



BACHELOROPPGAVE

Merinokvartalet: Kontroll av eksisterende bygg, samt dimensjonering av påbygg

Merinokvartalet: Control of existing building and dimensioning of extension

Nora Sæternes Johannesen

Ingrid Hammer Inntveit

Oda Belsås Gjermstad

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder Trond Einar Martinsen

30. Mai 2022

Forord


Denne oppgaven er det avsluttende arbeidet på vår bachelorgrad i byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng og er utarbeidet våren 2022 av Nora Sæternes Johannesen, Oda Belsås Gjermstad og Ingrid Hammer Inntveit i samarbeid med H2 Byggeteknikk AS.

Alle tre har valgt studieretningen konstruksjonsteknikk, og vi har i løpet av studiet fått en fordypning i dimensjonering av bæresystem i stål, betong og tre. Samtlige på gruppen var enige om at vi ville bruke denne kunnskapen i vår avsluttende bacheloroppgave, og valgte derfor å vinkle oppgaven inn mot dimensjonering av konstruksjon.

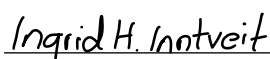
Oppgaven er gitt av H2 Byggeteknikk AS, som presenterte en oppgave som umiddelbart vekket vår interesse. Oppgaven omhandler Merinospinneriet som står oppført i Breiviken, Bergen. Bygningen skal transformeres til det nye Merinokvartalet, samt dimensjoneres for påbygg på 2 nye etasjer. Valget falt på denne oppgaven da vi ville utfordre oss selv og tilegne oss kunnskap utover det vi har lært i løpet av studiet. I tillegg anså vi oppgaven som relevant for videre arbeidsliv, da ombyggingsprosjekt er noe man ser mer og mer til i byggebransjen.

H2 Byggeteknikk AS har vært behjelpelig med tegninger og beregninger av Merinospinneriet. Fordi disse dokumentene er gamle, har det til tider vært vanskelig å uthente nødvendig informasjon. Dette har gjort at vi har måttet ta selvstendige avgjørelser, og gjort konservative antakelser der informasjonen har vært begrenset.

Vi ønsker å takke Daniel Benjaminsen ved H2 Byggeteknikk AS for tildeling av spennende oppgave. Videre vil vi rette en stor takk til veileder Trond Einar Martinsen, som i løpet av hele semesteret har stilt opp og vært til god hjelp ved utfordringer og spørsmål.



Nora Sæternes Johannesen



Ingrid Hammer Inntveit



Oda Belsås Gjermstad

Sammendrag

Oppgaven omhandler ombyggingen fra Merinospinneriet til Merinokvartalet, hvor eksisterende konstruksjon i ulik grad skal bevares. Endel av bygningsmassen skal rives og bygges på nytt, samt at det er planlagt et påbygg på to etasjer. Formålet med oppgaven er å kontrollere at eksisterende bygning tåler den ekstra belastningen påbygget vil gi, samt å dimensjonere påbygget.

Laster på bygget, som egen-, nytte, snø og vindlast er bestemt, der det også er medregnet et tillegg på vindlasten som følger av skjevstilling. Utover dette er det gjort en vurdering av konstruksjonens seismiske lastpåkjenning.

For å bevare uttrykket til eksisterende bygningsmasse, er det også med tanke på påbygget lagt frem et forslag til dimensjonering av bæresystem bestående av stål og betong. H2 Byggeteknikk har utarbeidet et forslag om hvordan påbygget skal dimensjoneres. I denne oppgaven er det sett på muligheten for andre løsninger. Dekker, søyler og bjelker er dimensjonert i henhold til bestemmelser i Eurokoder med nasjonale tillegg.

Byggets avstivningssystem er kontrollert med hensyn på økning av horisontale laster på konstruksjonen. Det eksisterende avstivningssystemet består av vertikale skiver, samt tre heis- og trappesjakter. Programmet V-skive blir brukt til å kontrollere kraftfordelingen i hver skive. Fordi det ikke foreligger armeringstegninger av armering i skivene blir det videre lagt frem forslag til forsterkning av byggets avstivningssystem.

Det eksisterende byggets bæresystem blir videre kontrollert med hensyn på økte vertikallaster. I eksisterende konstruksjon fungerer ytterveggen som bærende element. For å kontrollere kapasiteten til ytterveggen med hensyn på vertikallaster er dermed arealet mellom ytterveggenes utsparinger betraktet som søyler. Et utvalg av disse «veggsøylene» blir så kontrollert i henholdsvis 1. og 5. etasje, både med og uten påbygg.

Ombyggingen fra Merinospinneriet til Merinokvartalet innebærer store inngrep i eksisterende konstruksjon. En diskusjon om hvorvidt disse endringene vil påvirke resterende konstruksjon, samt refleksjon over bevaring av bygningsmasse i forhold til å rive og bygge nytt er derfor tatt med i oppgaven.

Abstract

This thesis concerns the remodelling of from Merinospinneriet to Merinokvartalet, where existing construction to varying degrees shall be preserved. Part of the building mass shall be demolished and rebuilt, and a two-story extension is planned. The purpose of the thesis is to check that the existing building can withstand the extra load the extension will give, as well as to dimension the extension.

Loads on the building, such as self-, pay, snow and wind load are determined, where an addition to the wind load that follows from skew is also included. In addition to this an assessment has been made of the structure's seismic load stress.

To preserve the expression of the existing building mass, with regards to the extension, there has also been proposed a view to dimensioning the load-bearing system consisting of steel and concrete. H2 Byggeteknikk has prepared a proposal on how the extension should be dimensioned. This thesis looks at the possibility of other solutions. Floors, columns and beams are dimensioned in accordance with the provisions of Eurocodes with national additions.

Bracing system is controlled with regard to the increase of horizontal loads on the structure. The existing system consists of vertical bracing elements, as well as three lift- and stairwells. The V-skive software is used to control the power distribution in each bracing element. Because there are no reinforcement drawings of reinforcement in the vertical bracing elements, proposals are further submitted for reinforcement of the building's bracing system.

The existing building's load-bearing system is further controlled for increased vertical loads. In existing construction, the outer wall acts as a load-bearing element. To control the capacity of the outer wall with respect to vertical loads, the area between the recesses of the outer wall is thus considered as columns. A selection of these "wallcolumns" is then checked on the 1st and 5th floors respectively, both with and without extension.

The reconstruction from Merinospinneriet to Merinokvartalet involves major interventions in the existing construction. A discussion of whether these changes will affect the remaining construction, as well as reflection on the preservation of building mass in relation to demolition and reconstruction is therefore included in the thesis.

Innholdsliste

1	Innledning.....	14
1.1	Om Merinokvartalet	14
1.2	Oppdragsgiver og informasjon om prosjektet	15
1.3	Problemstilling.....	15
1.4	Avgrensinger.....	16
2	Teori.....	17
2.1	Materialer	17
2.1.2	Betong	17
2.1.3	Stål.....	18
2.1.4	Bygningskomponenter i eksisterende bygning	19
3	Metode	22
3.1	Norske Standarder	22
3.2	Byggteknisk Forskrift (TEK)	23
3.3	SINTEF Byggforsk	24
3.4	Dimensjonering for grensetilstander	24
3.4.2	Bruddgrensetilstand – Ultimate Limit State (ULS)	25
3.4.3	Brukgrensetilstand – Serviceability Limit State (SLS)	26
3.4.4	Utmattingsgrensetilstand – Fatigue Limit State (FLS).....	27
3.4.5	Ulykkesgrensetilstand – Accidental Limit State (ALS)	27

3.4.6	Verdi av Ψ -faktorer	28
3.5	Digitale verktøy.....	28
4	Lastgrunnlag	30
4.1	Nyttelast	30
4.2	Egenlast.....	30
4.3	Sammenligning laster før og etter ombygging	31
4.4	Vindlast	33
4.5	Skjevstilling	38
4.6	Snølast	39
4.7	Seismisk last.....	41
5	Dimensjonering av påbygg	43
5.1	Dekker.....	43
5.1.2	Kapasitet.....	44
5.1.3	Rystelser på hulldekkene	46
5.1.4	Balkonger.....	47
5.2	Bjelker	48
5.3	Søylar	52
5.4	Lett-Tak.....	54
5.5	Modellert bæresystem av påbygg.....	55
5.6	Dimensjonering ulykkestilstand – Brann.....	56
5.6.2	Risikoklasser og brannklasser.....	56

5.6.3	Bæreevne og stabilitet ved brann	58
5.6.4	Brannpåvirkning av konstruksjonsmateriale.....	58
5.6.5	Branntiltak for stålprofiler.....	61
6	Analyse.....	63
6.1	Stabilitet.....	63
6.1.2	Horisontallaster	63
6.1.3	Avstivningssystemer.....	64
6.1.4	Krav til horisontal forskyvning.....	66
6.1.5	Forankring av påbygget.....	68
6.1.6	Minimumsarmering i vertikale skiver	69
6.1.7	Forslag til forsterkning	70
6.2	Kontroll av søyler i eksisterende bygg.....	71
6.2.2	Kneklengde	72
6.2.3	Slank søyle	73
6.2.4	Eksentrisitet om akser	73
6.2.5	Moment- og aksialkraftkapasitet	75
6.2.6	Kombinert virkning.....	76
6.3	Eksisterende søyler i Merinokvartalet.....	76
6.3.2	Sammenligning.....	77
7	Diskusjon – Ombygging eller riving og nybygg	79
7.1	Ulike perspektiver - ombygging vs. riving og nybygg	79

7.2	Fra Merinospinneriet til Merinokvartalet	80
8	Konklusjon	82
9	Videre arbeid	83
10	Referanser.....	84

Figurliste

Figur 1: Illustrasjon av det nye Merinokvartalet	14
Figur 2: Illustrasjon av de ulike byggetrinnene	16
Figur 3: Konstruksjonsstål	19
Figur 4: Illustrasjon av søyle 1 og søyle 5 med påbygg	32
Figur 5: Nærliggende topografi rundt Merinobygget	34
Figur 6: Soneinndeling ved Vind fra X	37
Figur 7: Soneinndeling ved vind fra Y	37
Figur 8: Formfaktorer tak	38
Figur 9: Helningsavvik på vertikale avstivningssystemer.	39
Figur 10: Jordskjelvutsatte områder i Norge.....	41
Figur 11: Bæreevne for hulldekker.....	45
Figur 12: Illustrasjon av IPE400 S355	49
Figur 13: Illustrasjon av bjelkene som kontrolleres i påbygget	49
Figur 14: Illustrasjon av HUP300x300x10 S355	53
Figur 15: Illustrasjon av søyle 2.6 som kontrolleres i påbygget	54
Figur 16: Illustrasjon av løsning av påbygg.....	55
Figur 17: Illustrasjon av løsning av påbygg.....	55
Figur 18: Reduksjon av stålets flytegrense som funksjon av temperatur.....	60
Figur 19: Åpent tverrsnitt eksponert på 3 sider	62
Figur 20: Forslag til brannisolering med Conlit	62

Figur 21: Vertikale skiver i bygget	64
Figur 22: Snittkrefter vertikal skive	65
Figur 23: Kraftfordeling av horisontale krefter	66
Figur 24: Kraftfordeling skive 1, side 1	67
Figur 25: kraftfordeling skive 3, side 2	67
Figur 26: Kraftfordeling skive 5, side 2	68
Figur 27: kraftfordeling skive 5, side 1	68
Figur 28: Forslag til armering i skive 5.....	69
Figur 29: Skive forsterket med stålplate og bolter.....	71
Figur 30: Knekk lengde	72
Figur 31: Dimensjonerende spenning: slank søyle.....	73
Figur 32: Illustrasjon av søyler i påbygget.....	77

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over gamle og nye standarder og betingelser for armeringsstål.....	20
Tabell 2: Anvendte Eurokoder.....	23
Tabell 3: Verdier for partialfaktor (Ψ) for ulike bruksområder og lasttyper.....	25
Tabell 4: Bruddgrense: Dimensjonerende verdier	26
Tabell 5: Bruksgrense: Dimensjonerende verdier	26
Tabell 6: Ulykkesgrensetilstand: Dimensjonerende verdier	27
Tabell 7: Karakteristisk nyttebelastning.....	30
Tabell 8: Laster for eksisterende bygg uten påbygg (før ombygging).....	31
Tabell 9: Laster for eksisterende bygg med påbygg (etter ombygging)	32
Tabell 10: Laster i søyle 1 og 5, før og etter ombygging.	33
Tabell 11: Verdier for C-faktorene	34
Tabell 12: Terrengruhetkategorier og tilhørende parametere (EC1-4).....	35
Tabell 14: Formfaktorer og last ved vind fra Y:	37
Tabell 13: Formfaktorer og last ved vind fra X.....	37
Tabell 15: Parametre for utregning av snølast.....	40
Tabell 16: Oversikt over ulike dekketyper og deres styrker og svakheter	44
Tabell 17: Bruksgrenselast	44
Tabell 18: typiske frekvenser ved menneskelige aktiviteter.....	46
Tabell 19: Oversikt over ulike typer bjelker og deres styrker og svakheter.	48
Tabell 20: Kontroll bruddgrense bjelke 1	50

Tabell 21: Nedbøying bjelke 1	50
Tabell 22: Kontroll bruddgrense bjelke 2	51
Tabell 23: Nedbøying bjelke 2	51
Tabell 24: Resonansfrekvens bjelke	51
Tabell 25: Oversikt over ulike søyler og deres styrker og svakheter	52
Tabell 26: Risikoklasser.....	57
Tabell 27: Brannklasser	57
Tabell 28: Brannklasser (BKL) for byggverk.....	57
Tabell 29: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse.....	58
Tabell 30: Brannmotstand av standard hulldekker	59
Tabell 31: Minste tverrsnittsdimensjon med brannmotstand	59
Tabell 32: Total vindlast for stabilitet.....	64
Tabell 33: Utnyttelse av søyler før og etter påbygg.....	78

Formelliste

Formel 1: Verdi av Ψ -faktor	28
Formel 2 Dimensjonerende egenlast	31
Formel 3: Basisvindhastigheten	33
Formel 4: Vindkasthastighet	36
Formel 5: Karakteristisk snølast	40
Formel 6: Laveste Resonanssekvens	47
Formel 7: Kapasitetskontroll søyle	53
Formel 8: Krav til maksimal forskyvning	67
Formel 9: 2. ordens eksentrisitet	74
Formel 10: Krumning.....	74
Formel 11: Dimensjonerende bøyemoment.....	74
Formel 12: Momentkapasitet	75
Formel 13: Aksialkraftkapasitet.....	76
Formel 14: Utnyttelse av moment og aksialkraft.....	76

1 Innledning

1.1 Om Merinokvartalet

Som et resultat av at flere fabrikker gikk sammen for å investere, ble det som da het Merinospinneriet bygget i Breiviken i Bergen året 1948 (Sweco, 2021). Dette var midt i tekstilindustriens storhetstid, og spinneriet drev lønnsomt, og med høy produksjon av merinokamgarn. Bygget ble i hovedsak brukt til garnproduksjon og industridrift, men midtblokken inneholdt også leiligheter for 50 av arbeiderne. Grunnet konkurrerende priser fra importgarn fra Asia ble fabrikk lagt ned på 70-tallet. Frem til nå har Merinospinneriet stått tomt, med unntak av deler av bygningsmassen som er utleid som undervisningslokale for Norges Handelshøyskole.

Merinospinneriet som i sin tid ble dimensjonert for industribruk er nå byggemeldt, og skal bygges om til nye Merinokvartalet- med 77 nye boliger, kafé og dagligvareforretning. En vesentlig del av bygningsmassen skal rives, og det skal bygges på to nye etasjer på de resterende bygningene (Sweco, 2021).



Figur 1: Illustrasjon av det nye Merinokvartalet (Bonava.no)

1.2 Oppdragsgiver og informasjon om prosjektet

Oppgaven er gitt av H2 Byggeteknikk AS, som er RIB på prosjektet Merinokvartalet. H2 Byggeteknikk har utarbeidet en ifc-fil som inneholder informasjon om Merinokvartalet. Denne er i tillegg til tegninger og beregninger fra byarkivet brukt som primær informasjonskilde for hvilke materialer og kvalitet som er brukt, samt oppbygningen av bæresystem.

Merinokvartalet skal som nevnt endres fra industri- til boligbygg. Dette medfører at bæresystemet påføres mindre nyttelast. Samtidig vil den totale lasten på eksisterende bygg økes på grunn av påbygg.

I eksisterende dokumenter blir Merinokvartalet betraktet som fire ulike byggetrinn, henholdsvis byggetrinn 1, 2, 3 og 4. Dette anvendes videre i oppgaven.

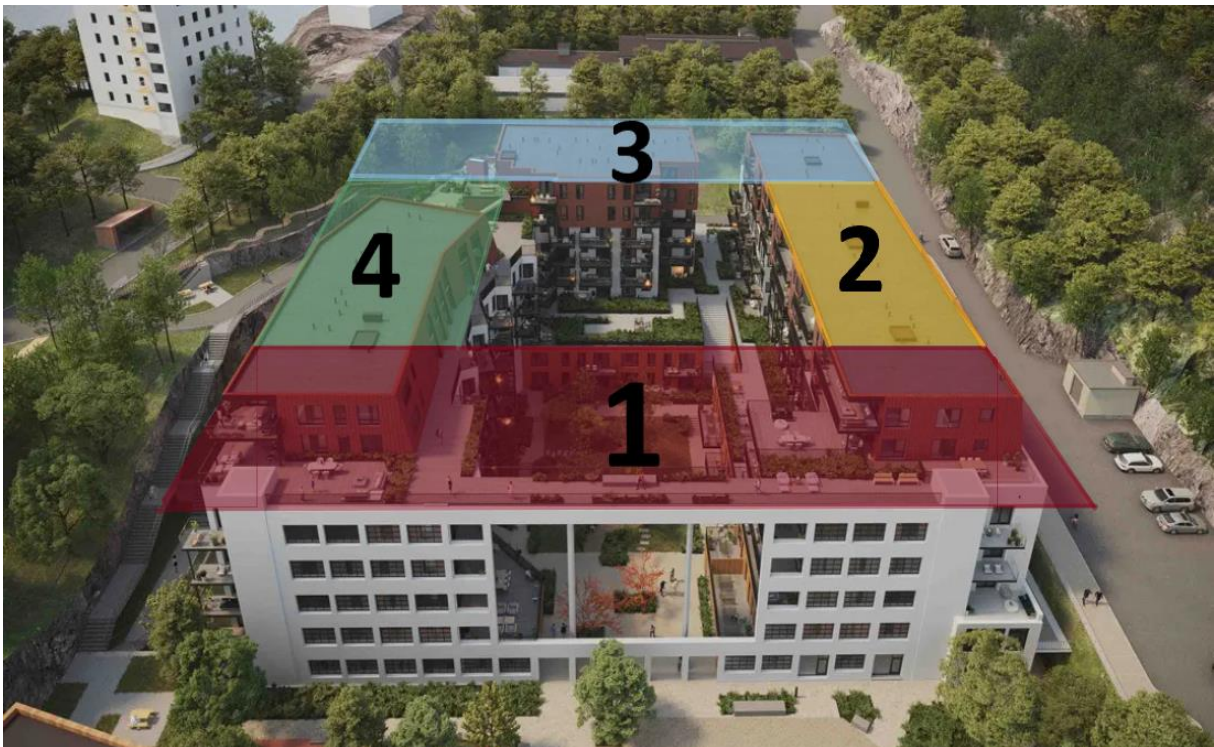
1.3 Problemstilling

Problemstillingen baseres på ombyggingen av Merinokvartalet, der det skal bygges på to ekstra etasjer. Formålet er å undersøke om den eksisterende bygningsmassen vil tåle den ekstra belastningen fra påbygget. Samtidig ønskes det å dimensjonere og utforme påbygget slik at en unngår å belaste de mest sårbare konstruksjonsdelene i den eksisterende konstruksjonen under. Problemstillingen er dermed følgende:

«Kontroll av eksisterende bygg, samt dimensjonering av påbygg»

1.4 Avgrensinger

Merinokvartalet er et stort og omfattende ombyggingsprosjekt. I byarkivets eksisterende tegninger er bygningsmassen delt opp i ulike byggetrinn, som vist i figur 2. Problemstillingen i denne oppgaven er avgrenset til i hovedsak å ta for seg byggetrinn 2, samt delvis byggetrinn 1 og 3. Hele Merinokvartalet kan oppfattes som et samlet bygg, da byggetrinnene henger sammen. Det er derfor drøftet endringene av de resterende byggetrinnene for å få et helhetlig bilde av prosjektet og valgene som er tatt for å se hvorvidt disse påvirker hverandre.



Figur 2: Illustrasjon av de ulike byggetrinnene (Bonava.no)

2 Teori

2.1 Materialer

Det eksisterende bæresystemet til Merinokvartalet består av betong og stål. For å bevare uttrykket til bygget blir det derfor besluttet å fortsette med betong og stål som byggematerialer ved dimensjoneringen av påbygget.

2.1.2 Betong

Betong er verdens mest brukte byggemateriale. Bruk av betong er en teknikk som strekker seg tusen år tilbake, og blir kontinuerlig utviklet til det materialet vi har den dag i dag (Betongfokus, 2017). Det blir brukt dobbelt så mye betong som andre byggematerialer sammenlagt, og anses som et av de viktigste byggematerialene (Kontrollrådet, u.d.).

Det skilles ofte mellom to typer når det gjelder betong: plasstøpte og prefabrikkerte betongelementer. Førstnevnte er betong som blir støpt på stedet, og brukes blant annet til dammer, broer, kaier og bygninger. Prefabrikkerte elementer er for eksempel søyler, bjelker og veggelementer (Thue, 2019). Plasstøpt betong er en av de mest vanlige måtene å bygge på. Det blir laget forskalingsformer med bundet armering, og deretter etterfyller man med betong. Denne teknikken gir en konstruksjon som både er stabil og tilpasningsdyktig. Jobber man med prefabrikkerte elementer, vil disse støpes på fabrikk og deretter bli fraktet til byggeplass og er klar til å monteres (Hjelseng, 2014).

De siste årene har søkelyset blitt rettet mer mot miljø, og da spesielt med fokus på lavere CO₂-utslipp. Betong er et byggemateriale som gir et stort miljøavtrykk i form av CO₂. Dette skyldes sammensetningen til betong, som er en blanding av sement, vann og tilslag. Sementproduksjonen har generelt et høyt utslipp av CO₂, og de høye utslippene skyldes at det blir produsert mye sement rundt om i verden. Etter hvert har man utviklet produksjonen, og funnet mer miljøvennlige måter å produsere på. I Norge blir det i dag produsert sement og betong med søkelys på å senke CO₂-utslipp (Kontrollrådet, 2021).

For Merinokvartalet er det bestemt at hulldekker vil være en god løsning for påbygget. Grunnet hulldekkets lange spennvidde, gir det mulighet for frie og åpne arealer. Ved bruk av plaststøpt dekke må det eventuelt legges til rette for flere opplegg, noe som vil påvirke utformingen av byggets indre areal. I tillegg må det undersøkes at søylene i bygget tåler den ekstra belastningen, og om de eventuelt må forsterkes. Dermed velges det å gå for løsningen med hulldekker.

2.1.3 Stål

Norsk Stålforbund beskriver konstruksjonsstål som «en fellesbetegnelse for sveisbare legeringer av jern og karbon, samt andre grunnstoffer som i flytende tilstand har gjennomgått en raffinering med justering av kjemisk sammensetning» (Norsk Stålforbund, u.d.). Stål er et godt byggemateriale på grunn av sin høye trykk- og strekkstyrke i forhold til dens egenvekt, og kan gi lette konstruksjoner med moderate kostnader (Norsk Stålforbund, u.d.).

Stål blir både brukt som komplette bæresystemer, men også som sekundære elementer sammen med andre materialer, og inngår ofte som armering i betongkonstruksjoner (Bygg og Bevar, 2019). Stål er ikke bare et svært formbart materiale, men har også en fordel ved at det er lett å gjøre forandringer, forsterkninger, ombygninger og tilbygg (Norsk Stålforbund, u.d.). Stål er også enkelt å prefabrikere, noe som gir god nøyaktighet og minimalt svinn. Ferdige elementer som kommer med riktig dimensjon og lengde til byggeplassen er effektivt å montere, og gir dermed lav monteringskostnad. Etersom stål er det eneste byggematerialet som kan bli gjenvunnet 100% med minst like god kvalitet, anses stål som et bestandig og miljøvennlig materiale i det lange løp (Norsk Stålforbund, u.d.).

Ubehandlet stål vil være utsatt for korrosjon i kontakt med fuktighet og luft. Dette motvirkes ved at stål blir produsert til å ha egenskaper som slitebestandighet og motstandsevne mot oksidasjon, i tillegg til styrke og seighet (Solberg, Christensen, & Almar-Næss, 2021). Ved en eventuell brann, vil styrken til stål bli redusert ved høye temperaturer over tid. I dag finnes ulike tiltak, som blant annet brannmalinger og ulike typer isolerende plater mot brann (Norsk Stålforbund, u.d.).

I påbygget til Merinokvartalet velges det å gå for stålbjelker og stålsøyler. Dette begrunnes i at en ønsker et materiale med stor styrke, samt en lett bærekonstruksjon.



Figur 3: Konstruksjonsstål (Bygg og Bevar, 2019)

2.1.4 Bygningskomponenter i eksisterende bygning

Ved dimensjoneringen av påbygget er det viktig å se på de eksisterende bygningskomponentene til bygget og kapasiteten disse har.

2.1.4.1 Betongelementer

Merinokvartalet kan betraktes som et massivt betongbygg der den eksisterende konstruksjonen består av plastøppte søyler, bjelker og dekke. Fasaden er også i betong og inngår i bygningens bæresystem. Fasadeelementene benyttes for å gi horisontal stabilitet til bygget for horisontale laster som vind og skjevstilling. Yttervegger kan regnes som bærende på grunn av lavt sammenhengende vindusbånd. Fasadeelement og dekke er plastøppte med betongkvalitet B30, mens bjelker og søyler er av kvalitet B35.

I påbygget er det foreslått hulldekkeelementer, da dette kan virke som det mest gunstige alternativet på lange spennvidder.

2.1.4.2 Armering

Armeringsstål deles inn i fire forskjellige betegnelser etter NS 3576 del 1-4. Denne erstatter gammel standard NS3570, NS3572 og NS2573 slik som vist i tabell 1 (Brevik, 1998).

NY (1997)		Gammel (1990)	
Standard	Armeringsstål	Standard	Armeringsstål
NS 3576, del 1	B500A	NS 3573	RW500B
	Kamtråd		Armeringstråd
NS 3576, del 2	B500B	NS 3570	K500A
	Kamstenger		Kamstenger
NS 3576, del 3	B500C	NS 3570	K500TE
	Kamstenger		Kamstenger
NS 3576, del 4	Sveiste	NS 3572	Sveiste
	Armeringsnett		Armeringsnett

Tabell 1: Oversikt over gamle og nye standarder og betingelser for armeringsstål (byggforsk.no)

Det er ikke funnet informasjon ut ifra eksisterende tegninger og beregninger fra byarkivet, om hvilken type armering som er blitt brukt i eksisterende konstruksjoner. Dermed er det gått ut ifra minimumsarmering gitt i den tids standarder når det videre regnes for kapasiteten til bygget.

2.1.4.3 Søyler

Søylene til en bygning bør dimensjoneres for å tåle nyttelaster, samt permanente laster fra overliggende elementer som bjelker og dekke. Det bør i tillegg tas i betraktning variable laster som snø og vind på søylen.

Ulike stålprofiler kan være KF-HUP/ VF-HUP som er kald/ varmvalsede kvadratiske og rektangulære hulprofiler, eller HE-A og HE-B som er varmvalsede H-profiler. I eksisterende konstruksjoner er det for det meste benyttet plasstøpte betongsøyler med kvalitet B35, der dimensjonen øker fra 300x300 til 500x500 for økte laster nedover i bygget. Et fåtall av søylene i eksisterende konstruksjon er dimensjonert i stål med stål kvalitet S355.

2.1.4.4 Bjelker

Bjelker blir benyttet for opplegg av hulldekke. Disse kan være plasstøpte bjelker i betong, eller stålbejelkeprofil som IPE, HE-A eller HE-B bjelker. I praksis styres valg av profiltipe av tilgjengelig byggehøyde og kostnad. IPE- profiler er som regel rimeligere enn HE-A og HE-B- profiler, men krever større høyde.

I eksisterende konstruksjon er det benyttet plasstøpte bjelker med betongkvalitet B35 med rektangulære tverrsnitt 300x400mm.

2.1.4.5 Forankring

Pilarer brukes ofte til fundamentering på fjellgrunn. Etter opplysninger gitt av H2 Byggeteknikk er det funnet ut at Merinokvartalet er fundamentert på fjell, der det er forankret i grunnen med betongpilarer (D. Benjaminsen ved H2 Byggeteknikk AS, epost, 12. 01.2022). Dette er også dokumentert i eksisterende tegninger.

3 Metode

3.1 Norske Standarder

Når man skal i gang med planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner bør standarder benyttes til å uthente den informasjonen man trenger ift. laster, ulike materialer, produkter og konstruksjonstyper. Disse blir i standarden stadfestet med dokumentasjon om at egenskaper og utførelse av både nye og eksisterende konstruksjoner er god nok (Standard Norge, u.d.).

Eurokode-serien består av totalt 10 eurokoder, og er felles for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av materialers styrke i Europa. Der eurokodene ikke samstemmer med de nasjonale bestemmelsene, som blant annet sikkerhet, klimatiske og geografiske forhold, er det lagt ved et nasjonalt tillegg (NA) til standarden. Eurokodene blir stadig oppdaterte, og det er derfor viktig å følge med at det blir brukt gjeldende utgave (Standard Norge, u.d.). Tabell 2 viser en oversikt over benyttede Eurokoder.

Standard	Forkorting
NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode: 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger	EC1-1
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster	EC1-3
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster	EC1-4
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2

NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 EC3-1
Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1993-1-5:2005+A1:2014+NA:2015 EC3-5
Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 EC3-8
Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser

NS-EN 1998-1:2004+A1+NA EC8
Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

Tabell 2: Anvendte Eurokoder

3.2 Byggteknisk Forskrift (TEK)

Forskrift om tekniske krav til byggverk er ofte omtalt som Byggteknisk forskrift eller «TEK». Forskriften har hjemmel i Plan- og bygningsloven, og inneholder nærmere utdypning av bestemmelsene i loven. I Byggteknisk forskrift heter det at TEK har til formål å «sikre at tiltak planlegges, prosjekteres og utføres ut ifra hensyn til god visuell kvalitet, universell utforming og slik at tiltaket oppfyller tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi» (Lovdata, 2017). Dette vil si at det settes krav til hvordan et tiltak skal utføres gjennom hele byggets levetid.

TEK 17 er forskriften som trådte i kraft i 2017, og er pdd. gjeldende Byggteknisk forskrift. Som et supplement til TEK17, kan også Norsk Standard og SINTEF byggforsk benyttes, da disse er preaksepterte ytelser som oppfyller krav i Plan- og bygningsloven (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

3.3 SINTEF Byggforsk

Byggforskserien består av ca. 800 anvisninger som gir dokumenterte løsninger og anbefalinger for prosjektering, utførelse og forvaltning av bygninger (Byggforskserien, u.d.). Løsningene som blir presentert i Byggforskserien er veldokumenterte og oppfyller alle krav i henhold til byggeteknisk forskrift (TEK). Disse anvisningene inneholder beskrivelser for prinsipper og ytelser som er nødvendig ved prosjektering. I tillegg til å overholde krav i henhold til lov og forskrift, går Byggforskserien enda litt lenger ved å komme med løsninger som kan sys inn i de ulike byggeprosjektene. Ved å henvise til disse anvisningene og løsningene kan dette tjene som dokumentasjon for prosjektering i et byggeprosjekt.

3.4 Dimensjonering for grensetilstander

Grensetilstander blir omtalt i den overordnede standarden for Eurokodene, NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Punkt 1.5.2.12 definerer grensetilstander som «tilstander som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfyller fastsatte dimensjoneringskriterier».

Bruddgrensetilstander blir delt inn i fire tilstander etter omfang: bruddgrense-, bruksgrense-, utmattingsgrense-, og ulykkesgrensetilstand. Det skal dimensjoneres for den grensetilstanden som kan gi det mest ugunstige utfallet. «Dimensjonering for grensetilstandene skal baseres på lastmodeller og modeller for konstruksjonsberegning for de aktuelle grensetilstandene» heter det i ECO [3.5(1)P]. Dette bør etter punkt (4) oppfylles ved bruk av partialfaktormetoden. Metoden brukes til å påvise at «ingen relevante grensetilstander overskrides for noen av de relevante dimensjonerende situasjoner når dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasitet er benyttet i beregningsmodellene» ECO [6.1(1)].

Partialfaktoren er en faktor som har til hensikt å øke sikkerheten til en konstruksjon ved å redusere materialkapasiteten til konstruksjonen og samtidig øke lastpåkjenningen. Dimensjonerende kapasitet fremkommer ved å dividere karakteristisk materialkapasitet med en materialfaktor Ψ , mens dimensjonerende last blir funnet ved å multiplisere karakteristisk verdi med en lastfaktor γ . Konstruksjonens bruksområde og lasttype er derfor avgjørende for hvilken partialfaktor som skal brukes i det aktuelle tilfellet, dette vist i tabell 3.

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorier for nyttelaster i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: innendørs bostedsarealer	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorarealer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: arealer hvor personer kan samles	0,7	0,7	0,6
Kategori D: forretningsarealer	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lagerarealer	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikkarealer, kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikkarealer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster på bygninger (se NS-EN 1991-1-3)*			
Finland, Island, Norge, Sverige	0,70	0,50	0,20
Øvrige CEN-medlemsland, for steder med beliggenhet $H > 1000\text{ m o.h.}$	0,70	0,50	0,20
Øvrige CEN-medlemsland, for steder med beliggenhet $H \leq 1000\text{ m o.h.}$	0,50	0,20	0
Vindlaster på bygninger (se NS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
MERKNAD ψ -verdiene kan fastsettes i det nasjonale tillegget.			
* For land som ikke er nevnt nedenfor, se relevante lokale vilkår.			

Tabell 3: Verdier for partialfaktor (ψ) for ulike bruksområder og lasttyper

3.4.2 Bruddgrensetilstand – Ultimate Limit State (ULS)

Bruddgrensetilstand blir i EC0 definert som «tilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonssvikt», og brukes til å definere kapasiteten til en konstruksjon eller en konstruksjonsdel ved å ta hensyn til faren for sammenbrudd, samt alvorlig forskyvning og tøyning (wikipedia, 2017). Metoden går ut på å multiplisere lastene på konstruksjonen med lastfaktorer som gir den mest ugunstige situasjonen. NS-EN 1990 definerer henholdsvis to sett med lastkombinasjoner, 6.10a og 6.10b som vist i tabell 4. For kombinasjon 6.10a er egenvekten dominerende, og får derfor størst lastfaktor. Dersom variable laster gir størst last på konstruksjonen benyttes kombinasjon 6.10b.

Kombinasjonssett	Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Sett A	Global likevekt	1.2	1.5	1.5 Ψ_0
		0.9		
Sett B	Kapasitet 6.10a	1.35	1.5 Ψ_0	1.5 Ψ_0
		1.0		
	Kapasitet 6.10b	1.2	1.5	1.5 Ψ_0
		1.0		
Sett C	Sikkerhet mot brudd i grunnen	1.0	1.3	1.3 Ψ_0

Tabell 4: Bruddgrense: Dimensjonerende verdier

3.4.3 Bruksgrensetilstand – Serviceability Limit State (SLS)

Grensen for når en konstruksjon eller konstruksjonsdel ikke lenger oppfyller fastsatte krav ved normal bruk, kalles bruksgrensetilstand ECO [1.5.2.14]. Bruksgrensetilstanden skal sikre at konstruksjonen opprettholder funksjonsdyktighet og utseende, samt komfort med hensyn på brukerne. Lastfaktorene som brukes for å dimensjonere for bruksgrense er vist i tabell 5, og tar hensyn til sannsynligheten for at variable laster opptre hyppig eller tilnærmet permanent på konstruksjonen.

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 Ψ_0
Ofte forekommende	1.0	1.0 Ψ_1	1.0 Ψ_2
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 Ψ_2	1.0 Ψ_2

Tabell 5: Bruksgrense: Dimensjonerende verdier

3.4.4 Utmattingsgrensetilstand – Fatigue Limit State (FLS)

Utmattingsgrensetilstanden til en konstruksjon er fastlagt ut fra faren for brudd i konstruksjonen som følge av gjentatt belastning over tid (Lovdata, 1992). Utmattingsgrensetilstander er underlagt bruddgrensetilstander, der utmatting er det som fører til sammenbrudd av en konstruksjon -eller konstruksjonsdel. På grunnlag av dette vil det ofte ikke være et krav til dimensjonering av utmatting alene, men «der antallet lastvariasjoner eller virkninger av vibrasjoner kan forårsake utmatting, bør det utarbeides en modell for beregning av utmattingslast» ECO [3.3.1(3)].

Det antas ikke å være lastvariasjoner som kan føre til utmattingskader på Meierikvartalet, og dimensjonering for utmatting kan dermed utelates.

3.4.5 Ulykkesgrensetilstand – Accidental Limit State (ALS)

Ulykkesgrensetilstand er i likhet med utmattingsgrensetilstand underlagt bruddgrensetilstander, og svarer til sammenbrudd av en konstruksjon- eller konstruksjonsdel som følge av en hendelse som inntreffer tross liten sannsynlighet. Slike hendelser kan for eksempel være skred, jordskjelv, brann, eksplosjon eller kollisjon. Ved å dimensjonere for ulykkesgrensetilstand, sikrer man at konstruksjonen opprettholder integritet og ytelse dersom en utilsiktet hendelse skulle påtreffe. Det skilles mellom to situasjoner når man dimensjonerer for ulykkesgrensetilstand: ulykkessituasjon og seismisk situasjon, der førstnevnte dekker alle typer ulykkessituasjoner utenom seismisk. Verdier for ulykkesgrensetilstandene er vist i tabell 6.

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkessituasjon	1.0	1.0 Ψ_1	1.0 Ψ_2	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 Ψ_2	1.0 Ψ_2	1.0

Tabell 6: Ulykkesgrensetilstand: Dimensjonerende verdier

3.4.6 Verdi av Ψ -faktorer

Tabell 4, 5 og 6 omhandler alle Ψ -faktorer som inngår i utregning av dimensjonerende verdier. Hvilken Ψ -faktor som skal brukes i et hvert tilfelle avhenger av brukskategori og konstruksjonstype. Merinokvartalet skal brukes til bolig, og går dermed under brukskategori A gitt i EC1-1 [Tabell NA 6.1]. Som vist i formel 1 gir dette de følgende Ψ -verdier i henhold til ECO [Tabell NA.A1.1]:

$$\Psi_0 = 0.7 \qquad \Psi_1 = 0.5 \qquad \Psi_2 = 0.3$$

Formel 1: Verdi av Ψ -faktor

3.5 Digitale verktøy

Det er benyttet ulike digitale verktøy for utarbeidelse og undersøkelse av resultat. For å bekrefte resultatene fra håndberegninger, er programmene listet opp under brukt som kontroll. Alle beregninger er gjort i henhold til bestemmelser i Norsk Standard.

Solibri Model Checker

Solibri er et verktøy som kombinerer modeller fra ulike fagområder i en og samme modell. I filen ligger det informasjon om blant annet dimensjoner og materialkvalitet på ulike bygningsdeler. Programmet er svært enkelt i bruk. Det er lett å finne informasjon og navigere i modellen, og gir dessuten et helhetlig bilde av hvordan konstruksjonen skal se ut. En Ifc-fil ble tildelt av oppgavegiver, og er brukt til å uthente informasjon, samt å få en forståelse av hvordan Merinokvartalet skal se ut etter ombyggingen (Solibri inc, u.d.).

Ove Sletten - Programmene

Ove Sletten- programmene er for beregning og dimensjonering av betongkonstruksjoner. Programmene er enkle å bruke, og gir raske og nøyaktige beregninger. Resultat fra programmene er brukt til å kontrollere håndberegningene som er gjort. Heretter betegnes Ove Sletten-programmene i sin helhet som OS-prog (Focus Software AS, u.d.).

OS-prog består av flere beregningsprogrammer. Programmene som er blitt anvendt er henholdsvis «lastberegninger», «V-skive» og «BTSnitt». Lastberegningsprogrammet beregner snølast og vindlast i henhold til formfaktorer gitt i EC1-3 og EC1-4, mens V-skive beregner kraftfordelingen i de vertikale skivene i det avstivende systemet. Programmet viser også opptredende skjærkraft og moment i skivene. BTSnitt utfører beregning og kontroll av betongsøyler og armerte bjelke- og dekketverrsnitt (Focus Software AS, u.d.). Beregningene blir gjort etter «NS-EN 1992: Prosjektering av betongkonstruksjoner».

PTC Mathcad Prime 7.0

Mathcad er en programvare som viser beregningene på en oversiktlig og strukturert måte. Verktøyet gjør det enkelt å utføre, analysere, dokumentere og dele håndberegninger. Programmet utfører beregningene med presisjon og nøyaktighet, og en kan lett gjøre endringer og rette opp i feil (PTC Inc, 2022). Håndberegninger er utført i Mathcad, som gjør det strukturert og oversiktlig. Programmet gjør håndberegningene enklere å kontrollere, og det er enkelt å rette opp i eventuelle feil.

Autodesk Revit

Revit er en BIM-programvare for bygg og arkitektur, og er et verktøy for å prosjektere og visualisere ulike prosjekter. Revit gir også mulighet til å automatisere repetitive oppgaver, noe som er svært tidseffektivt. Ved bruk av Revit, har man også mulighet til å samhandle med andre Autodesk-program, og man kan dermed jobbe sammen med andre på tvers av fagområdene (Focus Software AS, u.d.).

Revit er benyttet til å tegne opp og visualisere bygget og bygningskomponenter, dette for å illustrere valg av bæresystem og andre løsninger.

4 Lastgrunnlag

4.1 Nyttelast

Nyttelast er en last som oppstår ved bruk av bygget og kan defineres som en mellom- eller langtidslast i henhold til EC1-1. Ut ifra byggets formål fastsettes karakteristisk nyttelast etter EC1-1, Tabell NA. 6.1. Merinokvartalet skal bygges om til boligbygg, og ligger dermed under nyttelastkategori A. Den karakteristiske nyttelastverdi for gulv i bygget settes derfor til 2,0 kN/m². I prospektet for Merinokvartalet er det også planlagt næring i 1 etasje. Tidligere har bygget blitt brukt som forretningsareal. Bygget er derfor dimensjonert med en nyttelastverdi på 5,0 kN/m², som er funnet i eksisterende tegninger. Nyttelastverdien for forretningsareal er dermed uendret. Verdier er hentet fra tabell NA.6.2, og er listet opp i tabell 7.

EC1-1 Tab. NA.6.1	Tab. NA. 6.2	Karakteristisk last [kN/m²]
Kat. A - Boligbygg	Gulv	2,0
	Trapper	3,0
	Balkonger/verandaer	4,0
Kat. D1- Forretningsareal		5,0
EC1-1 Tab. NA.6.4		
Kat. E1- Gulv for lagring		7,0

Tabell 7: Karakteristisk nyttelaster

4.2 Egenlast

Egenlasten til konstruksjonen er den lasten selve konstruksjonselementet har, og defineres som en permanent påvirkning i henhold til EC1-1. Vekt av dekke, tak og eventuell ekstra vekt på disse tas med i betraktningen av denne. Det er beregnet dimensjonerende egenvekt for eksisterende konstruksjoner og påbygg etter EC1-1.

I eksisterende konstruksjon er tykkelsen på dekket 0.19m i 2.-4. etasje og 0.21m i 5. etasje. Denne tykkelsen multipliseres med densiteten til betong for å finne egenvekten til dekket. Det er til sikker side lagt til et lasttillegg for på dekket, tilsvarende 100kg/m² for å ta hensyn til eventuell ekstra vekt som for eksempel belegg, himling og lettvegger.

4.3 Sammenligning laster før og etter ombygging

Nyttelast er fra 1.-4. etasje betraktet som «forretningsareal», men er i 5. etasje betraktet som «gulv for lagring» etter tabell NA.6.2 og 6.4. Taket er i henhold til gamle tegninger dimensjonert for en nyttelast på 2,0kN/m² for å ta hensyn til eventuelt senere påbygg. Den dimensjonerende lasten er beregnet etter EC1-1, ved bruk av lastfaktorene 1.2 for egenvekt og 1.5 for nyttelasten som vist i formel 2. Tabell 8 viser en oversikt over laster for eksisterende bygg før ombygging. Full beregning av egenlast er vist i vedlegg A1.

$$q_{Ed} = g_k * 1.2 + p_D * 1.5$$

Formel 2 Dimensjonerende egenlast

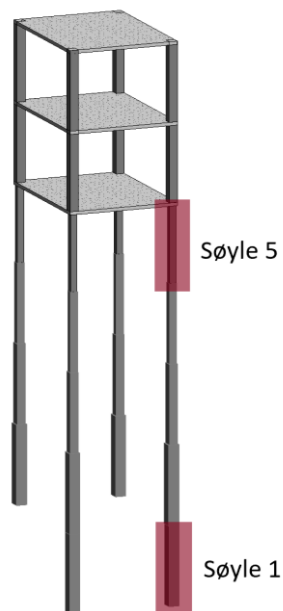
	Egenlast	Nyttelast	Karakteristisk	Dimensjonerende
Tak	0.78 kN/m ²	2.0 kN/m ²	2.78 kN/m ²	6.34kN/m ²
5. etasje	6.1 kN/m ²	7.0 kN/m ²	13.1 kN/m ²	17.82 kN/m ²
4. etasje	5.6 kN/m ²	5.0 kN/m ²	10.6 kN/m ²	14.22 kN/m ²
3. etasje	5.6 kN/m ²	5.0 kN/m ²	10.6 kN/m ²	14.22 kN/m ²
2. etasje	5.6 kN/m ²	5.0 kN/m ²	10.6 kN/m ²	14.22 kN/m ²
Sum				66.82 kN/m²

Tabell 8: Laster for eksisterende bygg uten påbygg (før ombygging)

Etter en ombygging fra forretningsareal til boligbygg vil nyttelasten endres fra 5.0 til 2.0kN/m². Søylene som er dimensjonert for nyttelastkategori D og E vil derfor etter en ombygging bli utsatt for lavere dimensjonerende last. Det er her grunn til å tro at disse vil være tilstrekkelig dimensjonert og at de har stor nok kapasitet. Søylene i øverste etasje bør undersøkes nærmere da lasten av to etasjer med påbygg kan overskrive eksisterende kapasitet til søylene. Tabell 9 viser en oversikt over laster etter ombygging.

	Egenlast	Nyttelast	Karakteristisk	Dimensjonerende
Tak	0.78 kN/m ²	2.0 kN/m ²	2.78 kN/m ²	6.34 kN/m ²
7. etasje	7.8 kN/m ²	2.0 kN/m ²	9.8 kN/m ²	12.36 kN/m ²
6. etasje	7.8 kN/m ²	2.0 kN/m ²	9.8 kN/m ²	12.36 kN/m ²
5. etasje	6.1 kN/m ²	2.0 kN/m ²	8.1 kN/m ²	10.32 kN/m ²
4. etasje	5.6 kN/m ²	2.0 kN/m ²	7.6 kN/m ²	9.72 kN/m ²
3. etasje	5.6 kN/m ²	2.0 kN/m ²	7.6 kN/m ²	9.72 kN/m ²
2. etasje	5.6 kN/m ²	2.0 kN/m ²	7.6 kN/m ²	9.72 kN/m ²
sum				70.54 kN/m²

Tabell 9: Laster for eksisterende bygg med påbygg (etter ombygging)



Figur 4: Illustrasjon av søyle 1 og søyle 5 med påbygg

Figur 4 viser en illustrasjon av søyle 1 og 5 i eksisterende bygg med påbygget. Ved å sammenligne kraften i søylene før og etter ombygging ser man at den dimensjonerende kraften som søyle 1 var utsatt for, ikke øker nevneverdig etter ombygging. Søyle 5 blir derimot påkjent mye større kraft etter ombyggingen. Det må derfor kontrolleres om denne søylen er tilstrekkelig dimensjonert som den står, eller om det må gjøres forsterkninger.

	Før ombygging	Etter ombygging
Søyle 1	66.82 kN/m ²	70.54 kN/m ²
Søyle 5	6.341 kN/m ²	31.06 kN/m ²

Tabell 10: Laster i søyle 1 og 5, før og etter ombygging.

4.4 Vindlast

For å kunne prosjektere og finne påvirkningen av vindlast på bygget, er retningslinjene i EC1-4 anvendt. Vindlast er en naturlast, og vil derfor i likhet med snølast kunne variere med tiden. Vindpåvirkninger på bygget virker som en flatelast i form av trykk eller sug normalt på utvending overflate, og avhenger av byggets form, størrelse og dynamiske egenskaper i henhold til EC1-4. Vindlasten bestemmes fra beregninger utført som håndberegninger, som igjen har blitt kontrollert opp mot resultat fra Ove Sletten programmet. Se vedlegg A2 For håndberegninger, og vedlegg A3 til A6 for kontroll i OS-prog.

Merinobygget er lokalisert i Breiviken i Bergen. Referansevindhastighet (V_{b0}) for Bergen, Hordaland (nå Vestland) er satt til 26 m/s i EC1-4, Tab NA.4(901.1). Videre er basisvindhastigheten (V_b) gitt i formel 3 under. Konservativt blir det sett bort fra vindretning og årstid ettersom det kan redusere vindkraften. Alle C-faktorene settes lik 1 som vist i tabell 11, og basisvindhastigheten blir derfor lik referansevindhastigheten.

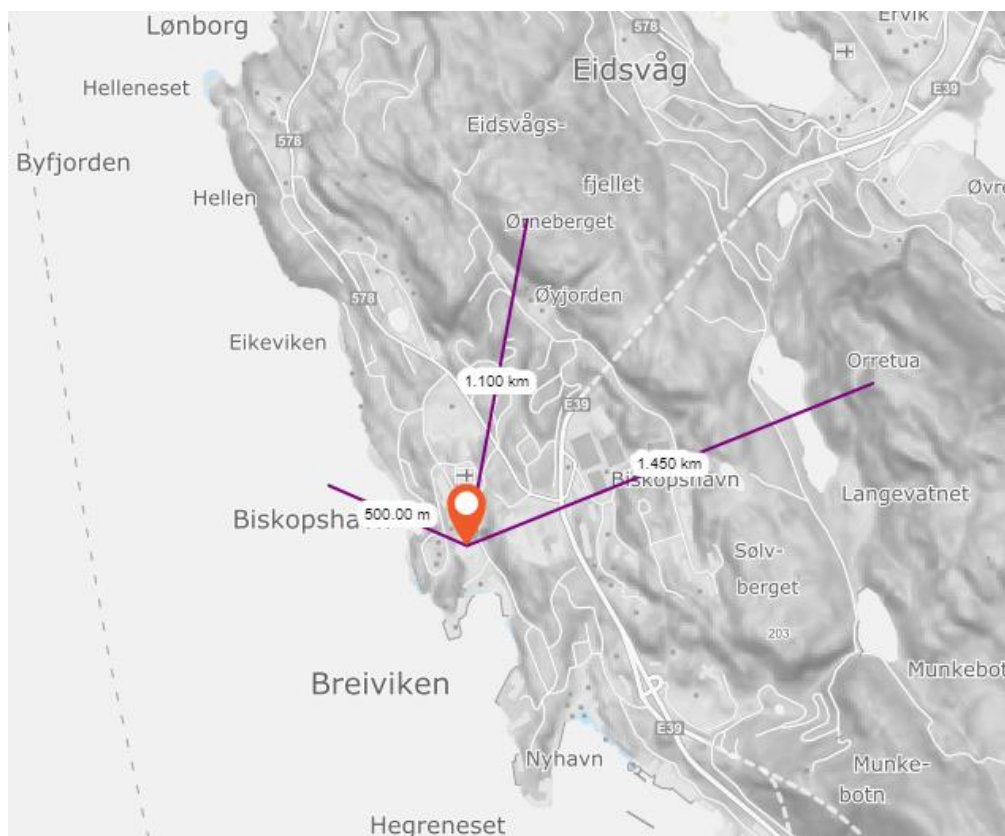
$$V_b = c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} * V_{b,0}$$

Formel 3: Basisvindhastigheten (NA. 4.1)

NA.4.2(2)P	Verdi	Krav for verdi
Nivåfaktoren; C_{alt}	1,0	$V_{b,0} \geq V_0 (=30\text{m/s})$
Årstidsfaktoren; C_{season}	1,0	Hele året
Returperiode; C_{prob}	1,0	50 års returperiode
Retningsfaktor; C_{dir}	1,0	For alle retninger

Tabell 11: Verdier for C-faktorene

Det blir sett på vind fra 3 ulike retninger som vist på figur 5. Merinobygget ligger nært byfjorden, og har toppene Ørneberget og Orretua i nær omkrets. Vindretningen som viser seg å gi den største vindkasthastigheten blir anvendt for vind fra alle retninger i videre beregninger.



Figur 5: Nærliggende topografi rundt Merinobygget

Når retningen på vinden kommer fra nærliggende bratt terreng på minst 30 grader, må man ta hensyn til turbulensøkning på byggestedet og dermed økning i stedvindhastigheten V_m . Dette vil medføre en betydelig økning i turbulensfaktoren K_I , samtidig som middelvindhastigheten C_0 vil reduseres. Med kombinasjon av faktorene i betraktning, vil forandringene av turbulensintensiteten kunne føre med seg en betydelig økning av vindkasthastigheten.

Ved nærmere undersøkelse av de nærliggende toppene rundt Merinokvartalet kommer det frem at to ulike tilfeller må undersøkes: byggested på lesiden av bratt terreng med fall på mellom 30 og 40 grader, og fall større enn 40 grader. Ved fjelltopp med fallvinkel større enn 30 grader må topografieffektene bli tatt hensyn til dersom avstanden fra byggested til topp er mindre enn $8H$, eller $15H$ for fallvinkel større enn 40 grader. H er definert som høyden på fallet. Beregninger viser at både Orretua og Ørneberget er innenfor avstandene, og det bør derfor medregnes topografieffekter. Kontrollene er utført etter NA.3.3(901.4), og er vist i vedlegg A2.

De ulike terrengruhetskategoriene er gitt fra 0 til IV i tabell NA.4.1 i EC1-4, vist i tabell 12, og blir definert etter ruheten på terrenget i området. Merinokvartalet er lokalisert blant sammenhengende småhusbebyggelse og konstaterer dermed kategori III for byggestedet. Det må også tas hensyn til vind som kommer fra sone med lavere terrengruhetskategori i beregninger av vindlasten. Vindlasten blir påvirket av ruhetsvariasjonen i nærområdet. Betydningen av ruhetsvariasjonen blir justert ved overgangssonefaktoren K_3 . Faktoren justerer betydningen av vind fra retning med en annen ruhet innenfor 10 km fra byggestedet etter EC1-4.

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

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

Tabell 12: Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere (EC1-4)

Byfjorden ligger i nær omkrets til Merinokvartalet, og har en terrengruhetskategori lik I. Vind fra byfjorden som ligger 0.5 km fra byggestedet vil dermed gi en økt vindlast. K3 faktoren bestemmes ut ifra tabell V.1 i EC1-4. Faktoren kommer av hvor langt fra byggestedet sonen ligger, terrengruheten for nærliggende sone og differansen i terrengruhetskategori. Beregninger av overgangssonefaktoren gir verdien $K_3 = 1.25$.

Ved beregning av vindkastøkning fra toppene Orretua og Ørneberget settes terrengkategorien lik II. Dette kommer frem i NA.4.3.3(901.4) ved at terrengkategori II alltid skal benyttes når en regner på vindkastøkning fra bratt terreng. For fjelltoppene Ørneberget og Orretua med terrengkategori II, blir det bestemt å gå ut ifra overgangssonefaktor for vindretning fra ru til glatt sone. Grunnlaget for denne vurderingen kommer av at bak fjelltoppene ligger Eidsvåg. Dette er bare 1.8 km fra byggestedet, og ettersom Eidsvåg er et tettsted med terrengkategori III, blir K3 for Ørneberget derfor beregnet til 0.93 og videre 0.948 for Orretua.

Vindkasthastighetstrykket på byggestedet ble funnet ved hjelp av formel 4, med fullstendig utregning vist i vedlegg A2. Ut ifra beregninger gjort fra de tre ulike retningene, viser det seg at vindkasthastigheten med vindretning Ørneberget på 1.635 kN/m^2 er dimensjonerende, og vil derfor bli anvendt videre i beregningene. For å kontrollere beregningene blir OS-prog benyttet, og fullstendig vindlastrapporten kan ses i vedlegg A3 til A6.

$$q_{kast} = [1 + 2 * k_p * I_v] * q_m * K_3 = 1.635 \frac{kN}{m^2}$$

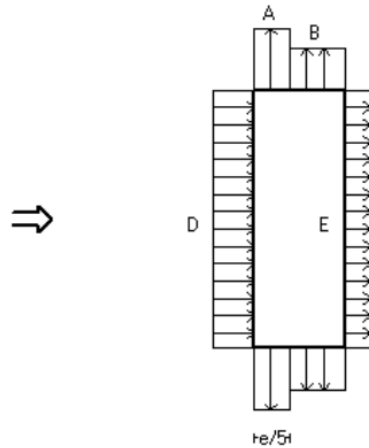
Formel 4: Vindkasthastighet

Beregning av vindlast i OS-prog, gir noe høyere vindkasthastighet enn ved håndberegning. Dette kan skyldes at det i OS-prog ikke er tatt hensyn til overgangssonefaktoren K3, og reduksjonen den medfører.

Formfaktorer sier noe om effekten bygningens utforming har på vindhastigheten. Formfaktorer avhenger av form og størrelse på det betraktede belastede arealet. De utvendige formfaktorene angir trykk og sug fordeling på overflatene av fasaden. Sug på tak kan føre til stabilitetsproblemer ved lave og/ eller lette bygninger (Høgskolelektor Trond Einar Martinsen, personlig kommunikasjon).

Ettersom Merinokvartalet er 8 etasjer, vil ikke dette påvirke stabiliteten til bygget. Utvendige formfaktorer for vegger blir bestemt etter Tabell 7.1 i EC1-4. Fullstendig beregning av formfaktorer og lastverdier er vist i vedlegg A2.

Tabell 13 og 14 nedenfor viser formfaktor og laster ut ifra de to ulike lasttilfellene, og er hentet fra resultater fra OS-prog. Figur 6 og 7. viser soneinndelingen for bygget. Fortegnet indikerer om lastverdien opptrer som sug eller trykk på fasaden, der sug er gitt som negativ verdi.

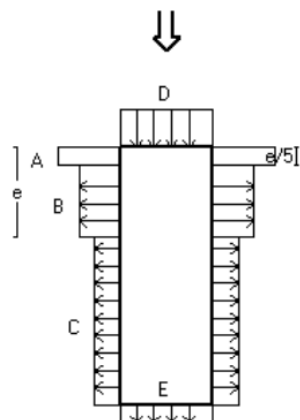


Figur 6: Soneinndeling ved Vind fra X

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,50
Utvendig last (kN/m ²)	-2,14	-1,43		1,43	-0,89

Tabell 14: Formfaktorer og last ved vind fra X



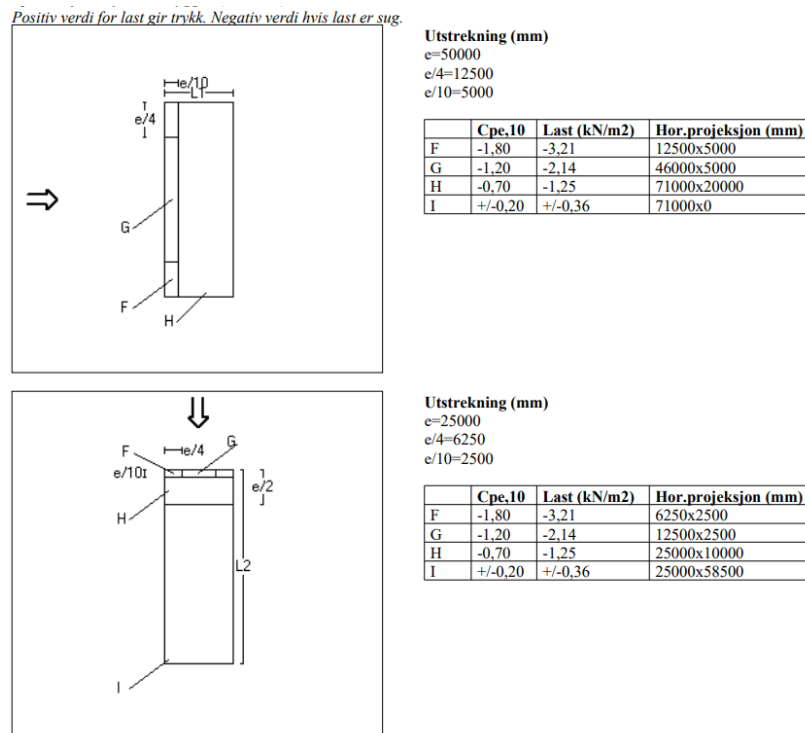
Figur 7: Soneinndeling ved vind fra Y

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-2,14	-1,43	-0,89	1,27	-0,58

Tabell 13: Formfaktorer og last ved vind fra Y:

Tak deles inn i ulike soner, der hver sone har sin egen formfaktor. For flatt tak bestemmes det om man har tak med skarp, krum eller skrå takavslutning, eller tak med parapet. Formfaktorer og soneinndelingen for taket på bygget er vist i figur 8. Figuren er hentet ut ifra rapporten fra OS-prog, og kan ses i vedlegg A5.



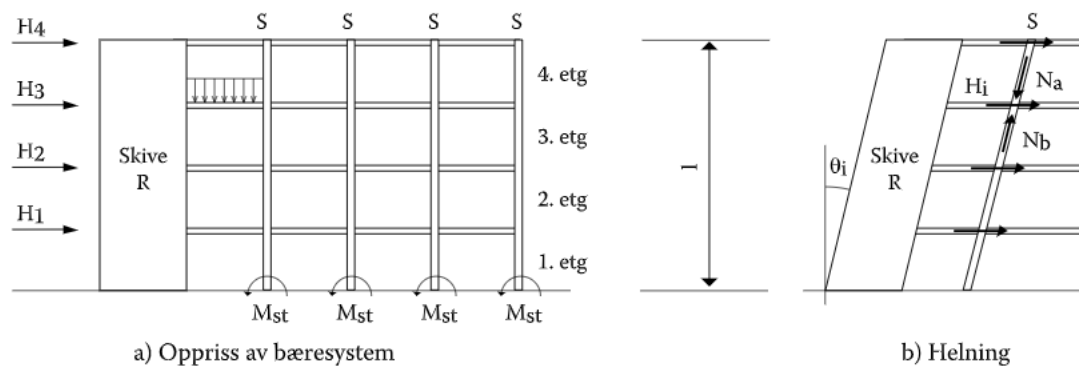
Figur 8: Formfaktorer tak

4.5 Skjevstilling

Skjevstilling, også kalt helningsavvik, er avvik i konstruksjonens geometri. I konstruksjonsanalysen skal det tas hensyn til ugunstige virkninger av geometrisk avvik og plassering av lastene for de ulike konstruksjonsdelene eller den samlede konstruksjonen (Betongelementforeningen, 2016, s. 70).

For Merinokvartalet blir det tatt hensyn til skjevstilling, som vist i figur 9. For å finne skjevstillingen, blir helningsavviket beregnet i vedlegg A7 etter EC2. Resultatet viser at skjevstillingen utgjør 0.2% av vertikallastene. For å vurdere økningen skjevstillingen tilfører på hver av sidene på bygget, er skjevstillingslasten delt på horisontallast pr. dekke. Beregninger viser at byggets kortsiden får en økning på 12 % og langsiden får en økning på 4 %.

Erfaringsmessig var det forventet en økning på 10 % til vindkasthastighetstrykket, for å tilsvare økningen med hensyn til skjevstillingslasten. For å kompensere for den faktiske økningen i skjevstilling på 12 % på byggets langside, blir vindlasten til sikker side flyttet en halv etasje opp, noe som vil gi en større belastning på bygget. Dermed holder det med et tillegg på 10% til vindkasthastighetstrykket for å ta hensyn til skjevstillingen.



Figur 9: Helningsavvik på vertikale avstivningssystemer (Betongelementforeningen, 2016, s. 70).

4.6 Snølast

Snølasten på bygget beregnes etter formler gitt i EC1-3 og kan ses i vedlegg A8. Ifølge tabell NA.4.1(901) er den karakteristiske snølasten i Bergen kommune Sk_0 lik 2.0 kN/m^2 . Merinokvartalet ligger i Breiviken i Bergen, nær sjøen. Bygget ligger omtrent 8 moh., noe som er langt under høydegrensen H_g lik 150 m. Dette fører til at det ikke må medregnes lasttillegg grunnet høyde, og at den karakteristiske snølasten Sk kan settes lik grunnverdien Sk_0 (NA.4.1(1)).

Byggets påbygg har flatt tak < 30 grader. Taket til eksisterende bygning vil bli brukt som takterrasse, og er derfor videre omtalt som det. Det blir tatt hensyn til formfaktorene for snølast på takterrassen som grenser til det høyereliggende påbygget. Det blir benyttet formfaktor $\mu_1 = 0.8$ som følger av EC1-3 [NA.5.3.1(3)].

For beregning av snølast på tak kan lasten i noen tilfeller reduseres ved hjelp av eksponeringskoeffisienten og den termiske koeffisienten. Eksponeringskoeffisienten (C_e) tar hensyn til fremtidig utvikling med tanke på topografi rundt byggeplassen. Det er lite trolig at vinden i vesentlig grad vil blåse snø av bygget, og topografien rundt Merinokvartalet blir ansett som normal. Verdien C_e settes derfor lik 1.0 som følge av EC1-3 [Tabell 5.1]. Den termiske koeffisienten C_t bør i henhold til EC1-3 [5.2(8)] settes lik 1.0 da Merinokvartalets tak ikke er laget i et materiale som medfører reduksjon av snølast grunnet høy varmegjennomgang.

Tabell 15 viser en oversikt over faktorene som inngår i formelen for beregning av snølasten gitt i formel 5.

Parametere for utregning av snølast på tak		
Fylke		Hordaland (Vestland)
Kommune		Bergen
Plassering av byggested [m.o.h]		8 m.o.h
Karakteristisk grunnverdi for snølast	$S_{k,0}$	2.0 kN/m ²
Formfaktor	μ_i	0.8
Termisk koeffisient	C_t	1.0
Eksponeringskoeffisient	C_e	1.0
Høydetillegg	ΔS_k	0.5 kN/m ²
$S_k = 1.6 \text{ kN/m}^2$		

Tabell 15: Parametre for utregning av snølast

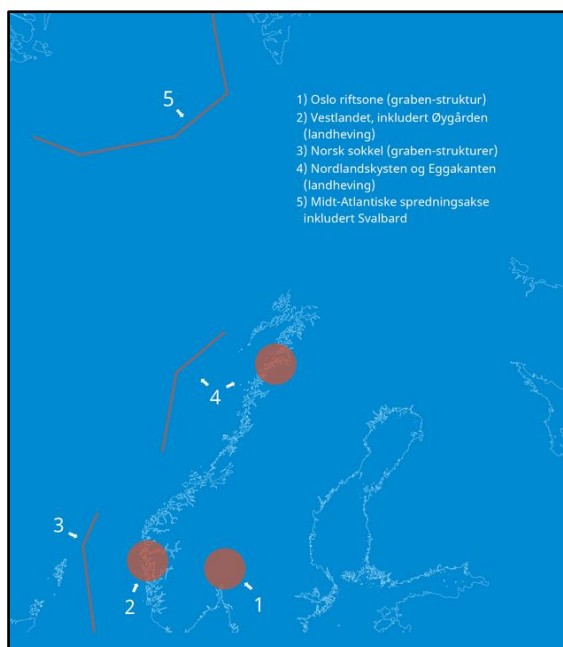
$$S_k = S_{k,0} * \mu_i * C_t * C_e$$

Formel 5: Karakteristisk snølast

4.7 Seismisk last

I tillegg til overnevnte laster, kan bygninger også bli utsatt for seismiske laster, som for eksempel jordskjelv. Jordskjelv oppstår ved at platene i jordskorpen forskyver seg i forhold til hverandre, og det frigis store mengder energi som oppleves som rystelser i grunnen. Størrelsen på et jordskjelv kan måles i seismisk moment ved hjelp av Richters skala. Skalaen er logaritmisk oppbygd, og det største skjelvet som er målt til dags dato hadde en styrke på 9,5 og oppstod i Chile i 1960. Seismiske rystelser på under 5 er ofte lite ødeleggende, men jordskjelv med større styrke kan føre med seg store skader på blant annet bygninger (NORSAR, u.å).

I det store bildet er ikke Norge spesielt utsatt for jordskjelv, men det er likevel her de fleste av skjelvene i Nord-Europa oppstår. Det finnes ikke kontinentalplater som gnisser eller kolliderer i Skandinavia, så skjelvene i Norge kommer fra blant annet lokale spenningskilder som store fjellkjeder, landheving eller sedimentbelastning på kontinentalsokkelen (Hicks, 2000). Figur 10 viser jordskjelvutsatte områder i Norge. Den røde sirkelen i punkt 2 dekker deler av Vestlandet, inkludert Bergen.



Figur 10: Jordskjelvutsatte områder i Norge

Som vist i figur 10 ligger blant annet Bergen i et område der sannsynligheten for jordskjelv er større enn resten av Norge. Det bør derfor undersøkes om det må tas hensyn til seismisk påvirkning ved dimensjonering av bygg i Bergen.

Bestemmelser i henhold til EC8

NS-EN 1998-3 (Eurokode 8) omhandler prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 3 i Nasjonalt tillegg tar for seg vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger, der det i forordet heter at «Det er ved fastsettelsen av denne standarden ikke forutsatt at eksisterende byggverk bør undersøkes, med mindre det skulle foreligge spesielle forhold».

Videre i NA.2.1 om grunnleggende krav, kommer det frem at forsterkning av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelvskaade kan avgrenses til å gjelde ved endringer eller påbygg som endrer lastvirkningen og/ eller bæreevnen i en slik grad at sannsynligheten ved sammenbrudd ved jordskjelv øker betydelig dersom konstruksjonen ikke forsterkes. Rådgivende ingeniørers forening (RIF) har i veilederen til NS-EN 1998-3 forklart dette slik:

«Bygg som ikke har vært utsatt for jordskjelvsfare, kreves bare forsterket når sannsynligheten for sammenbrudd av bærekonstruksjonen ved jordskjelv øker betydelig på grunn av de endringene som foretas».

Merinokvartalet har ikke vært utsatt for jordskjelv i den grad at bygningsmassen er blitt skadet. Bestemmelsene i NA.2.1 viser til at dersom sannsynligheten for sammenbrudd ved jordskjelv øker *betydelig*, bør bygget forsterkes. Det må altså vurderes i hvilken grad byggets bæresystem og lastvirkning blir påvirket av endringene som gjøres. Eksisterende bygning består av 5 etasjer, og skal bygges på med to nye etasjer. Det kan argumenteres for at ordet *betydelig* ikke er gjeldende for en økning av bygningsmassen på rundt 40%.

En stor del av Merinokvartalets byggetrinn 1 skal som nevnt rives, noe som i utgangspunktet vil påvirke det avstivende systemet til resterende bygningsmasse. I dette tilfellet er det funnet eksisterende dokument som tilsier at det ligger en fuge midt i byggetrinn 1, noe som gjør at byggetrinn 2 kan ses på som uavhengig av byggetrinn 1. Dette gjør at det avstivende systemet i byggetrinn 2 ikke blir rørt, og integriteten blir bevart til tross for at tilstøtende bygning blir revet.

Byggets karakter vil altså ikke endres i den grad det blir omtalt i bestemmelsene i NA.2.1, og byggets integritet blir bevart. Av dette kan det konkluderes med at eksisterende konstruksjon ikke må forsterkes med hensyn til seismisk påvirkning som følger av jordskjelv etter bestemmelsene i EC8 del 3.

5 Dimensjonering av påbygg

Det blir foretatt en dimensjonering av påbygget for å lage et grunnlag for videre kontroll av eksisterende konstruksjon, og dens kapasitet til å holde den ekstra belastningen påbygget vil medføre. Som nevnt vil det være til hensikt å benytte betong og stål i konstruksjonen til påbygget for å bevare uttrykket til eksisterende bygningsmasse. For å ikke overbelaste det eksisterende bæresystemet, må valg av material gjøres med hensyn på dette.

5.1 Dekker

I forslaget fra H2 Byggeteknikk er det benyttet plasstøpt dekke i påbygget. I denne rapporten er det valgt å se på muligheten for bruk av hulldekke. Ved å velge hulldekke, vil man få fordeler som lav egenvekt og lange spennvidder. Et stort, åpent bygg med lange spennvidder øker funksjons- og tilpasningsdyktigheten til bygget. Dette gjør at bygget i fremtiden lettere kan endre funksjon, samt at arkitekt får større valgfrihet med tanke på rominndeling.

Tabell 16 viser en oversikt over de ulike dekketyper, og er hentet fra Swecos fagmøte for Bygg og Anlegg (Sweco, 2012)

	Type	Styrker	Svakheter	Egnet til
Elementdekker	Hulldekke	Lange spennvidder	Lite fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger	Parkeringsdekker
		Lav byggehøyde		Enkle kontorbygg
		Slette flater		
	HD med konstruktiv påstøpt	Lange spennvidder	kostbart	Parkeringsdekker
		Lav byggehøyde	Lite fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger	Enkle kontorbygg
		Kort byggetid	Mange (utstøpings-) detaljer: innfesting til bjelker og vegger, av rekkverk, vegger, brukerstyr	
			Vannulemper i byggetid	
	DT- elementer med konstruktiv påstøp	Lange spennvidder	Stor bygghøyde	Parkeringsdekker
		Kort byggetid	Lite fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger	Industribygg
			Lyd	Tak
Plattendekke	Fleksibelt mht utsparinger, innfestinger Stor kapasitet for alle lastpåvirkninger Noe kortere byggetid Lyd	Mindre spennvidde	Alle typer bygg som ikke krever store, søylefrie arealer	
		Mindre fleksibelt mht form		
Plasstøpt	samvirkedekke	Fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger	Mindre spennvidde, redusert toveisvirkning	Alle typer bygg som ikke krever store, søylefrie arealer
		Stor kapasitet for alle lastpåvirkninger med redusert armeringsbehov		
		Lyd		
	Slakkarmert	Fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger	Lang byggetid	Alle typer bygg som ikke krever store, søylefrie arealer
		Stor kapasitet for alle lastpåvirkninger	Mindre spennvidde	
		Lyd		
Etterspent	Noe fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger	Lang byggetid	Parkeringsdekker	
	Stor kapasitet for alle lastpåvirkninger	Vanskelig hulltaking i ferdig dekke	Enkle kontorbygg	
	Lyd			
Bubbledeck	Fleksibelt mht form, utsparinger, innfestinger Stor kapasitet for alle lastpåvirkninger Lyd	Lang byggetid	Alle typer bygg som ikke krever store, søylefrie arealer	
		Mindre spennvidde		
		Lite benyttet		

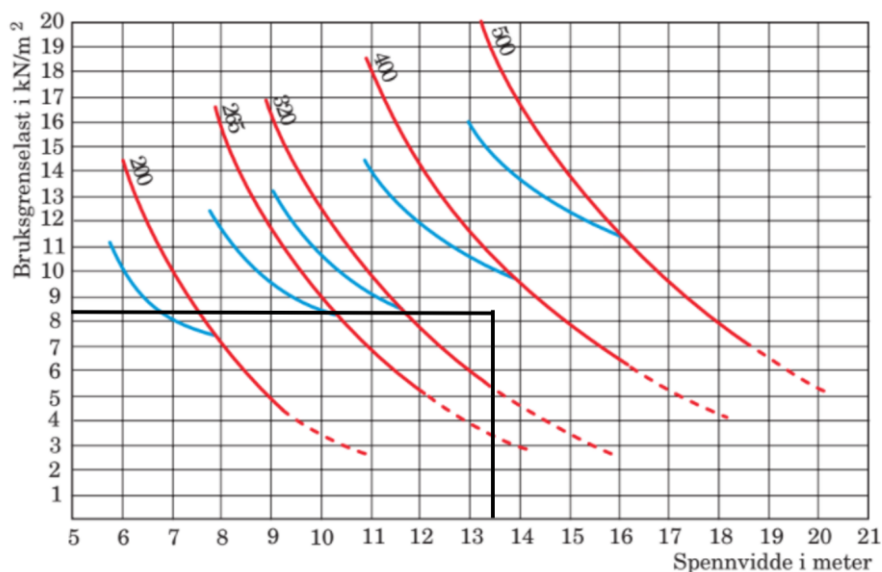
Tabell 16: Oversikt over ulike dekketyper og deres styrker og svakheter

5.1.2 Kapasitet

For å finne nødvendig tykkelse av dekke, beregnes dimensjonerende kapasitet ut ifra påført last. I betongelementboken blir det angitt beregningsmetode for valg av hulldekketykkelse. Betongelementboken angir at påført egenvekt skal reduseres med 25 % ved bruk av kapasitetskurven i figur 11 (Betongelementforeningen, 2010, s. 49). Nyttelast og påført egenvekt vil gi en total last på dekket lik 2.75 kN/m^2 , og spennvidde 16 meter som vist i tabell 17. I tillegg opplyses det i betongelementboken at egenvekt av fuget dekke tilsvarer 6.8 kN/m^2 for dekkeshøyde 500 mm (Betongelementforeningen, 2010, s. 50).

Nødvendig kapasitet		Bruksgrenselast
Påført egenvekt	g	1 kN/m^2
Nyttelast – kat A	p	2 kN/m^2
Total laster	$0.75 * g + p$	2.75 kN/m^2

Tabell 17: Bruksgrenselast (Betongelementforeningen, 2010)



Figur 11: Bæreevne for hulldekker (Betongelementforeningen, 2010, s. 49)

Markering i kapasitetskurven i figur 11 viser at det vil være stor nok kapasitet med dekkehøyde 500 mm. Det anbefales derfor å bruke HD500 med standard modulbredde 1200 mm. Dekkehøyden på 500 mm kommer som en konsekvens av at dekket strekker seg over et såpass stort spenn. Videre anbefales det i betongelementboken å bruke nominelt opplegg på 100 mm, samt fuge på 40 mm for 500 mm tykt dekke (Betongelementforeningen, 2020, s. 251).

Det er også en mulighet å bruke et tynnere hulldekke dersom dette er ønskelig. Skal man bruke et tynnere hulldekke, må man undersøke om det er mulig å korte ned spennvidden ved å lage flere opplegg i senter av bygget. Deretter må det kontrolleres at søylene midt i eksisterende bygg vil tåle den ekstra belastningen.

Fordelen med å bruke HD500 er at en unngår søyler midt i bygget, noe som nevnt tidligere gir arkitekten stor valgfrihet når det kommer til rominndeling. Dersom søyler midt i bygget ikke er et problem, vil et tynnere dekke som for eksempel HD320, være et godt alternativ da dette senker påbyggets egenvekt, samt at det er mer lønnsomt enn et tykt hulldekke som HD500.

5.1.3 Rystelser på hulldekkene

Dynamisk last som vibrasjoner og svingninger kan ha en negativ påvirkning på menneskers komfort og konstruksjonens funksjon. Dette blir derfor kontrollert etter framgangsmåte i betongelementboka.

5.1.3.1 Svingninger av betongelementer

I gammel Norsk Standard NS 3473 (utgått), blir det sagt følgende om svingninger: "Dersom konstruksjon og laster er slik at betydelige svingninger kan oppstå, skal det påvises at disse er akseptable for bruken av konstruksjonen". For å kunne dokumentere at det ikke oppstår uønskede svingninger i dekke og bjelker blir det derfor videre utført en frekvenskontroll.

Når en skal vurdere vibrasjonene i et bygg, vil resonansfrekvensen for et dekke være en viktig faktor. En god regel når en skal dimensjonere for vibrasjoner fra gange og løping, er at dekkets resonansfrekvens bør være høyere enn det dobbelte av høyeste grunnfrekvens. Typiske frekvens ved menneskelige aktiviteter er listet opp i tabell 18 (Betongelementforeningen, 2020, s. 22).

Aktivitet	Beskrivelse	Grunnfrekvens f [Hz]
Gange	Gange med kontinuerlig gulvkontakt	1.4 - 2.6
Løping	Løping med diskontinuerlig gulvkontakt	2.0 – 3.5
Hopping	Rytmask hopping på stedet, f.eks. aerobic	1.8 – 3.4
Dansing	Klassisk og moderne dans, f.eks. vals, rumba	1.5 – 3.0
Popkonsert	Rytmask hopping av entusiastisk publikum	1.5 – 3.0
Idrettsstevne	Publikum	2.5 – 3.5

Tabell 18: typiske frekvenser ved menneskelige aktiviteter (Betongelementforeningen, 2020, s. 22)

For Merinokvartalet som er boligbygg der hovedaktiviteten vil være gange, vil dette tilsvare en resonansfrekvens på høyere enn 5.2 Hz. Samtidig legger betongelementboka fram at hulldekker med vanlig personaktivitet, erfaringsmessig ikke vil tilføre nok energi til tunge betongkonstruksjoner at kravet vil være relevant. Det anbefales videre å bruke et minstekrav på 3 Hz for slike dekker (Betongelementforeningen, 2020, s. 22).

$$f_1 = \left(\frac{\pi}{2l^2}\right) * \sqrt{E * \frac{I}{m}} \quad (\text{Hz})$$

Formel 6: Laveste Resonanssekvens (Betongelementforeningen, 2020, s. 24)

Den laveste resonansfrekvensen til et fritt opplagt dekke beregnes med formel 6. Variablene i den gitte formelen er spennets lengde L, dynamisk E-modul E, treghetsmoment I og jevnt fordelt masse m. Resonansfrekvensen vil øke med stivheten, og ved grad av innspenning. Variablene E og I er hentet fra Betongelementforeningens «Regneark for beregning av dynamisk respons». Full beregning av formel 6 er vist i vedlegg B1, og gir en resonansfrekvens på 3,358 Hz for hulldekket. Minstekravet for hulldekket er dermed overholdt.

Hulldekket skal bli lagt på IPE400, noe som er nærmere gjennomgått i kapittel 5.2. Det bør derfor også kontrolleres egenfrekvens for bjelkene ved bruk av formel 6. I første omgang kontrolleres dekker og bjelkene som to separate system. Dersom det viser seg at resonansfrekvensen for dekker og bjelker ligger langt fra hverandre, vil denne tilnærmingen aksepteres. Dersom kravene ikke blir overholdt, må det i en videre analyse bli betraktet som et koblet system med grundigere beregninger (Betongelementforeningen, s. 17).

5.1.4 Balkonger

Balkongene dimensjoneres som plaststøpte dekker etter forslag fra H2 Byggeteknikk. Forslaget blir gitt på grunnlag av at arkitekttegningene viser ulike fasonger og utforminger av balkongene. Plaststøpt dekke vil derfor være godt egnet. Ettersom det brukes HD 500, vil denne tykkelsen antageligvis holde for innfestning av balkong. Et forslag til innfestning er BWC U-H, som kan bære utkragende balkonger inntil 4 meter, og er en god kuldebryter. Dersom det velges større balkong, kan den støttes opp med søyler i hvert hjørne.

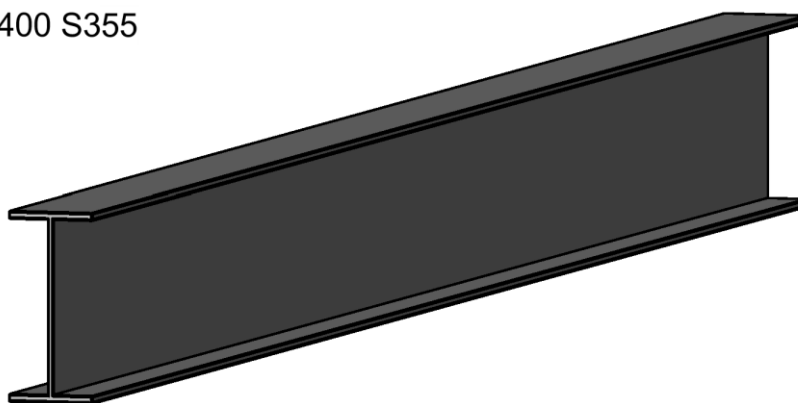
5.2 Bjelker

Bjelker fungerer som opplegg for dekke, og blir derfor kontrollert etter EC3-1. Påbyggets bæresystem skal bestå av bjelker opplagt på stålsøyler. Ved bruk av HD500 er det sett på muligheten for bruk av IPE bjelke med stålkvalitet S355. Fordelene ved bruk av IPE er at vekten er relativt mye lavere enn ved HEA bjelke, men den kan fremdeles benyttes for lang spennvidde. Tabell 19 viser en oversikt over de ulike bjelketypene, samt deres styrker og svakheter (Sweco, 2013).

	Type	Styrker	Svakheter	Egnet til
Stålbjelker	Valsede profilbjelker	Hylleware	Svak brannmotstand	Alle type bygg
		Pris	Vippings (knekkings) fare	
		Kort byggetid		
	Oppsveiste hatteprofiler	Lav byggehøyde: slett UK dekke	Forholdvis dårlig utnyttelse av stålet UK flens må brannisoleres	Kontorbygg
		Ingen vipping/knekkning	Krever mange detaljer for innfesting av dekke til bjelke	
	Gitter-/fagverksbjelker	Lange spennvidder	Store bygghøyde	Industribygg
Effektive: lite stålforbruk		Store arealer som må brannisoleres Global knekking	Haller	
Oppsveiste spesialbjelker	Tilpasses situasjonen	Kostbare	Der det er behov	
Betongbjelker	Prefabrikerte RB, LB, DLB, Z, IB...	Rask å montere	Toleranse	Alle typer bygg
		Kan belastes umiddelbart	Bygger noe ned under dekke	
		Stor styrke	Jordskjelv	
	Lett å fjerne om man har tegnet for mange			
Plasstøpte betongbjelker	Fleksibelt	Tidkrevne		
Stor kapasitet i overganger til vertikale bærekonstruksjoner				
Kan benytte betongdekke som flens				
Samvirkebjelker	Samvirke I-profil med betongdekke som flens	God utnyttelse av materialer	Lang byggetid	Broer
	Deltbjelke	Stor kapasitet	Vedlikehold/rustbeskyttelse av ståldel	
		Effektiv materialbruk	Mye utstøping	
		Kontinuitet på tvers gjennom bjelke		
Lite behov for brannisolering				
	Lav byggehøyde		Kontorbygg	
Trebjelker	Limtrebjelker	Mange størrelsesvarianter	Brannsituasjon	Tak
		God bæreevne		Bæring av trebjelkelag
		Miljøvennlig		Broer
	Fagverksbjelker	Stor styrke, lange spennvidder	Brannsituasjon	Tak
		Effektiv materialbruk	Stabilitet	Opplegg for trebjelkelag
	Trebaserete bjelker (Masonite, Kerto...)	Spesialtilpasset bruk med lite materialbruk	Pris	Bjelkelag med store spennvidder
Stor spennvidde som bjelkelag		Lite «kjøtt»	Der det er mye føringer gjennom	

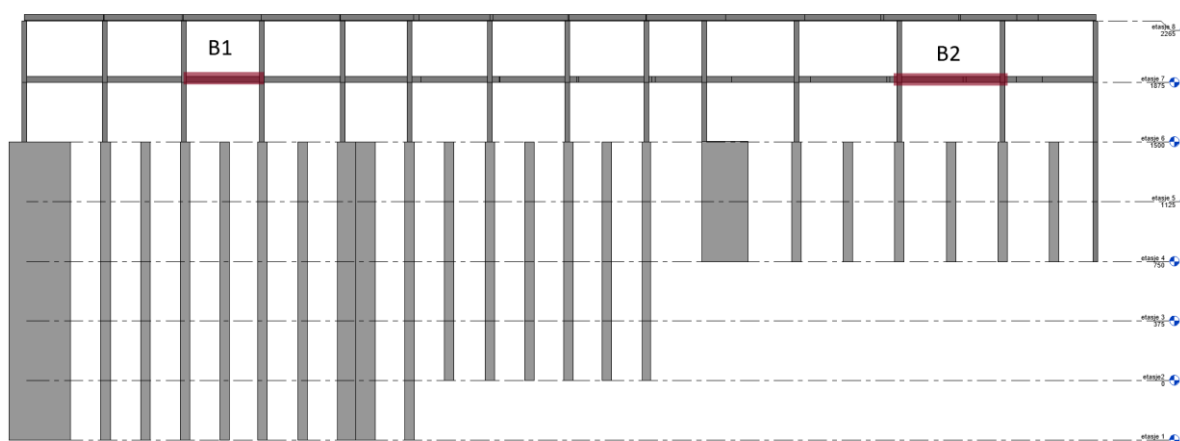
Tabell 19: Oversikt over ulike typer bjelker og deres styrker og svakheter.

IPE400 S355



Figur 12: Illustrasjon av IPE400 S355

Det blir dimensjonert med IPE400-bjelker som vist i figur 12 langs ytterveggene som hviler på stålsøyler for bæring av hulldekke. Det blir fastslått at spennvidden mellom alle stålsøylene i yttervegg er 5 meter ved byggetrinn 1/2 og 6 meter ved byggetrinn 2/3. Dette for å forhindre at søylene dimensjoneres over utsparingene på eksisterende bygg slik at man kan betrakte arealet mellom vinduene som søyle. Kapasitetskontroll av bjelker er utført ved håndberegninger i henhold til EC3-1 og figur 13 viser hvilke bjelker som her er dimensjonert i påbygget.



Figur 13: Illustrasjon av bjelkene som kontrolleres i påbygget

Bjelke 1 har spennvidde på 5 meter og IPE400 blir brukt i begge etasjer. Bjelken tar imot jevnt fordelt last fra dekke, samt fasade og disse blir dimensjonerende i utregningen av moment og skjærkraft. Utnyttelsen for moment er 83.1%% og for skjær 37.8%, noe som ikke påvirker kombinert virkning. Dette er vist i tabell 20. Bjelken dimensjoneres ikke for sideveis vipping og må derfor fastholdes mot dette med for eksempel gulvbjelker (Røstum, 2018). Det antas at vindlasten belaster yttervegg, og at kraften videreføres inn i dekke. Det blir derfor ikke dimensjonert for aksiallast i bjelker, da denne er neglisjerbar. For utfyllende håndberegninger, se vedlegg B2.

Dimensjonerende krefter	Kapasitet	Utnyttelse
M_{Ed} 281.4kNm	$M_{el,Rd}$ 338.9 kNm	83.1%
V_{Ed} 225.2 kN	V_{Rd} 595.8kN	37.8%%

Tabell 20: Kontroll bruddgrense bjelke 1

Nedbøyningen er regnet etter formel i tabell 21 og overholder kravet på L/200.

Nedbøyning	Resultat?	Krav
$\delta = \frac{5}{384} * \frac{q_{Ed} * L^4}{EI}$	15.1mm	L/200 = 25mm

Tabell 21: Nedbøyning bjelke 1

Bjelke 2 har en spennvidde på 6 meter, og IPE400 blir på lik linje med bjelke 1 brukt i begge etasjer. Som vist i tabell 22 er utnyttelsen for moment på 120%, og er derfor ikke OK. Skjær er her noe høyere enn for bjelke 1, med 45.3%. Dette er fortsatt lavere enn 50%, og vil ikke påvirke kombinert virkning. Det kan derfor vurderes om bruk av IPE500 for bjelker med spennvidde 6m er det mest gunstige. Det kan også vurderes om en spennvidde på 5 meter er mulig her ved bruk av IPE400. Det blir videre dimensjonert med IPE400, og utfyllende beregninger kan ses i vedlegg B3.

Dimensjonerende krefter	Kapasitet	Utnyttelse
M_{Ed} 405.3kNm	$M_{el.Rd}$ 338.9kNm	120%
V_{Ed} 270.2kN	V_{Rd} 595.8kN	45.3%

Tabell 22: Kontroll bruddgrense bjelke 2

Bjelke 2 overholder ikke kravet om nedbøyning på 30mm som vist i tabell 23. For å kompensere for nedbøyningen er det derfor foreslått at bjelken skal dimensjoneres med en overhøyde på 10mm.

Nedbøyning	Resultat	Krav
$\delta = \frac{5}{384} * \frac{q_{Ed} * L^4}{EI}$	31.288mm	L/200 = 30mm

Tabell 23: Nedbøyning bjelke 2

Bjelker kan i seg selv være ganske ømfintlige for svingninger. Bjelkene har et spenn på 5 og 6 meter, og beregningene gjort i vedlegg B4 og B5 viser at bjelkene har en egenfrekvens på 10 og 14 Hz som vist i tabell 24. Resonansfrekvensen ligger dermed langt ifra dekket, og det må derfor ikke kontrolleres videre som et koblet system.

Resonansfrekvens	Resultat
$F = \frac{\pi}{2 * l^2} * \sqrt{E * \frac{I}{m_{tot}}}$	Bjelke 1 = 14.448 Hz Bjelke 2 = 10.033 Hz

Tabell 24: Resonansfrekvens bjelke

5.3 Søyler

Oppgaven til søyler er å ta imot last fra bjelker og/ eller dekker for så å overføre kreftene ned til konstruksjonens fundament. For valg av søyletype må det tas hensyn til vertikale laster, men også horisontale laster dersom søylen skal virke som avstivende for fasade. Søylene som er aktuelle å bruke ved dimensjonering av påbygget er henholdsvis stålsøyler, betongsøyler, samvirkesøyler eller tresøyler. Tabell 25 under viser en oversikt over de ulike søyletypene, og er hentet fra Swecos fagmøte for Bygg og Anlegg (Sweco, 2013).

	Typer	Styrker	Svakheter	Egnet til	Felles styrker	Felles svakheter
Stålsøyler	Valsede profilsøyler	- Kort byggetid - Hyllevare - Billig	- Svak brannmotstand - Knekkning- og vippingsfare	Alle typer bygg		
	Oppsveide søyleprofiler	Tilpasset last- og lastvirkning	Dyrt	- Store, åpne bygg - Haller		
	Gitter/ fagverksøyler	- Stor momentkapasitet - Lite materialbruk	- Dyrt - Plane fagverksøyler må avstives	- Fasadestøyer - Master		
Betongsøyler	Prefabrikerte slakkarmerte	- Rask byggetid - Kan belastes umiddelbart	- Lav toleranse - Må avstives i monterings- og ferdigtilstand (korthus; jordskjelv)	Alle typer større bygg	- God brannmotstand - God bestandighet	
	Plasstøpte slakkarmerte	- Fleksible mtp. Form, utsparringer og innfestninger - God kapasitet for alle lastpåvirkninger - Stabilitet	Lang byggetid	Alle typer bygg		
Samvirkesøyler	Hulprofil med innlagt armering, fylles med betong på byggeplass	- Svært god kapasitet for alle lastpåvirkninger	- Lang byggetid - Lav toleranse - Innfestning av konsoller (dokumentasjon av brann)	Alle typer bygg med store søylelaster	- Stor bærekapasitet - Stor motstand mot mekanisk slitasje	
Tresøyler	Lintresøyler	- Mange varianter mtp. Størrelse - God bæreevne - Liten kuldebrovirkning - Miljøvenning	- Brennbar	- Buet fasade - Bæring av trebjelker i mindre bygninger		

Tabell 25: Oversikt over ulike søyler og deres styrker og svakheter

Stålsøyler er godt egnet til alle typer bygg, og spesielt store, åpne bygg og haller. Merinokvartalets påbygg vil ha et spenn på 16 meter, derfor blir det i forslaget til dimensjoneringen av påbygget foreslått varmvalset hulprofil av stål, nærmere bestemt HUP 300x300x10 kvalitet S355. Det kan også vurderes å benytte samvirkesøyle med samme dimensjon, noe som er videre omtalt under delkapittel 5.6.4.1.

HUP 300x300x10
S355



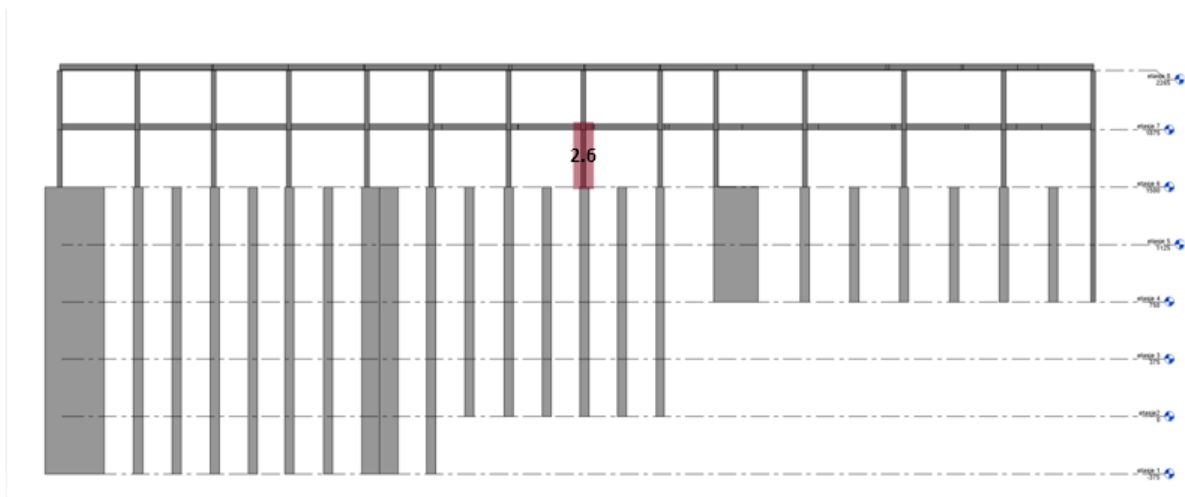
Figur 14: Illustrasjon av HUP300x300x10 S355

Søylene i påbygget blir påkjent krefter i form av moment og aksialkraft (trykk). Konservativt er søyle 2.6 kontrollert, da denne er antatt å ta mest krefter på grunn av stort lastareal. Figur 15 viser en modell av tiltenkt plassering av søylene, der søyle 2.6 er markert i rødt. Vedlegg B6 viser utregning av tverrsnittsklasse på grunn av aksialtrykk, som blir funnet til å være klasse 2. Konservativt blir det videre regnet elastiske kapasiteter (som tverrsnittsklasse 3) da dette er anbefalt ved stabilitetsproblem på grunn av vindlasten på påbygget.

Vinden vil påføre søylen et moment. Vindkasthastighetstrykket er utregnet til å være 1.635 kN/m², lastbredde er 5m og søylens kneklengde er 3.75m. Dette gir et moment $M_{yEd} = 14.37$ kNm. Aksialtrykket som går ned i søylen er summen av egenvekt av dekke og bjelke, samt påført egenlast og nyttelast ganget med lastbredde. Dette gir en total aksialkraft i søylen på $N_{Ed} = 431.25$ kN. Kapasitetskontrollen i formel 7 er gjort i henhold til EC3-1, se også vedlegg B6.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{yEd}}{M_{yEd}} = 0.572 < 1.0 \rightarrow OK$$

Formel 7: Kapasitetskontroll søyle

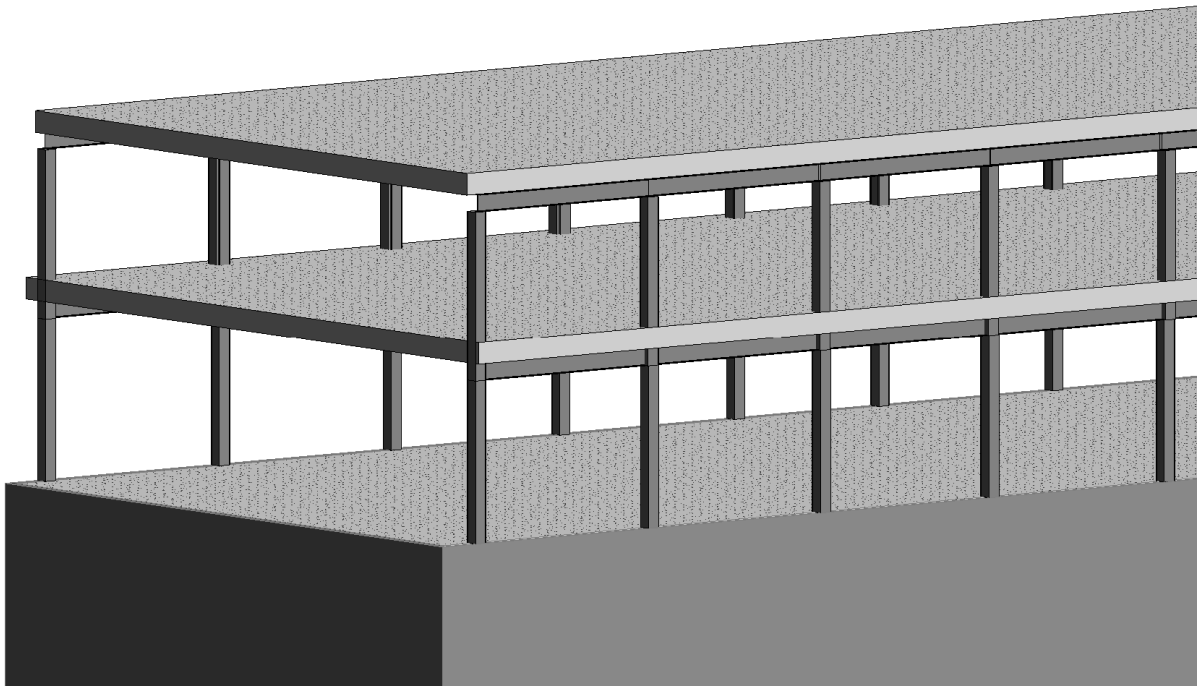


Figur 15: Illustrasjon av søyle 2.6 som kontrolleres i påbygget

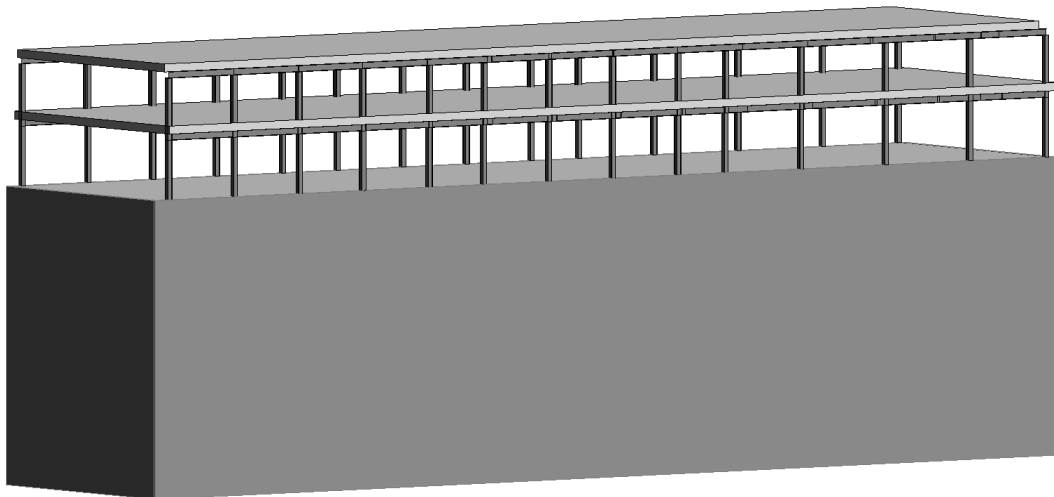
5.4 Lett-Tak

Lett-tak blir anbefalt som takkonstruksjon. Valggrunnlaget kommer av muligheten for lange spennvidder på opptil 18 meter, noe som vil være med på å gi en bedre utnyttelse av byggets innvendige areal. Som navnet tilsier er det lette elementer, og rask montering vil minimere tilført fukt under byggeprosessen (Lett-Tak Systemer AS, u.d.). Ettersom bygget er lokalisert i Bergen bør det undersøkes om taket vil tåle dimensjonerende verdier for snø- og vindlaster på stedet. For byggets spennvidde på 16 meter, kan lastene føre til stor nedbøyning av taket.

5.5 Modellert bæresystem av påbygg



Figur 16: Illustrasjon av løsning av påbygg



Figur 17: Illustrasjon av løsning av påbygg

5.6 Dimensjonering ulykkestilstand – Brann

Når en skal i gang med prosjektering og dimensjonering av et bygg, inngår også ulike krav til funksjon ved en brannsituasjon. Det viktigste formålet med brannvern er å begrense risikoen brann medfører for mennesker, og hindre at liv går tapt. Utover dette ønsker en å begrense materielle skader en brann i bygget vil medføre, og skader på nærliggende områder og bygg (Betongelementforeningen, 2017, s. 14).

I Tek 17 §11-4(1) blir kravet for bæreevne og stabilitet ved brann beskrevet slik: «Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at byggverket som helhet, og de enkelte delene av byggverket, har tilfredsstillende sikkerhet med hensyn til bæreevne og stabilitet.» (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-4(1)).

Det vil si at hvilke krav en setter til egenskapene til bygget og enkeltelementer, har en stor innvirkning på hvilke material en må bruke, og hvor sterke de må være.

5.6.2 Risikoklasser og brannklasser

Risikoklassen bestemmes ut fra trusselen en brann kan ha for skade på menneskeliv og helse, alt etter hvilket byggverk eller bruksområde bygget har. Antall personer, størrelse på bygget og planløsninger er faktorer som spiller inn når en velger risikoklassen. I prosjekteringen skal risikoklassen legges til grunn for å sikre rømning og redning ved en brann.

I tabell 26, blir de 6 risikoklassene presentert med kriterier for de ulike klassene (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-2). Merinokvartalet, som skal bli et boligbygg, vil komme inn under risikoklasse 4, markert i tabellen under.

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Tabell 26: Risikoklasser (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-2)

Brannklassen til Merinokvartalet bestemmes etter hvor stor konsekvens en brann vil innebære for skade på menneskeliv, helse og miljø. Selve konsekvensen av en brann er avhengig av bruksområdet til bygget. I tillegg spiller faktorene utforming, antall etasjer og antall personer inn. Ut ifra konsekvensen som er basert på den faktiske bruken av bygget ved en brann, plasseres Merinokvartalet i brannklasse etter tabell 27. Brannklassene brukes i videre prosjektering og utførelse for å sikre byggverkets bæreevne ved en eventuell brann (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-3).

Brannklasse	1	2	3	4
konsekvens	liten	middels	stor	særlig stor

Tabell 27: Brannklasser (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-3)

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 28: Brannklasser (BKL) for byggverk (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-3)

Ut fra tabell 28, vil en brann i Merinokvartalet ha stor konsekvens. Dette fordi det er et boligbygg som strekk seg over 7 etasjer der det oppholder seg mange personer. Ettersom risikoklassen er 4, og bygget er høyere enn 5 etasjer, vil Merinokvartalet ligge innenfor brannklasse 3.

5.6.3 Bæreevne og stabilitet ved brann

I TEK 17 §11-4(4) heter det at «Det bærende hovedsystemet i byggverk i brannklasse 3 og 4 skal dimensjoneres for å kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet gjennom et fullstendig brannforløp, slik dette kan modelleres.» (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-4).

Brannklasse	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]

Tabell 29: Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-4)

For Merinokvartalet må det derfor velges materialer eller løsninger som skal klare beholde stabiliteten og bæreevnen ved en brann. Bærende hovedsystem må etter tabell 29 ha brannmotstand R 90. Det velges å betrakte bjelker som bærende hovedsystem, og bjelkene betraktes dermed ikke som en del av etasjeskillerene. TEK 17 §11.4 opplyser derimot om preaksepterte ytelser. For Merinokvartalet som ligger i brannklasse 3 og har mindre enn 8 etasjer, kan en ha etasjeskillere med brannmotstand R 60 (Byggteknisk forskrift, 2017, §11-4).

5.6.4 Brannpåvirkning av konstruksjonsmateriale

5.6.4.1 Betong

Betong blir sett på som et av de beste konstruksjonsmaterialene når det kommer til brannmotstand. Dette fordi betong har svært god evne til å absorbere varme, og virker dessuten som selvisolerende ved temperaturpåkjenning. Erfaringer viser at etasjebygg av betongelementer har tilstrekkelig brannmotstand til at den klarer å stå ut et brannforløp (Betongelementforeningen, 2017, s. 18).

Eventuelle skader som oppstår på betongelementer under brann er ofte begrenset, og bygget kan ofte rehabiliteres framfor å rives. Det vil derfor være hensiktsmessig å velge betongelementer med tanke på mulig brann.

Elementtykkelse	Midlere arm. Dybde	Brannmotstand
200	40	REI 60
265	40	REI 60
320	45	REI 90
400	45	REI 90
500	45	REI 90

Tabell 30: Brannmotstand av standard hulldekker (Betongelementforeningen, 2017, s. 29)

Tabell 30 er hentet fra betongelementboken bind D, tabell D4.2, viser brannmotstand for standard hulldekker med maksimal armering (Betongelementforeningen, 2017, s. 29). Den viser at alle elementtykkelsene er over kravet R60. HD500 som er valgt benyttet i påbygget har brannmotstand REI90, noe som er godt innenfor. Dersom det velges å gå for HD320 som ble lagt fram i kapittel 5.1.2, vil dette også være innenfor brannmotstandskravet. Ettersom kravet om brannmotstand er overholdt, trengs det ikke ytterlige branntiltak for dekket.

Standard brannmotstand	Minste dimensjoner bærende vegger og søyler	
	Veggtykkelse/ armeringsdybde	Søyler: tverrsnittbredde/ armeringsdybde - 0.5
REI 30	120/10	200/25
REI 60	130/10	200/36, 300/31
REI 90	140/25	300/45, 400/38
REI 120	160/35	350/45, 450/40
REI 180	210/50	350/63
REI 240	270/60	450/75

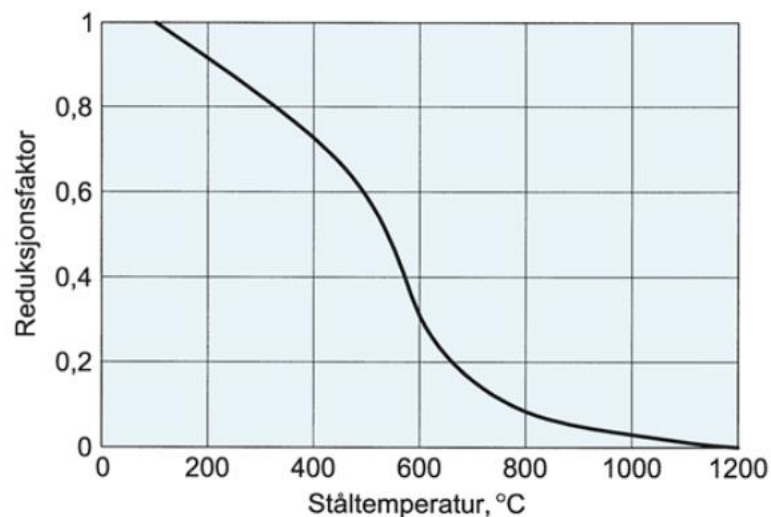
Tabell 31: Minste tverrsnittdimensjon med brannmotstand (Betongelementforeningen, 2017, s. 44)

Tabell 31 er hentet fra betongelementboken bind D, tabell D4.14 og D4.11, og angir minimums tykkelse av bærende vegger og søyler for ulike brannmotstander (Betongelementforeningen, 2017, s. 44). For å overholde kravet for brannmotstand på R90 for bærende element, må tykkelse av betongvegg være minimum 140 mm med minste armeringsdybde lik 25 mm.

Tabellen viser også at det ved bruk av betongsøyler må være minimum tverrsnittsbredde på 300mm og armeringsdybde 45mm dersom det skal være innenfor kravet. Dette med forbehold om utnyttelse på søyle settes μ lik 0.5 \rightarrow slipper å brannisolere. Det er i delkapittel 5.3 nevnt muligheten for bruk av samvirkesøyler med dimensjon 300x300x10 i påbygget. Selv om tverrsnittsbredden av betong blir noe redusert (280mm), kan det argumenteres for at dette vil holde ved en brannsituasjon, da det vil gå en viss tid før hulprofilet av stål smelter og dermed mister sin styrke (Høgskolelektor Trond Einar Martinsen, personlig kommunikasjon).

5.6.4.2 Stål

Den kritiske temperaturen vil kunne variere ved kapasitetsutnyttelsen av stålet. For de fleste belastede stålkomponentene vil det kritiske temperaturområdet ligge på rundt 500°C. Når stålet når en temperatur på 500°C vil den ha mistet 50 % av sin fasthet (Stenstad & Krohn, 2004).



Figur 18: Reduksjon av stålets flytegrense som funksjon av temperatur (Stenstad & Krohn, 2004)

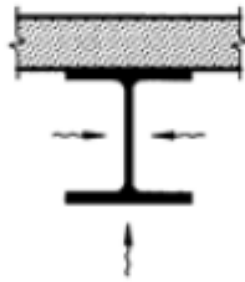
Stål som er ubeskyttet, vil vanligvis ikke nå en høyere brannmotstand enn 10 til 15 minutter. Dette oppfyller ikke kravet for Merinokvartalet som tilsvarer R90. For å klare å utsette oppvarmingen av stålet og tiden til sammenbrudd og andre deformasjoner, blir det benyttet et brannbeskyttelsessystem. Med de fleste brannisoleringsystemene kan en oppnå inntil 90 minutters brannmotstand (Stenstad & Krohn, 2004).

Stålets temperaturøkning ved en brann avhenger av forholdet mellom de eksponerte sidene og volumet av stålet. For uisolerte profil kalles dette forholdet for profilmfaktor, og betegnes som A_m/V . For et isolert profil blir forholdet for profilmfaktoren beregnet som forholdet mellom isolasjonens indre areal og stålets volum. Dette forholdet betegnes A_p/V . Det strebes etter en så lav profilmfaktor som mulig, da denne indikerer bedre brannmotstand enn ved en høy profilmfaktor. Videre indikerer profilmfaktoren hvor mye det aktuelle tverrsnittet må isoleres for å oppnå ønsket brannmotstand (Stenstad & Krohn, 2004).

5.6.5 Branntiltak for stålprofiler

Stålbjerkene i Merinokvartalet må brannisoleres for å klare å overholde kravet for brannmotstand. Det kan gjøres ulike tiltak for å øke brannmotstanden til stålet, og de mest brukte metodene er henholdsvis brannisolerende plater og brannbeskyttende maling (Stenstad & Krohn, 2004).

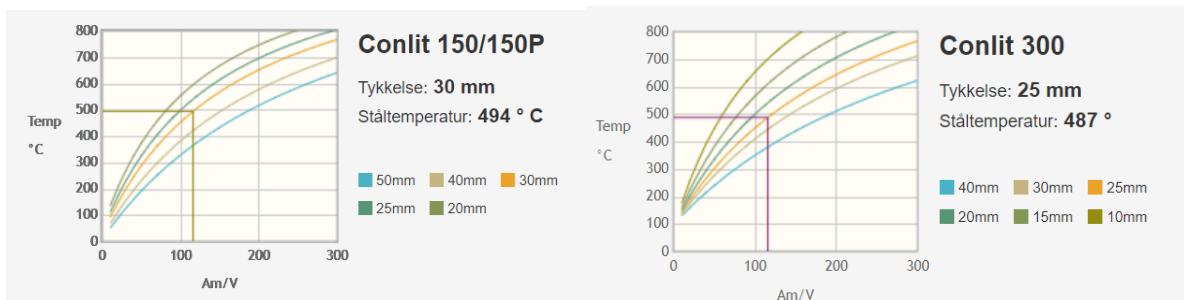
For stålbjerkene som må ha brannmotstand R90, vil brannisolasjon være aktuelt. For å finne ut tykkelse på isolasjon er beregningsprogrammet «CONLIT brannsikring» anvendt. Denne rapporten er lagt ved i vedlegg B7 Beregningsprogrammet er raskt og enkelt, og blir brukt til å dimensjonere ROCKWOOL isolasjon til ulike stålprofiler (Rockwool AS, u.d.). Ønsket festemetode, brannklasse, maks ståltemperatur og profil legges inn. Deretter velges det hvor mange av sidene som er eksponert for brann. I utformingen av påbygget vil hulldekke hvile på IPE profilet, og vi vil derfor ha 3 eksponerte sider illustrert i figur 19.



Figur 19: Åpent tverrsnitt eksponert på 3 sider (Stenstad & Krohn, 2004)

Ut ifra gitt inndata beregner programmet ut nødvendig tykkelse på brannisoleringen, med sveisemetoden. For IPE-profilet beregnes det at isolasjonstykkelse på 30 mm eller 25 mm med Conlit 150 eller 300 vil holde for å overholde kravet på R90, se resultat i figur 20.

Grafene under er hentet fra resultat i vedlegg B7 utført i Rockwools beregningsprogram for Conlit brannsikring.



Figur 20: Forslag til brannisolering med Conlit

6 Analyse

6.1 Stabilitet

I gammel Byggeteknisk forskrift TEK 10 §10-2(2) heter det at «Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot brudd og tilstrekkelig stivhet og stabilitet for laster som kan oppstå under forutsatt bruk.» (Byggeteknisk forskrift, 2010, §10-2(2)).

Det er viktig å ivareta den totale stabiliteten når en skal prosjektere. Stabiliteten til et bygg er ivaretatt når de enkelte bygningsdelene er i stabil likevekt og klarer å motstå de påførte kreftene. Når hver av de enkelte bygningsdelene er i likevekt, vil en også oppnå global stabilitet (Betongelementforeningen, 2016, s. 58).

6.1.2 Horisontallaster

De horisontale kreftene som virker på konstruksjoner kommer fra vind, og i tillegg kommer også lasttillegg fra skjevstilling og seismisk last. I kapittelet 4.7 om seismisk last blir det argumentert for at det i dette tilfellet kan ses bort fra jordskjelvpåvirkning fordi lastvirkningen og bæreevnen forblir den samme i det eksisterende bygget. I kapittel 4.5 kommer det fram at skjevstillingslast bør legges til som et tillegg på vindlasten.

På lik linje som de vertikale lastene, skal også bygget dimensjoneres for horisontale kreftene som må videreføres til grunnen. Kraftfordeling i de vertikale skivene styres av hvor mange skiver en har, og deres plassering.

For å kontrollere stabiliteten til bygget, tas det i betraktning sug og trykk som kommer av vindlasten. Lastfaktorer og vindkast er beregnet i vedlegg A2. Konservativt blir verste retning av vind benyttet videre i beregning av byggets stabilitet. I tillegg blir det tatt hensyn til skjevstilling ved å øke vindlasten med 10 %, dette er videre omtalt i kapittel 4.5 Verdier for vindlast er vist i tabell 32.

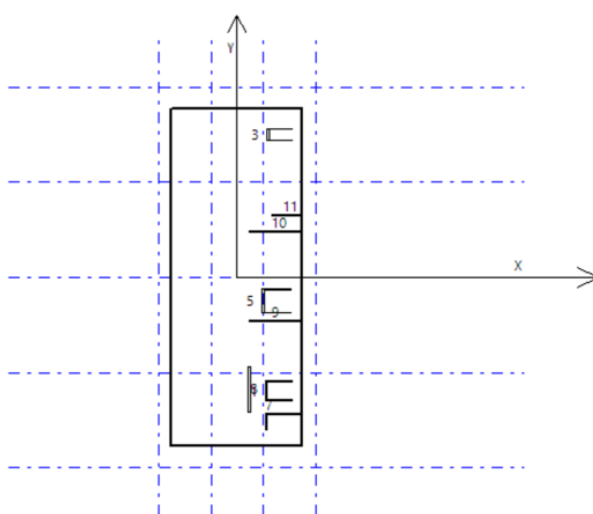
Lasttilfelle	Lastfaktorer		Vindkasthastighet + skjevstilling 10%	Total vindlast for stabilitet +skjevstilling
	CD	CE	$q_{kast} * 1.10$	$(CD+CE) * q_{kast} * 1.10$
Lasttilfelle 1	0,8	0,535	1,8 kN/m ²	2,4 kN/m ²
Lasttilfelle 2	0,721	0,341	1,8 kN/m ²	1,9 kN/m ²

Tabell 32: Total vindlast for stabilitet

6.1.3 Avstivningssystemer

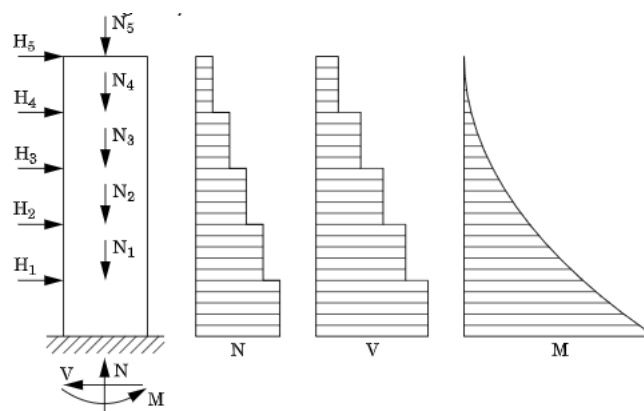
Avstivningssystemet i bygget består av vertikale skiver. Foreslått avstivende system er basert på H2 Byggeteknikks forslag til avstiving av påbygget, samt avstivningssystemet i eksisterende bygg. I den eksisterende bygningsmassen er det funnet flere avstivende vegger i betong, samt 3 trappe- og heissjakter som er gjennomgående. Disse sjaktene er også foreslått videreført opp i det nye påbygget. Konservativt blir ikke ytterveggene sett på som avstivende. Dette gjelder spesielt for gavlveggene, som vil få en økt belastning fra påbygget.

Fordi betong er et material med svært god trykkfasthet, vil det derfor være godt egnet til å overføre krefter i et avstivningssystem. Figur 21 viser de avstivende skivene i bygget, der samtlige veggskiver er gjennomgående fra 1. til og med 5. etasje. Sjaktene, henholdsvis skive 1,3 og 5 i figuren under, er også videreført helt opp til 7. etasje i påbygget. Figur 21 er hentet fra vedlegg C1.



Figur 21: Vertikale skiver i bygget

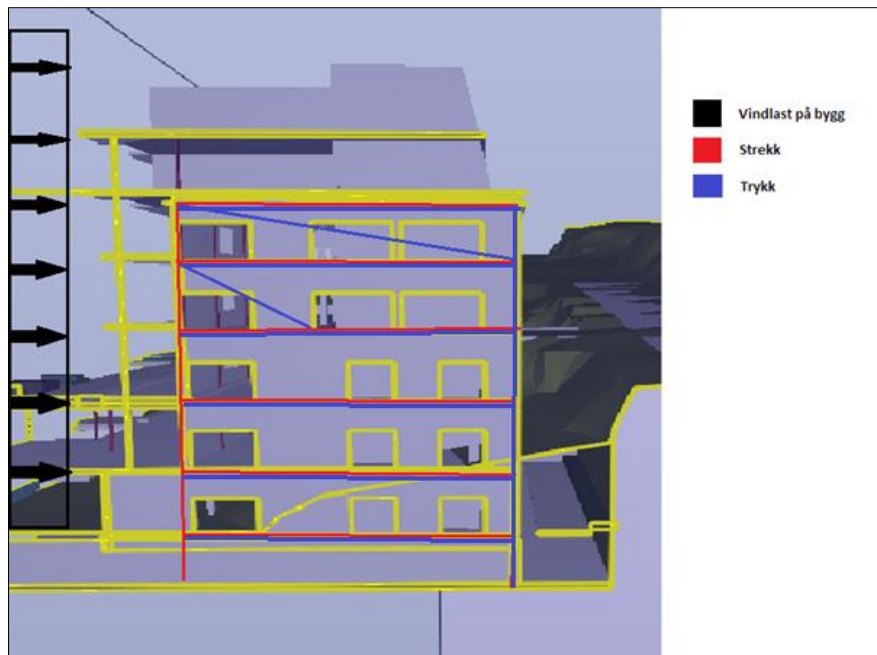
For å finne kreftene som virker på de ulike vertikalskivene, er Ove Slettens program «V-skive» benyttet, vist i vedlegg C1. Kontrollberegninger til å kontrollere resultatene fra V-skive er utført i Mathcad, og kan ses i vedlegg C2. Figur 21 viser konstruksjonen sin geometri plassert inn i et modulnett i V-Skive, som danner to aksesystem, x- og y-retning. Horisontallasten som kommer av vind og skjevstilling, legges inn i hvert av de to aksesystemene. Horisontallasten fungerer som en flatelast på ytterveggen, og kraften blir videreført inn i etasjeskillerene som linjelast. Etasjeskillerene viderefører deretter kraften til de vertikale skivene som igjen skal føre kraften ned til fundamentet. Figur 22 illustrerer hvordan horisontalkreftene fordeler seg i de vertikale skivene.



Figur 22: Snittkrefter vertikal skive (Betongelementforeningen, 2016, s. 145)

De skivene som tar mest krefter i lastkombinasjon 1 og 2 (vind fra x- og y-retning) er så kontrollert med tanke på om de har stor nok kapasitet til å fungere som avstivende skiver. Kapasiteten til skivene avhenger blant annet av størrelsen og plassering. Vertikale nedadrettede laster vil virke positivt for stabiliseringen i beregningene, og det vil derfor være konservativt å bare ta med egenvekten av skivene i videre beregninger.

Til sikker side er enkelte av skivene er lagt inn med mindre dimensjon enn de er, da store utsparinger i veggene gjør at kreftene ikke kan føres ned til grunnen dersom hele skivearealet er tatt med. Et snitt av bygget viser at skive 9 har problem med å føre kreftene nedover i bygget på grunn av at trykkdiagonalen ikke kan gå over de store utsparingene i veggene. Konservativt er kun en liten del av denne skiven tatt med som avstivende.

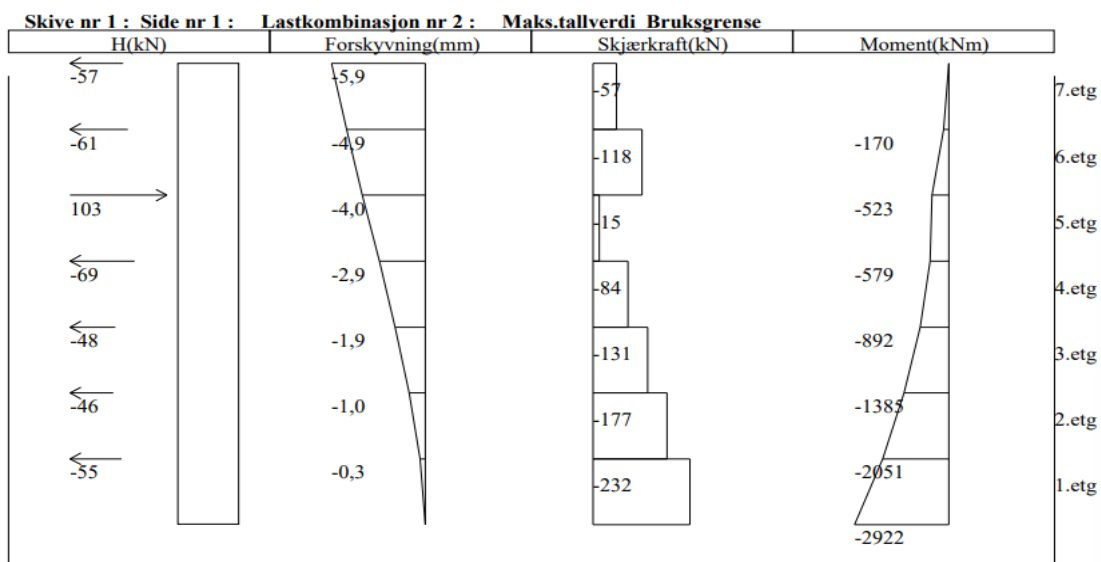


Figur 23: Kraftfordeling av horisontale krefter

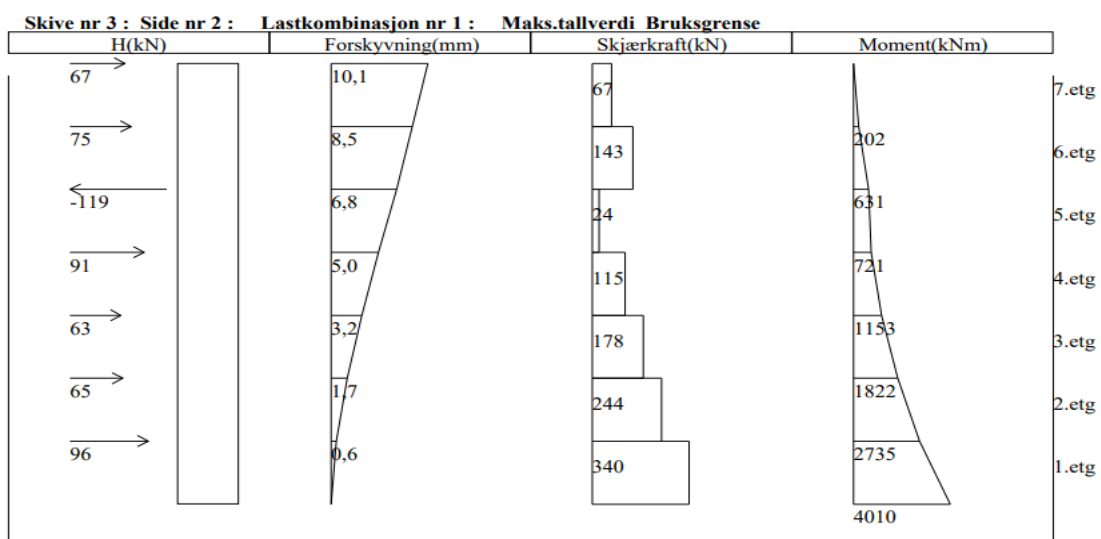
6.1.4 Krav til horisontal forskyvning

Ved å foreta en nøyaktig utbøyningskontroll vil det sikres at det ikke oppstår uønskede sprekker, riss og uønskede bevegelser. I et høyt bygg vil deformasjonsberegningene være av stor betydning, der den kan vise seg å være dimensjonerende. Betongelementboken legger frem at det i det norske regelverk ikke er et konkret krav til utbøying, og at det blir brukt varierende krav fra $l/400$ helt til $l/2000$, der l er definert som lengden på utkrageren. Videre blir det anbefalt å bruke et krav mellom $l/1000$ og $l/500$ der bygget er beregnet for permanent opphold av personer (Betongelementforeningen, 2016, s. 157).

Programmet V-skive er benyttet for å se på det avstivende systemet i bygget. Ettersom to av trappesjaktene er plassert nærme hjørnene av bygget, tas det utgangspunkt i disse når man ser på forskyvningen. Figurene 24 og 25 er hentet fra V-skive rapporten i vedlegg C1, og er skivene med størst forskyvning i hver sin lastkombinasjon.



Figur 24: Kraftfordeling skive 1, side 1



Figur 25: kraftfordeling skive 3, side 2

Rapporten viser at den største forskyvningen er på 10.1 mm i lastkombinasjon 1, og 5.9 mm i lastkombinasjon 2. Med utgangspunkt i kravene for forskyvning gitt i betongelementboken, er formel 8 benyttet til å bestemme krav til maksimal forskyvning.

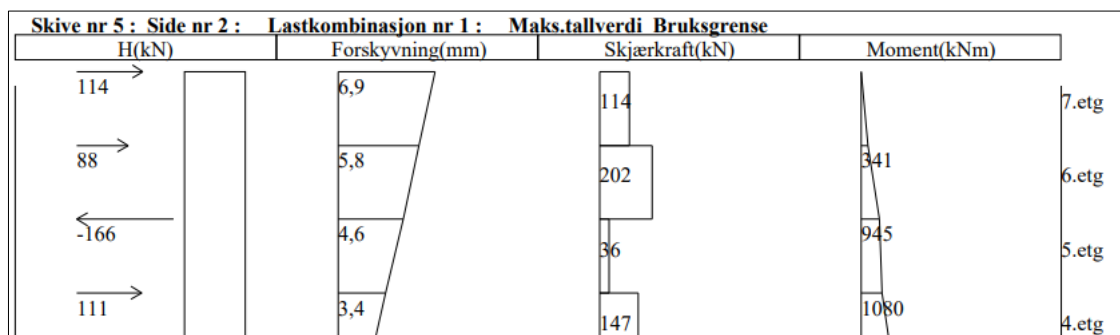
$$\delta = \frac{l}{500} = \frac{25.5 \text{ m}}{500} = 51 \text{ mm}$$

Formel 8: Krav til maksimal forskyvning

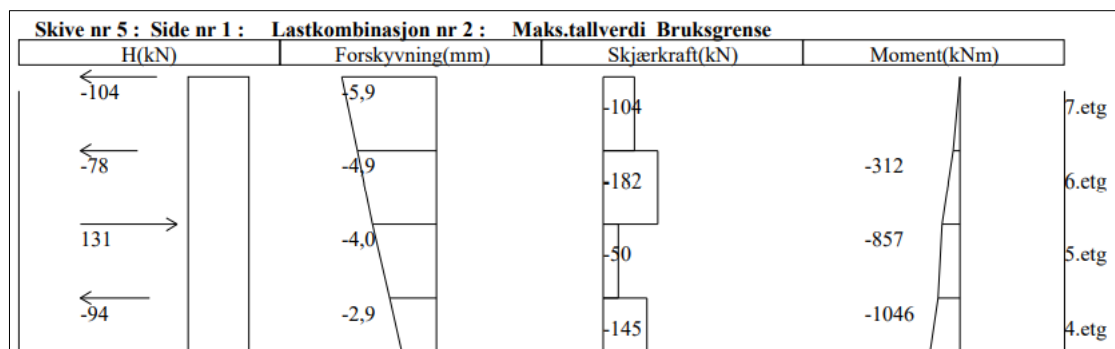
Maksimal tillatt horisontal forskyvning av eksisterende bygg inkl. påbygget settes til 51mm. Utregningen viser at byggets forskyvning er godt innenfor kravet om forskyvning. Ut ifra dette kan det ikke bestemmes om det avstivende systemet må forsterkes basert på forskyvningen, ettersom forskyvningen ikke vil være dimensjonerende.

6.1.5 Forankring av påbygget

I påbygget er de tre trappesjaktene fra den eksisterende konstruksjonen videreført opp i påbygget. Det må derfor blir foretatt en kontroll av forankringen mellom de nye skivene i påbygget og skivene i den eksisterende bygg. Rapporten fra V-skive i vedlegg C1, viser kraftfordelingen av moment og skjærkraft i bruksgrense i skillet mellom eksisterende bygg og påbygg. Utdrag fra rapporten er vist i figur 26 og figur 27, og viser kraftfordelingen i skive 5 som er den skiven som har det verst av de 3 skivene i påbygget.

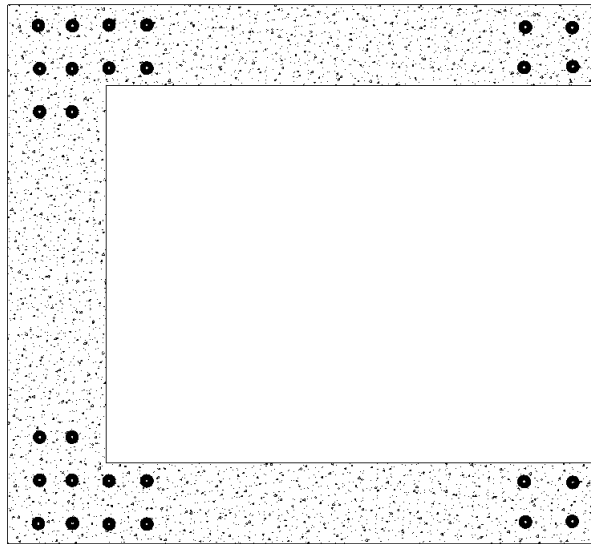


Figur 26: Kraftfordeling skive 5, side 2



Figur 27: kraftfordeling skive 5, side 1

I håndberegningene gis det forslag til forankring med kamstål på grunn av moment og skjær som vil oppstå mellom 5. og 6. etasje. I beregningene blir det tatt utgangspunkt i $\varnothing 16$, og er vist i vedlegg C3. Kamstålet skal plasseres i ytterkant av skivene, da kraften vil være størst her. Forenklet blir trappesjaktene delt inn i enkeltskiver, og det blir beregnet for hver side. Dette til sikker side. Videre blir det beregnet hvor mye kamstål det må finnes i hver ende for å holde igjen strekk fra momentet, og skjærkraften. Ettersom skjærkapasiteten til stålet er større enn betongens skjærkapasitet, blir betongens skjærkapasitet dimensjonerende. I figur 28 er det skissert et forslag til forankring i skive 5 ut ifra beregninger gjort i vedlegg C3.



Figur 28: Forslag til armering i skive 5

6.1.6 Minimumsarmering i vertikale skiver

For å kunne påvise om det avstivende systemet vil holde for påførte krefter, er det nødvendig å finne ut hvor mye armering som må være til stede i veggene. Gamle tegninger og beregninger ga lite informasjon av hvilken armering som befinner seg i eksisterende vegger. For å finne ut hva som virkelig befinner seg i veggene hadde det vært mulig å utføre en scanning av veggene, eller skjære et utsnitt og undersøke armeringen. Selv om en fortar seg en slik undersøkelse, vil det fortsatt være en viss usikkerhet rundt kvalitet og styrke på armeringen.

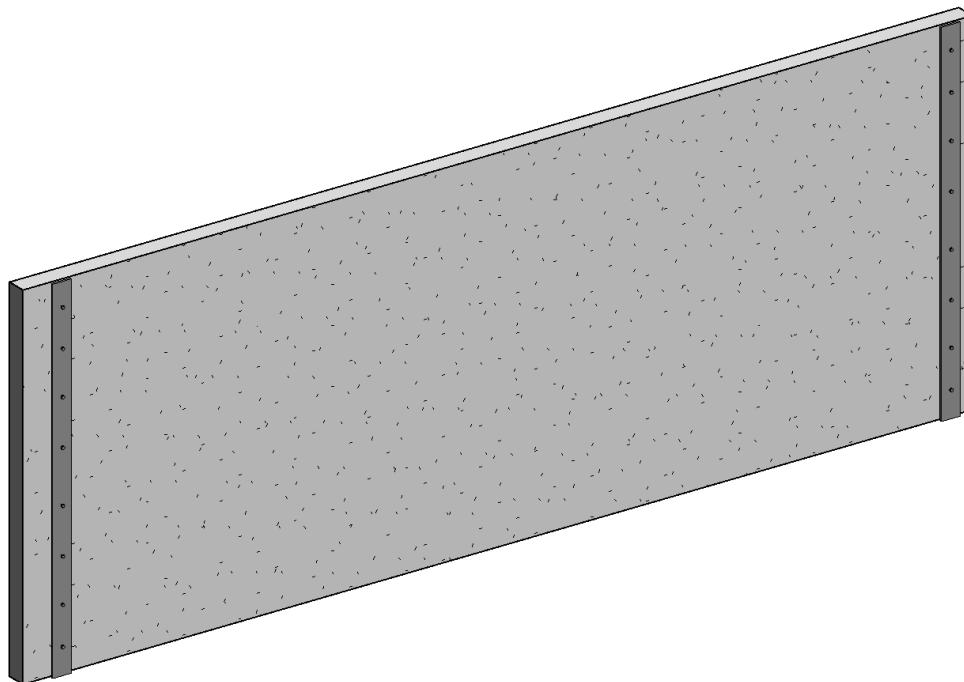
Ettersom det ikke er funnet eksisterende tegninger som angir hvilken armering som ligger i de avstivende skivene, blir det foretatt beregninger av minimumsarmering. Beregningsprogrammet «BT-snitt» er brukt til å sjekke hvilken armering som må være til stede dersom bygget ikke skal trenge forsterkning. Konservativt er det de skivene med størst kraft i bunn i hver lastkombinasjon, som er kontrollert. I lastkombinasjon 1 er skive 9 og 10 kontrollert, og i lastkombinasjon 2 er skive 5 og 8 kontrollert.

Egenvekten av skivene blir lagt inn i beregningene, og vil ha en motvirkende effekt på momentstrekrafta i fundamentet. Ettersom den vil virke til positiv side blir denne lagt inn med lastfaktor på 0.9. For å finne størrelse og antall kamstål veggen må inneholde, er BT-snitt brukt. Programmet utfører en rask og oversiktlig kapasitetskontroll som viser om den armeringen som er bestemt er tilstrekkelig. Rapporten fra BT-snitt ligger i Vedlegg C4 til C7, og tilsier at nødvendig minimumsarmering i samtlige skiver er 20mm kamstål, lagt i 6-8 lag. Det antas som lite sannsynlig at denne armeringsmengden ligger i de aktuelle veggskivene.

6.1.7 Forslag til forsterkning

Ettersom det ikke finnes armeringstegninger for eksisterende vegger, er det i forslaget til forsterking bli tatt utgangspunkt i hele armeringsmengden som må være til stede.

Det blir gitt et forslag til forsterking av den skiven i hver retning som viser seg å ha størst strekk- og trykkraft. Det blir valgt å se på stålplater som legges utenpå skivene i hver ende, og festes med gjennomgående bolter. Ettersom det er her den største kraften i skivene er, vil det være mest hensiktsmessig å plassere de i endene. Dimensjon på stålplater og antall bolter er kontrollert i vedlegg C9. For skive 9 anbefales det å legge plate med dimensjon 200x20 mm med 40 snitt M16 bolter totalt i hele høyden av skiven i hver ende. For skive 8 anbefales det stålplate 200x15 mm med 40 snitt M16 bolter totalt i hele høyden. Se figur 29 for skisse av løsning for en etasjehøyde.



Figur 29: Skive forsterket med stålplate og bolter

For å forankre det avstivende systemet ned i fjellgrunnen, er det i vedlegg C9 gitt forslag til Ø90 stålkernepelers. Dette med grunnlag i strekk- og trykkapasiteten stålkernepelens må ha for å kunne ta kraften som oppstår. Kynningsrud sin oversikt over kapasiteten til pelers er gitt i vedlegg C8, og viser at Ø90 stålkernepelers har god nok strekk- og trykkapasitet (Kynningsrud).

Videre er utklipp av Excel-arket «innboringslengde pelers» gitt av høgskolelektor Trond Einar Martinsen, lagt til i vedlegg C9 Dette er brukt til å finne nødvendig forankringslengde av stålkernepelene. Resultatet viser at skive 9 med 2Ø90 pelers må forankres 6.5 meter ned i fjellgrunnen. Skive 8 må forankres 6.1 meter ned i fjellet. Som følger av at pelene står nærme hverandre, må det tas i betraktning at de vil kunne løfte på samme fjellvolum.

6.2 Kontroll av søylers i eksisterende bygg

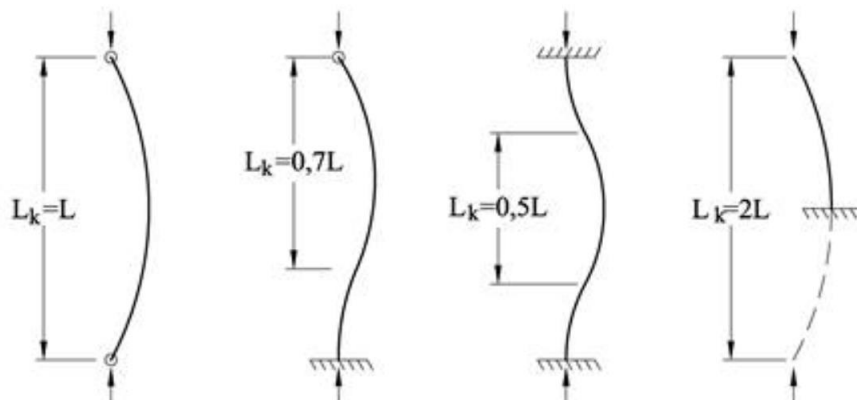
Ved ombygging av Merinokvartalet, vil påbygget bestående av to ekstra etasjer medføre en vesentlig økning av kraft ned i søylene. Det må derfor foretas en kontroll av de eksisterende søylene.

I og med at det dimensjoneres med stålsøyler i ytterkant av påbygget, vil lasten fra påbygget gå ned i søyler på ytterkant av eksisterende bygg. I eksisterende konstruksjon fungerer yttervegg som bærende element og, det er dermed ingen søyler i ytterkant av bygget. For å kontrollere den bærende ytterveggen, blir arealet mellom utsparinger betraktet som en søyle. Denne kontrollen er utført etter EC2.

For å kontrollere disse søylene, blir det først utført en kontroll av søylene i eksisterende bygg med tidligere nyttelast. Deretter undersøkes kapasiteten til søylen med den nye nyttelasten, samt ekstra vekt påbygget medfører.

6.2.2 Knekk lengde

Ved kontroll av søyler, vil det være nødvendig å finne knekk lengden til søylene. Knekk lengden er avhengig av innspenningen til søyle, og brukes for å ta hensyn til utbøyingen til søylen. Knekk lengden er satt til $L_k=1*L=3.3m$ ut ifra figur 30 i og med at søylene regnes som kontinuerlig gjennomgående, ettersom arealet som beregnes som søyle er en del av ytterveggen. Søylene betraktes konservativt leddet i bunn og topp.

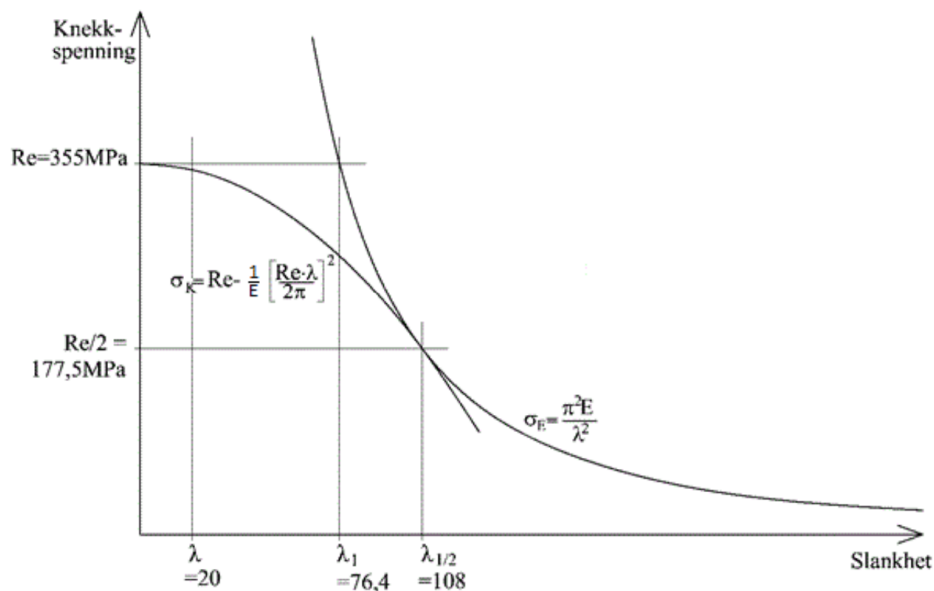


Figur 30: Knekk lengde (ingeniorblog.wordpress.com)

6.2.3 Slank søyle

Ved dimensjonering av konstruksjonsdeler er det nødvendig å undersøke om de er slanke eller ikke. Dersom en søyle er slank, må den dimensjoneres for 2. ordens lastvirkning. Denne tar hensyn til konstruksjonens forskyvning i likevektsbetingelsene (Sørensen, 2013, s. 157).

Ettersom det er mangel på armeringstegninger av eksisterende konstruksjon, utføres det en forhåndsdimensjonering. Dimensjoneringen gir minimumskrav for hva armering som må finne seg i søylene etter gammel standard som følge av konstruksjonens byggeår. Minimumsarmeringen inngår i formler benyttet til å bestemme om søylen er slank.



Figur 31: Dimensjonerende spenning: slank søyle (ingeniorblog.wordpress.com)

6.2.4 Eksentrisitet om akser

Dersom søylen regnes som slank må man kontrollere eksentrisiteten om aktuell akse. Om søylen knekker ut av posisjon, vil dette medføre eksentrisitet som danner et tilleggsmoment. Dette tilleggsmomentet fører til at søylen gradvis vil knekke ut, og det er fare for totalt sammenbrudd.

Når søylen har en konstant normalkraft virkende på søylen, og en kjent effektiv lengde, kan en benytte en metode basert på nominell krumning etter EC2. Metoden vil gi et nominelt andre ordens moment, som kommer av en forskyvning av søylen, og er basert på den effektive lengden og en anslått krumning.

Utbøyingen av søylen blir gitt ved andre ordens eksentrisitet. Eksentrisiteten finnes ved formel 9, og baseres på krumningen og knekk lengden av søylen. Faktoren C avhenger av krumningsfordelingen, og kan settes lik π^2 for et konstant tverrsnitt.

$$e_2 = \frac{1}{r} * l_0^2 / C$$

Formel 9: 2. ordens eksentrisitet

Krumningen bestemmes etter formel 10 hentet fra EC2. formelen benyttes for et konstant symmetrisk tverrsnitt. Krumningen avhenger av blant annet armeringsforholdet, tverrsnittsdimensjoner, og størrelse på aksiallast. Faktorene som inngår i formelen er korrelasjonsfaktor, og faktor som tar hensyn til kryp.

$$\frac{1}{r} = K_r * K_\varphi * 1/r_0$$

Formel 10: Krumning

Dimensjonerende bøyemoment beregnes ved summen av 1. ordens moment og 2. ordens moment som vist i formel 11. I tillegg til 2. ordens eksentrisitet, må man ta hensyn til minimumseksentrisiteten.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} * e_2 + N_{Ed} * e_{min}$$

Formel 11: Dimensjonerende bøyemoment

6.2.5 Moment- og aksialkraftkapasitet

For dimensjonering av søyler utsatt for moment og aksialkraft, kan et dimensjoneringsdiagram, også kalt mn-diagram benyttes. Diagrammet kan brukes til å enkelt finne et overslag av nødvendig armering, samt moment- og aksialkraftkapasitet. Parametrene som inngår i overslagsberegningen er valgt betongtverrsnitt, samt materialfasthet og krefter som virker på søylen (Brodshaug & Langehaug, 2014).

For valg av mn-diagram for rektangulære tverrsnitt må det ses på forholdet mellom h' og h , der h' tilsvarer anstanden mellom armeringens tyngdepunkt på hver side av nøytralaksen, mens h tilsvarer tverrsnittets totale høyde. Forholdet mellom disse avgjør hvilket mn-diagram som skal benyttes.

Et mn-diagram består av et aksesystem der vertikalaksen representerer relativ aksialkraft n , og horisontalaksen representerer den relative momentkraften m . Mellom verdiene for n og m går det 11 grafer som svarer til det mekaniske armeringsforholdet w .

Momentkapasiteten til en søyle blir funnet ved hjelp av et mn-diagram ved å trekke en horisontal linje fra søylens relative aksialkraft på n -aksen. I krysningpunktet mellom denne linjen og armeringsforhold w , trekkes det så en vertikal linje ned til m -aksen. Denne m -verdien inngår i formel 12 for å finne søylens momentkapasitet.

$$M_{Cd} = m * f_{cd} * A_c * h$$

Formel 12: Momentkapasitet

Metoden for å finne aksialkapasiteten til en søyle lik som over, men i motsatt rekkefølge: En vertikal linje trekkes fra søylens relative moment på m -aksen. Der linjen krysser w -grafene, trekkes så en horisontal linje bort til n -aksen. Verdien av n blir så brukt til å finne søylens aksialkapasitet som vist i formel 13.

$$N_{Rd} = A_s * f_{yd} + f_{cd} * A_c$$

Formel 13: Aksialkraftkapasitet

For at en søyle skal ha tilstrekkelig moment-, og aksialkraftkapasitet, må følgende krav oppfylles:

$$M_{Ed} < M_{Cd}$$

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

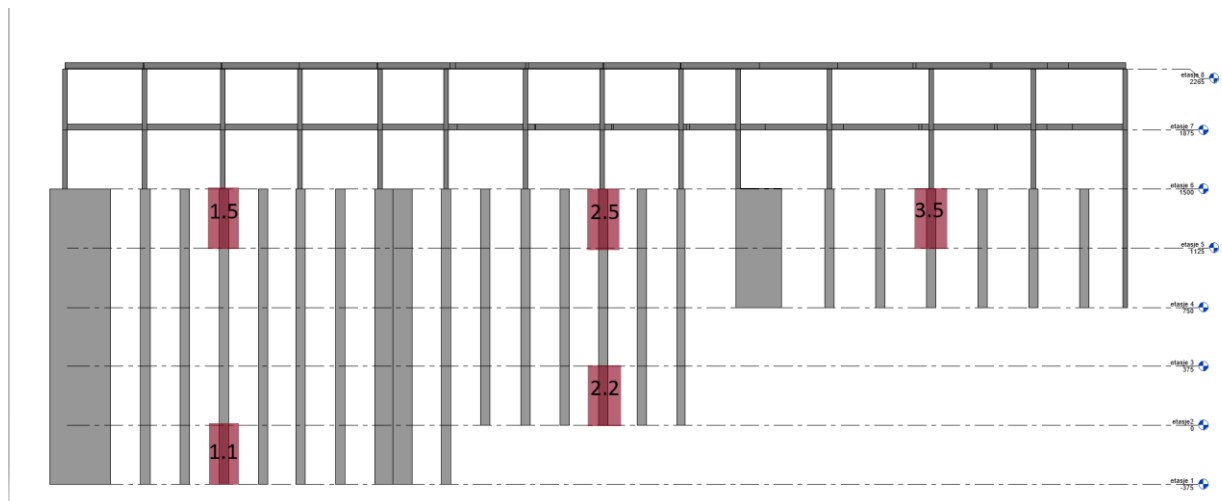
Formel 14: Utnyttelse av moment og aksialkraft

6.2.6 Kombinert virkning

Søylene kan bli påvirket av aksialkraft som fører til en simultan bøyning om begge hovedakser. For søylene med denne type bøyning må det dermed tas hensyn til kombinert virkning før man velger armering. Alle søylene som blir kontrollert i eksisterende bygg er rektangulære, mens søylene som er dimensjonert for påbygget er kvadratiske.

6.3 Eksisterende søylene i Merinokvartalet

For Merinokvartalet kontrolleres søylene basert på hvilke som ser ut til å ha størst belastning og som vurderes som mest ugunstig. Ettersom søylene fra påbygget hviler på ytterveggen av eksisterende bygg, vil ikke søylene i senter av bygget bli kontrollert. Dette begrunnes med at søylene midt i bygget ikke vil få større belastning fra påbygget, og vil ikke få noe økt utnyttelse. Ettersom ytterveggen har mange utsparinger, vil tverrsnittet mellom bli betraktet som søylene. Det kontrolleres 5 søylene i det eksisterende byggets yttervegg: 3 søylene i 5. etasje, en søyle i 1. etasje og en i 2. etasje. Heretter betegnes disse søylene som vegg søylene. Valgte vegg søylene kan ses i figur 32. Kontroll av søylene kan ses i vedlegg C11 og C12.



Figur 32: Illustrasjon av søyler i påbygget som er kontrollert

Ettersom det ikke finnes armeringstegninger for ytterveggene, kan det ikke antas mer armeringsmengde enn minimumskrav for byggeår. Første byggetrinn i Merinokvartalet ble bygd i 1948 Og det har ikke vært mulig å få rede på standard som ble brukt på den tiden. Det er derfor tatt utgangspunkt i standarden NS 3473 fra 1973, og Stålforbundet sin ombruksrapport for å bestemme minimumsarmeringen for byggeår (Widenoja, Myhre, & Kilvær, 2018). For bygget blir det derfor antatt at det ble benyttet glattstål St. 37 med flytegrense på 240 N/mm^2 .

6.3.2 Sammenligning

Utnyttelsen av søylene blir beregnet både med og uten belastningen fra påbygget. Utnyttelsen med påbygg blir og påvirket av den lavere belastningen nyttelasten for boligbygg vil medføre. Basert på forskjellen i utnyttelsen, vil en se om søylene vil trenge forsterkning med den økte belastningen.

De fem søylene som kontrolleres er en del av ytterveggen. Tverrsnittet av søylene er det samme, men lastbredden til hver søyle varierer etter hvor langt det er til nærmeste bærende element. Ettersom tykkelsen på ytterveggen er den samme hele veien opp, blir de utvalgte søylene tatt ut ifra hvor det er tynnest mellom utsparingene. Kontroller utføres dermed i søyler som ser ut til å ha det verst.

Tabell 33 viser utnyttelsen av søylene, som kommer fram av håndberegningene i vedlegg C11 og C12.

Søylens utnyttelse	Etasje	Eksisterende	Med påbygg
Søyle 1	1	18.9%	34.1%
Søyle 1	5	11.8%	30 %
søyle 2	2	17.3%	32.9%
søyle 2	5	12 %	30.1%
søyle 3	5	15.9%	33.6%

Tabell 33: Utnyttelse av søyler før og etter påbygg

Det er ingen overskridelse av utnyttelse på noen av søylene, og de vurderes derfor til OK basert på den beregnede utnyttelsen. Likevel bør armering og betongkvaliteten kontrolleres, og undersøkes for svekkelser med tanke på alder av eksisterende bygg.

Ettersom kravet for minimumsarmering er det samme etter ny og gammel standard av de kontrollerte søylene, vil vi ikke ha noen underarmerte tverrsnitt ved å følge gammel standard. Søylene har liten utnyttelse og armeringsmengden er overholdt også etter ny standard. Det viser dermed at en kan en se bort fra forsterkning, og søylene vil tåle den ekstra belastningen.

7 Diskusjon – Ombygging eller riving og nybygg

Spørsmålet om det er hensiktsmessig å rive eller å bevare en bygningsmasse er i dag et svært aktuelt tema som det må tas stilling til. Det er delte meninger om temaet både i samfunnet og i byggebransjen, og det er omdiskutert både med tanke på teknisk, kulturelt, miljømessig og økonomisk perspektiv. Videre blir ordet ombygging brukt for bevaring av bygningsmasse.

7.1 Ulike perspektiver - ombygging vs. riving og nybygg

Det tekniske perspektivet tar hensyn til det praktiske aspektet ved det å rive eller ombygge ved en planlagt endring av bygningsmasse. Bygningens tekniske tilstand, funksjons- og tilpasningsevne, og dessuten hva som er gunstigst å utføre vil her spille en sentral rolle i beslutningen om hva som er mest hensiktsmessig. Det må også vurderes om bygning og bygningskomponenter holder krav i standardene dersom en ombygging vurderes.

I tillegg til det tekniske, må det tas hensyn til det kulturelle og samfunnsmessige perspektivet ved endring av eksisterende bygninger. Det fins lover og regler om vernede og verneverdige bygg som må etterfølges, noe som kan være en begrensning for hvordan eller hvor mye et bygg kan endres. Bygningsverdien er også et nevneverdig punkt som bør ses på i tillegg til det lovpålagte. Ved å bevare en bygningsmasse fremfor å rive, vil også kulturhistorien og områdets identitet bli ivaretatt.

Det er delte meninger om det miljømessige perspektivet ved det å rive og bygge nytt i forhold til ombygging av eksisterende bygningsmasse. Mens noen mener at det å ikke rive, men heller ta vare på og bevare bygninger er det mest miljøvennlige, er det andre som mener at det er en stor miljøgevinst ved å bytte ut gamle bygninger med nye som er mer energieffektive. Ifølge en artikkel fra Sintef, viser en livsløpsanalyse av 120 prosjekter at ombygging vil gi lavere klimagassutslipp enn det vil gi ved å rive og bygge nytt (SINTEF, 2020).

Økonomi spiller sammen med miljøperspektivet ofte den største faktoren i valget om riving eller ombygging. Det er også på dette punktet splittede meninger om hvilket alternativ som er mest økonomisk. I mange tilfeller kan kostnadene ved å endre et bygg ved ombygging være høye, da det stilles strenge krav til utførelse og dokumentasjon. Fordi det ofte foreligger lite dokumentasjon om byggets spesifikasjoner, kan innhenting av informasjon bli et element som får kostnadene til å løpe. Usikkerheten tilknyttet dette kan ofte føre til at valget faller på å rive og bygge nytt. Likevel kan det også bli dyrt med nybygg, da søknadsprosess, prosjektering, riving og oppføring krever store ressurser både med tanke på materialbruk og arbeidskraft.

7.2 Fra Merinospinneriet til Merinokvartalet

Prosjektet med å transformere det gamle Merinospinneriet til nye Merinokvartalet er en kombinasjon av både riving og bevaring av bygningsmasse, samt nybygg. De fire byggene Merinokvartalet består av, henholdsvis byggetrinn 1,2,3 og 4 skal i ulik grad endres både når det kommer til funksjon og utseende.

I byggetrinn 1 skal en stor del av byggets midtfasade rives. Ettersom flere av byggets avstivende skiver befinner seg her, kan en så stor endring av den eksisterende konstruksjonen føre til at bygget må tilfredsstille krav som gjelder for nybygg etter EC8. Å gjøre en slik endring, kan både være teknisk krevende og dyrt, men valget om å beholde deler av fasaden vil bevare byggets uttrykk, og det kulturelle blir ivaretatt, samtidig som det sikrer leilighetene i de andre byggetrinnene å få nok dagslys.

Byggetrinn 2 skal kontrolleres for påkjenningene som kommer av det nye påbygget. På grunn av dette måtte eksisterende bygning kontrolleres med tanke på behov for forsterkning med den ekstra belastningen. Siden det er lagt inn en fuge i BT1 som gjør at BT2 ikke blir påvirket av rivingen, blir BT2 heller ikke endret i den grad at det må regnes som nybygg. Dette betyr også at bygningen ikke må kontrolleres for jordskjelv etter EC8. Hele byggetrinn 2 blir bevart, men byggets uttrykk blir endret med både terrasser og påbygg. Det er antatt at fordelene ved å bygge om BT2 er større på alle punkt, enn det hadde vært å bygge nytt.

Både byggetrinn 3 og 4 er planlagt revet og bygd opp igjen, altså må de nye byggene prosjekteres som nybygg. Dette får likevel konsekvenser for BT1, som muligens må forsterkes og avstives. Dette fordi BT4, og dermed avstivningen som også stiver av BT1 blir fjernet. Et annet aspekt som må tas hensyn til er veien som følger Meierikvartalet forbi byggetrinn 3 og 4. De nederste etasjene er «sokkeletasjer», der veien ligger nært inntil veggen. Et forslag for å sikre at veien ikke raser, kan være å beholde veggene som støtter veien. Jordtrykket som kommer på veggene må også kontrolleres, da det er fare for at veggen ikke klarer å ta kreftene uten de avstivede dekkene.

8 Konklusjon

Hensikten har vært å kontrollere hvorvidt Merinokvartalets eksisterende konstruksjon vil holde for den ekstra belastningen påbygget vil medføre. Ettersom enkelte deler av bygningsmassen skal rives, har det vært viktig å få fram hvor stor påvirkning dette medfører for resterende bygningsmasse, og videre om byggetrinn 2 vil tåle den ekstra belastningen fra påbygget uten forsterking.

Utover lastpåkjenning fra egen-, nytte-, snø-, og vindlast ble det bestemt at skjevstillingen ville tilsvare en økning av vindlasten på 10% etter EC2. Det ble argumentert for at det avstivende systemet og integriteten blir bevart, og det konkluderes dermed at med det kan ses bort fra seismisk påkjenning på bygget.

Det er valgt å gi et annet forslag til bæresystem av påbygget, enn forslaget gitt av H2 Byggeteknikk. I rapporten blir det tatt utgangspunkt i bygningskomponenter av stål og betong. Dimensjoneringen gir grunnlaget for valg av material og dimensjon, og er kontrollert opp mot branntekniske krav. Det konkluderes med at bæresystemet har god kapasitet og bæreevne for lastpåvirkningen, og overholder krav etter Eurokoder og Norsk Standard.

Det eksisterende avstivningssystemet ble kontrollert for påkjenning av de horisontale kreftene, der programmet V-skive ble brukt til å vise kraftfordelingen i hver av de vertikale skivene. Grunnet mangel på armeringstegninger, ble det konkludert med å lage et forslag til forsterkning av stålplater på hver side av de avstivende skivene. Stålplatene tilsvarer hele armeringsmengden som må til for at kapasiteten til skiven ikke overskrides.

Påbyggets last går ned i søyler som hviler på den eksisterende ytterveggen. Ytterveggen ble derfor kontrollert med hensyn på utnyttelsen for den ekstra lastpåkjenningen. Det tas utgangspunkt for datidens minimumsarmering, og alle søylene får en utnyttelse på under 35%. Kontrollberegninger gjort av byggetrinn 2 resulterte i at bygget tåler den ekstra belastning fra påbygget, og det trenger dermed ikke å forsterkes.

9 Videre arbeid

Det er underveis i rapporten gjort antakelser der det ikke har vært mulig å uthente nødvendig informasjon. For videre arbeid vil det være hensiktsmessig å analysere bygget ytterligere, spesielt med hensyn på armering i eksisterende bygg. Ved å lokalisere og identifisere tilstedeværende armering i avstivende skiver, vil man kunne fastslå om bygget trenger å forsterkes.

Videre kan en ytterligere analyse av forsterkningsmetoden av bygget være et forslag til videre arbeid. Det er i rapporten foreslått forsterkning v.h.a. stålplater, noe som kan erstattes av eksempelvis karbonfiberbånd.

Geotekniske forhold, samt innfestning av stålkjernepeler i grunnen er relevante undersøkelser for videre arbeid. Merinokvartalet er fundamentert på fast fjell, og det er foreslått å benytte stålkjernepeler som forankring av bygget. Som følge av at pelene står relativt tett, vil disse kunne løfte på samme fjellvolum, noe som kan være verdt å undersøke med tanke på avstivningen av bygget.

10 Referanser

- Betongelementforeningen. (2010). *Bind A - Bygging med betongelementer*. Hentet fra Betongelementboka:
<https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindA/Forord.pdf&BookId=A>
- Betongelementforeningen. (2016). *Bind B - Avstivning og kraftoverføring*. Hentet fra Betongelementboka:
<https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindB/Forord.pdf&BookId=B;>
- Betongelementforeningen. (2017). *Bind D - Brannmotstand, Bestandighet og tetting*. Hentet fra Betongelementboka:
<https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindD/Forord.pdf&BookId=D>
- Betongelementforeningen. (2020). *Bind C - Elementer og knutepunkter*. Hentet fra Betongelementboka:
<https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindC/Forord.pdf&BookId=C>
- Betongelementforeningen. (u.d.). *Svingninger av betongelementer*. Hentet fra [betongelement.no](https://www.betongelement.no):
<https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>
- Betongfokus. (2017, juni 29). *Dette er betong*. Hentet fra Betongfokus:
<https://www.betongfokus.no/2017/06/29/dette-er-betong/>
- Brevik, B. G. (1998). *Armeringsprodukter for slakkarmert betong*. Hentet fra https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/576/armeringsprodukter_for_slakkarmert_betong.
- Brodshaug, K., & Langehaug, K. (2014). *Beregning og dimensjonering av betongsøyler*.

Trondheim: NTNU.

Bygg og Bevar. (2019, mars 14). *Konstruksjonsstål*. Hentet fra Byggogbevar:

<https://www.byggogbevar.no/enok/groenne-materialvalg/konstruksjonsmaterialer/konstruksjonsstaa>

Byggforskserien . (u.d.). Hentet fra <https://www.byggforsk.no/portalside/2/227>.

Byggteknisk forskrift. (2010). *Byggteknisk forskrift (TEK10)*. Hentet fra Direktoratet for

byggkvalitet: <https://dibk.no/regelverk/tek/>

Byggteknisk forskrift. (2017). *Forskrift om tekniske krav til byggverk (FOR-2017-06-19-840)*.

Hentet fra Direktoratet for byggkvalitet: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>

Direktoratet for byggkvalitet. (2017, 09 15). *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*.

Hentet fra dibk.no: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>

Focus Software AS. (u.d.). *Autodesk Revit*. Hentet fra focus.no:

https://www.focus.no/produkter/autodesk/revit/?gclid=Cj0KCQjwg_iTBhDrARIsAD3Ib5jiUzuAgtHuLXlxQUNBI7TgYm9eqJBWnUUgDQ04BMC5D0r2dQAbWzkaAuwGEALw_wcB

Focus Software AS. (u.d.). *Ove Sletten - Programmer for beregning av betongkonstruksjoner*.

Hentet fra focus: <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/>

Hicks, E. (2000). *Viten.com*. Hentet fra Norge skjelver:

<http://www.viten.com/nyviten/hicks.htm>

Hjelseng, G. V. (2014). *Plasstøpt vs. prefabrikkert betong: Valg av løsning*. NTNU - Institutt for bygg, anlegg og transport.

Kontrollrådet. (2021, August 4). *6 fordeler med å bygge betong*. Hentet fra

Kontrollbetong.no: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/artikler/6-fordeler-med-a-bygge-bolig-i-betong/>

Kontrollrådet. (u.d.). *Betongens ABC*. Hentet fra Kontrollbetong:

<https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-abc/>

Kynningsrud. (u.d.). *Stålkjernepeler*. Hentet fra Kynningsrud:

<https://www.kynningsrud.no/wp-content/uploads/2013/10/Staalkjernepeler.pdf>

Lett-Tak Systemer AS. (u.d.). *Om taksystemet*. Hentet fra lett-tak.no: [https://lett-](https://lett-tak.no/taksystemet/om-taksystemet/#lange-spenn-og-lette-elementer)

[tak.no/taksystemet/om-taksystemet/#lange-spenn-og-lette-elementer](https://lett-tak.no/taksystemet/om-taksystemet/#lange-spenn-og-lette-elementer)

Lovdata. (1992, 05 01). *Forskrift om bærende konstruksjoner i petroleumsvirksomheten*.

Hentet fra Lovdata: [https://lovdata.no/dokument/SFO/forskrift/1992-02-07-](https://lovdata.no/dokument/SFO/forskrift/1992-02-07-145/KAPITTEL_4-5#%C2%A733)

[145/KAPITTEL_4-5#%C2%A733](https://lovdata.no/dokument/SFO/forskrift/1992-02-07-145/KAPITTEL_4-5#%C2%A733)

Lovdata. (2017, juli 01). *Forskrift om tekniske krav til byggvert (Byggteknisk forskrift)*. Hentet

fra Lovdata: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>

NORSAR. (u.å). *Jordskjelv.no*. Hentet fra Styrke: [https://www.jordskjelv.no/om-](https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/styrke/)

[jordskjelv/styrke/](https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/styrke/)

Norsk Standard. (2002, april). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt*. Hentet fra Standard:

[https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?P](https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211)
[roductID=1015211](https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211)

Norsk Standard. (2003). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*. Hentet fra Standard:

[https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?P](https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200)
[roductID=1004200](https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200)

Norsk Standard. (2004). *Eurokode 2 — Prosjektering av betongkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Hentet fra Standard:

[https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?P](https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365301)
[roductID=1365301](https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365301)

Norsk Standard. (2004). *Eurokode 8 — Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning — Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365300>

Norsk Standard. (2005). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>

Norsk Standard. (2005). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701>

Norsk Standard. (2005). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*. Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860>

Norsk Standard. (2006). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet*. Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1094401>

Norsk Stålforbund. (u.d.). *Arkitektur*. Hentet fra stalforbund:

<https://www.stalforbund.no/arkitektur/>

Norsk Stålforbund. (u.d.). *Brann*. Hentet fra Stålforbund:

<https://www.stalforbund.no/brann/>

Norsk Stålforbund. (u.d.). *Miljø*. Hentet fra Stålforbund: <https://www.stalforbund.no/miljo/>

Norsk Stålforbund. (u.d.). *Stålsorter*. Hentet fra Stalforbund:

<https://www.stalforbund.no/stalsorter/>

PTC Inc. (2022). *PTC Mathcad – Show Your Work!* Hentet fra mathcad.com:

<https://www.mathcad.com/en>

Rockwool AS. (u.d.). *CONLIT Brannsikring*. Hentet fra rockwool.com:

<https://www.rockwool.com/no/downloads-og-tools/beregningsprogram/conlit-brannsikring/>

Røstum, S. Ø. (2018, august). *520.226 Stålbjelker for små spenn. Dimensjoneringstabeller*.

Hentet fra www-byggforsk-no.galanga.hvl.no.

SINTEF. (2020, 03 25). *Norge bør satse på rehabilitering framfor nybygg*. Hentet fra SINTEF:

Ifølge en artikkel fra Sintef, viser en livsløpsanalyse av 120 prosjekter at ombygging vil gi lavere klimagassutslipp enn det vil gi ved å rive og bygge nytt.

Solberg, J. K., Christensen, N., & Almar-Næss, A. (2021, November 23). *Stål*. Hentet fra Store

norske leksikon: <https://snl.no/st%C3%A5l>

Solibri inc. (u.d.). *BIM Coordination - Quality Assurance for Your BIM Projects*. Hentet fra

Solibri: <https://www.solibri.com/>

Standard Norge. (2002, april). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.

Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>

Standard Norge. (u.d.). *Eurokoder*. Hentet fra Standard:

<https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>

Stenstad, V., & Krohn, J. C. (2004, mars). *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*. Hentet fra

Byggforsk: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner

Sweco. (2012). *Dekker - Valg av løsning. Muligheter og begrensninger*.

Sweco. (2013). *Bjelker, søyler og konsoller – valg av løsning*.

Sweco. (2021). *Merinospinneriet*. Hentet 01 19, 2021 fra

<https://100.sweco.no/merinospinneriet/>

Sørensen, S. I. (2013). *Betongkonstruksjoner*. Trondheim: Akademika forlag.

Thue, J. V. (2019, juli 16). *Betong*. Hentet fra Store norske leksikon: <https://snl.no/betong>

Widenoja, E., Myhre, K., & Kilvær, L. (2018, Mars 22). *Ombbruk av stål og tilknyttede byggematerialer*. Hentet fra Stålforbund: https://www.stalforbund.no/wp-content/uploads/2021/02/BD_Norway_Ombbruksrapporten_utgave_1.1.pdf

wikipedia. (2017, 05 27). *Grensetilstandsmetoden*. Hentet fra Wikipedia.org: <https://no.wikipedia.org/wiki/Grensetilstandsmetoden>