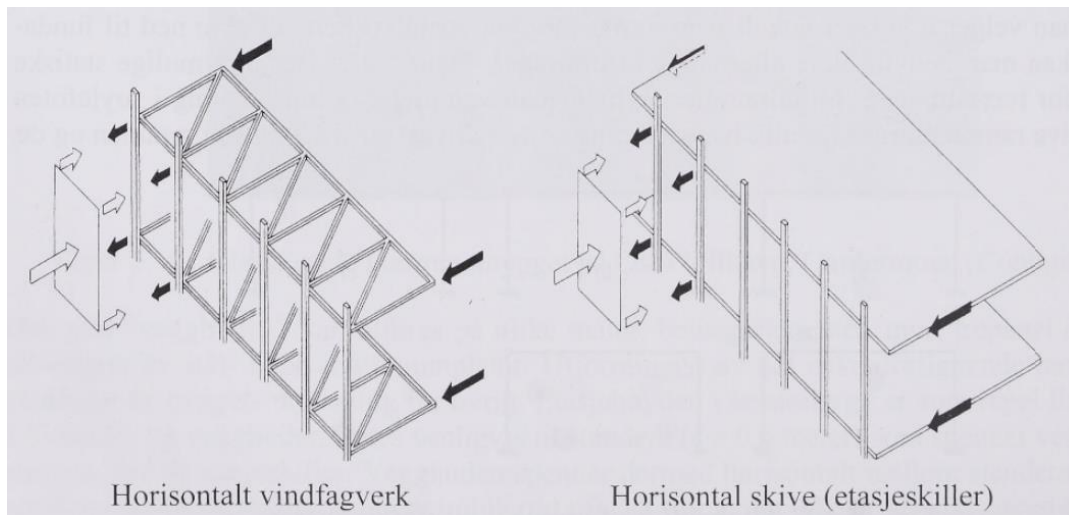
6.1 Horizontal lastbæring

Når det skal beregnes horisontale laster er det hovedsakelig vindlasten som er sentral, i tillegg til seismiske laster og skjevstillingslaster. Vindlasten tas opp av byggets sideflater og føres ned til fundamentet og grunnen. Det finnes flere måter å utføre dette på. Den ene er at kraften kan føres ned av momentstive rammer, som vist et eksempel på i figur 5 [18, s 105-108].



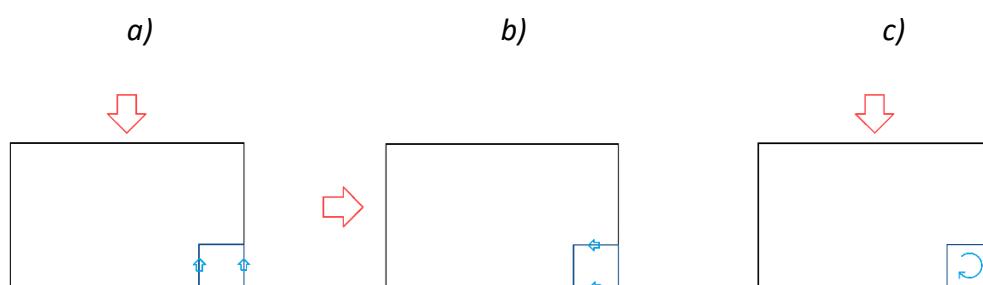
Figur 5 Momentstiv ramme

Den mest brukte metoden er å benytte et horisontalt bæresystem i form av vindfagverk eller skive som vist i figur 6. Fordelen med å bruke dette framfor momentstive rammer er at man unngår de store skjær- og momentkreftene som oppstår nederst i søylene [18, s 108]. Det er dermed ikke behov for store momentstive søyler. I denne oppgaven skal etasjeskillere brukes som horisontalt bæresystem. Da oppnår man både horisontal avstivning og bæring av de aktuelle lastene i samme element uten tilleggskostnader.



Figur 6 Horisontale bæresystem [18, s 108]

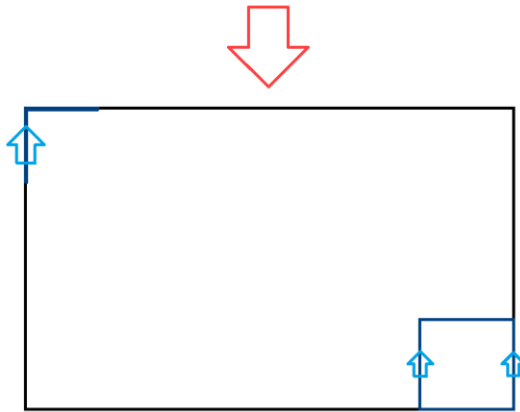
Kraften fra etasjeskillerne skal føres videre ned til fundament. Da må de fastholdes av vertikalelementer som fagverk, veggskiver eller sjakter. Disse må fastholde dekket om tre frihetsgrader som vist på figur 7: a) lengderetning, b) tverretning og c) rotasjon om byggets høydeakse. Dersom frihetsgradene fastholdes, vil konstruksjonen være stabil i det horisontale planet. I denne oppgaven er det valgt å bruke sjakter som avstivende element.



Figur 7 Tre frihetsgrader

Ved figur 7 c) vil vindkreftene føre til torsjonsvridning i sjakten. Det er mulig å dimensjonere en sjakt som er torsjonsstiv om vertikalaksen, men dette vil være lite gunstig da man må øke kapasiteten for sjakten betraktelig. Særlig dersom sjakten plasseres langt unna konstruksjonens rotasjonssenter.

En løsning for å unngå at det oppstår rotasjon i den vertikale avstivningen, er å plassere ut to avstivende konstruksjoner for å danne et momentpar. Da vil man få krefter på langs og tvers av planet og ingen vridning, som vist på figur 8. På øvre venstre hjørne er det satt inn et stivt vegg hjørne.



Figur 8 Løsning med stivt hjørne

Dette er en gunstig løsning siden ekstrakostnadene er minimale når det allerede er planlagt en vegg på den siden.

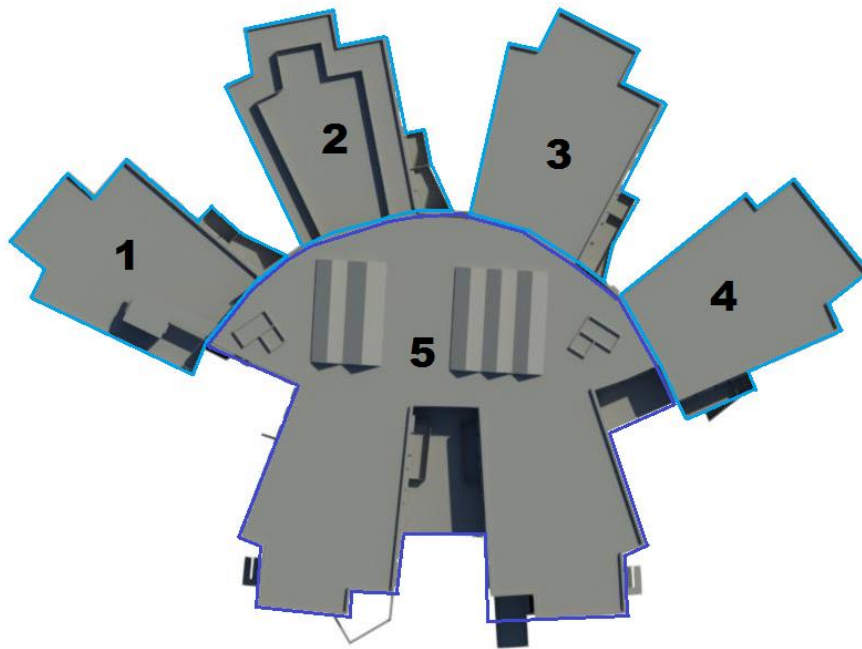
Med tanke på sikkerhet ved brann blir som regel bygg med flere etasjer bygget med en trappesjakt av betong. I tillegg til de sikkerhetsmessige fordelene det gir, vil den også ha en stor stivhet som kommer godt med ved avstiving.

Stivheten til bygget er bestemmende for hvordan det håndterer horisontale krefter. Et stivt bygg vil være godt egnet for horisontale laster, men vil øke virkningen av seismiske effekter. Da vil byggets egensvingsperiode være kort og vil tilnærme seg grunnens svingsperiode. Dette kan føre til store seismiske laster [9].

6.2 Konstruksjonsfuger

Temperaturrendring og svinn i betongkonstruksjoner kan føre til store påkjenninger ved feil valg og plassering av avstivningssystem [18, s 122]. Ved større stedstøpte betongkonstruksjoner blir det brukt konstruksjonsfuger som skal hindre at slike skader oppstår. Dette er grunnen til at det er valgt å dele FFM inn i uavhengige deler med fuger mellom seg. Tiltaket gjør det lettere å ha kontroll på dannelse av sprekker i betongdekket. Dette er også en fordel dersom to deler vil påvirke grunnfundamentet ulikt. En forholdsvis tung konstruksjonsdel vil gi større setninger enn en lettere. Da oppstår det tvangskrefter i overgangen mellom delene og det dannes sprekker. Dette kan unngås ved å sette opp konstruksjonsfuger mellom dem. Deformasjoner og forflytninger i én del, vil dermed ikke påvirke den andre.

Som nevnt er det valgt å dele FFM inn i uavhengige konstruksjonsdeler. Dette er fordi bygget er forholdsvis stort. Figur 9 viser hvordan konstruksjonen er delt opp. Det er naturlig å se på del 1 til 4 som uavhengige, siden arealet som knytter dem sammen med resten av konstruksjonen er forholdsvis lite. Det vil antageligvis være forskjell når det kommer til vekt, siden store arealer av del 5 består av et åpent atrium.



Figur 9 Inndeling av konstruksjonsdeler

7 Dimensjonering

Dette kapitlet tar for seg drøfting rundt valg av dekkeløsning og deretter dimensjoneres bæresystemet.

7.1 Aktuelle dekkeløsninger

Ved valg av de ulike dekkeløsningene er det satt fokus på alternativene som anses som mest aktuelle. Løsninger som skal undersøkes nærmere er; stedstøpt dekke, hulldekker, etteroppspent dekke og kombinert hulldekke med stedstøpt dekke. Hver av løsningene har fordeler og ulemper som må tas i betraktning. For oppgaven er det funksjonalitet og gjennomførbarhet som er relevant. Dekketykkelsen som skal brukes er satt til 400 mm, og det vil ses på hvilke muligheter denne tykkelsen gir ved de ulike dekkeløsningene. Dekkeløsninger som; bubbledeck, DT-elementer og plattendekke er alternativer som kunne blitt benyttet, men inkluderes ikke i denne oppgaven.

7.1.1 Stedstøpt

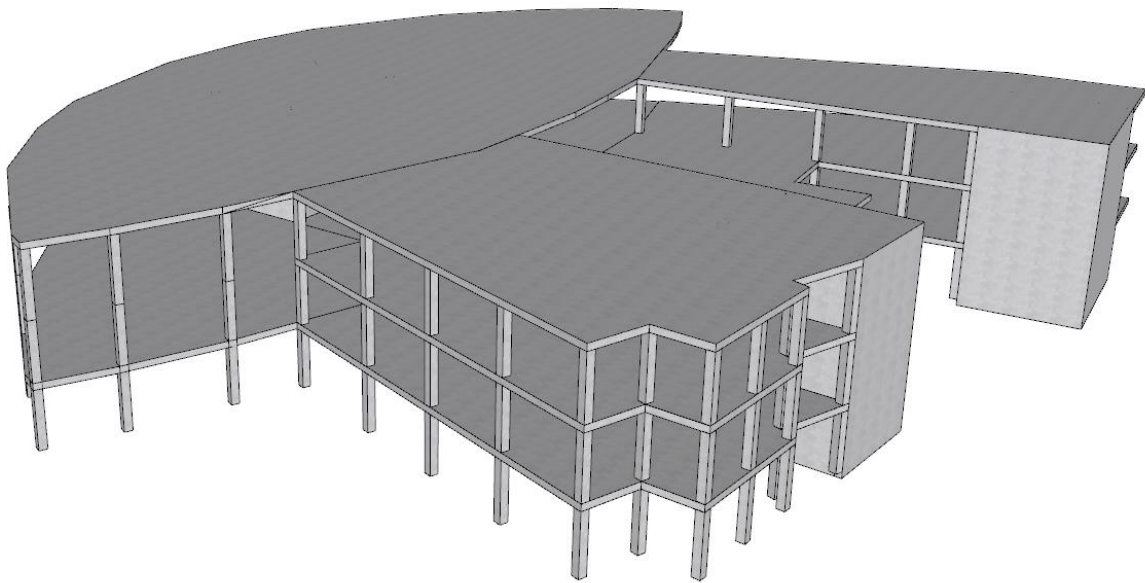
Den mest etablerte måten å støpe dekker på er å gjøre det ved hjelp av forskalinger på byggeplassen. Da plasseres valgt armering i forskalingen og betongen støpes over. Betongen må deretter herde i en periode, som gjør at monteringen kan være tidkrevende.

Når betongen støpes på stedet, er det lett å tilpasse den til ulike detaljer og utfordringer. FFM har som nevnt uregelmessig geometri flere steder. Dette kan løses på en god måte når dekket stedstøpes. Da vil armering og betong gå kontinuerlig og man unngår svake forbindelser i dekket. Dette gir også fleksibilitet når det kommer til utsparinger og innfestninger. Stedstøpt dekke er dermed godt egnet for geometrien til FFM.

Så lenge tilstrekkelig armering benyttes vil et stedstøpt dekke ha stor kapasitet for alle lastpåvirkninger. Som nevnt er det planlagt 400 mm dekketykkelse. Dette er tykt for et plasstøpt dekke, så det antas å være tilstrekkelig plass til armering.

Ettersom dekkene skal benyttes som horisontale skiver må de ha tilstrekkelig kapasitet for de horisontale lastene. Stedstøpte dekker har gode egenskaper for horisontal kraftfordelig og er dermed godt egnet for denne lasttypen.

Stedstøpte dekker har også noen begrensninger. En av dem er knyttet til spennvidde. Siden stedstøpt betongdekke har en høy tetthet, er egenvekten stor sammenlignet med andre dekkevarianter. Dette er med på å gjøre det ekstra utsatt for riss og nedbøyning, og må dermed ha kortere spenn. Maksimal spennvidde antas ofte lik 15-20 ganger dekketykkelsen. For FFM vil det tilsvare rundt 7 m. Dette er lite gunstig for et dekke over en parkeringskjeller. Figur 10 illustrerer en skisse av utforming ved stedstøpt dekke.



Figur 10 Utforming av stedstøpte dekker

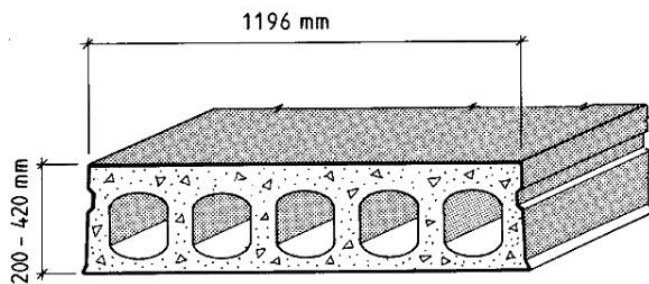
7.1.2 Stedstøpt – etteroppspent

I avsnittet over er det poengtert at et stedstøpt dekke har mange fordeler, men begrenses av sin kapasitet ved lange spenn. Dersom det støpes inn spennkabler i betongen kan armeringen etteroppsennes. Det krever ekstra arbeid, men strekkspenningene i betongen vil da reduseres og dekket får kapasitet for større krefter. Etteroppspent armering er vanlig i broer og bygg som trenger lange spenn, som blant annet parkeringsanlegg. Den ekstra trykkspenningen i betongen gjør dekket mindre utsatt for riss og nedbøyning. Mindre riss i dekket gir økt bestandighet. Videre vil det også tillate lengre spenn, sammenliknet med slakkarmert dekke. Det gjør dette alternativet aktuelt for FFM.

En av fordelene ved stedstøpt dekke er egenskapene ved utfordrende utforming. Dette vil også gjelde når spennarmering benyttes, men i noe redusert grad. Dekket støpes på lik linje som for slakkarmert, men der hvor spennarmeringen befinner seg kan det ikke være utsparinger eller uregelmessige geometri. Dette kan begrense mulighetene man har for spesielle detaljer.

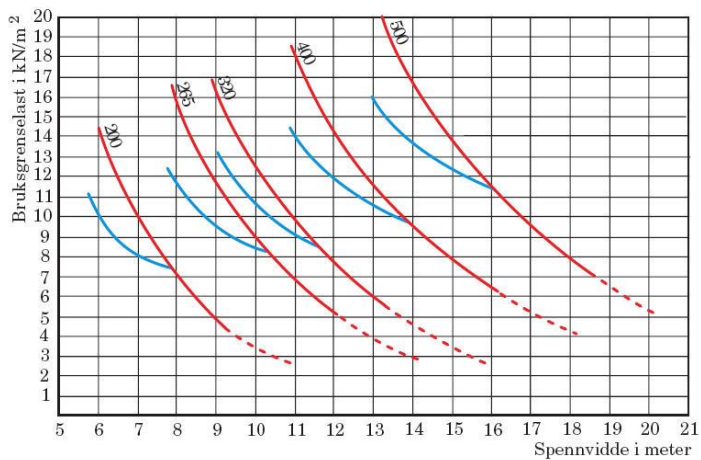
7.1.3 Hulldekker

Hulldekker er en type fôrøppspent betongelement som blir ferdigstøpt i betongfabrikker med standardiserte dimensjoner. Elementene produseres med en standard bredde på 1,2 m og tykkelser mellom 200 og 420 mm. De gjennomgående hullene gjør at vekten til dekket reduseres til 55-60 % av en kompakt betongkonstruksjon [19]. Kombinasjon av lav vekt og spennarmering gir mulighet til å oppnå lengre spennvidder. Figur 11 viser utsnitt av et hulldekke.



Figur 11 Utforming av hulldekke [19]

Maks spennvidde som er oppnåelig ved gitt tykkelse og påkjente laster er gitt ved figur 12. En tykkelse på 400 mm gir mulighet for lange spennvidder.

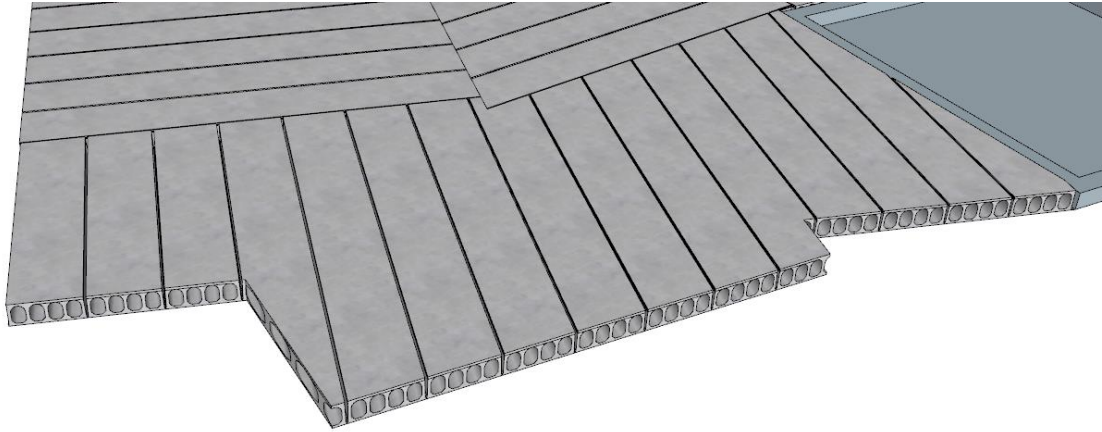


Figur 12 Maksimale spennvidder for hulldekker [20]

En fordel med ferdigproduserte betongelementer er at monteringstiden er betydelig kortere enn dersom det skal støpes på stedet [20].

Hulldekker vil være en god løsning for store deler av dekket med lang spennvidde og enkel utforming. Langs kanten av dekket vil det derimot være en dårlig løsning og i verste fall ugjennomførbart. Avrundede kanter og spesielle utforminger er lite egnet for hulldekker. Når komponenter må spesialbestilles og kuttet i unike former, forsvinner noe av fordelene ved effektiv produksjon. Utsparinger er en annen begrensning knyttet til hulldekker [20]. Nøy planlegging er nødvendig for å oppnå en optimal løsning med hulldekker.

Figur 13 viser et forslag til utforming ved bruk av hulldekker hvor det er uregelmessig geometri. Det å kunne tilpasse hulldekkene til utformingen her er komplisert og lite gjennomførbart. Samme problem oppstår også flere steder ved FFM.



Figur 13 Utfordrende utforming ved hulldekker

Ved utformingen illustrert i figur 13 vil det være vanskelig å få til en god kraftoverføring mellom elementene. Kapasiteten for horisontale lastpåkjenninger er da redusert.

7.1.4 Kombinert hulldekker med stedstøpt

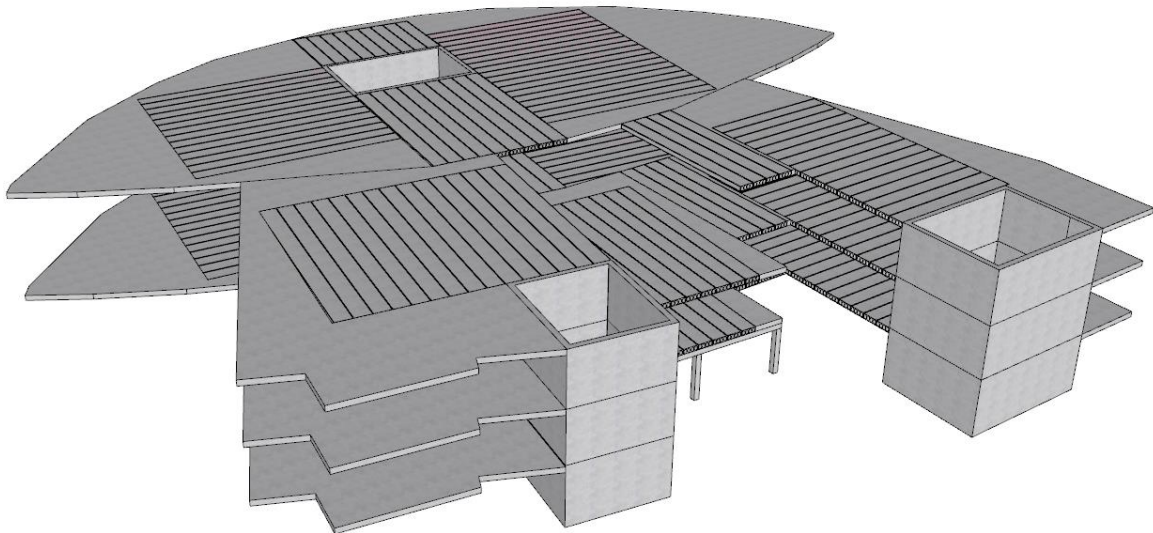
Gjennom drøfting er det tydeliggjort at hulldekker er godt egnet for områder sentralt i dekket, mens stedstøpt, slakkarmert dekke egner seg godt langs kantene. En mulighet er å sette sammen dekket som en kombinasjon av stedstøpt dekke og hulldekker. Felter bestående av hulldekker gir mulighet for åpne rom uten søyler. Stedstøpt betong benyttes der det kreves spesiell utforming. Ved en slik kombinasjon blir fordelene til dekkevariantene utnyttet, mens ulempene reduseres.

Det at bjelker må plasseres på endene av hulldekkene gjør at søylenes plassering er bundet. Man mister dermed noe av muligheten til å plassere søylene fritt i rommet for å tilpasse parkering og manøvrering.

Videre har stedstøpt betong og hulldekker ulike egenskaper. Ulik nedbøyning og behov for sumavretting må tas hensyn til, men er ikke av betydelig utfordring.

7.2 Valgt dekke

For FFM er det etteroppspent dekke og kombinasjon av hulldekker og stedstøpt som er mest aktuelle. Hovedutfordringene er plassbehovet for parkeringsarealet, og utforming langs kant av dekkene. Med hensyn til dette vil en kombinasjon i størst grad virke gjennomførbart. Figur 14 viser en skisse av hulldekker kombinert med stedstøpt betong.



Figur 14 Utforming av kombinert dekke

7.3 Laster

7.3.1 Egenlast

Valg av dekke vil i stor grad påvirke hvor mye egenlast som må tas hensyn til. I vedlegg A er det beregnet hvor mye egenlast hver av dekkeløsningene ville ha påført systemet. Total egenlast for dekkene over parkeringskjeller for de tre alternativene er:

$$G_{\text{stedstøpt}} = (9.464 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$G_{\text{hulldekker}} = (6.054 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

$$G_{\text{kombinasjon}} = (6.968 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Differanser mellom egenlast for stedstøpte dekker og kombinerte dekker vil være tilnærmet $25 \cdot 10^3$ kN. I tillegg til hulldekkenes reduserte vekt, gir de også et redusert behov for søyler. Totalt sett vil det tilsvare en betraktelig reduksjon i egenlast.

Bæresystemet består av søyler, bjelker og dekker av betong. Egenvekten til det valgte bæresystemet blir automatisk generert ved beregninger i RSA. Lettvegger, sumavretting og tak vil gi et tillegg for egenlast. Dette legges inn som egen last i RSA. Ikke-bærende vegger vil være lettvegger med isolasjon, og gir en egenlast på $0,5 \text{ kN/m}^2$ (Se vedlegg A). Uansett valg av dekke, vil det være behov for sumavretting for å utjevne overflater. Hvor mye som benyttes vil variere i bygget. Beregninger baserer seg på 20 mm avretting som tilsvarer $0,5 \text{ kN/m}^2$ [4]. Videre må også takkomponenter tas hensyn til. Bygget har store takflater over 3.etasje, i tillegg til et lite tak over 2.etasje. Dekket er likt som for etasjene under, men takkomponenter gir et tillegg tilsvarende hva som benyttes for sumavretting. I taket over atriet er det planlagt to takvinduer. Forenklet regnes disse arealene som betong. Det er til sikker side.

7.3.2 Nyttelast

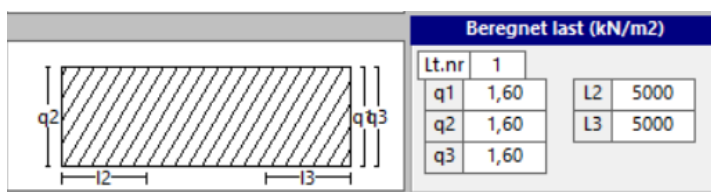
FFM er planlagt med varierte bruksområder i etasjene over parkeringskjelleren. Beboerrom, kontorer, samlingsarealer og kafé er noen av bruksområdene. Parkeringsarealet er tilpasset personbiler og defineres som brukskategori F. Det vil belastes med en nyttelast på $2,5 \text{ kN/m}^2$. Selv om lasten på dette nivået er av betydning, vil den føres rett ned i fundament og inkluderes ikke når bæresystem skal dimensjoneres. Resterende områder vil beregnes med en nyttelast på $3,0 \text{ kN/m}^2$. Dette tilsvarer nyttelasten for kontorarealer (kategori B) og fellesarealer (kategori C1). Etersom beboerrom kan dimensjoneres for en lavere nyttelast enn nevnt, vil denne forenklingen være til sikker side. [5]

Karakteristisk nyttelast:

$$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

7.3.3 Snølast

FFM er prosjektert med flatt tak med parapeter og det er ikke høyere bygg i umiddelbar nærhet. Det gjør at det ikke er nødvendig å ta hensyn til ras og fonning når snølast skal beregnes. Plasseringen av bygget i terrenget vil heller ikke være av betydning for opptredende snølast. Formel (5.1) i EC1 benyttes dermed i forenklet form for å finne karakteristisk snølast på taket [6]. Karakteristisk snølast bestemmes da av plassering i landet og form på tak. Som vist i vedlegg C, vil taket dimensjoneres for en snølast på $1,6 \text{ kN/m}^2$. Lasten vil være jevnt fordelt på tak. Kontrollberegninger gjøres i programmet *Lastberegninger* og gir samme resultat, som vist i figur 15.



Figur 15 Beregnet snølast fra Lastberegninger

Karakteristisk snølast:

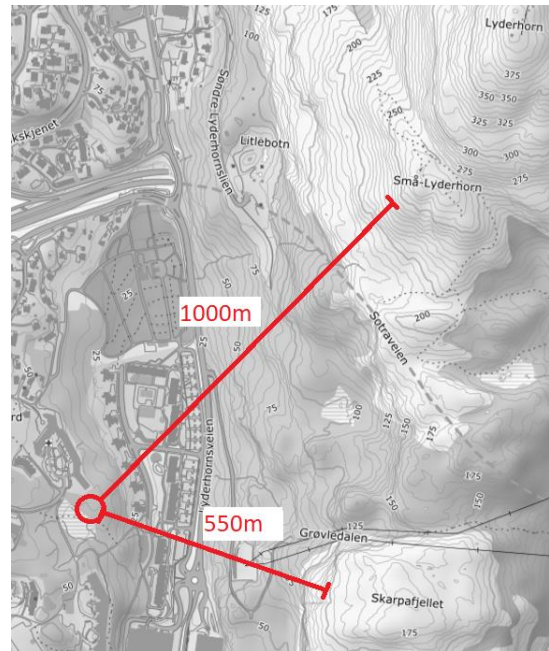
$$S = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

7.3.4 Vindlast

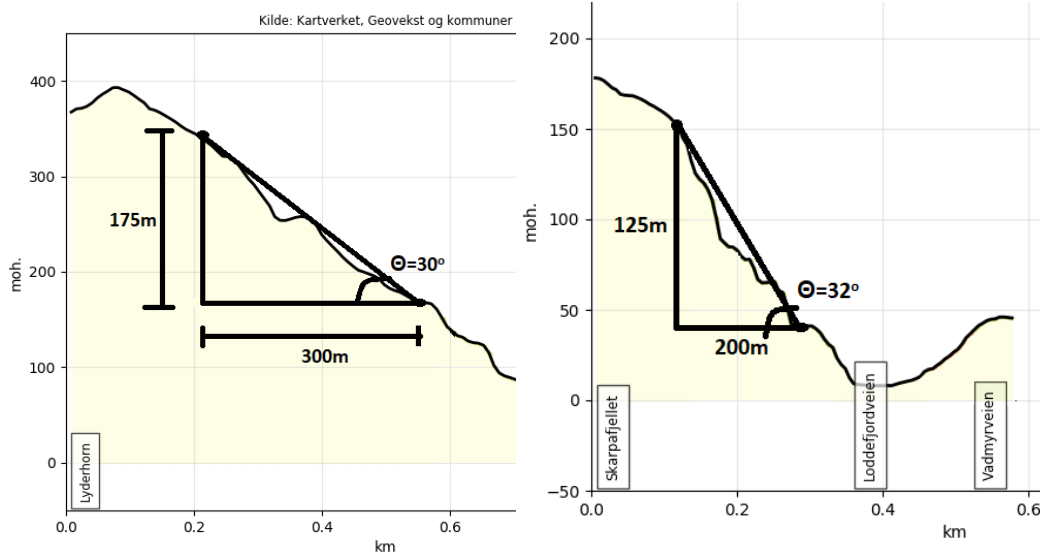
Utgangspunktet for vindlaster er en referansevindhastighet, V_{bo} . Den bestemmes av hvor i landet man befinner seg og hvor vindutsatt dette området er. For et bygg i Bergen kommune settes denne til 26 m/s etter tabell NA.4(901.1) i EC1 [7].

Når det er bratte helninger i nærheten av byggetomten, vil det ha innvirkning på vindlasten. Figur 16 viser et kart hentet fra kartverket sine sider. Kartet gir et inntrykk av høydevariasjoner i området og de tette høydekurvene indikerer stor variasjon i topografien. Dette er særlig tydelig ved fjellryggen tilknyttet Lyderhorn og Skarpafjellet. Den varierte topografien tilsier at vindlaster bør beregnes med hensyn til terrengformfaktor, C_0 , og turbulensfaktor, k_1 .

Ved vind fra øst vil fjellryggen føre til ekstra turbulens i området. Både i Lyderhorn og Skarpafjellet sin fjellside er det helning på mellom 30° og 40° innen én kilometer. Dette er vist i figurene 17 a) og b). Vedlegg E viser at situasjonen for turbulens og vindhastighet vil bli lik for de to helningene. At tomten ligger på en forhøyning, kan også være av betydning for de nevnte faktorene. Det vil ikke være av like stor påvirkning som de nærliggende helningene. Dermed blir $C_0 = 0,9$ og $k_1 = 1,75$ benyttet for alle vindretninger.



Figur 16 Avstand til høyder [2]



Figur 17 a) Helning ved Lyderhorn b) Helning ved Skarpafjellet [2]

Ruheten til området er også av betydning for størrelsen på vindkastene. Tomten er lokalisert nær Vestkanten kjøpesenter, som er definert som bykjerne i kommuneplanens arealdel [22]. Området rundt består av høyblokker, småhus og natur. Terrengruhetskategori III samsvarer med denne beskrivelsen i tabell NA.4.1. Som vist i figur 18, befinner Byfjorden og Hjeltefjorden seg i nærheten av Loddefjord. Her er det lavere ruhet og det må forventes kraftigere vindkast. Det vil påvirke vindkasthastighetstrykket på byggetomten og må tas hensyn til i beregninger.



Figur 18 Ruhetssoner [2]

Lastberegninger benyttes for å kontrollere manuelle beregninger fra *Mathcad*. De to beregningene gir litt ulike verdier for vindkasthastighetstrykk. Årsaken er at *Lastberegninger* regner etter regler i NA.4.3.2(2) (901.1) - (901.2.2) for å ta hensyn til nærliggende sone med lavere ruhet. Manuelle beregninger baserer seg derimot på tabell V.1. [7]

$$Q_{\text{kast}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (Lastberegninger)}$$

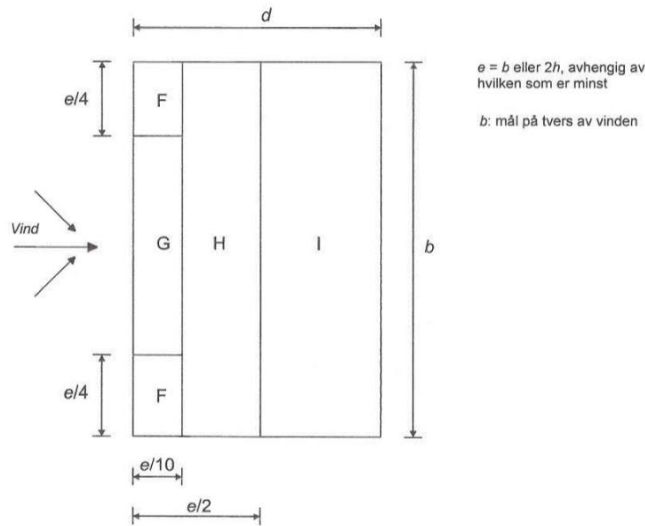
$$Q_{\text{kast}} = 1,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (Manuelle beregninger)}$$

Begge resultatene er gyldige, men videre beregninger vil basere seg på $Q_{\text{kast}} = 1,7 \text{ kN/m}^2$. Det er til sikker side med tanke på videre antakelser knyttet til formfaktorer.

Inndeling av formfaktorer:

I standarden er det en mal for inndeling av soner for firkantede bygg. Antakelser må gjøres for å bestemme en soneinndeling som representerer den faktiske situasjonen. Formfaktorer for flatt tak med parapeter benyttes når beregninger skal gjøres for bæresystemet. Inndeling for firkantede bygg er som vist i figur 19. Ettersom bygget i større grad er langt enn høyt, vil sone I være dominerende dersom bestemmelser for rektangulære bygg benyttes. Formfaktor for sone I er lavere enn for resterende soner, men den kan opptre som både trykk og sug. Forenklet vil sone I benyttes for hele taket når dimensjonerende nedoverrettet

lastkombinasjon beregnes. Da antas det trykk på taket kombinert med innvendig undertrykk. Ved fokus på oppløft blir det mer relevant å inkludere sone F, G og H i vindlastberegninger, i kombinasjon med innvendig overtrykk.



Figur 7.6 – Formfaktorer for flate tak

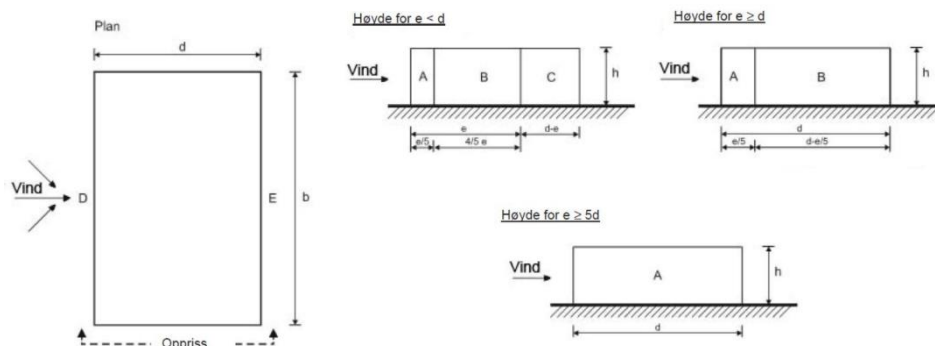
Sone	Karakteristisk vindlast
Vegger	
A	-2kN/m ²
D	1.3kN/m ²
E	-0.8kN/m ²
Tak	
G	-1.8kN/m ²
I	(+/-)0.3kN/m ²
Innvendig	
Undertrykk	-0.5kN/m ²
Overtrykk	0.3kN/m ²

Figur 19 Formfaktorer for flate tak [7]

Tabell 4 Karakteristiske vindlaster

Tabell 4 oppsummerer laster som vil opptre i de relevante sonene. Bakenforliggende utregninger er i vedlegg E.

Soneinndeling og formfaktorer for vertikale vegger er vist i henholdsvis figur 20 og figur 21. Også her må det tas vurderinger til sikker side med utgangspunkt i et rektangulært bygg. Lastene må da fordeles for hver del etter beste skjønn.

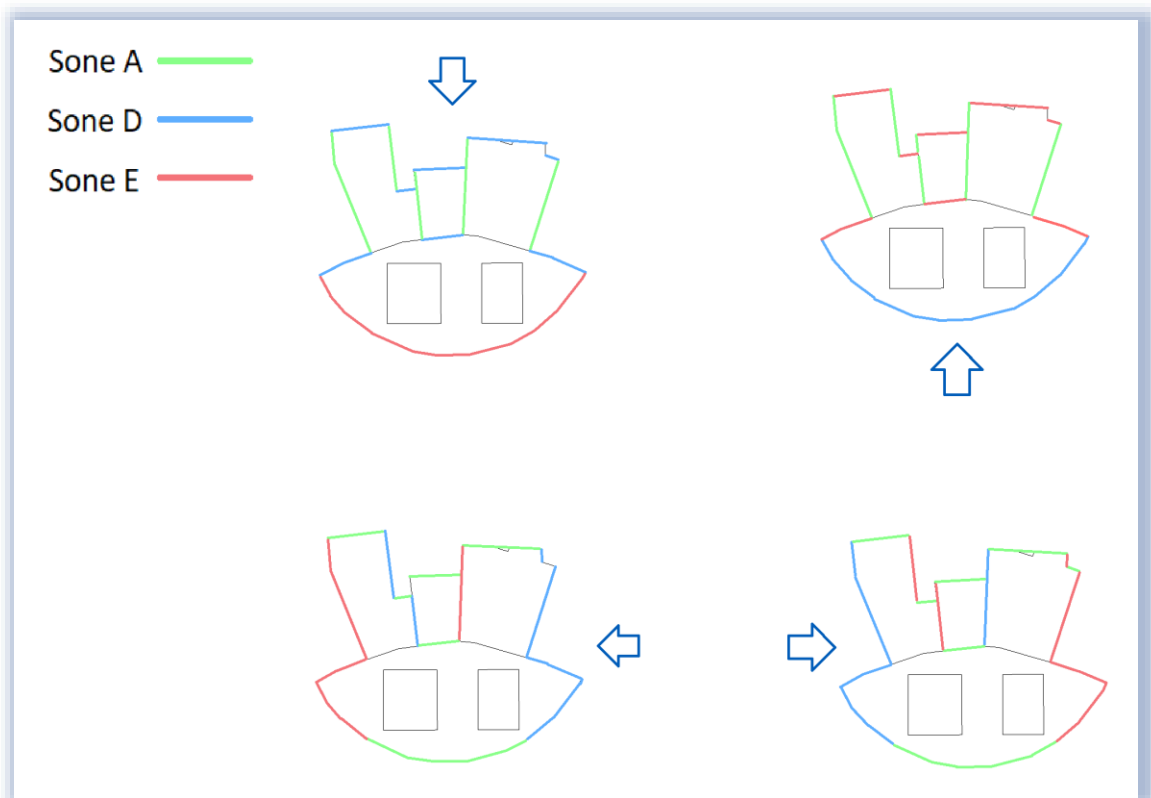


Figur 20 Soneinndeling vegger [7]

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

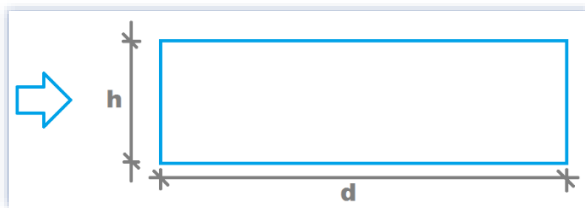
Figur 21 Formfaktorerer vegger [7]

Forenklet unnlates det å dele inn sidevegger i sone A, B og C, og hele siden defineres som sone A. Dette er en vurdering til sikker side da alle sonene gir sug, men sone A utgjør den største kraften. På lo- og lesiden som henholdsvis er sone D og E, gjøres det en vurdering av hvilke vegger som står normalt på vindretningen og hvilke som står parallelt. Antall lasttilfeller som regnes med er fire, en for hver himmelretning vinden kommer fra. Alle tilfellene skal vurderes og beregnes. Figuren 22 viser soneinndeling for FFM ved hvert av tilfellene.



Figur 22 Soneinndeling av FFM

Når global stabilitet skal undersøkes, skal de horisontale kreftene fra vindlasten inkluderes. Kraftene føres fra veggskivene til etasjeskillerne, og videre til avstivende sjakter. For global avstivning er det kun vindlastene som virker i vindens retning som brukes. Kraftene som regnes på sideveggene neglisjeres, siden de i stor grad vil utjevne hverandre. Det er dermed vindsonefaktorene på lo- og lesiden (D og E) som er av betydning. Når kreftene virker samtidig tas det hensyn til reduksjon grunnet korrelasjon av disse vindtrykkene, etter punkt 7.2.2(3) [7]. Hvilken reduksjonsfaktor som brukes er avhengig av forholdet mellom høyden og dybden til bygget, som illustrert i figur 23.



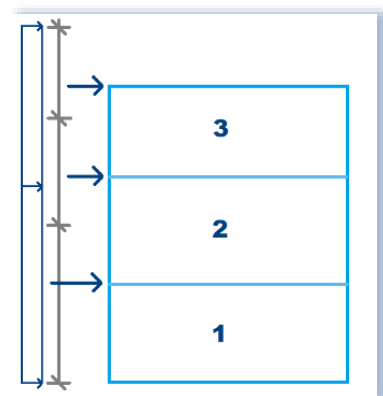
Figur 23 Illustrasjon av h og d

Ved alle fire lasttilfeller er $h/d \leq 1$ og reduksjonsfaktor settes lik 0,85. Da blir total vindkraft følgende:

$$q_{vk} := (V_D + |V_E|) \cdot K_{red} = 1.79 \frac{kN}{m^2}$$

Når det skal regnes global stabilitet av bygget, tas ikke løft på taket med i dette tilfellet. Det kommer av at FFM regnes som en henholdsvis stor bygning og dette løfte, som kommer av sug på tak og innvendig overtrykk, er neglisjerbart. Det samme gjelder kreftene på de innvendige veggene. Dette må heller tas hensyn til når det kommer til lokale krefter på tak og vegger.

For å finne linjelast som virker på hver etasjeskiller må man ta hensyn til etasjehøyden. Som vist i figur 24 får etasjeskiller over første etasje en kraft tilsvarende én og en halv etasjehøyde. Kraften på de resterende etasjeskillerne blir tilsvarende én etasjehøyde. Det legges til en halv etasjehøyde over bygget for å ha ekstra kapasitet å gå på. Ofte er det elementer på taket som har et vindfang som gir ekstra vindkraft.



Figur 24 Fordeling av horisontal vindlast

Etasjehøyden ved FFM er satt til 4 meter. Det gir følgende linjelast på etasjeskillerne over etasje en, to og tre:

$$q_1 = 10.74 \frac{kN}{m} \quad q_2 = 7.16 \frac{kN}{m} \quad q_3 = 7.16 \frac{kN}{m}$$

(Vedlegg E)

Verdiene benyttes i *V-Skive* for å finne krefter på sjakter i kapittel 7.4.

7.3.5 Seismiske laster

Ettersom mange bygg i Norge kan unnlates seismiske laster i beregninger, er det naturlig at hovedfokus er på de fire utelatelseskriteriene.

Kriterium nummer 1 tilsier at bygg som opplever svært lav seismisitet ikke behøver å dimensjoneres for seismiske laster. Det bestemmes i stor grad av hvilken akselerasjon som må forventes i grunnen. Bergensregionen er et av de mer utsatte områdene i Norge og har en spissverdi for grunnakselerasjon på $A_{g40Hz} = 0,85 \text{ m/s}^2$ [8] [9]. Grunnforholdene under bygget kan forsterke denne akselerasjonen. Per nå er området bestående av skog og myr, som vist i figur 25. Høydekurvene indikerer også at tomten ligger i et skrående terreng. Multiconsult har opplyst at intensjonen er å skifte ut masser og fundamentere på



Figur 25 FFM tomt [21]

fjell og sprengstein. Det vil da defineres som grunntype A. En så fast grunn vil ikke forsterke grunnakselerasjonen i stor grad. Dermed bestemmes forsterkningsfaktoren, S , til 1,0. Videre må det tas hensyn til konsekvenser ved sammenbrudd av konstruksjonen. Seismisk faktor, γ_1 , tar hensyn til dette. Sykehjem defineres i samme klasse som skoler og andre institusjoner, i seismisk klasse III. Ved FFM er det for høy seismisitet for at første kriterium skal tilfredsstilles.

(1) $A_g * S < 0.05 * g$ (NA.3.2.1(5)P)

$A_g * S = 0.952$ Ikke oppfylt

g : tyngdeakselerasjon

Kriterium nummer 2 bygger videre på prinsippet om at bygg og konstruksjoner som ikke er vitale, kan unnlates seismiske beregninger. Dette kriteriet gjelder bygg i seismisk klasse I, blant annet småhus og kaier. FFM oppfyller ikke utelatelseskriteriet siden sykehjem havner i klasse III.

(2) Seismisk klasse I (NA.3.2.1)
Sykehjem, klasse III Ikke oppfylt

De to første utelatelseskriteriene er ikke oppfylt og seismiske laster må tas med videre i beregninger. Bygg med enkel utforming og regularitet i plan og oppriss vil håndtere seismiske laster på en god og oversiktlig måte. For bygg med slik utforming kan tverrkraftmetoden benyttes. Da gjennomføres forenklete beregninger for å bestemme skjærkrefter på terrengnivå og på avstivende skiver. FFM har ikke en slik utforming. Ettersom krav om regularitet i EC8 ikke oppfylles, må modal responspektrumanalyse benyttes etter tabell 4.1 [8]. En slik analyse vil være mer tidkrevende enn hva fokuset på seismiske laster i denne oppgaven tilsier. Som en forenkling, vil videre beregninger gjennomføres med tverrkraftmodell, med forbehold om forenklingene som er gjort.

De to resterende utelatelseskriteriene baserer seg på størrelsen til dimensjonerende responspektrum og seismisk kraft på terrengnivå. De relevante verdiene, $S_d(T_1)$ og F_b , stammer fra den forenklete beregningsgangen som tar utgangspunkt i regularitet i plan og oppriss. Siden FFM ikke har regularitet, er det besluttet å ikke utelate seismiske laster på dette grunnlaget.

Seismiske laster har også en vertikal komponent. Det følger av punkt 4.3.3.5.2(1), at dersom vertikal grunnakselerasjon er større enn $0,25 \cdot g$ må vertikal, seismisk påvirkning tas hensyn til. Grunnakselerasjonen, $A_{vg} = 0,571 \text{ m/s}^2$, er betydelig lavere enn $0,25 \cdot g$. Seismiske laster inkluderes dermed ikke i beregninger for vertikale lastkombinasjoner.

Vertikal komponent av seismisk last kan utelates, mens horisontale krefter må bestemmes. Tverrkraftmetoden gir skjærkrefter (F_B) på terrengnivå etter følgende formel.

$$F_B := S_d(\mathbf{T}) \cdot m_v \cdot \lambda \quad \text{EC8 (4.5)}$$

Størrelsen på kraften avhenger av responsspekter, samlet vertikallast og en korreksjonsfaktor. Korreksjonsfaktoren kan redusere lasten for bygg med mer enn to etasjer. Responsspekteret bestemmes for første egensvingeperiode til bygget. Det dimensjoneres for $q \leq 1,5$, altså lav duktilitet (DCL). Påkjenningene på bygg med lav duktilitet vil være større enn hva de er for bygg med middels eller høy duktilitet. Med hensyn til gjennomførte forenklinger er det fornuftig å gjøre antakelser som gir størst last. Dimensjonerende responsspekter er $1,6 \text{ m/s}^2$ for begge ortogonale retninger. Ettersom det er likt for de to retningene vil også kraften være like stor i begge retninger. Kraft på bakkenivå blir:

$$F_B = 1,5 \cdot 10^4 \text{ kN.}$$

Med utgangspunkt i kraften på bakkenivå fordeles kreftene på hver etasjeskiller etter følgende formel:

$$F_i := F_B \cdot \frac{(z_i \cdot m_i)}{\sum (z_j \cdot m_j)} \quad (4.11)$$

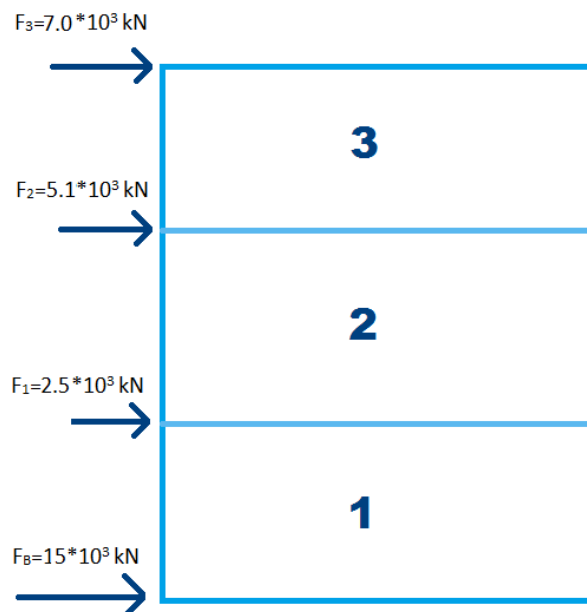
I formelen er z_i avstand fra dekket til kjeller. m_i er en masse som bestemmes basert på de vertikale kreftene som virker på dekkene for seismisk situasjon. Disse massene beregnes til følgende for hvert dekke:

$$m_1 = (3.671 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$m_2 = (3.738 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$m_3 = (3.446 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

Når lastene bestemmes med hensyn til avstand fra grunnivå, fordeler de seg som vist på figur 26. Kraftene benyttes i beregninger for horisontal avstivning.



Figur 26 Fordeling av seismiske laster

7.3.6 Skjevstillingslaster

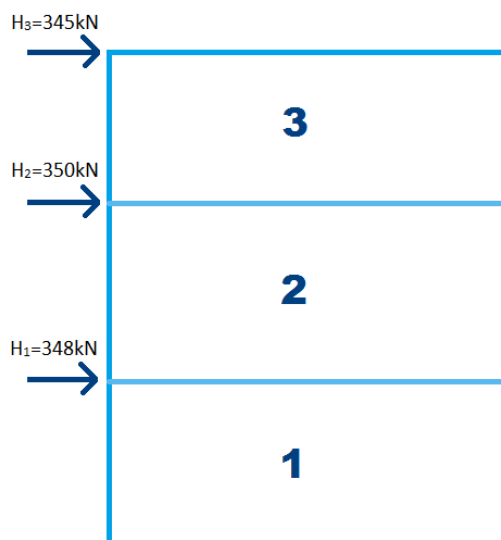
Skjevstillingslasten beregnes som en andel av den vertikale belastningen på en konstruksjon. Ved å finne helningsavviket, finner man skjevstillingslasten. Det er de vertikale, bærende konstruksjonsdelene som er av betydning for størrelsen på helningsavviket.

Fokuset vil være på kreftene det geometriske avviket påfører de vertikale skivene. Kraft på vertikal skive er gitt i EC2 ved formel (5.4).

$$H_i := \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

N_a og N_b er aksialkrefter som gir bidrag til H_i . Det gir at $N_b - N_a$ tilsvarer lasten tilhørende hver etasje.

Bæresystemets vertikale komponenter er 87 søyler og 3 sjakter, som alle beregnes med høyde på 12 meter. Selv om søylene er tilknyttet hver etasje og er 4 meter høye, så vil kraftgangen bli den samme. De tre sjaktene gir totalt tolv bærende vegger. Antall vertikale konstruksjonsdeler er da 99. Fra vedlegg H fremkommer det at skjevstillingslasten vil tilsvare 0,2 % av vertikale laster. I tidligere standarder har anbefaling vært å regne med 1 % av vertikale laster. Ved å gjennomføre fullstendige beregninger vil dermed kreftene være betraktelig redusert. Figur 27 viser fordelingen av skjevstillingslaster som virker på hver etasje.

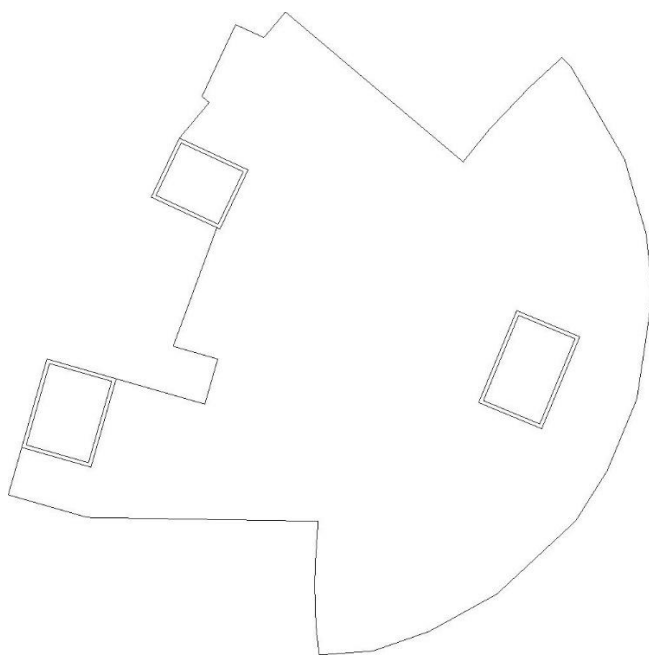


Figur 27 Fordeling av skjevstillingslaster

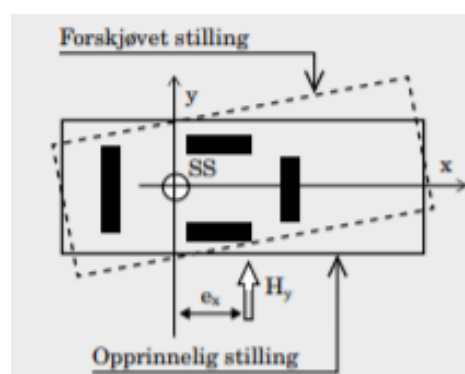
7.4 Horisontal avstivning

Plassering av sjakter

Vertikale skiver må dimensjoneres for å håndtere vindlaster, seismiske laster og skjevstillingslaster. Horisontale krefter føres via dekkene til stive sjakter, og videre ned i fundament. Som nevnt i kapitlet *Horisontal lastbæring* kan krefter som påvirker vertikale skiver skape rotasjon. Det er ønskelig å ha to skiver til å ta opp krefter i hver retning. Da dannes det kraftpar og uønskede torsjonsvridning reduseres. Av den grunn bør ikke sjaktene ligge på samme akselinje. Ved utformingen, som vist i figur 29, vil det for alle kraftretninger være to sjakter som kan danne kraftpar. Det gir et stabilt avstivningssystem. Plasseringen av sjaktene er også av betydning for stivhetssenteret. Det bestemmes av størrelsen og plasseringen av de avstivende komponentene. Det er lite ønskelig med stor avstand mellom dette tyngdepunktet og punktet hvor resultantkraften virker. Dette kan føre til rotasjonsvirkninger som vist i figur 28. Plasseringen av de tre sjaktene gjør at stivhetssenteret befinner seg omtrent midt i arealet. Ved denne løsningen vil virkningen av rotasjon reduseres for alle retninger [23].



Figur 29 Plassering av sjakter

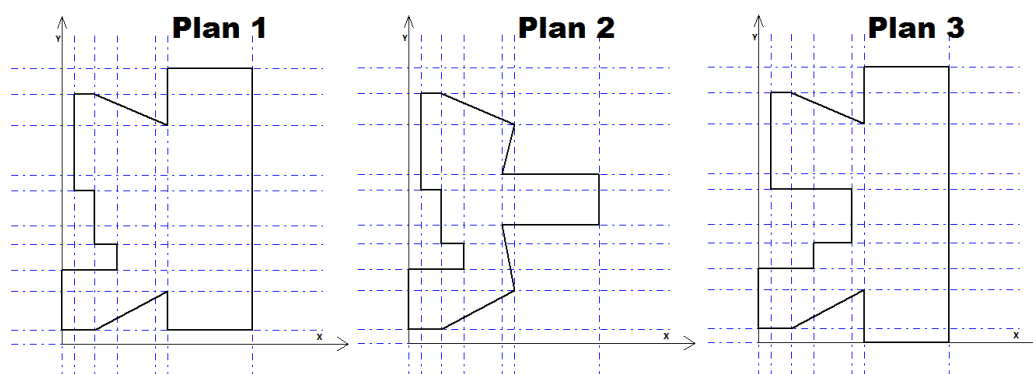


Figur 28 Rotasjonsvirkninger [23]

Beregning av global avstivning

Kontrollberegninger for horisontale vindkrefter gjøres i *Ove Sletten*-programmet *V-Skive*. Dette er enkelt å bruke når det skal fokuseres på avstivningssystem. Det gir også oversiktlige resultater. Fremgangsmåten i *V-skive* er at det settes opp horisontale stivere i form av etasjeskillere og vertikalt avstivende skiver. Hulldekker og stedstøpt dekke har ulike egenskaper som horisontale skiver. Forenklet tas dette ikke hensyn til. Ytre laster settes på for å beregne opptredende krefter i vertikalskivene.

Grensesnittet til *V-skive* gjør det omfattende å gjenskape den detaljerte utformingen til FFM. Det er dermed gjort forenklinger av utformingen som gir tilnærmet samme resultater som ved den reelle. Figur 30 viser de foreklede formene i de ulike planene. De avstivende sjaktene settes også inn med gitte mål og plasseringer.



Figur 30 Utforming av dekker i *V-Skive*

Vertikale laster som inkluderes i beregninger er kun egenvekten av sjaktene. Den beregnes i programmet ut ifra de dimensjonene sjaktene har. Det er til sikker side å ikke legge til ekstra egenvekt som kommer av dekket, siden dette gjør det stabiliserende momentet større. Det samme gjelder påført nyttelast.

Utgangspunktet for å regne laster på vertikale skiver er å se på forskyvning på sjakt, og å finne dimensjonerende krefter fundamentet skal ta opp. Dimensjonering av fundament baserer seg på krefter og moment i bunn av sjakter. Vindlaster, seismiske laster og skjevstillingslaster skaper skjærkrefter og moment i sjaktene.

Forenklet beregnes horisontale krefter fra seismiske laster og skjevstillingslaster likt fordelt på alle vegger som er parallelle med kraftretningen. Ettersom det er tre sjakter, vil kreftene fordeles på seks vegger. Kraftene kombineres med vindkrefter hentet fra *V-Skive*.

Tabell 5 viser krefter fra seismisk last og geometrisk avvik (G.A) fordelt på hver vegg. Tabell 7 er en oversikt over hvilke krefter som regnes på for hver sjakt.

Etasje	Seismisk kraft [kN]	Kraft/vegg [kN]	Kraft G.A [kN]	Kraft/vegg [kN]
3.etg	$6.8 \cdot 10^3$	1133	344	57
2.etg	$5.3 \cdot 10^3$	883	350	58
1.etg	$2.6 \cdot 10^3$	433	348	58

Tabell 5 Kraftfordeling på hver vegg

Opptredende krefter			
Etasje	Vindkraft [kN]	Seismisk kraft [kN]	Kraft G.A [kN]
Sjakt 1			
3.etg	80	1133	57
2.etg	79	883	58
1.etg	117	433	58
Sjakt 2			
3.etg	102	1133	57
2.etg	96	883	58
1.etg	140	433	58
Sjakt 3			
3.etg	127	1133	57
2.etg	120	883	58
1.etg	176	433	58

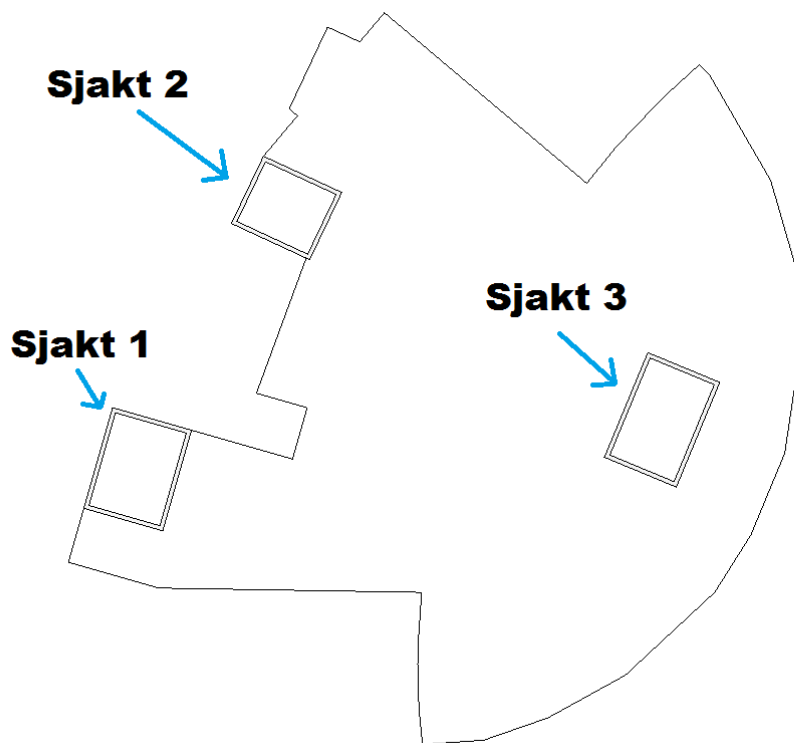
Tabell 7 Opptredende horisontale krefter

Dimensjonerende skjærkrefter og moment		
Etasje	Skjærkraft [kN]	Moment [kNm]
Sjakt 1		
3.etg	1272	$5.1 \cdot 10^3$
2.etg	2290	$14.3 \cdot 10^3$
1.etg	2898	$25.8 \cdot 10^3$
Sjakt 2		
3.etg	1292	$5.2 \cdot 10^3$
2.etg	2329	$14.5 \cdot 10^3$
1.etg	2960	$26.3 \cdot 10^3$
Sjakt 3		
3.etg	1317	$5.3 \cdot 10^3$
2.etg	2378	$14.8 \cdot 10^3$
1.etg	3045	$27.0 \cdot 10^3$

Tabell 6 Dimensjonerende skjærkrefter og moment

I tabell 6 kommer det frem at dimensjonerende moment blir i bunnen av sjakt 3.
 $M_{Ed} = 27 \cdot 10^3 \text{ kNm}$.

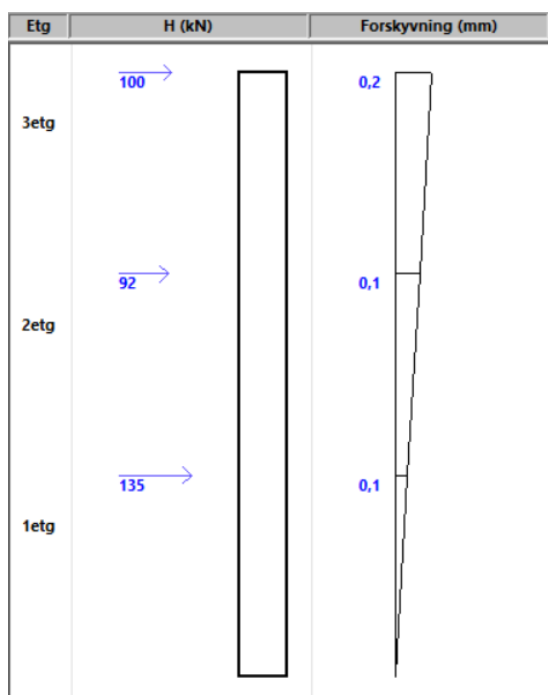
Dette er krefter som fundamentet videre må beregnes for, men det fokuseres ikke på i denne oppgaven. Kraftene anses som akseptable for videre beregning, med tanke på størrelsen til vertikallastene.



Figur 31 Avstivende sjakter

Tabellene tydeliggjør signifikansen til seismisk kraft i horisontale beregninger. Dersom seismiske laster utelates, ville dimensjonerende moment vært 2400 kNm. Det er tilsvarende en tiendedel av resultatet. «Ulempen ved å dimensjonere med lav duktilitet er at jordskjelvkraftene kan bli store, til dels meget større enn horisontalbelastninger fra vind og geometrisk avvik» [9]. Det må tas i betraktning at FFM er behandlet som et bygg med regularitet i plan og oppriss. Opptredende moment kan dermed avvike noe fra resultatet. Samtidig er betraktninger gjort til sikker side og beregninger er gjort for lav duktilitet. Det kan antas at verdiene er akseptable.

Forskyvning av sjakter dimensjoneres for bruksgrense. Da inkluderes ikke ulykkeslasten jordskjelv. Punkt 5.2(3) i EC2 informerer om at heller ikke geometriske avvik skal inkluderes i bruksgrense [10]. Forskyvning er dermed kun avhengig av vindlaster og kan hentes direkte ut av *V-skive*. Alle tre sjaktene har maksimal forskyvning i bruksgrense på 0,2 mm. Dette kan defineres som neglisjerbar forskyvning, og det er ikke nødvendig å gjennomføre tiltak for å redusere forskyvning i sjakt. Figur 32 viser resultat av forskyvning i *V-skive*.



Figur 32 Forskyvninger i *V-Skive*

8 Resultat

I dette kapittelet skal den bærende konstruksjonen med den valgte dekkeløsningen dimensjoneres og kontrolleres etter krav.

8.1 Materialvalg

Dimensjonerende brukstid for FFM er 50 år.

Konstruksjonsklasse blir bestemt etter anbefalinger fra EC2 4.4.1.2(5), med eventuelle nedjusteringer etter tabell 4.3N [10].

Fukteksponeringen av betongen i parkeringskjelleren vil være vekselvis våt og tørr. Dermed settes eksponeringsklassen for betongen i denne delen som XD3, etter tabell 4.1 i EC2. For å nedjustere konstruksjonsklasse settes det krav om at betongens fasthetsklasse skal være minst B45/B55. Resten av bygget kommer innenfor eksponeringsklasse XC1, med tørt miljø og lav luftfuktighet. Denne krever en fasthetsklasse på minst B30/B37. En eksponeringsklasse på XC1 gir anbefalt verdi for maks rissvidde som 0,4 mm, etter tabell 7.1N. Dette gjelder for tilnærmet permanent lastkombinasjon.

Minste bestandighetsklasse bestemmes etter tabell NA.4.4N. [10]

Tabell 8 viser valgte egenskaper til betongen.

	Eksponeeringsklasse Tab. 4.1	Fasthetsklasse Tab. 4.3N	Bestandighetsklasse Tab. NA.4.4N	Minste overdekning Tab. NA.4.5N
Parkeringskjeller	XD3	B45/B55	M40	40 mm
Boenheter/kontor	XC1	B30/B37	M60	15 mm

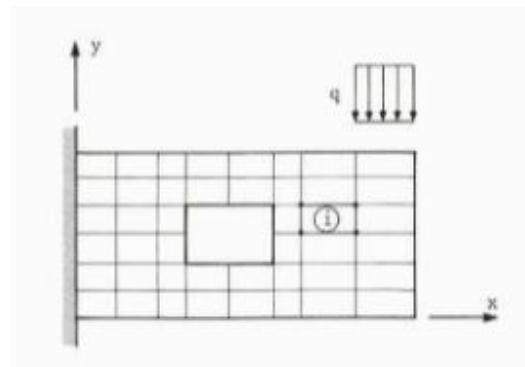
Tabell 8 Betongens egenskaper

8.2 Metode for beregninger

Ved enkle konstruksjonssammensetninger er det mulig å bruke analytiske beregningsmetoder for å løse statiske problemer. Dette lar seg gjøre ved for eksempel et enkelt søyle-bjelkesystem. Ved mer avanserte system, som for eksempel en plate med uregelmessig geometri, er det vanskeligere å løse analytisk. Da blir numerisk metode heller tatt i bruk. Elementmetoden er en numerisk metode som ofte brukes i digitale beregningsprogrammer, som RSA.

Måten elementmetoden brukes på er at den deler opp en konstruksjon i flere mindre elementer, som vist i figur 33. Figuren viser et eksempel på elementer i en skive. Elementene kan ha forskjellig form bestemt av problemtype og geometri på konstruksjonen. Det vanligste er å ha firkantet eller trekantet form på elementene. Ved rammekonstruksjoner er det naturlig å bestemme hver bjelke og søyle som ett element. Elementene knyttes sammen i hjørnepunkter eller ender og danner knutepunkt. I knutepunktene får man ut krefter og forskyvninger, hvor sammenhengen mellom disse utgjør et resultat. Resultatet vil være tilnærmet den riktige løsningen. Desto flere og mindre elementene er, desto mer konvergerer resultatet mot løsningen. Mange små elementer fører til en mer omfattende beregning, som vil være en mer tidkrevende prosess. En balanse mellom nøyaktighet og tidsbruk er dermed avgjørende. Det er viktig at den som bruker beregningsmetoden har en forståelse for prosessen slik at resultatets riktighet kan vurderes.

Ved elementmetoden er det nødvendig å gjøre riktige vurderinger for å oppnå en løsning som er mest mulig tilnærmet riktig resultat. Dette innebærer inndeling av elementer og hvordan forbindelsen mellom dem er bestemt. [24]



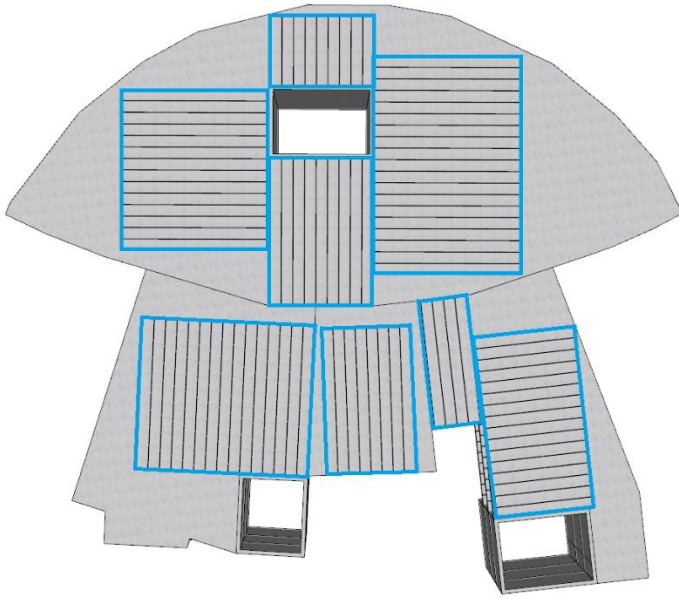
Figur 33 Inndeling av elementer [24, s 14]

8.3 Dimensjonering av dekker

Denne delen tar for seg dimensjonering av de stedstøpte dekkene og hulldekkene som skal brukes. Ved de stedstøpte dekkene blir RSA tatt i bruk, mens ved hulldekkene gjøres det enkle overslag fra veiledende verdier.

Inndeling av hvilke områder hulldekker skal brukes og hvilke deler det skal stedstøpes, bestemmes etter beste skjønn. Ved store åpne arealer er det gunstig å plassere hulldekker, mens ved spesielle utforminger er det gunstig å støpe på stedet. Dekkeutformingen må også bestemmes slik at søylene er gjennomgående i alle etasjer.

Etter vurderinger er det kommet frem til en utforming som vist i figur 34, med hulldekker vist i blå firkanter.



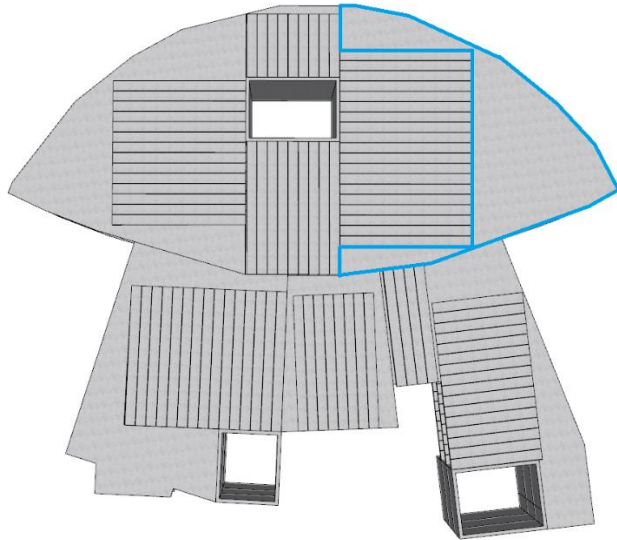
Figur 34 Områder med hulldekker

8.3.1 Stedstøpt dekke

Maksimal spennvidde antas å være 15-20 ganger dekketykkelsen. Dekketykkelsen som skal brukes i denne oppgaven er 400 mm. Dette gir mulighet for maksimal spennvidde på omtrent 7 meter. Det er da viktig å ha dette som baktanke når bjelker skal plasseres. Samtidig er det ønskelig å ha store søylefrie areal. Grunnen til at dekket er opplagt på bjelker framfor direkte på søyler, er knyttet til gjennomlokking. Ved beregninger av dekket opplagt på søyler, kom det tydelig frem at gjennomlokking var et problem. Dermed ble det besluttet at det skal brukes bjelker i alle dekkeopplegg.

Ved beregninger deles det stedstøpte dekket inn i ulike soner. Dette er for å gjøre separate beregninger for hver del, ettersom at de ikke skal være avhengig av hverandre. Under vises et eksempel på beregninger som er gjort på én del av dekket. Figur 35 viser plassering på denne delen. Samme fremgangsmåte brukes på de resterende stedstøpte delene.

Grunnen til at RSA tas i bruk ved beregning av dekket, er fordi det vanskelig lar seg gjøre å regne manuelt ved denne utformingen.



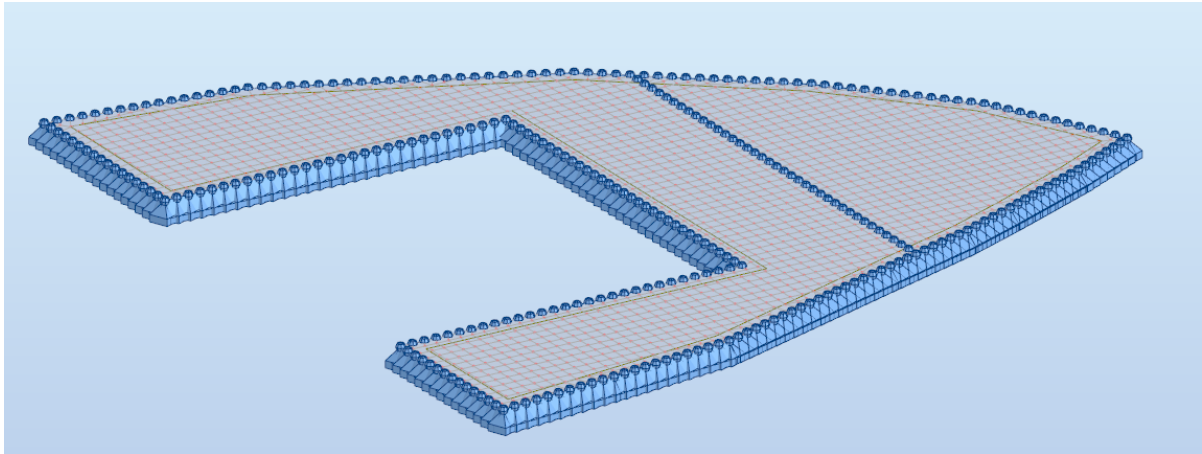
Figur 35 Stedstøpt dekke del 1-1

Funksjonen *plate design* er brukt for å tegne dekket. Det gjøres ved at utformingen tegnes inn i 2D og deretter tilegnes dekkets egenskaper som er bestemt i tabell 9. For å representere bjelker, tegnes det inn opplagere i modellen. Dekket regnes fritt opplagt på bjelkene, siden man ikke ønsker å regne med at momentkrefter skal føres fra dekke til bjelker. For at dette skal stemme overens med den reelle konstruksjonen, må utførelsen også gjøres på samme måte.

Tykkelse	Fasthetsklasse	Overdekning	Eksponeringsklasse
400 mm	B35	40 mm	XC1

Tabell 9 Dekkets egenskaper

For at RSA skal kunne gjøre beregninger i en plate genererer den et rutenett (*mesh*). Hver rute regnes som ett element ved elementmetoden. I dette tilfelle brukes kvadratiske elementer med sidelengder på 500 mm. Disse plasseres mest mulig i samsvar med dekkets spennvidder. Dette gjør at resultatet tilnærmes den riktige løsningen. Langs kantene tilpasses elementene for å utfylle hele dekket. Figur 36 viser utformingen i RSA.



Figur 36 Utforming av dekke i RSA

Summen av lastene på etasjeskillerne er større enn på taket. Da kan nødvendig armering beregnes i etasjeskillerne og til sikker side også plasseres på takdekkene. Påførte laster er da en kombinasjon av nyttelast og egenlast. Siden egenlasten er dominerende viser det seg at bruddlastkombinasjonen som utgjør størst totale krefter er 6.10a. Ut ifra lastfaktorer i tabell 1, får man følgende dimensjonerende bruks- og bruddlast (vist i tabell 10).

Kombinasjon	Nyttelast	Egenlast
Bruddgrense (6.10a)	3,15 kN/m ²	14,04 kN/m ²
Bruksgrense	3,00 kN/m ²	10,40 kN/m ²

Tabell 10 Dimensjonerende laster

I noen situasjoner er bygg spesielt utsatt for sug fra vind. Dersom virkningen av sug på tak og innvendig overtrykk er større enn permanente laster må det kontrolleres. Beregning etter 6.10b kan indikere om dette er relevant. Sone G benyttes forenklet for hele taket, kombinert med innvendig overtrykk. Dette er et enkelt overslag til sikker side. Forenklet kontrolleres det mot vekten til hulldekker alene. Dette er til sikker side da egenvekten til hulldekkene er lavere enn stedstøpt dekke. Vekt av takkomponenter ses bort fra.

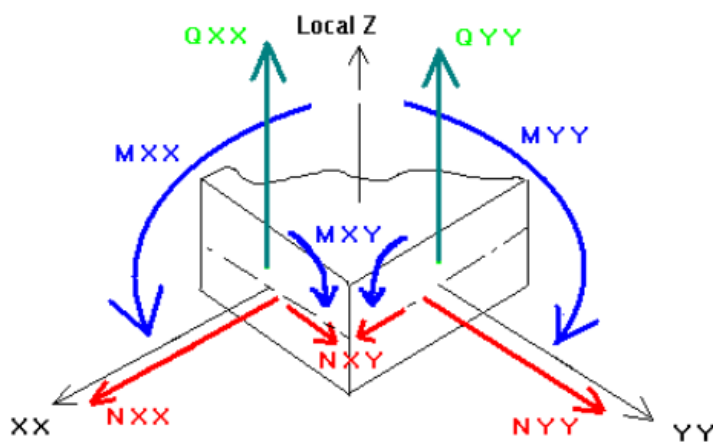
Kombinasjon	Vindlast	Snølast	Egenlast
Bruddgrense (6.10b)	3,20 kN/m ² (↑)	0 kN/m ² (↓)	4,41 kN/m ² (↓)

Tabell 11 Dimensjonerende laster. Oppadrettet

Som vist i tabell 11 er verdien til egenlast høyere enn vindlasten. Oppadrettet last behøves dermed ikke å kontrolleres nærmere.

Beregninger i RSA

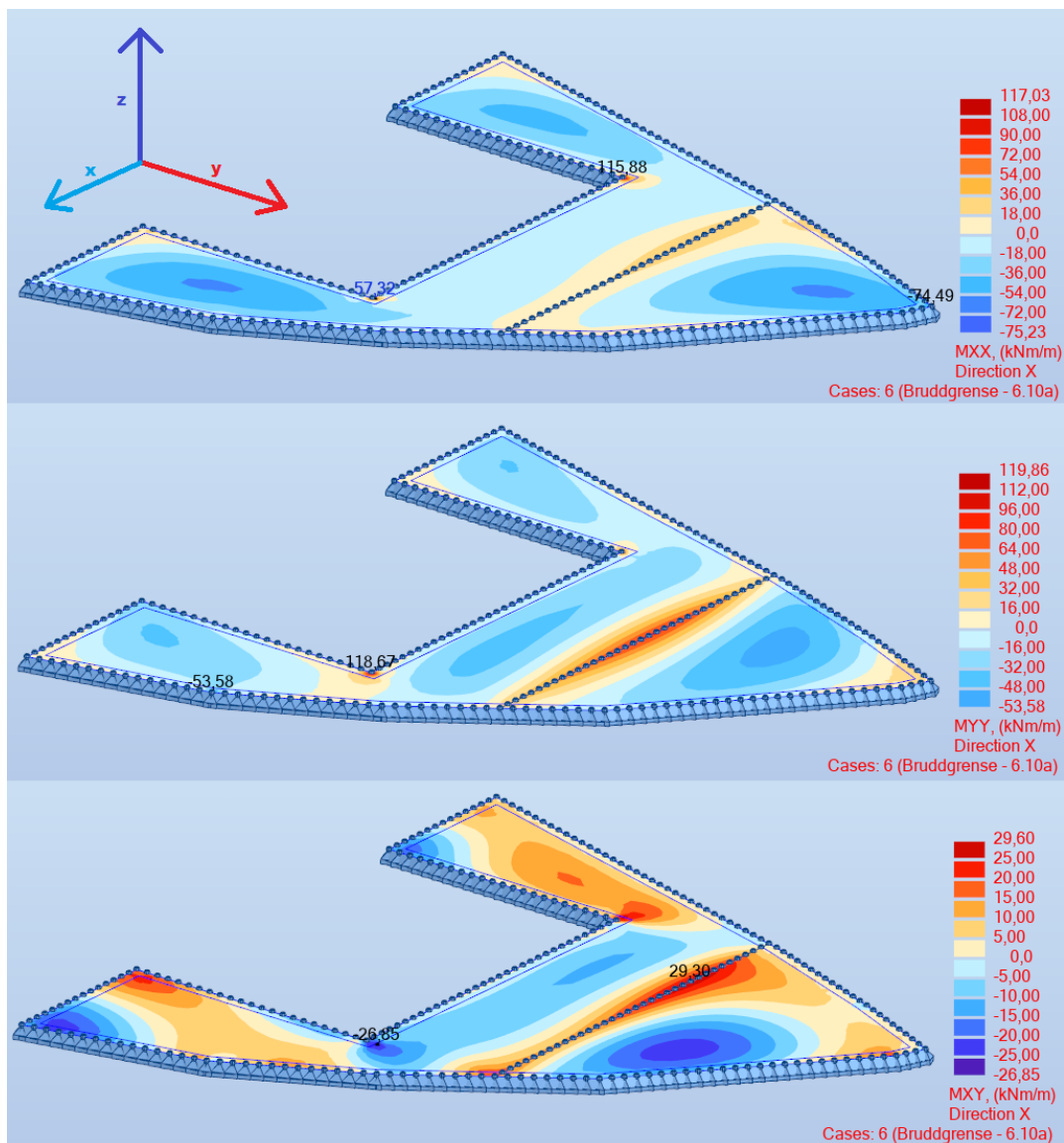
Ved bruk av beregningsprogram er det essensielt å kunne tolke resultatene, og å vite hvilken retning kreftene virker. I RSA er det mulig å bestemme hvilke akser resultatet skal ta utgangspunkt i, og resultatet beskrives basert på dem. Figur 37 viser hvordan RSA beskriver resultatene basert på et aksesystem med X-, Y- og Z-akser.



Figur 37 Kraftretningsdefinisjoner [25]

Momentkrefter

Etter beregninger av dekke i RSA får man tre ulike resultater ved moment: Moment om x-aksen (M_x), moment om y-aksen (M_y) og torsjonsmoment (M_{xy}). Dette er resultater som baserer seg på det lokale aksesystemet i dekket. Figur 38 viser fordelingen av de tre ulike momentene med tilhørende aksesystem. Resultatene er beregnet med den bruddlastkombinasjonen som gir størst totalt moment, i dette tilfellet kombinasjon 6.10a. Der kan man se at største moment er 118,7 kNm ved moment langs y-aksen. Tilhørende torsjonsmoment i det punktet er 26,9 kNm.



Figur 38 Fordeling av moment i dekket

For å beregne nødvendig armering bruker RSA en metode som kalles *Wood Armer*-metoden. Dette er en metode som gjør det mulig å omgjøre de tre momentene (M_x , M_y og M_{xy}) til dimensjonerende bøyemomenter i to retninger. Her regnes øvre moment som trykk i overkant, og nedre moment som trykk i underkant. Momentene beregnes på følgende måte:
[26]

Bestemmelse av nedre momenter, M_{xUK} og M_{yUK}

$$M_{xUK} = M_x + |M_{xy}|$$

$$M_{yUK} = M_y + |M_{xy}|$$

Dersom $M_x < -|M_{xy}|$:

$$M_{xUK} = 0$$

$$M_{yUK} = M_y + |M_{xy} * M_{xy} / M_x|$$

(*) Dersom $M_y < -|M_{xy}|$:

$$M_{xUK} = M_x + |M_{xy} * M_{xy} / M_y|$$

$$M_{yUK} = 0$$

Dersom noen av momentene er mindre enn 0 settes de lik 0.

Bestemmelse av øvre moment, M_{xOK} og M_{yOK}

$$M_{xOK} = M_x - |M_{xy}|$$

$$M_{yOK} = M_y - |M_{xy}|$$

(*) Dersom $M_x > |M_{xy}|$:

$$M_{xOK} = 0$$

$$M_{yOK} = M_y - |M_{xy} * M_{xy} / M_x|$$

Dersom $M_y > |M_{xy}|$:

$$M_{xOK} = M_x - |M_{xy} * M_{xy} / M_y|$$

$$M_{yOK} = 0$$

Dersom noen av momentene er større enn 0 settes de lik 0.

**Blir dimensjonerende dersom kravet oppfylles*

Resultatene av de øvre og nedre momentene brukes for å gjøre beregninger for nødvendig armering i dekket. Beregningene tar også hensyn til at krav til rissvidde skal opprettholdes ved bruksgrensekombinasjoner. Området som er mest utsatt er der hvor det dimensjonerende momentet er størst. Dette viser seg å være der M_y og M_{xy} har høyest verdi, (vist i figur 38) og som gir et moment med strekk i overkant av dekket. Nødvendig armering som RSA beregner er $1279 \text{ mm}^2/\text{m}$ (vist i figur 39).



Figur 39 Armeringsbehov i RSA

Enkle overslagsberegninger er gjort manuelt i vedlegg M, med hensyn på dimensjonerende moment. Dette momentet beregnes ved å bruke *Wood Armer*-metoden. Da blir momentet følgende:

Ser at det blir strekk i overkant og regner dermed kun nedre moment

Momentene er hentet fra figur 38

$$M_x = 57,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = 118,67 \text{ kNm}$$

$$M_{xy} = -26,85 \text{ kNm}$$

Bestemmelse av nedre momenter, $M_{x_{UK}}$ og $M_{y_{UK}}$

$$M_{x_{UK}} = 57,32 + |-26,85| = \underline{84,17 \text{ kNm}}$$

$$M_{y_{UK}} = 118,67 + |-26,85| = \underline{145,52 \text{ kNm}}$$

Dersom $57,32 < -|-26,85|$: Ikke gjeldende

$$M_{x_{UK}} = 0$$

$$M_{y_{UK}} = M_y + |M_{xy} * M_{xy} / M_x|$$

(*) Dersom $118,67 < -|-26,85|$: Ikke gjeldende

$$M_{x_{UK}} = M_x + |M_{xy} * M_{xy} / M_y|$$

$$M_{y_{UK}} = 0$$

Største moment er 145,52 kNm med strekk i overkant, og brukes ved beregning av armeringsbehov i vedlegg M. Disse beregningene gir et armeringsbehov på 1000,9 mm²/m, og er dermed en god indikasjon på at beregnet nødvendig armering i RSA er tilstrekkelig. Det manuelt beregnede resultatet er noe lavere enn i RSA. Dette kommer av at RSA tar hensyn til rissviddekontroll og nedbøyning. Valgt armering til dekkene er beregnet i RSA og vist i vedlegg R.

Skjærkrefter

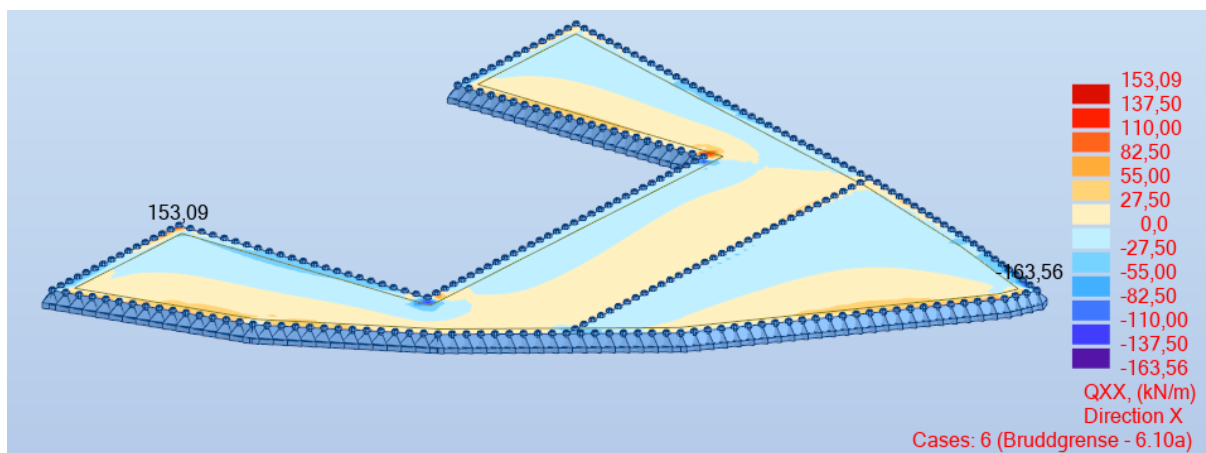
Når det kommer til skjærkrefter, viser figur 40 hvilke maksimale krefter som oppstår i dekket. Som antatt, er det langs et opplegg denne kraften blir størst. Det skal undersøkes om dekket har tilstrekkelig kapasitet, eller om det er nødvendig med skjærarmering. Dimensjonerende moment er 163,6 kN.

Skjærstrekkkapasiteten vil være den største av verdiene beregnet fra (6.2a) og (6.2b) i EC2 [10].

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$V_{Rdc} := V_{min} \cdot b \cdot d$$

Skjærstrekkkapasiteten til det mest utsatte området er 128,8 kN (Vedlegg M). Dekket med tilhørende armering har altså ikke tilstrekkelig kapasitet og skjærarmering må benyttes. Basert på fordelingen av skjærkraft vist i figur 40, vil det være behov for skjærarmering flere steder langs opplegg.



Figur 40 Fordeling av skjærkraft i RSA

Brukgrense

Kontroller som skal gjøres ved bruksgrense er rissviddekontroll og deformasjonskontroll. Krav til disse kontrollene settes henholdsvis i EC2 [7.3] og [7.4]. Først blir det gjort en enkel beregning av *lineær* deformasjon i RSA. Denne beregningen tar ikke hensyn til riss, armering og kryp som gjør at resultatet vil avvike fra den riktige løsningen. Her blir karakteristiske laster benyttet. Beregningen er kun for å få en tilnærming på hvor store nedbøyninger man kan forvente å få.

Etter nødvendig armering er beregnet, kan man deretter gjøre en *ikke-lineær* beregning av nedbøyning. Her tas det hensyn til riss, armering og kryp. Lastsituasjonen som blir brukt er tilnærmet permanente laster, og man får følgende lastfaktorer på etasjeskillere og tak (vist i tabell 12).

	Egenlast	Snølast	Vindlast	Nyttelast
Etasjeskiller	1,0	-	-	0,3
Tak	1,0	0,2	0,0	-

Tabell 12 Aktuelle lastfaktorer

Når det oppstår riss reduseres bøyestivheten, EI , i betongen og man får dermed en større nedbøyning, sammenlignet med lineær beregning. Når betongen blir påkjent av trykk over lang tid, vil den fortsette å deformeres utover den momentane sammentrykningen ved lastpåføring. Denne effekten kalles kryp og er med på å øke nedbøyningen til dekket. Kryptallet er avhengig av:

- Relativ luftfuktighet
- Tverrsnittsdimensjoner
- Tidspunkt for lastpåføring
- Belastningens varighet og størrelse
- Betongsammensetning

I RSA beregnes kryptallet automatisk ut ifra hvilke parametere man tilegner betongen. Tidspunkt for lastpåføring settes til 28 dager etter støpning. Desto lengre man venter med lastpåkjenningen, desto mindre kryp vil man få. Relativ fuktighet settes til 50 % og sementklassen settes til N (Høyfast sement). Figur 41 viser et utklipp fra beregninger gjort i RSA. Her ser man at beregnet kryptall til betongen er lik 1,48. Kryptall i de resterende dekkene er tilnærmet det samme.

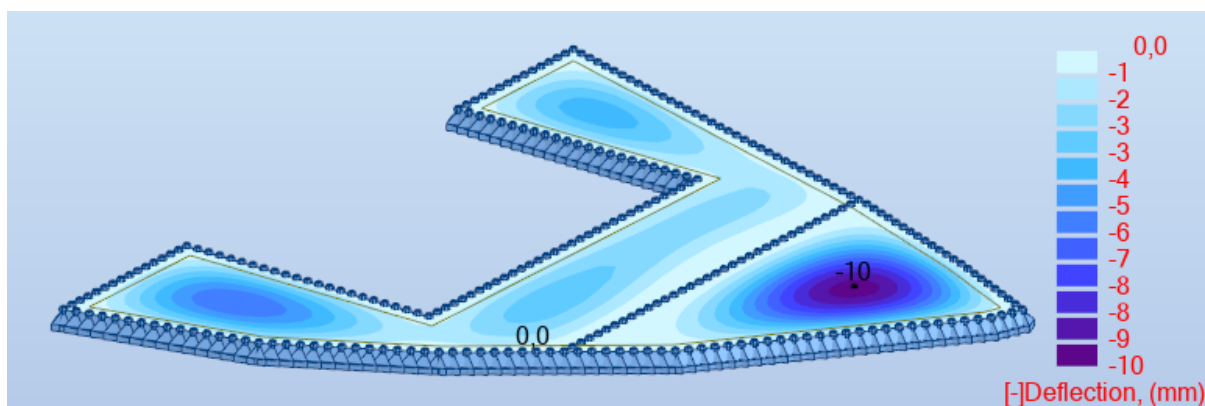
1.2. Concrete

- Class : B35; Characteristic strength = 35,00 MPa
Rectangular stress distribution [3.1.7(3)]
- Density : 2501,36 (kG/m³)
- Concrete creep coefficient : 1,48
- Cement class : N

Figur 41 Beregnet kryptall i RSA

Siden alle områder armeres i over- og underkant, er det ikke nødvendig å ta hensyn til nedbøyning på grunn av svinn i betongen.

Beregninger av ikke-lineær nedbøyning i RSA gir et resultat på 10 mm nedbøyning (vist i figur 42).



Figur 42 Nedbøyning

Angitt krav til nedbøyning av betongdekke er definert i Byggforsk. Nedbøyning skal ikke være større enn 25 mm eller $L/250$, hvor L er spennvidden [27]. Nedbøyning i dette dekket kan konkluderes å være akseptabel. Det samme gjelder de resterende dekkene (vedlegg K og L).

Kontroll av rissvidde blir gjort automatisk når RSA beregner nødvendig armering. Før denne beregningen bestemmes maks tillatt rissvidde i under- og overkant, som vist i figur 43. Deretter justerer RSA nødvendig armering automatisk, slik at dette kravet blir tilfredsstillt. Justeringer blir gjort med tilstrekkelig antall iterasjoner for å havne innenfor alle krav som er satt. Det kan da konkluderes at rissviddekontroll er godkjent etter gjennomført beregning.

Calculation range

Cracking Reinforcement adjust

Deflection Reinforcement adjust

Allowable values

Deflections: $f < 30$ (mm)

Environment class: XC1 XC1

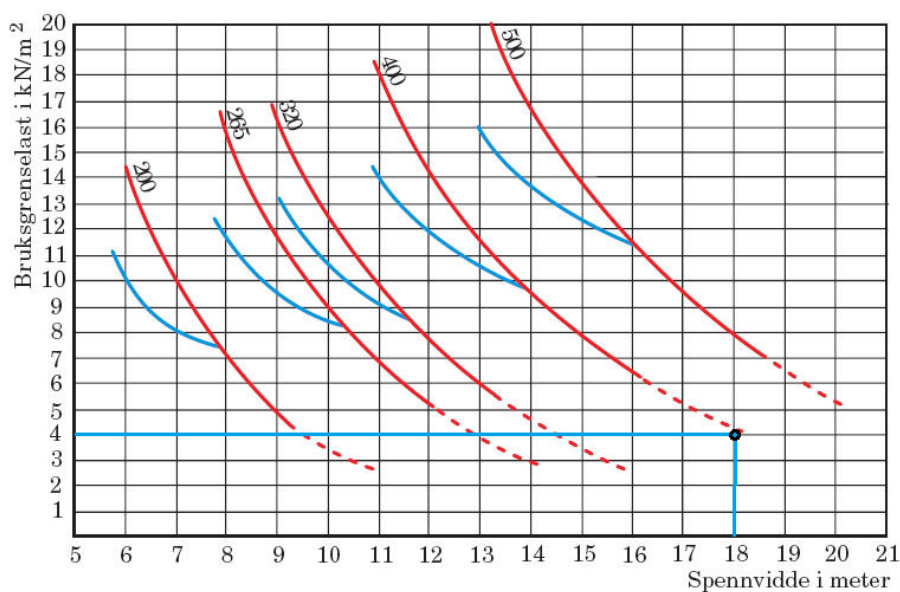
Cracking: $w_k < 0,4$ (mm) $w_k < 0,4$ (mm)

Figur 43 Rissviddekrav

8.3.2 Hulldekker

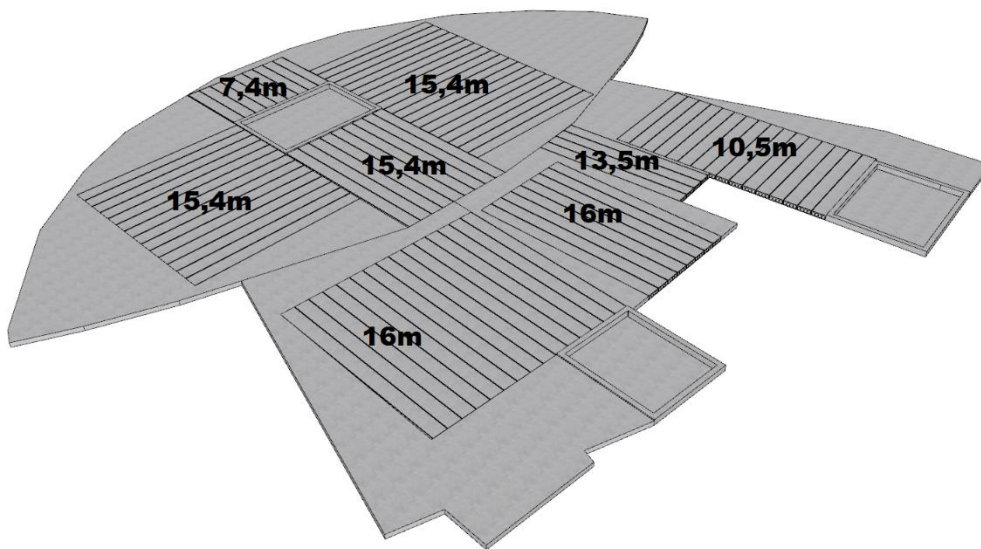
Siden kriteriet er å oppnå mest mulig søylefrie arealer, er det ønskelig å utnytte hulldekkenes maksimale spennvidde der hvor det er mulig. For å anslå maksimal spennvidde med en gitt last, brukes en enkel graf hentet fra Spenncon sine nettsider (figur 44). Bruksgrenselast regnes som summen av nyttelasten og egenlasten til sumavretting. Da blir lasten tilnærmet 4 kN/m^2 .

$$q := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Figur 44 Maks spennvidde for HD400

Med tykkelse lik 400 mm er maksimal spennvidde omtrent 18 meter. Havner man på de røde stiplede linjene må man være oppmerksom på at dekket kan få stor bøyning oppover. Siden denne grafen kun gir et estimat, velges det til sikker side å bruke maksimal spennvidde som 16 meter. Lengdene på de ulike hulldekkene varierer etter tilpasning av dekkeformen, som vist i figur 45. Det blir ikke gjort videre beregninger av hulldekker i denne oppgaven.



Figur 45 Lengder på hulldekker

8.4 Dimensjonering av bjelker og søyler

Ved dimensjonering av bjelker og søyler i RSA blir den bærende konstruksjonen satt opp som et fullstendig system i programmet. For å representere lastene fra de stedstøpte delene av dekket, blir det brukt *claddings* med jevnt fordelte laster. *Claddings* har egenskaper som en stiv plate uten masse. De påsatte lastene blir fordelt på bjelker som platen er knyttet til. De karakteristiske lastene er vist i tabell 13.

	Egenlast [kN/m ²]	Vindlast [kN/m ²]	Snølast [kN/m ²]	Nyttelast [kN/m ²]
Etasjeskiller	10,4	-	-	3,0
Tak	10,4	1,8	1,6	-

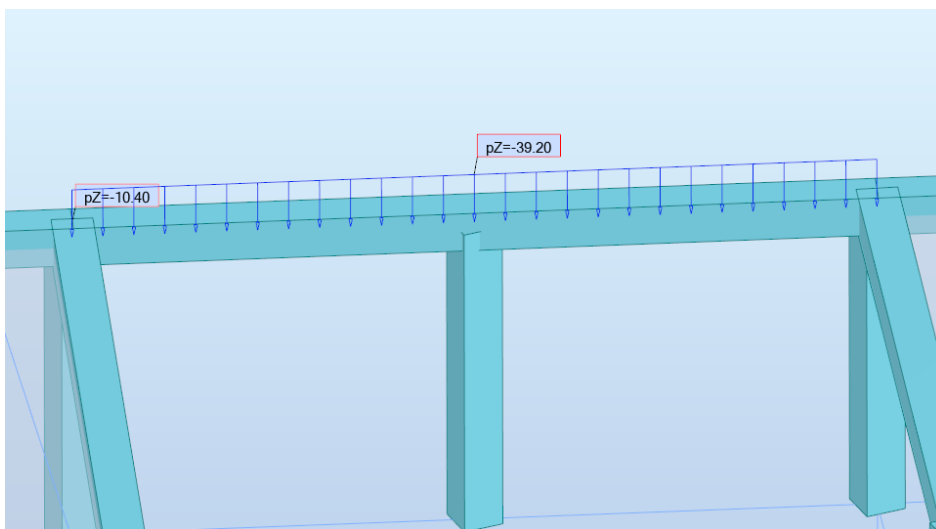
Tabell 13 Karakteristiske laster

For å representere laster fra hulldekkene blir det satt på jevnt fordelt linjelast på de aktuelle bjelkene. Dette gjelder for alle laster som virker på hulldekkene. Under vises et eksempel på utregning av egenlast for et hulldekke med spenn på 16 meter.

$$g_{\text{hulldekker}} := 4.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{\text{sumavretting}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

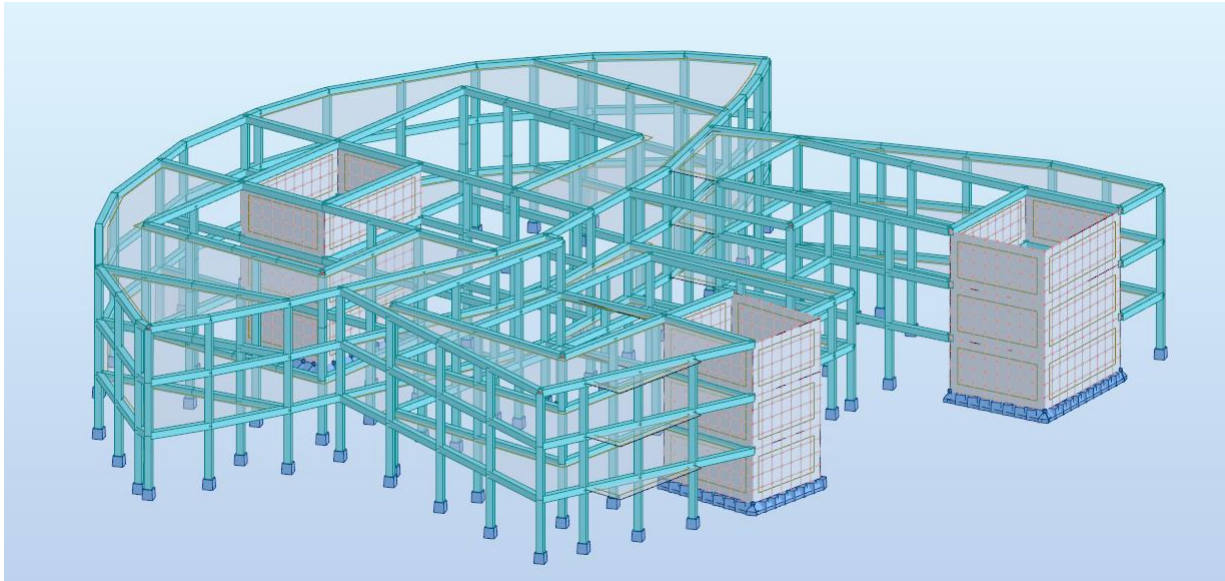
$$q := (g_{\text{hulldekker}} + g_{\text{sumavretting}}) \cdot \frac{l}{2} = 39.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Denne lasten plasseres på den aktuelle bjelken som vist i figur 46. Tilsvarende last plasseres ved det andre opplegget. Det samme gjøres for de resterende lastene på hulldekkene.



Figur 46 Linjelast fra hulldekke på bjelke

I hver ende av bjelkene settes knutepunktene som *pinned*. Det vil si at bjelken er fritt opplagt på søylen og det føres ingen moment mellom dem. For øvrig regner RSA de sammensatte konstruksjonene som fast innspent. Søylene regnes som fast innspent til fundament. Det er dermed viktig å utføre monteringen slik at søylene er momentstive i fundament. Den sammensatte konstruksjonen blir som vist i figur 47, og skal brukes til å finne opptredende krefter i bjelker og søyler. Sjøktene forventes å ha tilstrekkelig kapasitet for vertikale laster.



Figur 47 Fullstendig bæresystem i RSA

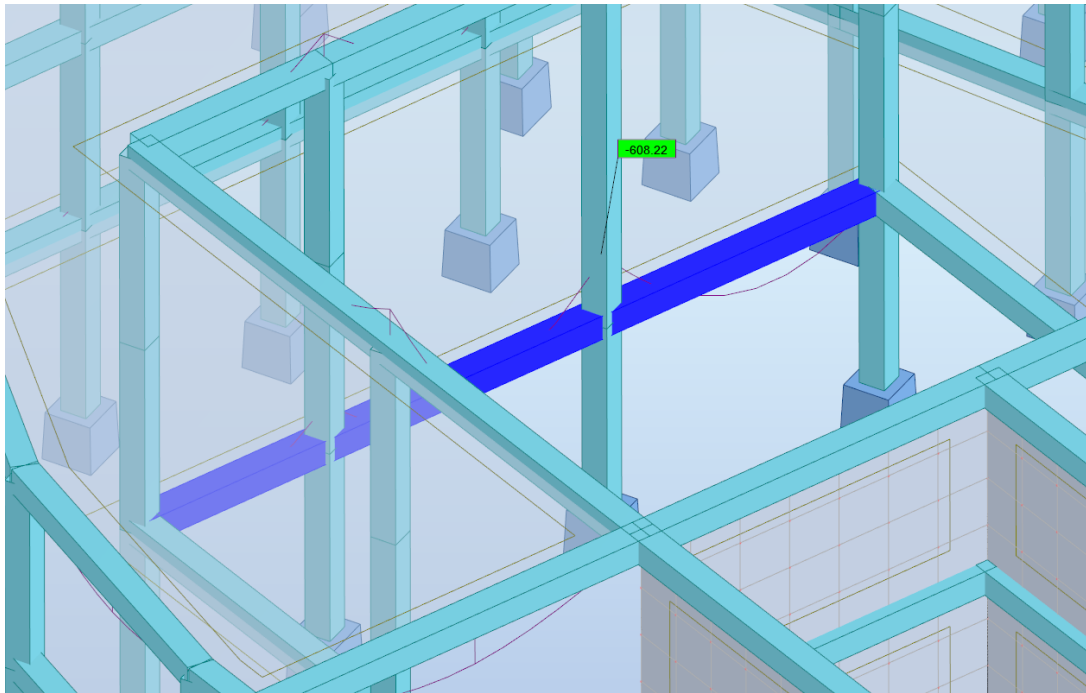
8.4.1 Bjelker

Siden noen av bjelkene skal bære hulldekker med lange spenn, er det forventet at man har behov for bjelker med stor kapasitet. Dermed settes bjelkedimensjonen som 500 x 500 mm. Dette gir fremdeles tilstrekkelig nettohøyde i parkeringskjelleren etter kravene som er gitt. For å unngå gjentakende beregninger brukes samme dimensjoner for alle bjelker. Bjelkene kommer inn under eksponeringsklasse XC1. Dimensjoner og egenskaper til bjelkene er gitt i tabell 14. Disse egenskapene blir tilegnet bjelkene i RSA.

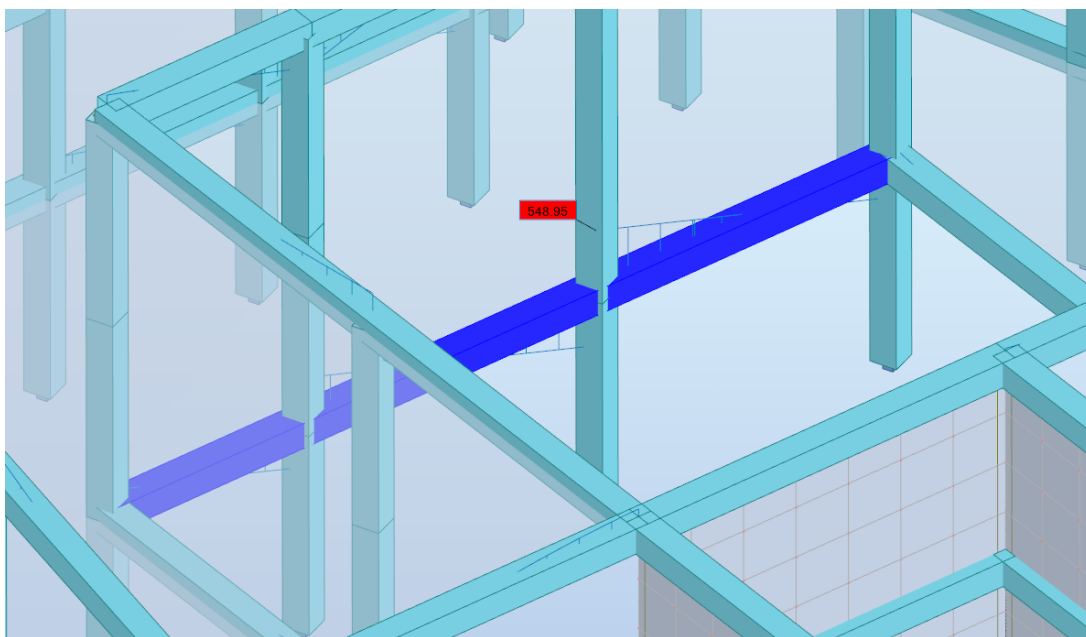
Fasthetsklasse	B x H	Minste overdekning
B35	500 x 500	15 mm

Tabell 14 Dimensjoner og egenskaper til bjelke

Etter beregninger i RSA kommer det frem at største opptredende moment i bjelke er 608,2 kNm, som vist i figur 48. Dette er ved bruddgrensekombinasjon 6.10b. Største opptredende skjærkraft, ved samme kombinasjon, er 549,0 kN (vist i figur 49). Dette er krefter som oppstår på samme bjelke ved knutepunktet mellom bjelke og søyle. Denne bjelken er lokalisert ved atriet.



Figur 48 Dimensjonerende moment i bjelke



Figur 49 Dimensjonerende skjærkraft i bjelke

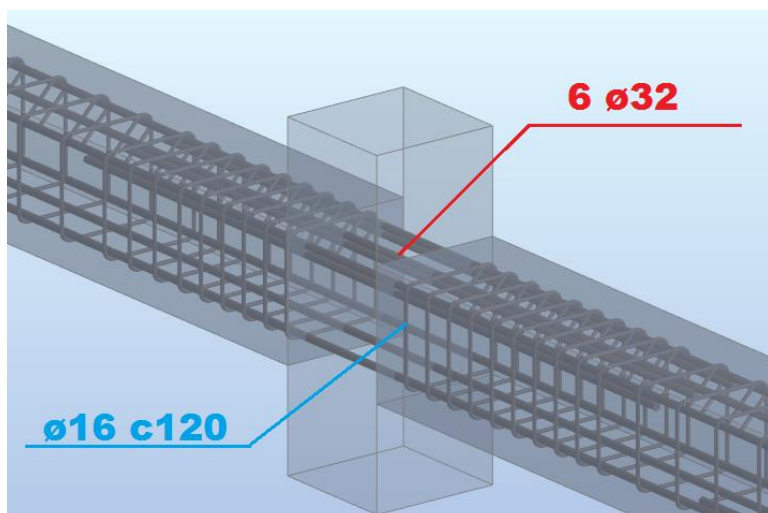
RSA regner søylene gjennomgående gjennom bjelkene. Det gjør at skjær- og momentkreftene regnes på kant av søylene. Dermed vil de dimensjonerende kreftene som er vist ovenfor reduseres noe ved beregning av bjelken.

Når RSA skal gjøre beregninger av bjelken ved bruksgrense, er det nødvendig å se på valg av spesifikasjoner for bjelken. Tillatt rissvidde og nedbøyning som beregningene skal ta utgangspunkt i må bestemmes. Som vist i figur 50 er kravene satt til henholdsvis 0,4 mm og $l/250$. RSA justerer resultatet automatisk slik at de blir tilfredsstillt. Nedbøyning blir beregnet med hensyn til risset stivhet.

The image shows two panels of software settings. The left panel, titled 'Story level', includes fields for 'Environment class' (XC1), 'Admissible cracking' (0,4 mm), 'Concrete age' (50 years), 'Concrete age (first loading moment)' (28 days), 'Concrete age after erecting a structure' (365 days), 'Relative environment humidity' (50%), and 'Concrete creep coefficient' ($\Phi_{(\infty, t_0)} = 2,00$). The right panel, titled 'Deflection calculations', includes 'Correction by' with 'Reinforcement change' checked, 'Total 7.4.1(4)' with $w,qp,lim < l_n / 250$ checked, and 'Increase 7.4.1(5)' with $dw,qp,lim < l_n / 500$ and $dw,qp,lim < 25$ mm.

Figur 50 Krav til rissvidde og nedbøyning

Etter beregninger for brudd- og brukslastkombinasjon blir resultatet som vist i figur 51. Siden det er satt krav til at armering skal tilpasses rissvidde og nedbøyning, konkluderes det at resultatet er godkjent for både bruks- og bruddgrense.



Figur 51 Bjelkearmering i RSA

Ved undersøkning av beregningene i RSA kommer det frem at krav til rissvidde er det som er dimensjonerende for bjelken. Ved å redusere lengdearmeringen til 4 $\varnothing 32$ er krav til nedbøyning og bruddgrense fremdeles tilfredsstillt.

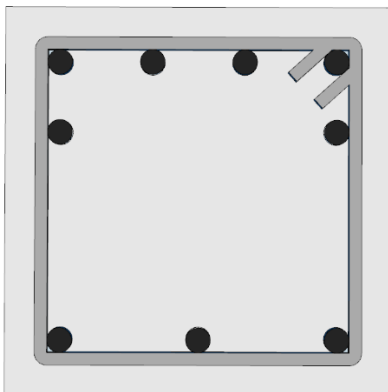
Resultatet fra RSA skal kontrolleres manuelt i bruddgrense. Her ønskes det å justere plasseringen av lengdearmeringen. Dette er for å plassere all lengdearmering direkte på bøylene, for å gjøre monteringen enklere. Plasseringen blir da med to lag (4 + 2), som vist i figur 52. Resultatet kontrolleres med enkle beregninger for å se om kapasiteten er større enn dimensjonerende moment og skjærkraft. Denne beregningen baserer seg på systemlinjene til bjelken og dimensjonerende moment og skjærkraft er da henholdsvis 608,2 kNm og 549,0 kN.

Ved beregninger i vedlegg O kommer det frem at trykksonekapasiteten ikke er tilstrekkelig. Det er beregningsmessig behov for 2 $\varnothing 32$ på trykksiden. I RSA er det brukt 3 $\varnothing 32$, som dermed er tilstrekkelig.

Kontrollberegning viser at valgt armering for skjær- og momentkraft er tilstrekkelig med følgende utnyttelsesgrad:

Skjærkraft – 0,92

Moment – 0,86



Figur 52 Armeringstegning bjelke

8.4.2 Søyler

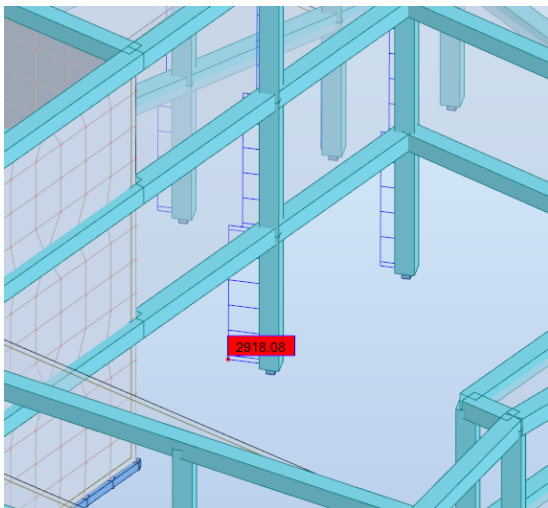
Beregning av krefter som oppstår ved søyler gjøres med samme fremgangsmåte som for bjelker i RSA. For å få en god kraftgjennomgang fra bjelke til søyle settes bredden på søylen lik bredden på bjelken. Søylene bestemmes å være kvadratisk og blir da lik 500 x 500 mm.

Trykkapasiteten til betong med disse dimensjonene er F_{Rd} :

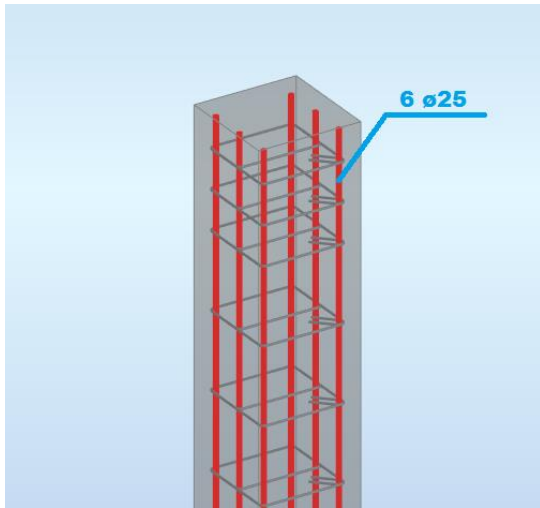
$$A := 500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} \quad f_{cd} := 19.8 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F_{Rd} := A \cdot f_{cd} = 4950 \text{ kN}$$

Største opptredende last i søyle er, som vist i figur 53, lik 2918 kN (trykk). Denne kommer av lastkombinasjon 6.10a. Betongens trykkapasitet er tilstrekkelig for kreftene som virker, og det er kun behov for minstearming med mindre søylen regnes slank. Som vist i vedlegg P regnes denne søylen som slank og andre ordens virkninger må beregnes for. Med hensyn til andre ordens virkninger beregner RSA brukt armering som vist i figur 54.

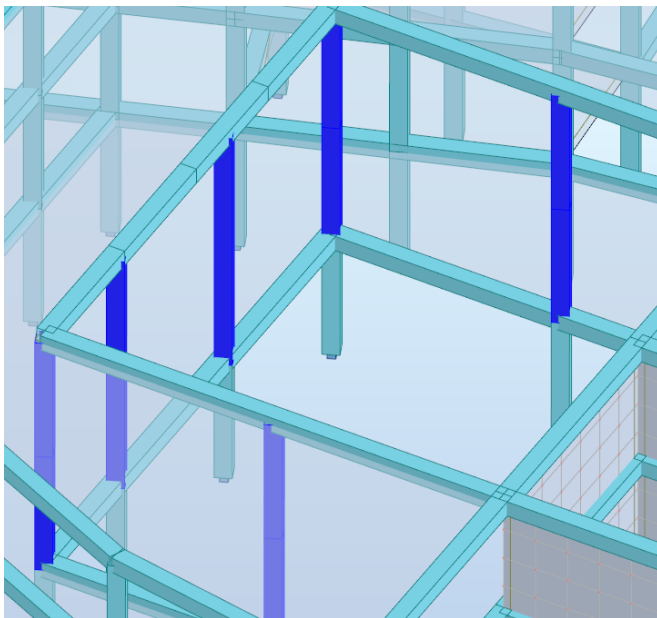


Figur 53 Dimensjonerende aksiallast i søyle



Figur 54 Søylearmering i RSA

Det er også behov for å kontrollere søylene som ikke er fastholdt i hver etasje. Figur 55 viser eksempel på slike søyler. Disse er lokalisert ved atriet. Her regnes knekk lengden som to etasjehøyder. En lengre knekk lengde kan føre til lavere trykkapasitet i søylen. Etter beregninger i vedlegg Q, viser det seg at valgt armering er tilstrekkelig i disse søylene. Det kan dermed, til sikker side, settes lik armering i alle søyler.



Figur 55 Søyler i atriet

8.5 Valgt bæresystem

Etter beregninger kan det konkluderes med at valgt bæresystem er tilstrekkelig for bruks- og bruddgrensetilstand. Kontrollberegninger som er gjort er med på å verifisere resultatet. Plassering av bæresystemet har ført til søylefrie områder i parkeringskjelleren og dermed dekket funksjonskravet til FFM. Neste steg i beregningsprosessen ville vært å dimensjonere knutepunkt og forbindelser.

9 Konklusjon

Formålet med denne oppgaven var å dimensjonere et bæresystem for nye Frieda Fasmers minne sykehjem. Bæresystemet skulle tilfredsstillere krav som; tilstrekkelig søylefritt areal og fleksibilitet når det kom til utforming. Dermed ble det å identifisere en dekkeløsning som tilfredsstillte disse kravene valgt som problemstilling. Aktuelle dekkeløsninger ble vurdert etter funksjonalitet og gjennomførbarhet.

Etter drøfting konkluderes det med at kombinert stedstøpt dekke og hulldekker er det som er best egnet for denne problemstillingen. Sammenlignet med de andre løsningene er denne mest gjennomførbar samtidig som den tilfredsstillte kravet til funksjonalitet.

Videre ble bæresystemet med den valgte dekkeløsningen dimensjonert. Utformingen ble bestemt for å oppnå mest mulig søylefritt areal. Utforming og dimensjoner som er valgt, er kontrollert for å ha nok kapasitet for de påførte lastene. Valgt bæresystem konkluderes dermed som tilstrekkelig.

De fleste beregninger er gjennomført i beregningsprogrammer. Resultater fra kontrollberegninger som er gjort manuelt, har vist seg å være tilsvarende. Det kan dermed konkluderes at resultatet er i samsvar med realiteten.

Problemstillingen i denne oppgaven er relevant for flere bygg med tilsvarende krav til spennvidde og fleksibel utforming. Drøftinger og resultater i denne oppgaven kan dermed bidra til å løse fremtidige byggeprosjekter med disse kravene.

10 Referanser

- [1] Vegdirektoratet, *Valg av standardklasse*, 1992. Hentet fra: https://www.vegvesen.no/s/bransjekontakt/Hb/hb017-1992/DelB_Vegsystem_og_vegstandard/02.Valg_av_standardklasse/02_Omraadetyper.htm. Lastet ned: 17.03.2020.
- [2] © Kartverket, *Norgeskart*. Hentet fra: norgeskart.no. Lastet ned: 17.03.2020.
- [3] Ann-Kristin Loodtz, *Hvor høye er de*, 2019. Hentet fra: <https://www.bergen.kommune.no/omkommunen/fakta-om-bergen/kuriosa/hvor-hoye-er-de>. Lastet ned: 17.03.2020.
- [4] SINTEF Byggforsk, *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, 2013. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler. Lastet ned: 20.03.2020.
- [5] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991, 2002.
- [6] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster Snølaster*, NS-EN 1991, 2003.
- [7] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster*, NS-EN 1991, 2005.
- [8] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, NS-EN 1998-1, 2004.
- [9] Betongelementforeningen, *Betongelementboken- Bind H Dimensjonering for jordskjelv*, 2011. Hentet fra: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp>. Lastet ned: 17.03.2020.
- [10] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992, 2004.
- [11] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990, 2002.
- [12] Bergen kommune, *Bestemmelser til KPA2018*, 2019. Hentet fra <https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/kommuneplanens-arealdel-2018/kpa2018-ble-vedtatt-i-bystyret-19-juni-2019>. Lastet ned: 20.04.2020.
- [13] Vegdirektoratet, *Veg- og gateutforming*, 2019. Hentet fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61414. Lastet ned: 07.03.2020.

- [14] Anders Kirkhus, *Planlegging av parkeringsplasser og garasjeanlegg*, 2015. Hentet fra: <https://www.sintef.no/community/fagblogg/poster/planlegging-av-parkeringsplasser-og-garasjeanlegg/>. Lastet ned: 07.03.2020.
- [15] Alvær, Ragnhild Marie, *Betongteknologi*, HIB, 2012. Upublisert
- [16] Sørensen, Svein I, *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, 2. utg. Trondheim: Akademika, 2013.
- [17] SINTEF Byggforsk, *Armeringsprodukter for slakkarmert betong*, 1998. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/576/armeringsprodukter_for_slakkarmert_betong. Lastet ned: 05.05.2020.
- [18] Larsen, Per Kr., *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*, 2. utg. Trondheim: Tapir akademiske forl., 2008.
- [19] SINTEF Byggforsk, *Dekker av betong- og lettbetongelementer*, 1996. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/346/522881_dekker_av_betong_og_lettbetongelementer. Lastet ned: 02.04.2020.
- [20] Betongelementforeningen, *Betongelementboken- Bind A: Bygging med betongelementer*, 2010. Hentet fra: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp>. Lastet ned: 10.03.2020.
- [21] NGU, *Nasjonal arealinformasjon*. Hentet fra: http://geo.ngu.no/kart/arealis_mobil/. Lastet ned: 17.03.2020.
- [22] Bergen kommune, *Kommuneplanens arealdel 2018: Plankart 1 av 2*, 2019. Hentet fra: <https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/kommuneplanens-arealdel-2018/kpa2018-ble-vedtatt-i-bystyret-19-juni-2019>. Lastet ned: 20.04.2020.
- [23] Betongelementforeningen, *Betongelementboken- Bind B: Avstivning og kraftoverføring*, 2016. Hentet fra: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp>. Lastet ned: 10.03.2020.
- [24] Fiskvatn, Audun, *Elementmetoden*. Trondheim: Tapir akademiske forl., 1984.
- [25] Autodesk Help, *Maps (Panels)*, 2015. Hentet fra: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2015/ENU/Robot/files/GUID-E73EA3A2-AEC8-40EA-8AC3-E7EDCA7644C2-htm.html>. Lastet ned: 16.05.2020

[26] Autodesk Help, *Method of calculating plate and shell reinforcement – Wood&Armer*, 2015. Hentet fra: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2015/ENU/Robot/files/GUID-80FE7814-C14D-4A89-A6DF-68EB9E7E4815-htm.html>. Lastet ned: 20.05.2020

[27] SINTEF Byggforsk, *Betongdekke understøttet av vegger. Dimensjonering*, 2013. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/344/betongdekke_understoettet_av_vegger_dimensjonering. Lastet ned: 20.04.2020.

Referanser for vedlegg

[V1] Spenncon, *HD400*. Hentet fra: <https://spenncon.no/mobil/produkter/etasjeskiller/hd400/>. Lastet ned: 01.04.2020.

[V2] Betongelementforeningen, *Betongelementboken- Bind H Dimensjonering for jordskjelv*, 2011. Hentet fra: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp>. Lastet ned: 17.03.2020.

[V3] © Kartverket, *Norgeskart*. Hentet fra: norgeskart.no. Lastet ned: 17.03.2020.

[V4] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990, 2002.

11 Vedlegg

Vedlegg A – Egenlast

Vedlegg B - Nyttelast

Vedlegg C – Snølast manuell beregning

Vedlegg D – Snølast i *Lastberegninger*

Vedlegg E – Vindlast manuell beregning

Vedlegg F – Vindlast i *Lastberegninger*

Vedlegg G – Seismisk last

Vedlegg H – Skjevstillingslast

Vedlegg I – Beregning i *V-skive*

Vedlegg J – Dekkeparametere i RSA

Vedlegg K – Dekker i RSA (Etasjeskiller)

Vedlegg L – Dekker i RSA (Tak)

Vedlegg M – Kontrollberegning dekke

Vedlegg N – Dimensjonerende bjelke i RSA

Vedlegg O – Kontrollberegning bjelke

Vedlegg P – Dimensjonerende søyle i RSA

Vedlegg Q – Lang søyle i RSA

Vedlegg R – Beregnet armering i RSA (Etasjeskiller)