



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Tilbygg til Skyskraperen restaurant, Bergen

Expansion to Skyskraperen restaurant, Bergen

Line Utkilen

Hermann Selstad

Anja H. Gjertsen

Bacheloroppgave - Bygg

Institutt for byggfag

Guzel Shamsutdinova

21. mai 2021

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

FORORD

Denne rapporten er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden ved Institutt for byggfag ved Høgskolen på Vestlandet campus Kronstad (HVL). Den er bygget på vår forståelse og kompetanse i fagene etter en lærerik utdanning. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng og den ble fullført mai 2021.

Vi hadde tidlig et ønske om å skaffe en mer helhetlig oversikt av prosjekteringsprosessen, og tok kontakt med H2 Byggeteknikk AS høsten 2020. Etter gjennomgang av flere spennende prosjekter falt vårt valg på Skyskraperen restaurant på toppen av Ulriksfjellet i Bergen. Skyskraperen restaurant virket som en spennende, men forholdsvis enkel og oversiktlig konstruksjon med gode muligheter for å få en dypere forståelse av prosjekteringsarbeid. En ekstra inspirasjon var det at arbeidet med bygging av tilbygget var startet. Vi kunne da se byggeprosessen trinnvis via befaring på byggeplass og på våre fritidsturer.

Vi har utfordret oss på seismisk analyse, avstivning og dimensjonering i tre. Vi hadde lite forkunnskaper i emnene jordskjelv og avstivning, ettersom det i liten grad inngår i undervisning ved HVL. To av gruppens tre medlemmer har heller ikke tatt faget Trekonstruksjoner ved HVL, det var derfor interessant og lærerikt å dimensjonere i limtre.

Arbeidet med bacheloroppgaven har vært preget av den pågående pandemien. Grunnet begrensninger i samfunnet har store deler av arbeidet foregått via digitale kommunikasjonsplattformer. Dette gjelder arbeid innad i gruppen, og veiledningstimer. Likevel synes vi veiledere har vært tilgjengelige for spørsmål og utfordringer, og funnet gode løsninger på gjennomføring av møter og oppfølging.

Vi ønsker å rette en stor takk til H2 Byggeteknikk AS for deres tid og for faglige råd. Vi ønsker også å takke Trond Einar Martinsen og Jan Bernt Husebø som har vært tilgjengelige og de har besvart alle våre spørsmål med stort engasjement. Til slutt rettes en takk til intern veileder, Guzel Shamsutdinova for oppfølging og gode tilbakemeldinger.

Takk for samarbeidet!


Line Utkilen



Hermann Selstad



Anja H. Gjertsen



Sammendrag

Oppgaven omhandler dimensjonering av et tilbygg til Skyskraperen restaurant, som befinner seg på Ulriksfjellet i Bergen kommune. Tilbygget består av 2 etasjer og har en grunnflate på 17,5 m x 12 m.

Oppgavens oppbygning er logisk, med mål om å reflektere arbeidsmetoden i prosjekteringsfasen. Gjennom oppgaven vil relevante temaer innen prosjekteringsfaget belyses. Først og fremst relevante regelverk som tilbygget blir klassifisert etter. Videre drøftes hvilke materialer som er ønskelig å dimensjonere bæresystemet i, det besluttes at tre er mest gunstig, deretter fastsettes laster. Videre utføres seismisk analyse og ulike beregninger ved beregningsprogrammer og manuelle beregninger for å dimensjonere bæresystemet. Til slutt foretas en kontroll på bæresystemet i stål som allerede er prosjektert av oppdragsgiver, og de to ulike bæresystemene sammenlignes.

Summary

This thesis is focused on the expansion Skyskraperen restaurant, located on Mt. Ulriken in Bergen through the construction of an extension to two floors with a base area of 17,5 m x 12,0 m.

The logic and structure of the thesis reflects the working method in the design subject with relevant topics within the design subject being highlighted. The construction design of the extension is undertaken in compliance with the relevant building laws and standards.

The design criteria outlined material specification suited for the load-bearing systems, with due allowance and consideration for the loads applied on the different components. The load bearing calculation results concluded that timber is suitable. Furthermore, seismic analysis and other calculations are completed using a (computer) calculation program combined with manual calculations. Finally, a control of the already existing load-bearing system in steel that client has designed has been completed, and the two different systems compared.

Terminologi

Følgende begreper og symboler er benyttet i oppgaven.

Begreper

ECO	NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering
EC1-1-1	NS-EN 1991-1-1	Allmenne laster, egen, nytte
EC1-1-3	NS-EN 1991-1-3	Snølaster
EC1-1-4	NS-EN 1991-1-4	Vindlaster
EC1-1-7	NS-EN 1991-1-7	Ulykke
EC2-1-1	NS-EN 1992-1-1	Betongkonstruksjoner
EC3-1-1	NS-EN 1993-1-1	Stålkonstruksjoner
EC5-1-1	NS-EN 1995-1-1	Trekonstruksjoner
EC5-1-2	NS-EN 1995-1-2	Brannteknisk dimensjonering
EC8-1	NS-EN 1998-1	Jordskjelv
NS-EN	Norsk standard	
NA	Nasjonal appendix – nasjonalt tillegg til standarder	
BIM	Bygningsinformasjonsmodellering	
EN	Europeisk standard	
FEM	Finite element method	
PBL	Plan- og bygningsloven	
SAK10	Byggesaksforskriften	
TEK17	Byggeteknisk forskrift	

Symboler og notasjon

G permanent påvirkning

Q variabel påvirkning

A ulykkespåvirkning

Nytteast

q_k karakteristisk nyttelast

Snølast

$s_{k,0}$ karakteristisk snølast på mark

$s_{k, \text{fonn}}$ karakteristisk snølast på grunn av fonning

h høyde

μ formfaktor

α takvinkel

C_e eksponeringsfaktor

C_t termisk faktor

Vindlast

h høyde på bygget

Z referansehøyde

C_{alt} nivåfaktor

C_{prob} sannsynlighetsfaktor

C_{dir} retningsfaktor

C_{season} årstidsfaktor

$q_{p(z)}$ topphastighetstrykk

K_1 terrenguhetsfaktor

$q_{p0(z)}$ vindkasthastighetstrykket

XB overgangssone

k_w vindlastfaktor

$V_{b,0}$ referansevindhastighet

c_{pe} utvendig formfaktor

c_{pi} innvendig formfaktor

Seismikk

ag dimensjonerende grunnakselerasjon

agR	Referansespissverdi
ag40Hz	berggrunnens akselerasjon ved frekvensen $f=40$ Hz ($T=0,025$) av det elastiske responsspekteret (for typiske norske forhold).
S	forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene
Sd	dimensjoneringspektrum (for elastisk beregning)
γ_1	seismisk faktor gitt av klasse
β	Nedre Grenseverdi for horisontalt dimensjonerende spekter
q	konstruksjonsfaktor
Se(T)	det elastiske responsspekteret
T	egensvingeperioden for et linært system med en frihetsgrad
TB	den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon
TC	den øvre
TD	verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning
m	masse

Beregninger

A	areal
A_{eff}	effektivt areal
E	elastisitetsmodul
$F_{v,Rd}$	skjærkapasitet
G	skjærmodul
I	2. treghetsmoment
M_{Ed}	dimensjonerende bøyemoment
M_{Rd}	dimensjonerende momentkapasitet
N_{Ed}	dimensjonerende aksialkraft
N_{Rd}	dimensjonerende aksialkapasitet
V_{Ed}	dimensjonerende skjærkraft
V_{Rd}	dimensjonerende skjærkapasitet
$V_{y,el,rd}$	dimensjonerende skjærkapasitet elastisk
W	treghetsmoment
\emptyset	diameter
fcd	dimensjonerende trykkfasthet betong
fck	karakteristisk trykkfasthet betong
fy	flytespenning stål
g	tyngdeakselerasjon

INNHOOLD

1	INNLEDNING	1
1.1	OM SKYSKRAPEREN RESTAURANT	1
1.2	OPPDRAGSGIVER OG BAKGRUNNSMATERIALE	1
1.3	PROBLEMSTILLING	2
1.4	AVGRENSINGER	2
1.5	METODE	2
2	DIGITALE VERKTØY	3
2.1	OVE SLETTEN - OS-PROG	3
2.2	ROBOT	3
2.3	AUTODESK REVIT	3
2.4	PTC MATHCAD PRIME 7.0.0.0	3
3	LOVVERK OG STANDARDER	4
3.1	PLAN- OG BYGNINGSLOVEN	4
3.2	FORSKRIFT OM TEKNISKE KRAV TIL BYGGVERK (TEK 17)	4
4	KLASSIFISERING	5
4.1	PÅLITELIGHET	5
4.2	DIMENSJONERENDE BRUKSTID	6
4.3	BESTANDIGHET	6
4.4	KVALITETSSIKRING	7
4.5	RISIKOKLASSE	7
4.6	BRANNKLASSE	8
4.7	TILTAKSKLASSE	8
4.8	BÆREEVNE OG STABILITET VED BRANN	10
5	MATERIALER	11
5.1	BETONG	11
5.2	STÅL	12
5.3	TREVIKKE	12
5.3.1	Massivtre	13
5.3.2	Limtre	13
5.4	VALG AV MATERIALE	13
6	GRUNNLEGGENDE INFORMASJON OM BÆRESYSTEMENE	14
6.1	H2 - BÆRESYSTEM STÅL	14
6.2	BÆRESYSTEM LIMTRE	15
7	GRENETILSTANDER OG MODIFIKASJONSFAKTOR	16
7.1	BRUDDGRENETILSTAND	16
7.2	BRUKSGRENETILSTAND	16
7.3	ULYKKESTILSTAND	17

7.4	K_{MOD} OG K_{DEF}	17
8	LASTER	18
8.1	EGENLAST.....	18
8.2	NYTTELAST.....	19
	8.2.1 <i>Nyttelast på etasjeskiller</i>	20
	8.2.2 <i>Nyttelast på tak</i>	20
8.3	SNØLAST.....	20
8.4	VINDLAST.....	21
	8.4.1 <i>Resultat beregninger</i>	22
8.5	GEOMETRISKE AVVIK.....	24
8.6	ULYKKELAST.....	24
	8.6.1 <i>Eksplosjon og brann</i>	24
	8.6.2 <i>Seismiske laster</i>	24
9	SEISMIKK	25
9.1	GRUNNLEGGENDE KRAV.....	25
	9.1.1 Kriterium 1 - Seismisk klasse.....	26
	9.1.2 Kriterium 2 - Lav seismisitet.....	26
	9.1.3 Kriterium 3 - Dimensjonerende spektrum.....	27
	9.1.4 Kriterium 4 - Størrelse på krefter.....	28
10	DIMENSJONERING AV BÆRE- OG AVSTIVNINGSSYSTEM I LIMTRE	29
10.1	TAK.....	29
10.2	TAKBJELKE.....	30
10.3	ETASJESKILLER.....	31
	10.3.1 <i>Gulvbjelker</i>	31
	10.3.2 <i>Bærebjelker</i>	32
	10.3.3 <i>Resonansfrekvenser og svingninger</i>	35
10.4	AVSTIVNINGSSYSTEM.....	36
	10.4.1 <i>Vertikale skiver</i>	37
10.5	SØYLER.....	38
10.6	GRUNNFORHOLD OG FUNDAMENTERING.....	40
11	KONTROLL AV BÆRE- OG AVSTIVNINGSSYSTEM I STÅL	42
11.1	TAKBJELKE.....	42
11.2	ETASJESKILLER.....	43
	11.2.1 <i>Gulvbjelker</i>	43
	11.2.2 <i>Bærebjelker</i>	44
11.3	AVSTIVNINGSSYSTEM.....	45
11.4	SØYLER.....	46
12	SAMMENLIGNING	48
13	OPPSUMMERING OG KONKLUSJON	49
14	REFERANSER	51

FIGURLISTE

FIGUR 1.1 - ILLUSTRASJON AV SKYSKRAPEREN RESTAURANT MED NYTT TILBYGG	1
FIGUR 3.1 - DIREKTIV FOR LOVVERK OG STANDARDER [5]	4
FIGUR 5.1 - EKSEMPEL PÅ MASSIVTREELEMENT [25].....	13
FIGUR 5.2 - OPPBYGNING AV GL30C [26]	13
FIGUR 6.1 - SKJERMBILDE AV 3D-MODELL I SOLIBRI.....	14
FIGUR 6.2 - SNITT KOMPAKTTAK, SINTEF [27]	14
FIGUR 6.3 - SKJERMBILDE AV 3D-MODELL I REVIT	15
FIGUR 8.1 - ILLUSTRASJON PLAN, REVIT.....	18
FIGUR 8.2 - VINDRETNING 0 GRADER, E=13400 MM	22
FIGUR 8.3 - VINDRETNING 90 GRADER, E=12000 MM	22
FIGUR 8.4 - ILLUSTRASJON FORSKJØVET VINDLAST	23
FIGUR 9.1 - EPISENTRENE TIL JORDSKJELV I PERIODEN 1980-2004 [40]	25
FIGUR 10.1 - ILLUSTRASJON AV TAKOPPBYGGING MED S-BJELKER, REVIT	29
FIGUR 10.2 - OPPLÈGG AV GULVBJELKER PÅ INNVENDIG LIMTREBJELKE, SINTEF [44]	31
FIGUR 10.3 -ILLUSTRASJON ETASJESKILLER PLAN 1, REVIT	32
FIGUR 10.4 - LASTER PÅ BJELKE 1	33
FIGUR 10.5 - LASTER PÅ BJELKE 2	34
FIGUR 10.6 - ILLUSTRASJON VINDKRYSS, TERRASSEN ER SKRAVERT	36
FIGUR 10.7 - TILGJENGELIGE SONER FOR Plassering AV VERTIKALSKIVER	36
FIGUR 10.8 – ILLUSTRASJON SØYLE 1 OG 2	38
FIGUR 10.9 - LASTBILDE SØYLE	38
FIGUR 10.10 - LASTER FRA VERTIKALSKIVE	38
FIGUR 10.11 - KART FRA NASJONAL LØSMASSEDATABASE MED FORKLARING [48]	40
FIGUR 10.12 - FUNDAMENTER OG RINGMUR, REVIT.....	41
FIGUR 10.13 - SNITT GULV PÅ GRUNN, SINTEF [51]	41

FIGUR 11.1 - BÆRESYSTEM STÅL, SOLIBRI.....	42
FIGUR 11.2 - SNITT BÆREBJELKER	43
FIGUR 11.3 - BÆRESYSTEM SETT OVENFRA, SOLIBRI	43
FIGUR 11.4 - DIMENSJONERENDE BÆREBJELKER	44
FIGUR 11.5 – PLASSERING AV VERTIKALSKIVER, V-SKIVE	45
FIGUR 11.6 - ILLUSTRASJON AV KRYSS, SOLIBRI.....	45
FIGUR 11.7 - DIMENSJONERENDE SØYLE	46
FIGUR 11.8 - SØYLE 2.....	47
FIGUR 12.1 - BÆRESYSTEM STÅL, SOLIBRI.....	48
FIGUR 12.2 - BÆRESYSTEM LIMTRE, REVIT.....	48

TABELLISTE

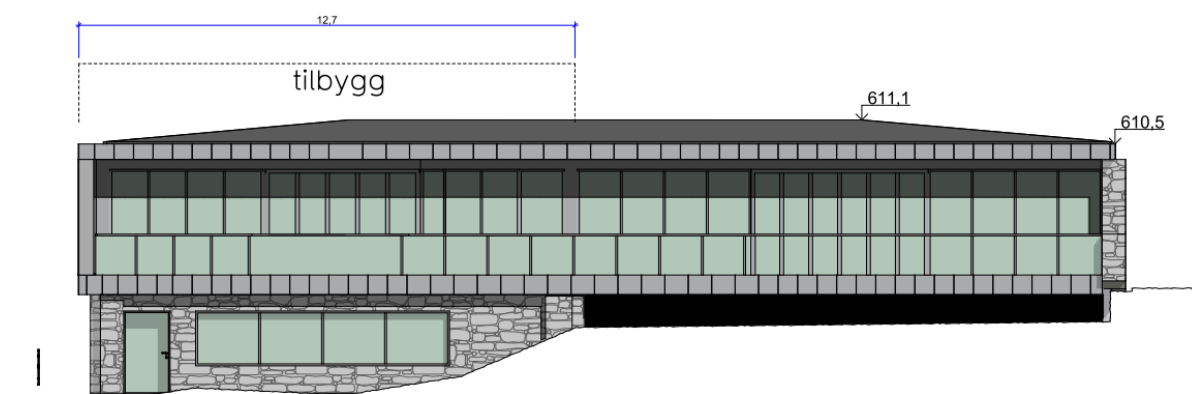
TABELL 4.1 - KLASSIFISERING AV PÅLITELIGHETSKLASSE (UTDRAG FRA TAB. NA.A1(901)) [9, p. 105]	6
TABELL 4.2 - VEILEDEnde DIMENSJONERENDE BRUKSTID (TAB. 2.1) [9, p. 23]	6
TABELL 4.3 - VALGTE KONTROLLKLASSER OG KRAV TIL KONTROLLFORM (TAB. NA. A1(902) OG (903)) [9, pp. 107,108].....	7
TABELL 4.4 - ULIKE VIRKSOMHETER OG TILHØRENDE RISIKOKLASSE (UTDRAG FRA TAB. RISIKOKLASSER § 11-2 TEK17) [8]	7
TABELL 4.5 - BRANNKLASSE (BKL) FOR BYGGVERK (TAB. BRANNKLASSER §11-3 TEK 17) [8]	8
TABELL 4.6 - KRITERIER FOR TILTAKSPlassERING (UTDRAG FRA TAB. 2 §9-4 SAK10) [10]	9
TABELL 4.7 - KRAV TIL UTDANNING OG ERFARING (UTDRAG FRA §11-2 OG §11-3 SAK10) [10]	9
TABELL 4.8 - BÆRENDE BYGNINGSDELERS BRANNMOTSTAND AVHENGIG AV BRANNKLASSE TAB. 1 §11-4 TEK17 [8]	10
TABELL 7.1 - BRUDDGRENSE - DIMENSJONERENDE VERDIER [9, p.103]	16
TABELL 7.2 - BRUKSGRENSE – DIMENSJONERENDE VERDIER [9]	16
TABELL 7.3 - ULYKKESLAST - DIMENSJONERENDE VERDIER [9].....	17
TABELL 7.4 - MODIFIKASJONSFAKTOR KMOD [28]	17
TABELL 7.5 - TILLEGGSFAKTOR KDEF [28].....	17
TABELL 8.1 - EGENLASTER OG PÅFØRTE EGENLASTER.....	19
TABELL 8.2 - VALGTE NYTTELASTER PÅ GULV IHT. EC1-1-1	20
TABELL 8.3 - GRUNNLAg FOR SNØLASTBEREGNING	20
TABELL 8.4 - RESULTAT BEREGNING AV SNØLAST	21
TABELL 8.5 - GRUNNLAg VINDBEREGNING	21
TABELL 8.6 - RESULTAT FRA OS-PROG - VINDINNFALLSRETNING PÅ 0 GRADER.....	22
TABELL 8.7 - RESULTAT FRA OS-PROG - VINDINNFALLSRETNING PÅ 90 GRADER.....	22
TABELL 8.8 - RESULTAT UTREGNET LINJELAST.....	23
TABELL 9.1 - SEISMISK KLASSE FOR BYGGVERK, UTDRAG AV TAB. NA.4(902) [41]	26
TABELL 9.2 - REFERANSEVERDI FOR GRUNNAKSELERASJON ETTER EC8-1 OG REDUSERT VERDI ETTER NORSAR [42].....	26
TABELL 10.1 - LASTER PÅ TAKBJELKER	30
TABELL 10.2 - UTNYTTELSE AV TO ULIKE BJELKETVERRSNITT.....	30

TABELL 10.3 - LASTER PÅ GULV	31
TABELL 10.4 - UTNYTTELSE GULVBELKER	32
TABELL 10.5 - LASTER PÅ BELKE.....	33
TABELL 10.6 - UTNYTTELSE TERRASSEBELKE	33
TABELL 10.7 - UTNYTTELSE BELKE INNE	34
TABELL 10.8 - GRUNNFREKVENSER [45, P. 22]	35
TABELL 10.9 - VEILEDENDE GRENSEVERDI FOR EGENFREKVENNS [46, P. 49]	35
TABELL 10.10 - RESULTATER V-SKIVE.....	37
TABELL 10.11 - RESULTAT DIMENSJONERING AV STÅLVAIERE TIL VINDKRYSS	37
TABELL 10.12 - LASTER PÅ SØYLE.....	39
TABELL 10.13 - UTNYTTELSE SØYLE	39
TABELL 11.1 - UTNYTTELSE TAKBELKE	42
TABELL 11.2 - UTNYTTELSE GULVBELKER	43
TABELL 11.3 - UTNYTTELSE BÆREBELKE.....	44
TABELL 11.4 - RESULTATER V-SKIVE.....	45
TABELL 11.5 - UTNYTTELSE SKRÅSTAV.....	45
TABELL 11.6 - LAST PÅ SØYLE (TRYKK).....	46
TABELL 11.7 - UTNYTTELSE SØYLE	46
TABELL 11.8 - LAST PÅ SØYLE 2	47
TABELL 11.9 - UTNYTTELSE SØYLE 2	47

1 INNLEDNING

1.1 Om Skyskraperen restaurant

Skyskraperen restaurant er Bergens høyestliggende serveringssted med en høyde over havet på ca. 600 m [1]. Det er besluttet at restauranten skal utvides med et tilbygg, som illustrert på figur 1.1, med en grunnflate på 210 m². Tilbygget blir en forlengelse av eksisterende del og består av to etasjer. Det er ønskelig at lokalene skal benyttes som restaurant og til festligheter eller lignende arrangementer.



Figur 1.1 - Illustrasjon av Skyskraperen restaurant med nytt tilbygg

1.2 Oppdragsgiver og bakgrunnsmateriale

Oppdragsgiver er H2 Byggeteknikk AS, avdeling Bergen. Grunnlag for oppgaven er tilsendt fra H2 og består av arkitekttegninger fra En til En Arkitekt, og en 3D-modell av bæresystemet i stål som H2 har prosjektert. Det er Ulriken Taubaneselskap som er byggherre for prosjektene på Ulriken, hvor det også utføres også arbeid med endestasjonen til Ulriksbanen. Sammen med Mats Mo fra H2 ble det i februar 2021 gjennomført en befarings på Ulriken, hvor omtrent hele bæresystemet var montert.

H2 besluttet å prosjektere bæresystemet i stål grunnet parallelt arbeid med banestasjonen og muligheten for felles montører og leverandører. Gruppen ønsker å utelukke disse faktorene, og foreta en ny vurdering på materiale til bæresystem. Det er også ønskelig å ta for seg hoveddelene i prosjekteringsfasen, og med bakgrunn i dette er problemstilling utarbeidet.

1.3 Problemstilling

Målet med oppgaven er å få god innsikt i prosjekteringsprosessen og arbeidsmetodikk. Det er lagt hovedvekt på følgende:

- › Klassifisering av tilbygg
- › Lastforutsetninger
- › Forslag til bæresystem med tilhørende dimensjonering av bygningsdeler
- › Avstivende system
- › Seismisk analyse og utelatelseskriterier
- › Kontroll av opprinnelig bæresystem
- › Sammenligning av dimensjonert bæresystem og bæresystem i stål

1.4 Avgrensinger

Dimensjonering av bygg er både tidkrevende og omfattende, noe som innebærer at oppgaven er avgrenset. Det er dermed gjort følgende beslutninger:

- › Det er tatt utgangspunkt i oppbygningen av prosjektert bæresystem i stål.
- › Det er dimensjonert med utgangspunkt i de konstruksjonsdelene som er mest utsatt for laster.
- › Tilbygget er betraktet som et frittstående bygg.
- › Det er ikke rettet fokus mot bygningsfysikk.
- › Tilbygget er ikke 3D-modellert i FEM-design, dette for å bedre kunne følge kraftforløpet i konstruksjonen.

Enkelte øvrige antagelser og forenklinger er gjort i samråd med veiledere, disse er beskrevet underveis.

1.5 Metode

Arbeidet deles inn i følgende ulike faser. Første fase består av å sette seg inn i tegninger og teori tilknyttet klassifiseringer og materialers egenskaper. Ved litteratursøk ble blant annet SINTEF Byggforsk, Eurokoder og TEK17 benyttet. I neste fase ble det utført en strukturmodell i Revit og det ble foretatt vurderinger og bestemmelse av laster med utgangspunkt i relevante Eurokoder. I tredje fase ble bæresystemet dimensjonert ved hjelp av manuelle beregninger og digitale verktøy. Til slutt ble det foretatt en kontroll av bæresystemet i stål, og deretter en sammenligning av de ulike bæresystemene. Totalt utgjør disse fasene en oppgave med logisk oppbygning etter arbeidsmetodikk ved prosjektering.

Innhenting av informasjon er primært gjort gjennom standarder, bøker og internett. Høgskolen på Vestlandet har gitt lisenser, hatt innføring og delt videomateriale til ulike beregningsprogrammer. Det legges til grunn at leseren har grunnleggende forkunnskaper i faget.

2 DIGITALE VERKTØY

Det er benyttet ulike beregnings- og modelleringsprogrammer. Dette for å utføre og kontrollere de nødvendige kalkulasjonene og for å modellere bæresystemet.

2.1 Ove Sletten - OS-Prog.

OS-Prog er en programvare utviklet av Sletten Byggdata som består av flere ulike beregningsprogrammer for betong. Programmene er i henhold til gjeldende norske standarder. Programmet *Lastberegning* er benyttet for å beregne vindlast og snølast, og programmet *V-skive* er benyttet for å beregne avstivning. [2]

2.2 Robot

Robot er et beregningsprogram som brukes for å gjøre strukturelle analyser av konstruksjoner. Programmet er benyttet for å kontrollere håndberegninger, for å beregne nedbøying og for å finne moment- og skjærkraftdiagrammer.

2.3 Autodesk Revit

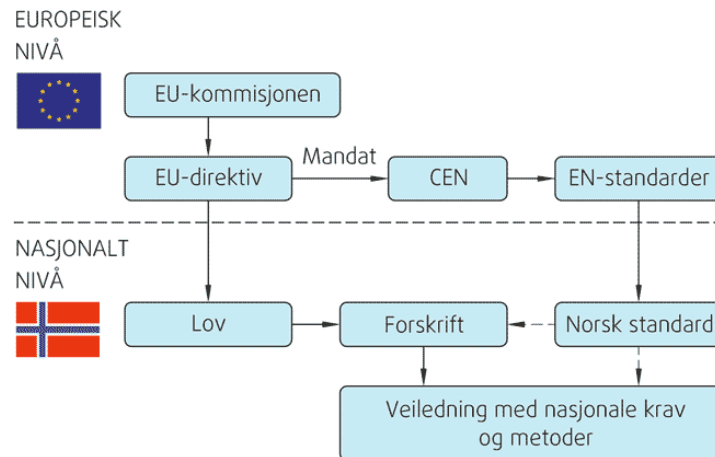
Autodesk Revit er et komplett digitalt verktøy innen bygningsinformasjonsmodellering (BIM). Programmet kan benyttes fra tidligfase og gjennom prosjekteringsprosessen, og gjør det mulig å samarbeide på tvers av firmaer og programmer. Det inneholder brukergrensesnitt for ulike disipliner som VVS, elektro, arkitekt og konstruksjon [3]. Revit er benyttet for å modellere det dimensjonerte bæresystemet.

2.4 PTC Mathcad Prime 7.0.0.0

PTC Mathcad Prime 7.0.0.0 er et beregningsprogram som benyttes til å utføre ulike matematiske operasjoner. Programmet er benyttet for å føre ryddige kalkulasjoner, hvor en enkelt kan endre tallverdier underveis.

3 LOVVERK OG STANDARDER

En lov er en generell rettsregel som skal fastsette rettigheter og plikter. Videre dannes forskrifter med hjemmel i loven for enda mer utfyllende regler [4]. Her vil relevante lover og forskrifter som kommer til anvendelse ved prosjektering og utførelse av et bygg presenteres. Figur 3.1 illustrerer hvordan EU påvirker Norges lover, og hvordan forskrift og standard befinner seg under lov.



Figur 3.1 - Direktiv for lovverk og standarder [5]

3.1 Plan- og bygningsloven

Plan- og bygningslovens formål er blant annet å sikre best mulig bærekraftig utvikling for den enkelte, samfunnet og fremtidens generasjoner, at planlegging gjøres med fokus på langsiktige løsninger og at det tas hensyn til miljøvern. Loven gjelder for hele landet, og på sjøen inntil én nautisk mil utenfor grunnlinjene [6]. Bestemmelsene i plan- og bygningsloven gjelder alle typer byggeprosjekter og virksomheter, med få unntak, og gir det samlede rammeverket for planlegging og byggesak. [7]

3.2 Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK 17)

I TEK17 settes minimumsgrenser for de egenskaper et byggverk må ha for å kunne oppføres lovlig i Norge. Videre i veiledningen forklares kravene i forskriften, og den gir preaksepterte løsninger som oppfyller de gitte kravene. [8]

4 KLASSIFISERING

Her er grunnleggende krav til prosjektering av tilbygget i henhold til ECO drøftet. De grunnleggende kravene omfatter blant annet pålitelighet, brukstid, bestandighet, kvalitetssikring og ulykke. Kravene settes for å sikre at konstruksjonen skal ha de egenskaper som behøves for å motstå påregnelige forhold og påvirkninger.

[9, p. 21]

De grunnleggende kravene bør oppfylles ved:

- › Valg av egnede materialer;
- › Fagmessig prosjektering og detaljering;
- › Fastsettelse av kontrollprosedyrer for prosjektering, produksjon, utførelse og bruk som er egnet for det bestemte prosjektet.

4.1 Pålitelighet

Pålitelighet defineres som «konstruksjonens eller en konstruksjonsdels evne til å oppfylle de fastsatte kravene de er dimensjonert for, inklusive dimensjonerende brukstid.» [9, p. 13] For å oppnå de fastsatte kravene i NS 1990 skal konstruksjonen prosjekteres i henhold til NS-EN 1990 til 1999, samt ved hensiktsmessig utførelse og ved kvalitetssikringstiltak. [9, p. 22]

Konstruksjoner plasseres i pålitelighetsklasser etter vurdering av konsekvenser og ønsket sikkerhet. Bygget kan enten klassifiseres i sin helhet, eller deles inn i soner med ulike klasser dersom det er mest hensiktsmessig [9, p. 22]. Det er valgt å klassifisere tilbygget i sin helhet, fordi det er en relativt liten og oversiktlig konstruksjon.

Ved klassifisering av tilbygget bør det tas hensyn til at Ulriksfjellet et attraktivt sted for turister og turgåere. Som ett av få bygg i området vil restauranten være et naturlig tilfluktssted dersom det skulle oppstå uforutsette hendelser. Det bør også tas hensyn til at restauranten skal benyttes som selskapslokale. Selv om tilbygget er relativt lite, vil det sammen med eksisterende del romme mange mennesker. I Nasjonalt tillegg er det gitt en veiledende tabell for klassifisering av byggverk. Tilbygget plasseres i pålitelighetsklasse 3 som illustrert i tabell 4.1.

Tabell 4.1 - Klassifisering av pålitelighetsklasse (utdrag fra tab. NA.A1 (901)) [9, p. 105]

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	pålitelighetsklasse			
	1	2	3	4
Dammer			x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Kai og havneanlegg		x	(x)	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Feste av kledninger, taktekking og lignende	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			

1) Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunns anlegg skal det tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

2) Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

4.2 Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstid defineres som «den forutsatte tidsperioden en konstruksjon (...) skal kunne brukes uten at det skal være nødvendig med omfattende reparasjon.» [9, p. 12] Det er fastsatt veiledende kategorier og tilhørende dimensjonerende brukstid i EC0, som er presentert i tabell 4.2. Tilbygget er en bygningskonstruksjon og befinner seg i kategori 4, dette gir en dimensjonerende brukstid på 50 år.

Tabell 4.2 - Veiledende dimensjonerende brukstid (tab. 2.1) [9, p. 23]

Dimensjonerende brukskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid	Eksempler
1	10år	Midlertidige konstruksjoner ¹
2	10 til 25år	Utskiftbare konstruksjonsdeler, f.eks. kranbjelker, lagere osv.
3	15 til 30år	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner
4	50 år	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner
5	100år	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner

¹Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan brukes på nytt, bør ikke anses som midlertidige.

4.3 Bestandighet

Bestandigheten til en konstruksjon handler om dens evne til å motstå nedbryting i løpet av dimensjonerende brukstid. Det skal tas hensyn til miljøpåvirkning og vedlikeholds nivå [9, p. 23]. Tidlig i prosjekteringsfasen er det derfor viktig å analysere miljøforholdene der hvor konstruksjonen skal stå, og deretter iverksette tiltak for å beskytte materialene.

4.4 Kvalitetssikring

Kvalitetssikringstiltak bør etableres for å sikre at konstruksjonen oppfyller krav og forutsetninger som er fastsatt i prosjekteringsfasen. Tiltakene omfatter definisjon av pålitelighetskrav, organisasjonsmessige tiltak og kontroll på stadiene for prosjektering, utførelse, bruk og vedlikehold [9, p. 23]. I nasjonalt tillegg finnes tabeller som beskriver hvilke kontrollklasser som skal benyttes som følge av valgt pålitelighetsklasse. Fordi tilbygget er plassert i pålitelighetsklasse 3 velges kontrollklasse 3. Som fremstilt i tabell 4.3 kreves da egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll for både prosjektering og utførelse.

Tabell 4.3 - Valgte kontrollklasser og krav til kontrollform (tab. NA. A1(902) og (903)) [9, pp. 107,108]

	Minste kontrollklasse	Egenkontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
Utførende	PKK3	Kreves	Kreves	Kreves
Prosjekterende	UKK3	Kreves	Kreves	Kreves

4.5 Risikoklasse

Byggverk plasseres i ulike risikoklasser på grunnlag av hvor stor trussel en brann vil være for skade på liv og helse. Dette for å sikre at det i prosjekteringsfasen iverksettes passende tiltak for å sikre rømning og tilrettelegging for redning ved brann. I TEK17 gis preaksepterte ytelser for virksomheter fremstilt i tabeller, se utdrag i tabell. Grunnet størrelsen på tilbygget vil det være naturlig å klassifisere det i sin helhet hvor det hensyntas verste tilfellet. Dermed plasseres tilbygget i risikoklasse 5, da deler av restauranten skal kunne benyttes som danselokale.

Tabell 4.4 - Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasse (utdrag fra tab. Risikoklasser § 11-2 TEK17) [8]

Virksomhet	Risikoklasse
Arbeidsbrakke	1
Kontor	2
Barnehage	3
Bolig	4
Forsamlingslokale	5
Sykehus	6

4.6 Brannklasse

Brannklassene baseres på de konsekvenser en brann vil ha for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet. Brannklassene strekker seg fra 1 - 4 som følge av graden av konsekvens dersom brann oppstår. Konsekvensen avhenger blant annet av risikoklasse, byggets størrelse, antall personer, planløsning og brannenergi. For å avgjøre brannklasse benyttes tabell 4.5, som er hentet fra TEK17. Tilbygget har risikoklasse 5, består av 2 etasjer og havner dermed i brannklasse 2 som tilsvarer middels konsekvens. [8, pp. §11-3]

Tabell 4.5 - Brannklasse (BKL) for byggverk (tab. Brannklasser §11-3 TEK 17) [8]

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

I TEK17 §11-3 under *Preaksepterte ytelser* punkt 4 står det at «Byggverk som benyttes til forsamlingslokale eller salgslonale som har høyst to etasjer og bruttoareal mindre enn 800 m² per etasje, kan oppføres i brannklasse 1.» [8] Likevel er tilbygget plassert i brannklasse 2. Dette fordi bygget befinner seg på toppen av et fjell hvor det kan være utfordrende å redde folk, og å få slukket en mulig brann.

4.7 Tiltaksklasse

«Oppgaver knyttet til tiltak skal inndeles i tiltaksklasse 1, 2 eller 3 innenfor ett eller flere fagområder basert på kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet.» [10, pp. §9-3] Oppgaver innen ulike fagområder kan plasseres i forskjellige tiltaksklasser, derfor er det viktig å vurdere hver oppgave individuelt. Det er ansvarlig søker som foreslår klasser, og kommunen som avgjør.

Fastsetting av tiltaksklasser gjøres for å sikre at oppgaven løses med rett kompetanse fra ansvarshavende. Byggesaksforskriften SAK10 er en veiledning som utfyller plan- og bygningslovens regler om blant annet tilsyn, kvalitetssikring og kontroll. Der finnes en oversikt over valg av tiltaksklasser som følge av relevante kriterier innen ulike fagområder. I tabell 4.6 fremstilles de aktuelle fagområdene for tilbygget.

Tabell 4.6 - Kriterier for tiltaksplassering (Utdrag fra tab. 2 §9-4 SAK10) [10]

Fagområde	Tiltaksklasse 1	Tiltaksklasse 2	Tiltaksklasse 3
Konstruksjonssikkerhet. Dimensjonering av bæreevne og stabilitet av bygg, anlegg eller konstruksjoner	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1 og i henhold til byggt teknisk forskrift i brannklasse 1.	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2, og i henhold til byggt teknisk forskrift i brannklasse 2 og 3.	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighets- klasse 3 og 4, og brannklasse 2 og 3.
Geoteknikk. Utarbeidelse av grunndata og fundamentering med eventuelt sikringstiltak for bygg, anlegg eller konstruksjon	Småhus inntil 3 etasjer. Andre byggverk inntil 2 etasjer med oversiktlige og enkle grunnforhold. Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1.	Fundamentering av byggverk med 3-5 etasjer. Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold. Metode for fastleggelse av grunnforhold er godt utviklet. Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 +NA plasseres i pålitelighetsklasse 2.	Byggverk med flere enn 5 etasjer Fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold. Metode for fastleggelse av grunnforhold er lite utviklet. Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 3 og 4.

Som følge av at tilbygget er plassert i pålitelighetsklasse 3 og brannklasse 2 blir tiltaksklassen 3 for både konstruksjonssikkerhet og geoteknikk. Videre stilles det krav til foretakets faglige ledelse når det kommer til relevant utdanning og erfaring som følge av tiltaksklassene. I SAK10 finnes en oversikt over dette, se utdrag i tabell 4.7. For prosjekterende av tilbygget kreves relevant mastergrad eller tilsvarende grad med 300 studiepoeng og 8 år arbeidserfaring.

Tabell 4.7 - Krav til utdanning og erfaring (utdrag fra §11-2 og §11-3 SAK10) [10]

Tiltaksklasse	Funksjon	Utdanningsnivå	Arbeidserfaring (år)
1	Prosjekterende	Mesterbrev, høyere fagskolegrad	4
2	Prosjekterende	Høyere fagskolegrad	10
		Høyskolenivå, Bsc. 180stp.	6
3	Prosjekterende	Universitetsnivå, Msc 300stp.	8

4.8 Bæreevne og stabilitet ved brann

Dersom det oppstår brann vil det være svært viktig at bygningens bæreevne og stabilitet opprettholdes så lenge som nødvendig. Da må konstruksjonen bestå av materialer som er dimensjonert for å tåle det, derfor stilles det i TEK17 krav til materialers brannmotstand. Brannmotstand sier noe om hvor lang tid bygningsdelen kan opprettholde vesentlige ytelser under brann. De fire ytelsene som vurderes i den sammenheng beskrives av disse fire bokstavene:

- R:** lastbærende evne
- E:** integritet
- I:** isolasjonsevne
- M:** mekanisk motstandsevne

Bokstavene, sammen med et tall, utgjør et krav. For eksempel betyr R60 at den lastbærende bygningsdelen skal tåle 60 minutter i brann og likevel opprettholde vesentlige ytelser. I tabell 4.8 fremstilles gjeldende krav i henhold til brannklasse og bygningsdel [11]. Tilbygget er plassert i brannklasse 2 og havner dermed i midterste kolonnen.

Tabell 4.8 - Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse tab. 1 §11-4 TEK17 [8]

Bygningsdel	Brannklasse 1	Brannklasse 2	Brannklasse 3
Bærende hovedsystem	R 30	R 60	R 90 A2-s1, d0
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskiller og takkonstruksjoner som ikke er en del av hovedbæresystemet eller stabiliserende	R 30	R 60	R 60 A2-s1, d0
Trappeløp	-	R 30	R 30 A2-s1, d0
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1, d0	R 90 A2-s1, d0	R 120 A2-s1, d0
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B30] eller A2-s1, d0 [ubrennbart]	A2-s1, d0 [ubrennbart]

A: grad av brannmotstand, S: grad av røykproduksjon, d0: brennende dråper
Klasse A2-s1, d0 innebærer at alle deler, komponenter eller sjikt i bygningsdelen må tilfredsstillе klassen.

5 MATERIALER

Det er her drøftet og konkludert med hvilket av materialene tre, stål og betong som skal benyttes til bæresystem og etasjeskillere i tilbygget. Materialene er drøftet på grunnlag av følgende hovedfaktorer: mekaniske egenskaper, økonomi, miljø og funksjonskrav. Det er fordeler og ulemper med de ulike materialene, så valget faller på det materialet som inngår det beste kompromisset. Det faktum at tilbygget befinner seg på toppen av et fjell vil påvirke valget med hensyn til egenvekt og størrelse med tanke på frakt og utførelse av råbygget.

Det er viktig å nevne at krav knyttet til miljø har økt de siste årene, det stilles krav til utslipp både før, under og etter byggets levetid. For å lykkes med et miljøvennlig bygg er det avgjørende å ta hensyn til dette tidlig i prosjekteringsfasen. Det kan da være en fordel å planlegge for gjenvinning og gjenbruk av materialer, og velge det som gjennom hele sin levetid er mest gunstig. [12]

5.1 Betong

Betong er det mest brukte byggematerialet i verden. Dette skyldes den lange levetiden sammen med lave driftskostnader og fleksibilitet ved valg av styrke, vekt og form [13]. Betongen armeres for å oppnå god strekkstyrke og har da stor kapasitet mot deformasjoner. En annen fordel med betong er dens brannhemmende egenskap, noe som bidrar til redusert spredning av brann og dermed økt tilgjengelig evakueringstid. [14]

Kostnadene ved tradisjonell plaststøpt betong er materialkostnader og timepris for håndverkere. Videre kreves lagringsplass til armering og forskalingsmateriell. Dersom en velger prefabrikkerte elementer i stedet, kan arbeidstimer og noe av lagringsplassen reduseres. Valg av prefabrikkerte elementer kan også resultere i komponenter som er lettere å gjenbruke. Det er i hovedsak ved bygging av større kontraksjoner at tids- og kostnadsbesparelsen er størst ved bruk prefabrikkerte elementer, og det vil gjøre mindre utslag for små prosjekter. [15]

Det er store miljøutslipp i forbindelse med produksjon av sement, som er betongens viktigste komponent. Sementproduksjonen står anslagsvis for 5% av klimagassutslipp på verdensbasis, dette på tvers av alle industrier og sektorer [16]. Det jobbes med flere løsninger for å redusere betongens miljøbelastning. Et eksempel på dette er lavkarbonbetong, hvor en andel av sementen erstattes med blant annet flyveaske, som ikke medfører like store utslipp ved produksjon. Det forskes også på å finne nye sementtyper og på karbonfangst. [17]

5.2 Stål

I likhet med betong er stålindustrien en stor kilde til klimagassutslipp, og står for hele 7% av verdens totale CO₂-utslipp. Tross høye utslipp er stål et bærekraftig produkt dersom man ser på hele livssyklusen. Det er fullstendig resirkulerbart, og kan gjenbrukes omtrent i det uendelige [18]. Stålets fortrinn sammenlignet med andre byggematerialer er muligheten for slanke konstruksjoner, selv med langt spenn. Det er også mulig å prefabrikere stål med stor nøyaktighet, noe som gir arkitektonisk frihet. Prefabrickerte profiler kan gjøre selve byggeprosessen tidseffektiv, noe som bidrar til god økonomi i prosjektet [19].

Stålets styrkeegenskaper reduseres i stor grad ved lengre brannmotstandstid og høye temperaturer. Dersom stål oppnår kritisk temperatur, vil fastheten halveres. Det kan derfor nødvendig å brannisolere eksponert stål, noe som kan være tidkrevende og kostbart. [20]

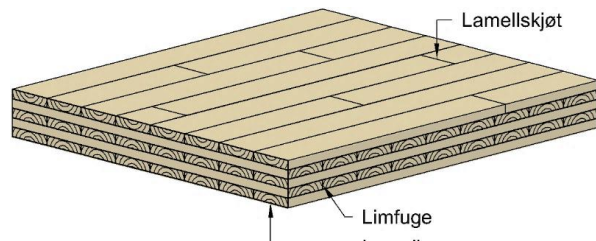
5.3 Trevirke

Tre er et lett materiale med gode styrkeegenskaper. I likhet med stål og betong kan det prefabrikeres, noe som kan bidra til en effektiv monteringsprosess. Derimot er tre et miljøvennlig materiale sammenlignet med betong og stål. Ved produksjon av trevirke utnyttes hele treet, inkludert de delene av stammen som ikke benyttes til konstruksjonsvirke. Tre inngår i en naturlig karbonsyklus dersom man ser på hele livsløpet. Dette fordi treet tar opp og lagrer karbon helt til det nedbrytes, og deretter tas karbonet opp igjen av nye trær. Tre er et materiale som kan benyttes over lang tid, de eldste trebygningene i Norge er rundt 1000 år gamle. [21]

Tre er et forutsigbart og motstandsdyktig materiale ved brann. Forkullingen skjer tilnærmet konstant på 0,7 mm per minutt, og det forkullede laget vil videre beskytte det friske treverket som ligger under. Dette medfører lav risiko for uventet kollaps [22]. Andre positive egenskaper til tre er god varmeisolasjonsevne og evnen til å regulere luftfuktighet og temperaturen innendørs. Som en bonus er konstruksjoner i tre ofte estetisk fine. Til konstruksjoner benyttes ofte massivtre eller limtre. [23]

5.3.1 Massivtre

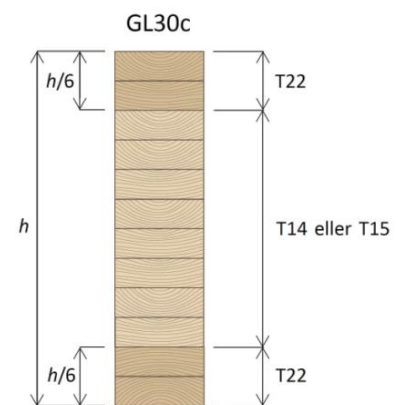
Massivtre er et relativt nytt byggesystem, og er sammensatt av lameller i forskjellige sjikt som sammen danner elementer. Sjiktene er som regel lagt 90 eller 45 grader i forhold til hverandre, som figur 5.1 illustrerer. Lagene forbindes vanligvis av lim, spiker eller dybler. Fordelen med at sjiktene plasseres i to retninger, er at den også blir bærende i to retninger. Tykkelsen på massivtre kan variere fra 60 mm og opp til ca. 300 mm bestående av 3-9 sjikt. Massivtre er ofte benyttet som bærende og ikke-bærende etasjeskillere, vegger, tak og balkonger. [24]



Figur 5.1 - Eksempel på massivtreelement [25]

5.3.2 Limtre

Limtre består av minst to lameller med tykkelse mellom 6 og 45 mm. Disse er, i motsetning til elementer av massivtre, limt sammen slik at fiberretningen går i komponentens spennretning. Limtre betegnes GLh eller GLc etterfulgt av et tall, hvor GL står for Glulam, og påfølgende tall angir bøyestivheten. Homogene sjikt, GLh, består av komponenter i samme styrkeklasse, mens kombinerte sjikt, GLc, består av lameller i to eller flere styrkeklasser. Figur 5.2 illustrerer et kombinert sjikt. T14, T15 og T22 representerer styrkeklassene ved den karakteristiske strekkfastheten. Limtre benyttes ofte til bæreelementer som bjelker, søyler, rammer og dekker. [26]



Figur 5.2 - Oppbygning av GL30c [26]

5.4 Valg av materiale

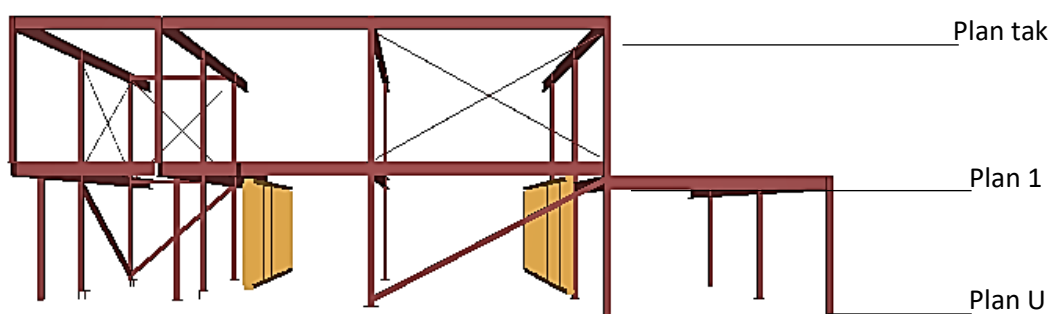
Betong er utelukket grunnet behov for lagring, stort miljøavtrykk og med hensyn til fraktmuligheter av tunge elementer eller flytende betong. Materialer må enten sendes opp med ulriksbanen, eller fraktes med helikopter. Stål vil derimot være lettere å frakte, oppbevare og montere, men medfører store miljøutslipp. Det er derfor besluttet å dimensjonere bæresystemet og etasjeskillerne i limtre. Dette på grunnlag av fordeler som lave miljøutslipp, gode styrkeegenskaper i forhold til egenvekt, forutsigbart brannforløp og effektiv montering ved prefabrikkerte elementer.

6 GRUNNLEGGENDE INFORMASJON OM BÆRESYSTEMENE

6.1 H2 - Bæresystem stål

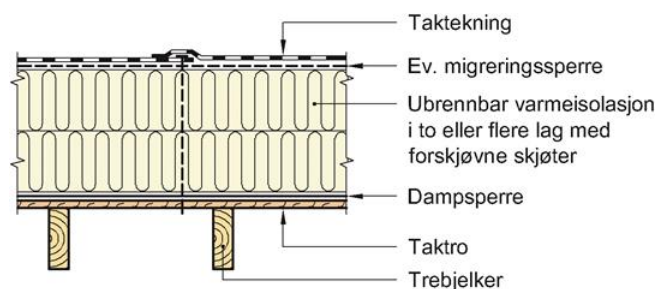
H2 besluttet å dimensjonere bæresystemet i stål. Dette grunnet parallelt arbeid med endestasjonen som også monteres i stål på Ulriken. Da kunne de ha nytte av felles leverandør, tilgjengelig kran og montører.

Figur 6.1 viser 3D-modellen av tilbygget prosjektert av H2. I dette bæresystemet er søylene kontinuerlige HUP120x5 profiler og bjelkene er dimensjonert til IPE270 i takplan og IPE300 i plan 1. De vertikale lastene føres ned til fundament via søyler og to bærevegger i tre. Hensikten med de to treveggene er å øke stabilitet og minimere nedbøying, slik at gulvet skal oppleves stivest mulig. Det er presisert at det ønskes en viss stivhet på etasjeskillere, da lokalet skal benyttes til dansing. Konstruksjonen avstives av rundstål og skråstag HUP120x5. H2 har også lagt til grunn at tilbygget avstives av eksisterende del av restauranten.



Figur 6.1 - Skjerm bilde av 3D-modell i Solibri

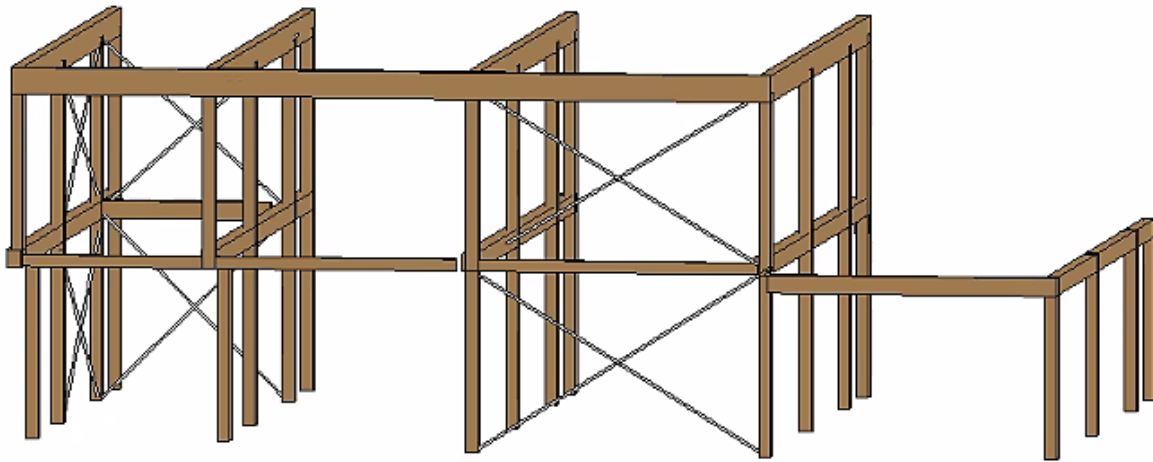
Tilbygget skal ha en terrasse som illustrert til høyre på figuren. Nederste etasje, plan U, skal delvis benyttes som lager og delvis til danselokale. Plan U er prosjektert som flytende gulv på grunn, bestående av fyllmasser, isolasjon og betongdekke. H2 har prosjektert tilbygget med et flatt kompakttak som heller ca. 3° ned mot terrassen. Takets oppbygning illustreres på figur 6.2 og består av blant annet S-bjelker, isolasjon, utlekting og takteking.



Figur 6.2 - Snitt kompakttak, SINTEF [27]

6.2 Bæresystem limtre

Det er tatt utgangspunkt i 3D-modell fra H2 og arkitekttegninger for videre dimensjonering av bæresystem i limtre. Det vises til vedlegg A1 og A2 for arkitekttegninger. Det er valgt å bevare oppbygningen av bæresystemet, men å erstatte stålet med limtre, som figur 6.3 illustrerer. I dette bæresystemet er bjelkene kontinuerlige for å minimere nedbøying. Det er valgt å dimensjonere bæresystemet uten de to bæreveggene av tre, dette i tilfelle det skulle bli aktuelt å fjerne dem ved en senere anledning. Valgt kvalitet på limtrebjelkene er GL32c, som er den kvaliteten med størst bøyestivhet.



Figur 6.3 - Skjerm bilde av 3D-modell i Revit

Ved dimensjonering og bestemmelse av laster er tilbygget betraktet som et frittstående bygg som ikke avstives av eksisterende del. Dette for å sørge for at eventuelle endringer eller renovering på eksisterende del ikke vil påvirke stabilitet og styrke til tilbygget. Det er besluttet at avstivning forblir i stål. De utkragede bjelkene inn mot eksisterende bygg er betraktet som fritt, illustrert på figur 6.3.

Det er besluttet å benytte samme takoppbygning og med samme helning som er prosjektert av H2. Dette fordi det skal samsvare med eksisterende del av restauranten. Det er også besluttet at lastene fra plan U skal videreføres via fyllmasser til grunn, i likhet med bæresystemet til H2.

7 GRENSETILSTANDER OG MODIFIKASJONSFAKTOR

Det deles inn i fire grensetilstander; brudd-, bruks-, utmatting og ulykkesgrensetilstand. Hver av de ulike grensetilstandene har tilhørende lastfaktorer som skal benyttes ved dimensjonering. Før en konstruksjon kan regnes som sikker for bruk må alle grensetilstandene kontrolleres.

7.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrense har tilhørende lastfaktorer som skal bevare menneskers og konstruksjoners sikkerhet. Det er i utgangspunktet tre lastkombinasjoner, men for generell kontroll av brudd i konstruksjoner er lastkombinasjonene som fremstilt i tabell 7.1 dimensjonerende [9]. Det er konservativt besluttet å sette 0,9 i stedet for 1,0 for permanente laster. Det er den mest ugunstige kombinasjonen som legges til grunn. Ved kombinasjon 6.10a antas det at den dominerende lasten er egenvekten, og i 6.10b antas det at de variable lastene vil gjøre størst utslag.

Tabell 7.1 - Bruddgrense - dimensjonerende verdier [9, p.103]

Situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster ²⁾
6.10a	1,35 / 0,9 ¹⁾	1,5 ψ_0	1,5 ψ_0
6.10b	1,20 / 0,9 ¹⁾	1,5	1,5 ψ_0

1) Den lastfaktor som gir den ugunstigste lastvirkning skal benyttes. For kontinuerlige bjelker benyttes samme lastfaktor for egenlast i alle spenn, fortsett fra utkragende deler.
2) Se NS-EN 1991 til NS-EN 1999 γ -verdier for påførte dimensjoner.

7.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrense har betydning for konstruksjonens utseende, menneskets komfort og konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk. I bruksgrense kontrolleres nedbøying, egenfrekvens og riss i henhold til gjeldende krav. Her benyttes karakteristiske laster, med lastfaktorer i henhold til tabell 7.2.

Tabell 7.2 - Bruksgrense – dimensjonerende verdier [9]

Lastkombinasjoner som skal påvises	permanente laster	Dominerende laster	Andre variable laster
Karakteristisk	1,0	1,0	1,0 ψ_0
Hyppig forekommende	1,0	1,0 ψ_1	1,0 ψ_2
Tilnærmet permanent	1,0	1,0 ψ_2	1,0 ψ_2

7.3 Ulykkestilstand

Ulykkestilstand omfatter blant annet brann, da regnes lasttilstanden med karakteristiske laster og ulike partialfaktorer, presentert i tabell 7.3, i henhold til EC0. [9]

Tabell 7.3 - Ulykkeslast - dimensjonerende verdier [9]

Dimensjonerings-situasjon	permanente laster	Dominerende laster	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkesituasjon	1,0	$1,0\psi_1$	$1,0\psi_2$	1,0
Seismisk situasjon	1,0	$1,0\psi_2$	$1,0\psi_2$	1,0

7.4 K_{mod} og K_{def}

Modifikasjonsfaktoren k_{mod} bestemmes for å ta hensyn til at treverkets motstand kan svekkes ved lastpåvirkning over tid. I hvilken grad egenskapene svekkes avhenger av hvor lenge lastene virker og i hvilket miljø trekonstruksjonen befinner seg. Dersom den for eksempel er plassert i våte omgivelser svekkes egenskapene betraktelig. Verdier for k_{mod} settes i henhold til tabell 7.4, som er et utdrag fra EC5-1-1. Ved lastkombinasjon bestående av ulike lastvarigheter, skal den korteste varigheten inngå i kombinasjonen. [28]

Tabell 7.4 - Modifikasjonsfaktor K_{mod} [28]

Klimaklasse	Lastvarighetsklasse				
	Permanent	Langtids	Halvårs	Korttids	Øyeblikks
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,90	0,90

Ved beregning av langtidsnedbøying for limtre må en tilleggsfaktor, K_{def} , benyttes for permanente- og kvasipermanente laster, i henhold til tabell 7.5. Faktoren bestemmes som følge av klimaklasse. Dette for å ta hensyn til at motstanden i treverket blir dårligere over lengre tid. Den momentane deformasjonen beregnes som vanlig. [28]

Tabell 7.5 - Tilleggsfaktor K_{def} [28]

Klimaklasse	K_{def}
1	0,6
2	0,8
3	2,0

8 LASTER

For å beregne og dimensjonere en konstruksjon er det viktig å fremskaffe korrekte verdier for laster. Bestemmelse og utregning av laster er gjort i henholdt til EC1-1-1 til EC1-1-7, og kombinerings av laster gjøres etter ECO.

I ECO pkt. 4.1.1 beskrives at laster skal klassifiseres etter variasjon over tid på følgende måte:

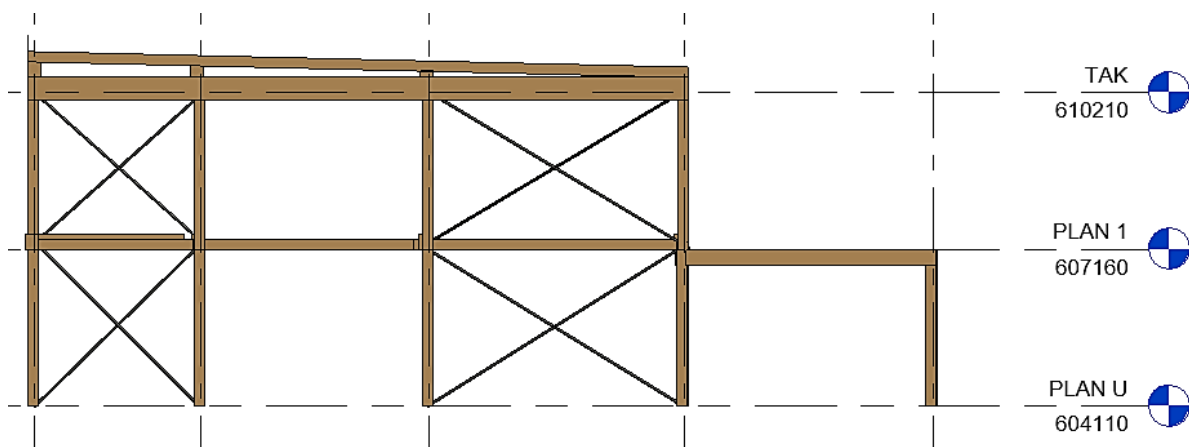
- › permanente påvirkninger (G), f.eks. egenvekten til konstruksjoner, faste installasjoner (...)
- › variable påvirkninger (Q), f.eks. nyttelaster på bygningers dekker, bjelker og tak, vindlaster eller snølaster;
- › ulykkespåvirkninger (A), f.eks. eksplosjoner eller støt fra kjøretøyer. [9, p. 26]

Videre beskrives at påvirkningen skal klassifiseres etter:

- › Opprinnelse som direkte eller indirekte.
- › Variasjon i rom som bundet eller fri.
- › Type og eller konstruksjonsmessig lastvirkning, som statisk eller dynamisk. [9, p. 26]

8.1 Egenlast

Egenlasten til et byggverk omfatter selve konstruksjonen og de ikke-bærende delene, inkludert permanente installasjoner. Egenlasten beregnes som følge av tyngdetettheten til de ulike bygningskomponentene [29]. Figur 8.1 illustrerer definisjonen av de ulike planene. Lastene fra plan U føres direkte til grunn, og medregnes derfor ikke som en del av egenvekten.



Figur 8.1 - Illustrasjon plan, Revit

I tabell 8.1 er verdier for egenlasten av tilbygget fremstilt. Det tatt med egenvekt for bæresystem i både stål og tre, da begge verdiene er benyttet i videre beregninger og sammenligninger. Alle lastene, utenom ytterveggen og bjelker, er oppgitt i kN per m². For å bestemme lastene til de sammensatte bygningsdelene er tabeller i Byggforskserien benyttet, der finnes eksempler på ferdige utregninger utarbeidet av SINTEF. Ettersom oppbygningen av enkelte bygningskomponenter er ukjent, er disse verdiene valgt til sikker side. Det er også tatt høyde for øvrige tekniske installasjoner som for eksempel høyttalere til danselokalet.

Tabell 8.1 - Egenlaster og påførte egenlaster

Bygningselement	kN/Lm	kN/m ²	Henvisning
Plan Tak			
Taksperre, 350mm mineralull, asfalttakbelegg/shingel og undertak av plater eller bord		0,7	Tab. 42 SINTEF [30]
Tekniske installasjoner		0,25	Sweco/Trond M.
Evt. Øvrig: Lydplater, lys, høyttalere		0,25	Sweco/Trond M.
Takbjelker stål IPE 270 /	0,354		Profiler og Formler [31]
Takbjelker limtre GL32C, 250x450 mm	0,388		
Totalt plan tak (ekskludert takbjelker)		1,2	
Plan 1			
Yttervegg curtainwalls, belaster bjelke	2,44		Sweco/ Trond M./leverandør [32]
Lydisolerende innvendige vegger, angitt per gulvareal		0,25	Sweco/ Trond M.
Trebjelkelag, isolert og lydisolerende (inkl. Terrasse)		1	Tab. 51 SINTEF [30]
Tekniske installasjoner		0,25	Sweco/ Trond M.
Bærebjelke stål IPE 300 /	0,414		Profiler og Formler [31]
Bærebjelke limtre GL32C, 250x550 mm	0,593		
Totalt plan 1 (ekskludert yttervegger og bærebjelker)		1,5	

8.2 Nyttelast

Nyttelaster beskrives i EC1-1-1 som de lastene som oppstår under bruk og omfatter:

- › Personers normale bruk;
- › Møbler og bevegelige gjenstander;
- › Kjøretøyer;
- › Situasjoner som sjeldent forventes å oppstå, f.eks. konsentrasjoner av personer eller møbler, eller flytting og stabling av gjenstander som kan forekomme under omorganisering eller oppussing. [29, p. 12]

Nyttelaster inndeles i ulike kategorier avhengig av bruk i henhold til EC1-1-1. Nyttelaster klassifiseres som frie laster. Dette innebærer at de enten kan være til stede, delvis fraværende eller helt fraværende [29]. Det er ikke tatt hensyn til areal- og etasjereduksjon etter EC0, som en konservativ forenkling.

8.2.1 Nyttelast på etasjeskiller

Byggherrens dimensjonerende bruksformål for plan 1 er selskapslokaler og lager for plan U, da deler av denne etasjen skal benyttes til oppbevaring. Terrassen er plassert i samme brukskategori som resten av plan 1, da det kan oppstå store ansamlinger av folk i forbindelse med arrangementer. Verdiene for bestemte laster fremstilles i tabell 8.2.

Tabell 8.2 - Valgte nyttelaster på gulv iht. EC1-1-1

Plan	Dimensjonerende bruk	Kategori	Jevnt fordelt last [kN/m ²]
1	Danselokale	C4	5
U	Lager	E1	7,5

8.2.2 Nyttelast på tak

Det er kun adkomst på tak for vedlikehold og reparasjon, derfor er nyttelast bestemt i henhold til EC1-1-1 tab. NA 6.10. For takvinkel $\alpha < 20^\circ$ angis nyttelasten $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$. Nyttelasten på tak er neglisjert i videre beregninger, dette grunnet hensyn til virkning av nyttelasten samtidig med snø og vindtrykk. Det er antatt at lastene snø og vind er statistisk avhengige av nyttelasten på taket, og vil dermed ikke opptre samtidig. Eksempelvis er det liten sannsynlighet for at det vil oppholde seg folk på taket når det er mye snø og/eller storm. Lastene snø og vind er statistisk uavhengige av hverandre, og regnes derfor å kunne opptre samtidig.

8.3 Snølast

Snølasten er bestemt etter EC1-1-3. Mengden snø som virker på konstruksjonen bestemmes ved hjelp av flere faktorer som virker sammen. Eksempel på faktorer er beliggenhet, topografi, høyde over havet, termiske egenskaper og takets form. Det må beregnes snølast på taket, og på terrassen. Grunnlag for snølastberegning er gitt i tabell 8.3. Eksponeringsfaktor settes lik 1,0 grunnet omliggende bygg. [33]

Tabell 8.3 - Grunnlag for snølastberegning

Grunnlag	Inndata	Henvisning
Lokalisering	Bergen kommune	
Høyde over havet	600 m	Norgeskart [34]
Snølast på mark ($S_{k,0}$)	2 kN/m ²	Tabell Na 4.1
Takvinkel (α)	< 15°	
Formfaktor (μ)	0,8	Pkt. 5.3
Eksponeringsfaktor (C_e)	1,0	Tabell Na 5.1
Koeffisient (C_t)	1,0	Pkt. 5.2(8)

Snølasten for tak og terrasse er beregnet i OS-Prog. Lastberegning. Fonning er medregnet i snølast på terrasse, resultatet fra fonningsberegning er konservativt oppjustert til en konstant flatelast. Takras er ikke aktuelt fordi helning på taket er under 15°. Resultater fra beregninger er fremstilt i tabell 8.4. Det henvises til vedlegg B1 og B2 for mer utfyllende fremstilling av resultater.

Tabell 8.4 - Resultat beregning av snølast

Plan	Snølast S_k (kN/m ²)	Fonning $S_{k, \text{fonn}}$ (kN/m ²)
Takplan	3,6	-
Plan 2, terrasse	Inkl. i fonning	6,0

8.4 Vindlast

Vindlasten er beregnet i henhold til EC1-1-4 ved beregningsprogrammet OS-Prog. Lastberegning. Det er også foretatt en kontroll ved manuell beregning av vindlast. Det henvises til vedlegg B3 og B4 for beregninger. Det er konservativt valgt å ikke ta hensyn til reduksjonsfaktor K ved beregninger.

Grunnlag for beregninger er fremstilt i tabell 8.5. Det er foretatt enkelte konservative justeringer i forkant av beregninger. Det er besluttet å betrakte bygningen som en kloss, uten å redusere volum for terrasse, dette for å ta hensyn til en eventuell oppsetting av levegg på terrassen. Til tross for tilbyggets foldevegger er det valgt å regne uten dominerende vindfasade, fordi veggene antas å være lukket ved mye vind. Verdi for Z er satt til 10 m, dette grunnet kupert terreng, slik at referansenivået til terrenget rundt bygget antas å være 10m lavere enn byggets høyde. Tilbygget plasseres i terrengkategori I uten overgangssone fordi det er mer enn 10km til åpent opprørt hav (sone 0). [35]

Tabell 8.5 - Grunnlag vindberegning

Grunnlag	Inndata
Taktype	Flatt tak, skarp kant
Takvinkel (α)	3°
Lengde kortside	12 m
Lengde Langside	17,5 m
h	6,7 m
Z	10 m
Byggested (moh.)	600 m
Konst. Uten dominerende vindfasade	Innv. Vindlast: $u=0,2$ ot. $U=-0,3$ ut.
Fylke	Vestland/Hordaland
Kommune	Bergen
Returperiode	50 år
Calt, Cprob, Cdir, Cseason	1
Terrengkategori	I
Overgangssone	Ingen overgangssone (avstand > 10 km)
Topografisk påvirkning	$Co(z)=1,49$ og $ki=1$

Lengden av langside settes til 17,5 m, her er lengden av eksisterende bygg ikke inkludert. Det er i tillegg foretatt en beregning i OS-Prog hvor langsiden settes til antatt 25 m. Dette for å undersøke om det vil ha noen betydelig innvirkning på lastene dersom man betrakter bygget i sin helhet. Det henvises til vedlegg B5 for denne utregningen. Det kommer frem av beregningene at vertikallastene som følge av vind blir størst dersom man betrakter tilbygget alene. På taket er det marginale forskjeller. Dermed betraktes bygget som frittstående med gjeldende laster videre.

8.4.1 Resultat beregninger

Resultatene fra beregninger i OS-Prog for tilbygget fremstilles i tabell 8.6 og 8.7 med tilhørende illustrasjon på figur 8.2 og 8.3. Vindhastigheten og vindkasthastighetstrykket er følgende:

$$V_{\text{kast}}: 58,97 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{kast}}: 2,173 \text{ kN/m}^2$$

Manuell beregning gir følgende:

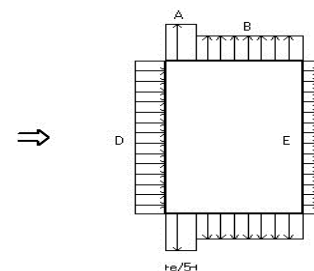
$$V_{\text{kast}}: 56,62 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{kast}}: 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Resultatene samsvarer, vindkasthastighetstrykket rundes konservativt opp med 10 % av høyeste utregnet verdi og er dermed satt til $2,4 \text{ kN/m}^2$ i videre beregninger.

Tabell 8.6 - Resultat fra OS-Prog. - Vindinnfallsretning på 0 grader

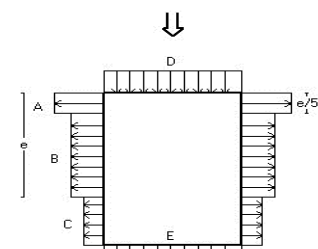
	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,2	-0,8		0,74	-0,38
Utvendig last (kN/m^2)	-2,61	-1,74		1,61	-0,83
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,4	-1,1		1	-0,38
Utvendig last (kN/m^2)	-3,04	-2,39		2,17	-0,83
Utstrekning (mm)	2680	9320		17500	17500



Figur 8.2 - Vindretning 0 grader, $e=13400 \text{ mm}$

Tabell 8.7 - Resultat fra OS-Prog. - Vindinnfallsretning på 90 grader

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m^2)	-2,61	-1,74	-1,09	1,56	-0,73
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1	-0,34
Utvendig last (kN/m^2)	-3,04	-2,39	-1,09	2,17	-0,73
Utstrekning (mm)	2400	9600	5500	12000	12000

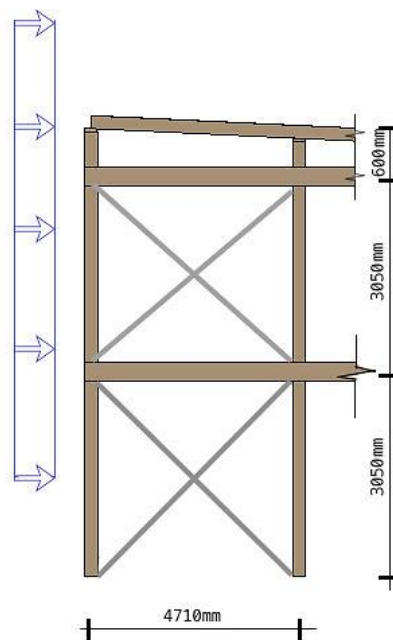


Figur 8.3 - Vindretning 90 grader, $e=12000 \text{ mm}$

For beregning av global stabilitet er følgende formel benyttet for å bestemme linjelast på dekkekant fra vindlast:

$$(D_{cp10} + E_{cp10}) \cdot Q_{kast} \cdot \text{Lastbredde}$$

Her er lastbredde definert som lasthøyden til aktuell dekkekant. Det er konservativt valgt å forskyve lasten en halv etasje opp i videre beregninger, slik som figur 8.4 illustrerer. Dette utgjør en lavere linjelast på plan U ved fundamenter, men resulterer i et større moment som vil være mer belastende for avstivende konstruksjonsdeler. Denne forskyvningen tar høyde for eventuelle rekkverk, takoppstikk eller lignende på taket.



Figur 8.4 - Illustrasjon forskyvnet vindlast

Resultatene for utregnet linjelast på dekkekant er fremstilt i tabell 8.8. Vind mot byggets langside er dimensjonerende. For beregninger av trykk på tak er last fra sone I summert med innvendig sug benyttet, dette utgjør en nedadrett last på totalt 1,08 kN/m². Det henvises til vedlegg B3.

Tabell 8.8 - Resultat utregnet linjelast

Plan	Lastbredde [m]	Q_{kast} [kN/m ²]	$D_{cp10} + E_{cp10}$	Linjelast 0° [kN/m]	$D_{cp10} + E_{cp10}$	Linjelast 90° [kN/m]
Takplan	3,65	2,4	0,74+0,38	9,81	0,72+0,34	9,29
Plan 1	3,05	2,4	0,74+0,38	8,2	0,72+0,34	7,76

8.5 Geometriske avvik

Geometrisk avvik er som regel helningsavvik (skjevstilling) eller utilsiktede eksentrisiteter. Dette skal hensyntas i en konstruksjonsanalyse ved å se på ugunstige virkninger av avvik i konstruksjonens geometri og plassering av laster. [36]

For å bestemme laster fra skjevstilling på de vertikale skivene, må byggets totale tyngdebelastning regnes ut. Det er her foretatt en grov vurdering, og det benyttes en formel fra utgått standard. I pkt. 9.3.4(3) i NS-EN 3490 fremgår det at «i en kombinasjon med vindlast kan det regnes med en skjevstillingslast tilsvarende 0,5 % av alle vertikale laster». Dermed settes skjevstillingslasten lik 0,5% av byggets totale tyngdelast. Utregning for dette finnes i vedlegg B6, og skjevstillingslasten beregnes til 14 kN. Det er valgt å neglisjere denne lasten i videre beregninger, dette fordi den betraktes som inkludert etter oppjusteringen av vindlasten.

8.6 Ulykkeslast

Relevante ulykkeslaster vil være eksplosjon, brann og seismiske laster.

8.6.1 Eksplosjon og brann

Eksplosjon kan for eksempel oppstå som følge av brann eller terror. I dette tilfellet utelukkes laster fra eksplosjon, da det sannsynligvis ikke vil inntreffe. Dette i henhold til pkt. 5.1 i EC1-1-7 «Det skal tas hensyn til eksplosjoner i alle deler av bygningen og andre konstruksjoner der gass brennes eller er planlagt benyttet, eller der eksplosive materialer (...) lagres eller transporteres.» [37, p. 25] Brann kan forekomme som følge av hyppig bruk av fritryovner og arbeid med høy varme på kjøkkenet. Det er derfor viktig at bæresystemet dimensjoneres med tilstrekkelig kapasitet etter gjeldende brannklasse.

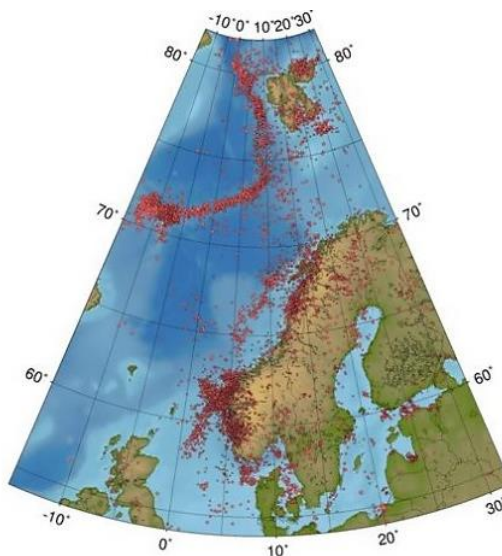
8.6.2 Seismiske laster

Med seismisk last menes virkning på konstruksjoner som følge av vibrasjoner i bakken. Denne lasten kan bidra til å svekke konstruksjonens styrke og stabilitet, og den oppstår oftest som følge av jordskjelv. Seismisk last er vurdert som en aktuell ulykkeslast, og er derfor undersøkt om tilbygget må dimensjoneres for denne lasten. I påfølgende kapittel er konseptet jordskjelv forklart, og det er foretatt en vurdering av seismisk påvirkning på tilbygget.

9 SEISMIKK

Jordskjelv er plutselige naturlige brudd i jordskorpen som sender ut energi i form av seismiske bølger [38]. Energien måles ved at den utløste energien gjør utslag på en seismograf og måles i Richter-skala. Skjelv som ligger på styrke 1-2 er svake, disse oppfattes sjeldent av mennesker, mens skjelv fra og med styrke 5 kan gi ødeleggende rystelser. [39]

Norge er det området i Nord-Europa som i dag registrerer flest jordskjelv. Selv om Norge ligger et stykke fra aktive plategrenser finnes det gjennom historien eksempler på jordskjelv som har medført ødeleggelser. Figur 9.1 illustrer registrerte startpunkter, episentre, for skjelv i perioden 1980-2004. Forskningsinstituttet NORSAR registrerte i 2017 en økning i antall innmeldte jordskjelv i Norge med totalt tolv registrerte. Av disse var fire av betydelig størrelse. [38]



Figur 9.1 - Episentrene til jordskjelv i perioden 1980-2004 [40]

9.1 Grunnleggende krav

I områder med seismisk påvirkning er det viktig å foreta seismisk kartlegging tidlig i prosjekteringsfasen. EC8-1 setter krav til påvisning av tilstrekkelig kapasitet for konstruksjoner som er utsatt for seismisk påkjenning. Hensikten med kravet er å sikre menneskeliv og å begrense skadeomfang på konstruksjoner. Ettersom Norge er et lavseismisk område, er det i standarden oppgitt 4 utelatelseskriterier. Dersom man oppfyller minst ett av disse konkluderes det med at konstruksjonen ikke må dimensjoneres med hensyn til seismisk påkjenning [41]. Det henvises til vedlegg C1 for fullstendige beregninger av alle kriterier.

9.1.1 Kriterium 1 - Seismisk klasse

Kriterium 1 oppfylles dersom konstruksjoner kan plasseres i seismisk klasse I. Utdrag fra oversikt ved valg av seismisk klasse i henhold til EC8-1 er fremstilt i tabell 9.1. Tilbygget er plassert i pålitelighetsklasse 3 som følge av valgt kategori *Byggverk med store ansamlinger av mennesker*, og med utgangspunkt i samme argumentasjon vil det være naturlig at det også her plasseres i denne kategorien. Som vist i tabell er det også mulig å velge klasse II, det må i så tilfelle drøftes hva som anses som *store ansamlinger* på Ulriken restaurant. Det er konservativt valgt å plassere tilbygget i seismisk klasse III. Kriterium 1 er dermed ikke oppfylt. [41]

Tabell 9.1 - Seismisk klasse for byggverk, utdrag av tab. NA.4(902) [41]

Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse for byggverk	Seismisk klasse			
	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensen av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Jernbanebruer ²⁾			x	(x)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		x	(x)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	x	(x)		
Landbruksbygg	(x)			

1) For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.
Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørdninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.
2) Se veiledende tabell for seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN- 1998-2

9.1.2 Kriterium 2 - Lav seismisitet

Kriterium 2 kommer til anvendelse dersom følgende krav oppfylles:

$$a_g \cdot S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

I henhold til tabell 9.2, hentet fra NORSAR, settes redusert verdi for a_{gR} lik 0,5 m/s² [42]. Videre velges verdi for seismisk klasse (γ_1) lik 1,4, og forsterkningsfaktor (S) for grunntype A lik 1,0 etter EC8-1.

Tabell 9.2 - Referanseverdi for grunnakselerasjon etter EC8-1 og redusert verdi etter NORSAR [42]

Område	EC8-1 a_{gR} [m/s ²]	Redusert verdi a_{gR} [m/s ²]	Endring
Oslo	0,44	0,29	-35 %
Bergen	0,72	0,50	-31 %
Trondheim	0,3	0,07	-76 %
Tromsø	0,28	0,10	-64 %

Kriterium to er ikke oppfylt etter følgende resultat:

$$0,7 \text{ m/s}^2 > 0,49 \text{ m/s}^2$$

9.1.3 Kriterium 3 - Dimensjonerende spektrum

Dimensjonerende spektrum tar hensyn til byggets utforming og oppførsel under seismisk belastning. Det er ikke krav om påvisning av tilstrekkelig kapasitet for seismiske påkjenninger dersom det følgende kriteriet, med tilhørende betingelser etter EC8-1, er oppfylt:

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

- › Konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$ DCL ✓
- › Ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7). ✓
- › Konstruksjonen regnet som fast innspent i grunnen. [42] ✓

De tre betingelsene er oppfylt og formelen benyttes. $S_d(T)$ er dimensjoneringspektrum og beregnes etter å ha funnet verdien for T. T er bygningens første egensvingeperiode for sidebevegelse i retningen som vurderes [41]. For utregning av første egensvingeperiode kan enten tverrkraftmetoden eller modal-respons-spektrum analyse benyttes. Tverrkraftmetoden kan benyttes for bygninger som er mindre enn 40m fra fundament eller stiv kjeller, dersom en av følgende betingelser for bygget er oppfylt:

- › har regularitet i oppriss ✗
- › har regularitet i plan eller er mindre enn 10m høyt og i seismisk klasse II ✗
- › har mindre egensvingeperiode enn 2s eller $4T_c$ ✗

Tilbygget har ikke regularitet i oppriss grunnet terrassen, og egensvingningsperioden kan ikke finnes av tverrkraftmetoden. En må da benytte modal-respons-spektrum analyse. Denne metoden antas å være mindre konservativ enn tverrkraftmetoden. Da må verdien for T regnes ut ved at bygningen 3D-modelleres i for eksempel FEM-design.

Kriterier for regularitet i oppriss styres av sidestivhet og masse. Begge skal være konstante eller endres gradvis oppover i bygget, men uten brå endringer. Stivheten i bygget endres ikke vesentlig, så denne delen av kriteriet er oppfylt. Størrelsen på terrassen alt for stor til å komme under kriteriet for regularitet i oppriss. Dette siden den også ikke er plassert symmetrisk om bygningskroppen.

Det er likevel besluttet å benytte tverrkraftmetoden, dette for å sannsynliggjøre at bygget ikke behøver å dimensjoneres for jordskjelv. Dersom bygget er godt innenfor et av utelatelseskriteriene etter tverrkraftmetoden, vil det også høyst sannsynlig være innenfor kravet etter en modal-spektrum-analyse. Dette fordi:

- › Bygget er på kun to etasjer, har etasjeskillere i lette materialer og har stor sideveis styrke; se under.
- › Som nevnt innledningsvis kunne tilbygget vært vurdert plassert i seismisk klasse II, og en kunne da benyttet tverrkraftmetoden for å bestemme egensvingningsperioden.

Resultatet, presentert under, viser at dimensjonerende spektrum er over $0,49 \text{ m/s}^2$ ved hjelp av tverrkraftmetoden. Kriteriet om dimensjonerende spektrum oppfylles derfor ikke.

$$S_d(T) = 1,121 \text{ m/s}^2 > 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

9.1.4 Kriterium 4 - Størrelse på krefter

Kriterium 4 oppfylles dersom skjærkraften på grunnivå som følge av den seismiske situasjonen er mindre enn kraften fra andre relevante lastkombinasjoner. Kravet er følgende:

$$1,0 \cdot F_b < (1,5 \cdot V_{\text{ind}} + 1,05 \cdot S_{\text{skjev}}) \cdot (Y_{\text{cburuddgrense}} / Y_{\text{cDCL}})$$

Det er i denne beregningen konservativt besluttet å inkludere skjevstillingslast. Resultat fra beregninger, gjort i vedlegg C1, er følgende:

$$309,5 \text{ kN} < 406,2 \text{ kN}$$

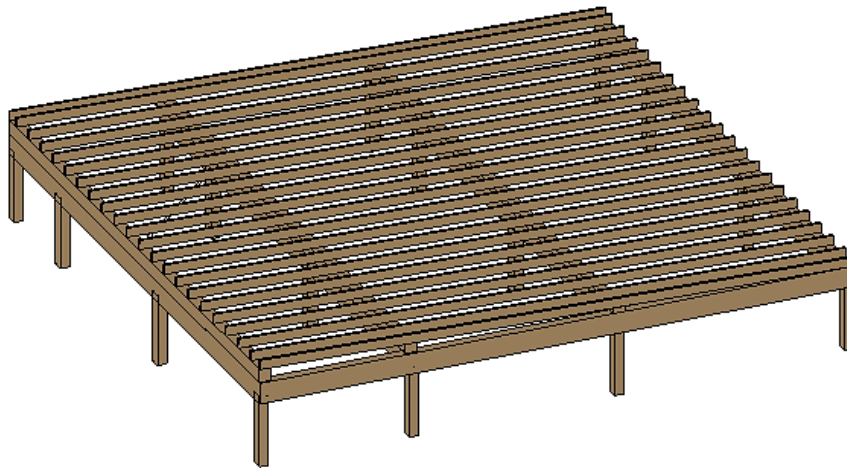
Her fremgår det at kriterium 4 kommer til anvendelse, med god margin. Det er vurdert at tverrkraftmetoden i dette tilfellet kan benyttes for å utelukke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismiske påkjenninger i videre dimensjonering. Det er også gjort beregninger med egenvekten for bæresystem i stål, dette for å senere kunne sammenligne de to bæresystemene med hensyn til seismisk påvirkning. Resultat for beregningen blir relativt likt, det henvises til vedlegg C2, dette skyldes liten forskjell på egenvekten.

10 DIMENSJONERING AV BÆRE- OG AVSTIVNINGSSYSTEM I LIMTRE

Dimensjonering gjøres i henhold til EC0, EC1-1-1, EC2-1-1, EC3-1-1, EC5-1-1 og EC5-1-2. Tilbygget dimensjoneres i limtre grunnet fordeler som lave miljøutslipp, lav egenvekt, forutsigbart brannforløp og effektiv montering ved prefabrikkerte elementer.

10.1 Tak

Takkonstruksjonen består av S-bjelker som illustrert på figur 10.1. Dimensjonen til S-bjelkene er valgt i henhold til en oversikt av preaksepterte løsninger SINTEF har utarbeidet som følge av takvinkel, største spennvidde og snølast på mark. Dimensjonerende spennvidde er 5 m, takvinkel er ca. 3° og snølast på mark er 4,5 kN/m². Dette resulterer i bjelkedimensjon på 48x300 mm ved valgt senteravstand på 600 mm [11]. Det bør sikres tilstrekkelig forankring av tak mot løft lik differansen mellom egenvekt og sugkraften som følge av vind. Taket skal fungere som en avstivende skive og overfører horisontallaster videre til avstivningssystemet.



Figur 10.1 - Illustrasjon av takoppbygging med S-bjelker, Revit

I kapittel 4.8 *Bæreevne og stabilitet ved brann* fremgår det at takkonstruksjoner som ikke er en del av hovedbæresystemet skal overholde brannkrav på R60. Ettersom tilbygget ikke skal ha et loft, kan takkonstruksjonen likevel oppføres uten spesifisert brannmotstand i henhold til TEK17. Dette kan gjøres fordi taket ikke har avgjørende betydning for byggets stabilitet i rømningsfasen. Og i tillegg må takkonstruksjonen være skilt fra underliggende plan med branncellebegrensede bygningsdeler og den må være dimensjonert for tosidig brannpåkjenning [43]. Det er derfor besluttet at resterende bygningsdeler skal dimensjoneres for brannpåkjenning på alle fire sider.

10.2 Takbjelke

Dimensjonering av limtrebjelkene er primært utført ved manuelle beregninger. For å beregne nedbøying, dimensjonerende moment og skjærkraft er Robot benyttet. Det henvises til vedlegg D1 for beregninger. Ved dimensjonering av takbjelkene skal en påse at valgt tverrsnitt og fasthetsklasse har tilstrekkelig kapasitet for skjær og bøyning, samt at den tilfredsstillende kravet til nedbøying og overholder brannkravet på R60. Ved dimensjonering er det tatt utgangspunkt i den bjelken som er mest belastet, som i dette tilfellet er den med størst lastbredde. Laster som er medtatt i beregninger fremstilles i tabell 10.1, uten lastfaktorer. Vindsoner I benyttes over hele taket for trykklast i tillegg til innvendig sug på 0,65 kN/m².

Tabell 10.1 - Laster på takbjelker

Laster på tak	(kN/m ²)
S-bjelker, 350mm mineralull, asfalttakbelegg/shingel og undertak av plater eller bord	0,7
Tekniske installasjoner + øvrig	0,5
Snølast	3,6
Vindlast sone F	-5,43
Vindlast sone G	-4,35
Vindlast sone H	-2,61
Vindlast sone I	0,43

For takbjelken er k_{mod} lik 0,9 dimensjonerende. Bjelken er kontinuerlig med både dimensjonerende spennvidde og lastbredde på ca. 5 m. Den er gaffellagret, og sammen med taksperrene fastholdes den mot vipping i både underkant og overkant. Dimensjonerende horisontale tverrkraft på gaffellagring er utregnet til 12kN. Beregninger resulterer i utnyttelser fremstilt i tabell 10.2, for to ulike dimensjoner. Bjelke med tverrsnitt 140x450 mm har ikke tilstrekkelig kapasitet for skjær, dermed må bjelken dimensjoneres med tverrsnitt på minimum 200x450 mm.

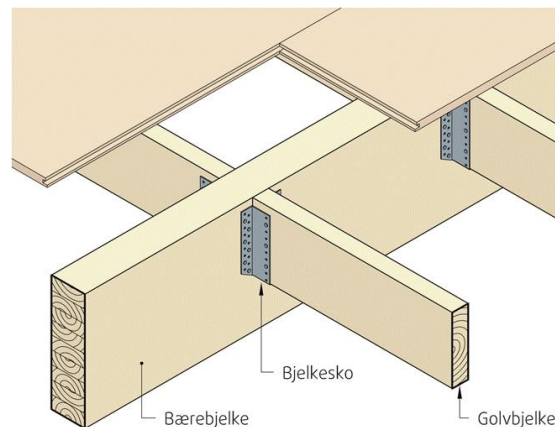
Tabell 10.2 - Utnyttelse av to ulike bjelketverrsnitt

Utnyttelse takbjelke		
	140x450	200x450
Moment	72%	50%
Skjær	109%	76%
Øyeblikksnedbøying	5 mm	3 mm
Langtidsnedbøying	7 mm	4 mm

Bjelken har relativt liten nedbøying, og oppfyller strengeste anbefaling i henhold til EC5-1-1 som tilsier $L/350$, her utgjør det 13 mm. Det er også kontrollert for trykk vinkelrett på bjelke ved opplager, her er det antatt minste søylebredde på 250 mm. Det er foretatt brannkontroll, hvor det fremgår at valgt tverrsnitt er tilstrekkelig for brannkrav R60. Ved kontroll av brann er det valgt å ikke ta hensyn til eventuell brannbeskyttelse fra eksempelvis brannhemmende plater.

10.3 Etasjeskiller

Etasjeskillene består av bærebjelker og gulvbjelker i limtre som festes sammen med bjelkesko. Oppbygningen av etasjeskillene illustreres på figur 10.2. Nedbøyningskravet for bære- og gulvbjelkene settes lik $L/350$. Dette er den strengeste anbefalingen i henhold til EC5-1-1 og velges ettersom det er ønskelig med et gulv som oppleves stivest mulig. [28]



Figur 10.2 - Opplegg av gulvbjelker på innvendig limtrebjelke, SINTEF [44]

10.3.1 Gulvbjelker

Det er valgt å foreta beregninger på de mest belastede gulvbjelkene inne, samt gulvbjelkene ute på terrassen. Dette fordi det antas at bjelkene på terrassen må ha tettere senteravstand grunnet kombinasjon av nytte-, vind- og snølast i henhold til ECO. Dimensjonerende spennvidde er ca. 5 m. Laster som virker på bjelkelaget inne og på terrassen fremstilles i tabell 10.3. Det henvises til vedlegg D2 for dimensjonering av gulvbjelkene. Her er K_{mod} lik 0,9 dimensjonerende for terrassebjelkene, og 0,8 for bjelkene innendørs.

Tabell 10.3 - Laster på gulv

Laster på bjelke	Inne (kN/m ²)	Terrasse (kN/m ²)
Nyttelast	5	5
Vindlast (sone I)		0,43
Snølast		6

Beregninger resulterer i nødvendig senteravstand på 600 mm for bjelkene inne og 450 mm for bjelkene på terrassen med tverrsnitt lik 115x360 mm. Utnyttelsen av bjelkene fremstilles i tabell 10.4. Det er brann som blir dimensjonerende, noe som resulterer i bjelker med ellers god kapasitet. Nedbøyingkravet L/350 tilsvarer her 14 mm, dette overholdes med god margin. Dersom det er ønskelig med mindre dimensjon på gulvbjelkene kan det vurderes å brannisolere med for eksempel himling av plater. Her er det valgt å dimensjonere med tilstrekkelig brannkapasitet uten øvrige tiltak.

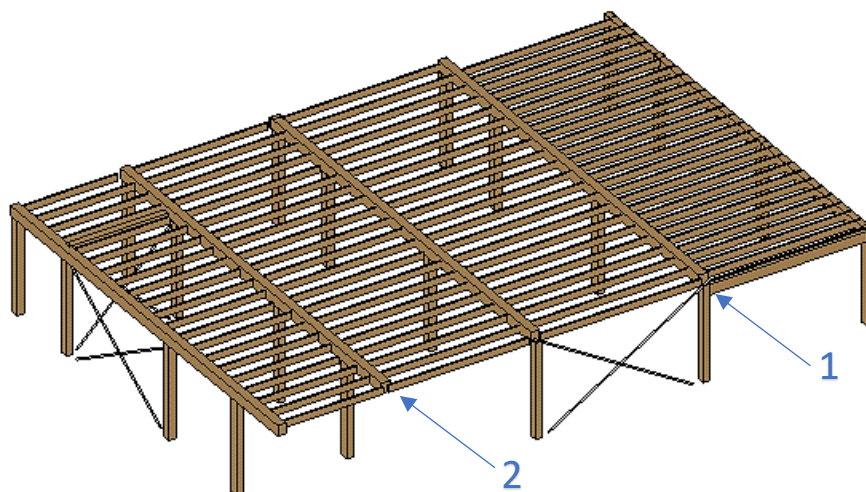
Tabell 10.4 - Utnyttelse gulvbjelker

Utnyttelse gulvbjelker 115x360 mm		
	Inne - c/c 600	Terrasse - c/c 450 (med snø, nytte og vind)
Moment	25 %	37 %
Skjær	21 %	27 %
Brannutnyttelse (moment)	83 %	83 %
Øyeblikksnedbøying	4,1 mm	6,9 mm
Langtidsnedbøying	5,7 mm	9,4 mm

Gulvbjelken som ligger helt i ytterkant skal bære noe av fasaden i tillegg til overnevnte laster. Det er foretatt en kontroll for å sjekke at denne har kapasitet, noe den har grunnet halvert lastbredde. Det konkluderes med at bjelkene må ha tverrsnitt på minst 115x360 mm med valgte senteravstander.

10.3.2 Bærebjelker

Det er besluttet å foreta beregninger på to av bærebjelkene i etasjeskillet for å finne ut hvilken som er dimensjonerende. Utvalgte bjelker er markert på figur 10.3. Bjelke nr.1 skal bære nytte-, snø- og vindlast på terrasse samt fasade og foldevegger. Bjelke nr. 2 befinner seg inne og har en utkrager med punktlast fra søylen i plan 1, samtidig som den bærer noe av veggfasaden.



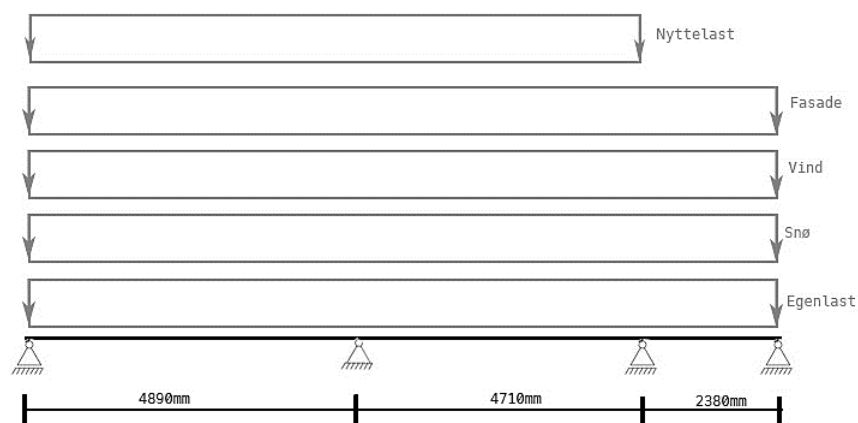
Figur 10.3 -Illustrasjon etasjeskillet plan 1, Revit

Lastene som virker på bjelkene fremstilles i tabell 10.5. I dette tilfellet blir K_{mod} lik 0,8 dimensjonerende for bjelker inne, og 0,9 for bjelken ved overgangen til terrasse. Det henvises til vedlegg D3 for dimensjonering av bjelkene.

Tabell 10.5 - Laster på bjelke

Laster på bjelke:	1 (ute): (kN/m ²)	(kN/lm)	2(inne): (kN/m ²)	(kN)
Nyttelast	5		5	
Snølast, fonning	6			
Foldevegg/fasade		2,44		
Punktlast fra søyle				66

For bjelke 1 er dimensjonerende lastbilde illustrert på figur 10.4. Etter utprøving i robot er det nyttelast som anvist som gir verst belastning med hensyn til moment og skjær, størst nedbøying vil oppstå med nyttelast kun på feltet med størst spenn.



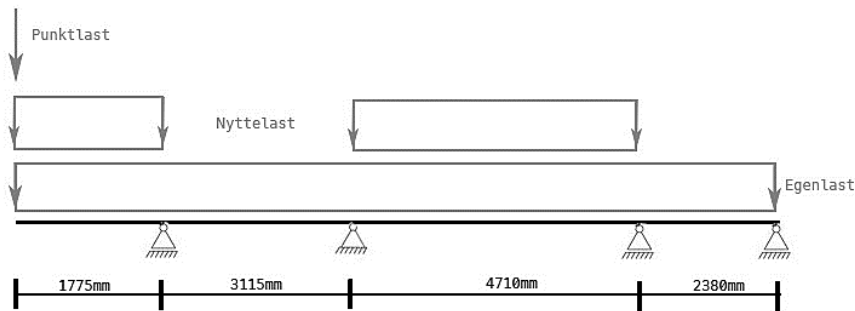
Figur 10.4 - Laster på bjelke 1

Det er skjærkrefter som blir dimensjonerende for denne bjelken. Nedbøyingkravet $L/350$ utgjør 14 mm, her oppfylles kravet med god margin. Bjelken er kontrollert for trykk vinkelrett, aksialkrefter, brann og horisontal tverrkraft på gaffellagring er utregnet lik 24 kN. Valgt tverrsnitt er 250x550, med utnyttelse som fremstilt i tabell 10.6.

Tabell 10.6 - Utnyttelse terrassebjelke

Utnyttelse terrassebjelke	
	250x550
Moment	56%
Skjær	89%
Øyeblikksnedbøying	5 mm
Langtidsnedbøying	4 mm

Bjelke nr. 2 har dimensjonerende lastbilde som illustrert på figur 10.5. Den har en utkrager med punktlast, og etter utprøving er det nyttelest plassert som anvist som blir dimensjonerende.



Figur 10.5 - Laster på bjelke 2

Etter videre beregninger fremgår det at bjelke nr. 1 er dimensjonerende. Dette skyldes punktlasten på utkrager. I henhold til EC5-1-1 er den strengeste anbefalingen for nedbøying på utkrager $L/175$ som her tilsvarer 10,1 mm. Dette oppfylles, men det bør likevel undersøkes ytterligere om krav for nedbøying med hensyn til glassfasade er overholdt. Dersom kravet for fasaden er strengere, bør bjelken dimensjoneres større. Utnyttelse på to ulike bjelketverrsnitt fremstilles i tabell 10.7. Valgt tverrsnitt er 250x550 mm for alle bjelker i plan 1. Tverrsnittet er også kontrollert for brann, tverrkraft og aksiallast.

Tabell 10.7 - Utnyttelse bjelke inne

Utnyttelse bjelke inne		
	250x550	250x600
Moment	80%	67%
Skjær	80%	73%
Øyeblikksnedbøying	7 mm	5 mm
Langtidsnedbøying	10 mm	7 mm

Det er ikke regnet med vipping for nedadrettede laster grunnet fastholding hver 600 mm av bjelkelaget i overkant bjelke. For vipping ved oppadrettede laster er det gjort beregninger som viser at det er god kapasitet for vipping. Det er regnet ut hvor stor kapasitet gaffellagringen må ha, det henvises til utregninger i vedlegg D3.

10.3.3 Resonansfrekvenser og svingninger

Etasjeskilleren er svingningsutsatt fordi den er påkjent av dynamiske laster. Varierende laster utgjør svingninger med ulike frekvenser, dette kan medføre sikkerhets- og bruksmessige konsekvenser. Derfor er det viktig at dekkets resonansfrekvens og svingning kontrolleres.

Ved kontroll skal det påsees at det ikke er korrelasjon mellom frekvenser, da dette kan føre til økte svingninger. En vanlig regel for å unngå korrelasjoner, er å sette dekkets minimumsverdi for resonansfrekvens lik det dobbelte av den høyeste lastfrekvensen som oppstår. Lastfrekvensen som oppstår kan fastsettes etter tabellverdier fra Betongelementboka, utdrag fremstilles i tabell 10.8 [45].

Tabell 10.8 - Grunnfrekvenser [45, p. 22]

Aktivitet	Grunnfrekvens, (Hz)
Gange	1,4 - 2,6
Løping	2,0 - 3,5
Hopping	1,8 - 3,4
Dansing	1,5 - 3,0
Popkonsert	1,5 - 3,0

Alternativt kan anbefalt minsteverdi for konstruksjonsdelen fastsettes etter dens tiltenkte bruk. NS 3490 gir anbefalte verdier for konstruksjonsdelens laveste egenfrekvens, fremstilt i tabell 10.9. Det fremgår at gulvets egenfrekvens bør være minimum 8 Hz som følge av *Arealer med sports- og danseaktiviteter*. [46]

Tabell 10.9 - Veiledende grenseverdi for egenfrekvens [46, p. 49]

Konstruksjonsdel i type bygning	Laveste egenfrekvens (Hz)
Boliger	5,5
Kontorer	4
Arealer med sports- og danseaktiviteter	8
Laboratorier og verksteder med særlig følsomt utstyr	10
Publikumstribuner, arealer med stående forsamlinger eller faste seter	7,5
Konsertarena	9

Bærebjelkenes egenfrekvens er utregnet til 11 Hz og er dermed over minimumsverdier, det henvises til vedlegg D4. Gulvet kan bestå av gulvbjelker som igjen er lagt opp på bærebjelker, da bør begge disse kontrolleres. Dersom bjelkene har tilsvarende resonansfrekvenser, bør gulvbjelker og bærebjelken regnes som et koblet system. For å unngå dette bør frekvensforholdet mellom disse være større enn to. Gulvbjelkenes resonansfrekvens regnes ikke her, men det er utført kontroll av bærebjelkene. Dette for å påse at en ikke er nært anbefalt grenseverdi, slik at en har reserve dersom den må regnes som sammenkoplet med gulvbjelkene.

10.4 Avstivningssystem

Det er svært viktig å ivareta konstruksjonens totale stabilitet ved dimensjonering av bærende konstruksjoner. Mangelfull stabilitet kan føre til ubehag for menneskene som oppholder seg i bygget [36]. Det er i hovedsak horisontalkrefter som må tas opp på en hensiktsmessig og sikker måte [26]. Horisontalkraft i dette tilfellet oppstår som følge av vind.

Tilbygget har en beliggenhet med god utsikt, som skal ivaretas ved å benytte minst mulig sjenerende avstivning. Ved dimensjonering av avstivningssystemet er det tatt utgangspunkt i det systemet som H2 har prosjektert. Som illustrert på figur 10.6 har H2 plassert tre vindkryss i plan U og i plan 1.



Figur 10.6 - Illustrasjon vindkryss, terrassen er skravert



Figur 10.7 - Tilgjengelige soner for plassering av vertikalskiver

Ved vind mot tilbyggets langside vil det oppstå et relativt stort moment i vindkryss nr. 3. Derfor er det ønskelig med en ekstra vertikalskive parallelt med vindkryss 3, men på motsatt side. Dette vil bidra til å redusere belastningen av øvrige kryss, og hindre rotasjon av bygget. Som figur 10.7 illustrerer med røde linjer er det få områder som egner seg for et ekstra vindkryss. Dette fordi en må ta hensyn til foldevegger, ganger, eksisterende bygg og åpne lokaler. Ved grønne linje kunne det egnet seg å plassere en ekstra vertikalskive, men fordi det kun er ca. 1,7 m som kan nyttes vil det resultere i et smalt kryss som ikke kan oppta store krefter. Dersom det ikke hadde vært glassfasade kunne det vært satt inn en stendervegg, som hadde avstivet mer enn et vindkryss.

For å unngå at to vindkryss viderefører krefter ned i samme søyle hadde det vært optimalt å plassere vindkryss 2 eller 3 et annet sted, men dette lar seg heller ikke gjøre. Utformingen av tilbygget medfører dermed at plasseringen av vindkryss forblir som H2 har prosjektert.

10.4.1 Vertikale skiver

Tilbygget deles inn i to ulike aksesystemer, i x- og y-retning. De horisontale vindkreftene treffer konstruksjonens yttervegger som flatelast, og videreføres som linjelast i etasjeskillerne. Etasjeskillerne fungerer som horisontale skiver, hvor lastene overføres til de vertikale skivene. En må ha minimum tre vertikalskiver som kan oppta krefter i x- og y- retning i hver etasje og skivene kan ikke skjære hverandre i samme punkt for å oppnå et stabilt avstivningssystem.

OS-Prog V-skive benyttes for å finne forskyvning og rotasjon av dekker samt moment på vertikalskiver. Byggets geometri defineres i V-skive som et modulnett, og vindlast for global stabilitet legges inn som lasttilfelle i x- og y-retning. Beregningsprogrammet gjør utregninger for betongskiver, derfor må bøyestivheten omregnes til representative veggtykkelser for betong ved Steiners formel. Det henvises til vedlegg D5 for utregninger av veggtykkelser og resultater fra V-skive.

Resultater fra V-skive fremstilles i tabell 10.10. I norske regelverk finnes ikke konkrete krav til utbøyning, som regel varierer anbefalt krav fra L/400 helt til L/2000, her oppfylles den strengeste anbefalingen [36, p. 157].

Tabell 10.10 - Resultater V-Skive

Lastkombinasjon 1 er dimensjonerende - Vind 0 °			
	Vx (L=17500 mm)	Vy (L=12000 mm)	Vz
Krav: L/2000	8,75 mm	6 mm	
Horisontal utbøyning av vindkryss	6 mm	3 mm	
Størst forskyvning av hjørne	5,1mm	3,5mm	
Rotasjon			0,0165°

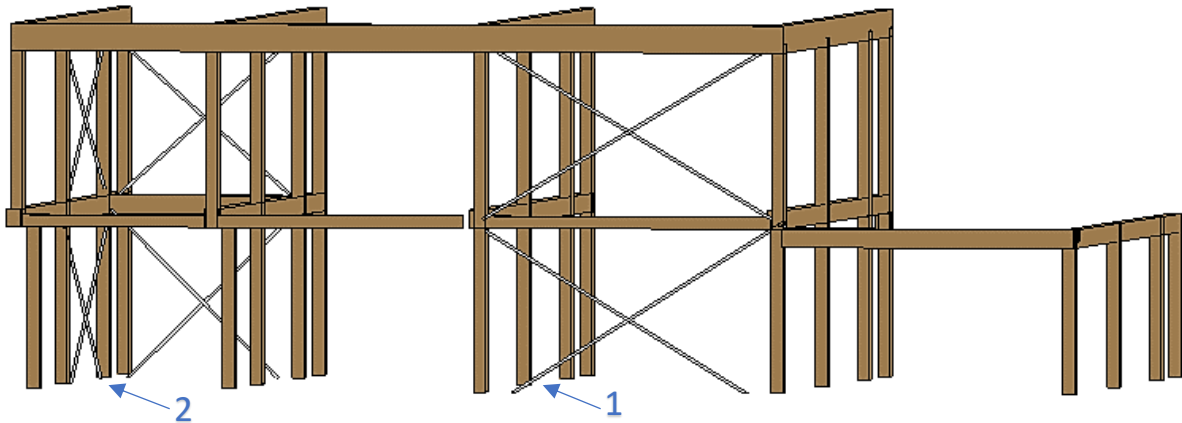
Ved valg av type vindkryss er det lagt hovedvekt på å unngå å sjenere for utsikt. Dersom en hadde valgt skråstaver i limtre ville dimensjonen blitt ca. 250x300 mm. Dermed er det valgt å dimensjonere vaiere som kryss. Vaiere kan kun ta strekk, derfor settes det opp et vaierkryss i hver etasje. Det henvises til vedlegg D6 for dimensjonering av vaiere, og det dimensjoneres etter det mest belastede vindkrysset. Resultatet fremstilles i tabell 10.11. Alternativt kunne vindkryssene vært dimensjonert som stålstag, da ville dimensjonen blitt noe større og man ville sluppet utfordringen med forspenning av vaiere ved limtresøyler.

Tabell 10.11 - Resultat dimensjonering av stålvaiere til vindkryss

Etasje	Aksialkraft (kN)	Nødvendig diameter (mm)	Valgt diameter (mm)
Plan U	563,2	43,9	45
Plan 1	306,8	32,4	35

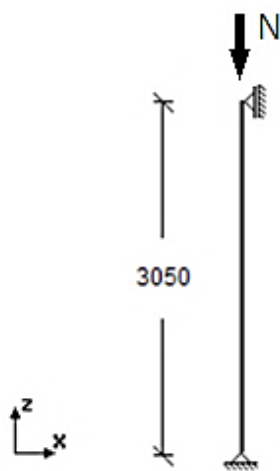
10.5 Søyler

Søylene skal også dimensjoneres i limtre, men med kvalitet GL32h. Det er foretatt beregninger på to av søylene, markert på figur 10.8. Søyle 1 har størst lastflate og søyle 2 befinner seg mellom vindkryss 2 og 3, og må ta opp ekstra laster som følge av dette. Beregninger er utført manuelt, det henvises til vedlegg D7. Her blir k_{mod} lik 0,8 dimensjonerende.

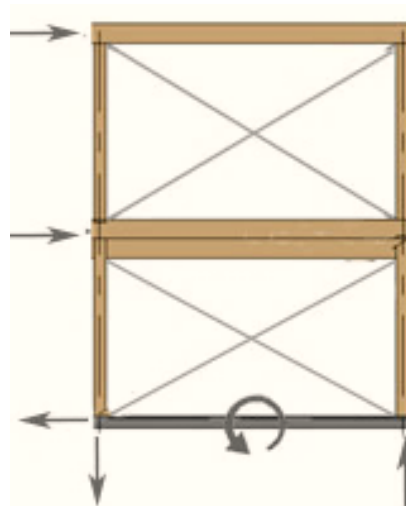


Figur 10.8 – Illustrasjon søyle 1 og 2

Etter utprøving fremgår det at søyle nr. 2 blir dimensjonerende. Søylen høyde, last og opplegg illustreres på figur 10.9. Ved vind mot langsiden av bygget oppstår det største momentet i avstivingssystemet, dette tas opp av søylene som danner kraftpar som illustrert på figur 10.10.



Figur 10.9 - Lastbilde søyle



Figur 10.10 - Laster fra vertikalskive

Lastene som gir aksialt trykk på søylen fremstilles i tabell 10.12. Det er tydelig at lastene fra avstivningssystemet er dominerende. Det er tatt utgangspunkt i søyler med tverrsnitt 250x250 mm ved videre dimensjonering.

Tabell 10.12 - Laster på søyle

Last på søyle	kN
Egenlast plan tak	9,2
Egenlast bjelker	5,6
Egenlast plan 1	11,5
Egenlast søyle	2,6
Nyttelast	38,5
Snølast	27,7
Vindlast sone I	8,3
Trykk fra moment skive 2	416,6
Trykk fra moment skive 3	315,3
Total last i søyle	835,3

Med valgt tverrsnitt lik 250x250 mm er utnyttelsene som fremstilt i tabell 10.13. Ved kontroll av brann benyttes reduksjonsfaktorer for ulykkeslast i henhold til EC0. Ved reduksjon bestemmes vindlasten til bare 20% av faktisk vind. Tilbygget ligger i et område som kan utsettes for mye vind, og dersom det oppstår brann er det svært kritisk dersom søylene ikke har tilstrekkelig kapasitet. Det argumenteres derfor at risikoen for at det er mer vind enn 20% er så stor, at det er ønskelig med større kapasitet for søylen. Det ble også foretatt kontroll av strekk i fiberretning, se vedlegg for beregning av oppadrettede laster, strekk blir dimensjonerende for søylen. På grunnlag av høy utnyttelse etter brann, og ved maks utnyttelse for strekk besluttet det å dimensjonere alle søylene med tverrsnitt lik 250x300 mm.

Tabell 10.13 - Utnyttelse søyle

Utnyttelse søyle		
	250x250	250x300
Trykk	87 %	73 %
Knekking	93 %	78 %
Etter brann		
Trykk	55 %	41 %
Knekking	85 %	64 %
Strekk i fiberretning	100 %	84 %

10.6 Grunnforhold og fundamentering

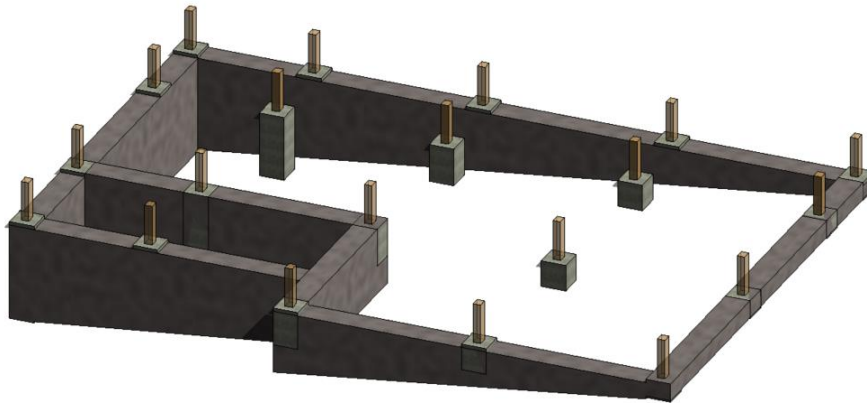
Det er grunnforholdene og konstruksjonens bæresystem som avgjør fundamenteringsmetoden for konstruksjonen. Ofte gjøres det grunnundersøkelser av geotekniker, men i dette tilfellet er det foretatt konservative antakelser av de geotekniske forholdene [47, p. 161]. Karttjenesten til *Norges Geologiske undersøkelse* er benyttet for å klassifisere grunnen, se figur 10.11. Kartet viser at tomten er gråskravert som tilsier at den er fylt opp med fyllmasse. Tomten befinner seg i et område hvor det er bart fjell med stedvis tynt dekke. Befaringen som ble utført viste også godt fjell uten knusningssoner.



Figur 10.11 - Kart fra nasjonal løsmassedatabase med forklaring [48]

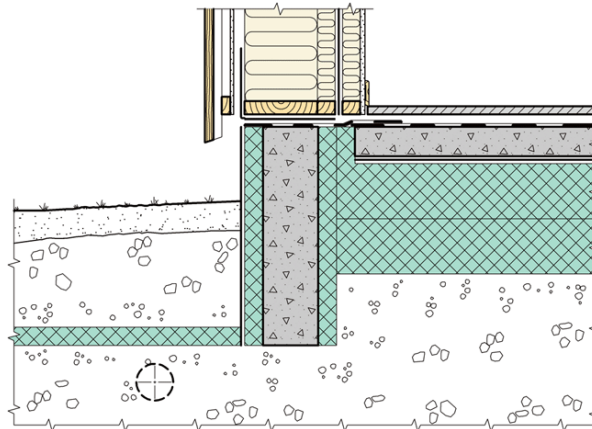
Fundamentet til en konstruksjon har som hensikt å føre og fordele lastene fra bygningen ned på fast grunn. Det er derfor viktig å dimensjonere fundamentet med hensyn på byggets last i forhold til grunnens bæreevne. Det eksisterer mange ulike fundamenteringsmetoder, aktuelt for tilbygget er fundamentering til fjell. Dette fordi det er synlig berg i dagen, derfor vil fundamentering til fjell være den mest effektive metoden. Bæreevnen kan antas å være ca. 4000kN/m^2 [49]. Tilbygget er plassert i et område som er vindutsatt, det vil derfor være nødvendig å sørge for at fundamenteringsmetoden som velges tar både strekk, trykk og skjærkraft. [47]

Det er valgt å prosjektere ringmur med fundamenter i omrisset av tilbygget. Det er relativt stort fall på byggestedet, som gjør at ringmuren på det høyeste blir cirka 2,5 m, som illustrert på figur 10.12. Søylene i plan U fører laster til fundament og videre ned til berg. Det er besluttet å dimensjonere fundamenter og ringmur i betong. Alternativt kan ringmuren bygges av leca-blokker, som har lavere egenvekt og god styrke. Dette kan være en fordel med hensyn til frakt og utførelse på fjelltoppen.



Figur 10.12 - Fundamenter og ringmur, Revit

Ringmuren skal fylles opp med løsmasser, deretter isolasjon og et tynt betongdekkedecke, som illustrert på figur 10.13. Dette gjør at lastene fra plan U føres direkte til grunn. Dersom det ikke er tilgjengelige fyllmasser på Ulriken, kan det være hensiktsmessig å velge masser med lav egenvekt. Eksempelvis lecakuler eller glasopor. Ved valg av isolasjonsplater er det hensyntatt punktlaster fra lageret i plan U. Det er valgt XPS700 som tåler 700 kPa. Det henvises til vedlegg D8 for beregning [50]. Det er også behov for avstivende vegger i ringmuren, disse er plassert etter arkitekttegning.

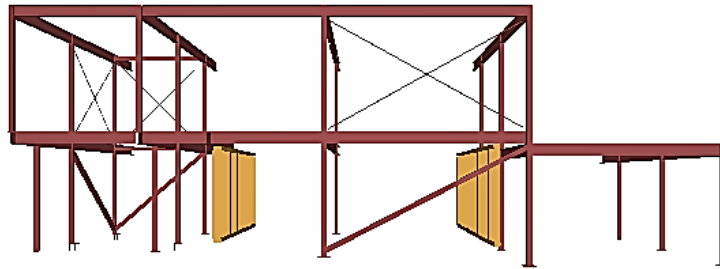


Figur 10.13 - Snitt gulv på grunn, SINTEF [51]

Nødvendig dimensjon på kontaktflaten til fundamentet blir 650x650 mm per betongsøyle, med antatt bæreevne mot berg på 4000kN/m². Det henvises til vedlegg D8 for beregninger. Fasthetsklassen til betongen antas å være B45. Og etter valgt eksponeringsklasse lik XC2, bestandighetsklasse M60 blir nødvendig overdekning for armering 40mm iht. EC2-1-1 [14]. Det vil ikke gjøres videre beregninger av nødvendig armering. Det utføres heller ikke beregninger på nødvendig forankring av fundament.

11 KONTROLL AV BÆRE- OG AVSTIVNINGSSYSTEM I STÅL

Grunnleggende kontrollberegninger blir gjort på de mest belastede komponentene i henhold til EC0, EC1-1-1 og EC3-1-1. Dette for å kunne sammenligne de to ulike bæresystemene. Kontroller er primært utført manuelt. Hovedforskjellene på bæresystemet i stål er at søylene er kontinuerlige, og at det er to ekstra bærevegger av tre, som figur 11.1 illustrerer. Det antas at stålqualiteten er S355.



Figur 11.1 - Bæresystem stål, Solibri

Det antas at taket er likt som beskrevet i kapittel 10.1 *Tak*. Dermed er det bare takbjelkene som skal kontrolleres i plan tak. Det legges også til grunn at lastene er som bestemt i kapittel 8 *Laster*. Ved kontroller av bæresystemet vil tilbygget betraktes som frittstående. Det vil ikke gjøres brannkontroller av de ulike tverrsnittene, dette fordi bjelker og søyler skal brannisoleres, og er dermed ikke dimensjonert for å motstå brann alene.

11.1 Takbjelke

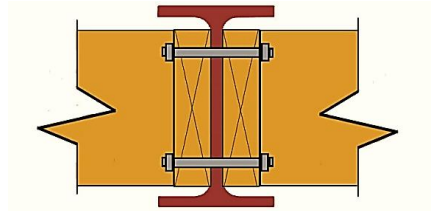
Det er foretatt en kontroll på dimensjonerte takbjelker i stål, IPE-270. Det henvises til vedlegg E1, hvor bjelken med størst lastbredde er kontrollert. Resultatene fremstilles i tabell 11.1. Bjelkene har god kapasitet, nedbøying holder til krav $L/350$ som tilsvarer 15,7 mm.

Tabell 11.1 - Utnyttelse takbjelke

Utnyttelse takbjelke	
IPE270	
Moment	73%
Skjær	28%
Langtidsnedbøying	11,6 mm

11.2 Etasjeskiller

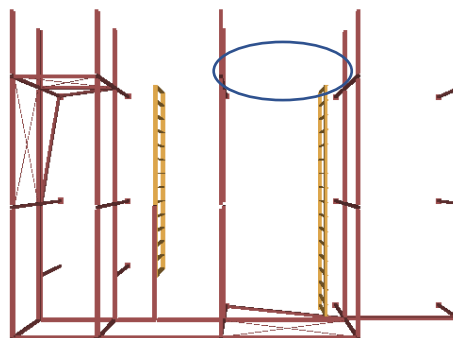
Etasjeskillerne består av bærende stålbjelker med gulvbjelker i limtre. Gulvbjelkene festes med bjelkesko til en langsgående limtrebjelke, som igjen er boltet fast i stålprofilet, illustrert på figur 11.2.



Figur 11.2 - Snitt bærebjelker

11.2.1 Gulvbjelker

H2 har informert muntlig om at gulvbjelkene er dimensjonert med tverrsnitt på 90x270 mm. Gulvbjelkene er hovedsakelig lagt med en senteravstand på 600 mm innendørs. På et lite parti fra og med avslutningen av den ekstra bæreveggen og inn mot eksisterende del er det lagt gulvbjelker med en senteravstand på 300 mm. Området der det er plassert bjelker tettere er markert på figur 11.3. Det er ikke oppgitt senteravstand eller dimensjoner på gulvbjelkene ute på terrassen, her er det antatt samme tverrsnitt og halvert senteravstand ved kontroll.



Figur 11.3 - Bæresystem sett ovenfra, Solibri

Det henvises til vedlegg E2 for kontroll av bjelkelag. Resultatene er fremstilt i tabell 11.2. Det er besluttet å sammenligne med det samme nedbøyingkravet som ble lagt til grunn for dimensjoneringen, L/350.

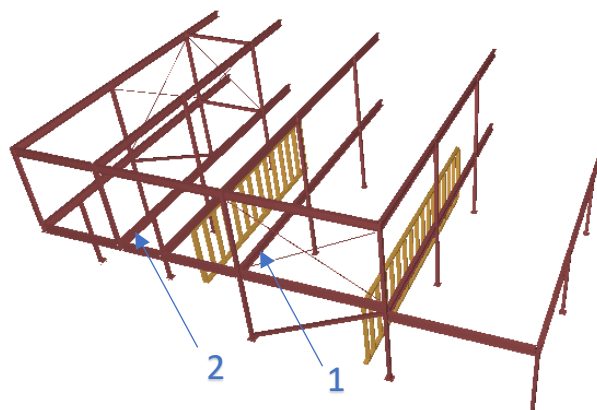
Tabell 11.2 - Utnyttelse gulvbjelker

Utnyttelse gulvbjelker			
90x270 mm	Inne, c/c 600	Inne, c/c 300	Ute, c/c 300
Moment	42 %	26 %	49 %
Skjær	30 %	19 %	33 %
Øyeblikksnedbøying	6 mm	8 mm	11 mm
Langtidsnedbøying	9 mm	11 mm	15 mm
L/350	12 mm	13 mm	13 mm

Som det fremgår av tabell 11.2, har gulvbjelkene har god kapasitet for moment og skjær. De bjelkene som befinner seg inne har lav nedbøying og overholder den strengeste anbefalingen i henhold til EC5-1-1. Terrassebjelkene har noe høyere nedbøying, men overholder $L/300$ som også er innenfor anbefalingene. Det er mulig at H2 har dimensjonert terrassebjelkene med et større tverrsnitt for å minimere nedbøying på terrassen.

11.2.2 Bærebjelker

Bærebjelkene er dimensjonert til IPE-300 i hele plan 1 av H2. Det er kjent hvilke bjelker som er mest belastet etter dimensjonering i limtre, men de to ekstra bæreveggene må tas med i betraktning. Derfor er det valgt å foreta kontroll på to av bjelkene for å finne ut hvilken som er høyest belastet. Disse er markert på figur 11.4.



Figur 11.4 - Dimensjonerende bærebjelker

Bjelke 1 har størst lastbredde, og bjelke 2 har utkrager med punktlast. Det henvises til vedlegg E3 for kontroll av tverrsnittsklasse, skjærknekking, skjærkrefter, moment og nedbøying. Resultater fra kontrollen er fremstilt i tabell 11.3.

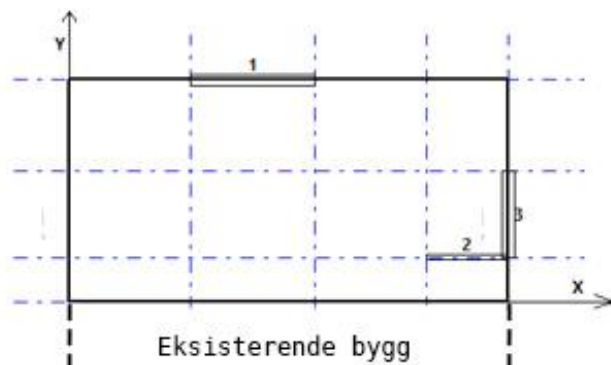
Tabell 11.3 - Utnyttelse bærebjelke

Utnyttelse bærebjelke		
IPE300	Bjelke 1	Bjelke 2
Moment	63 %	76 %
Skjær	23 %	24 %
Langtidsnedbøying	12,4 mm	20 mm

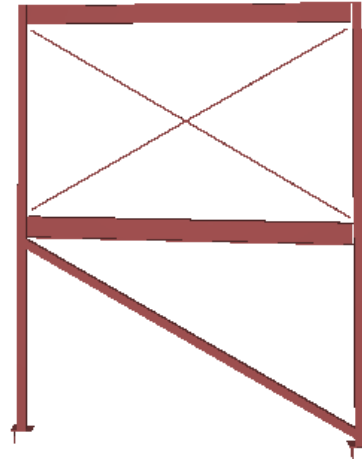
Bjelke 2 er høyest utnyttet for både skjær og moment, og den har en relativt stor nedbøying ved utkrager på 20 mm. Her bør det vurderes tiltak for å redusere nedbøying, spesielt med hensyn til glassfasadens kapasitet. Bjelke 1 er innenfor strengeste anbefalte nedbøying på $L/350$ som her utgjør 14 mm.

11.3 Avstivningssystem

H2 har plassert vindkryssene som illustrert på figur 11.5, likt i hver etasje. Det er dimensjonert kryss av skråstaver, HUP 120x5, i plan U og stålvaiere i plan 1, illustrert på figur 11.6. Det foretas kontroll av den skråstaven som er mest belastet, altså kryss 3. Det er ikke foretatt kontroll av stålvaiere.



Figur 11.5 – Plassering av vertikalskiver, V-Skive



Figur 11.6 - Illustrasjon av kryss, Solibri

V-skive er benyttet for å finne rotasjon og horisontal utbøying, resultatene fremstilles i tabell 11.4. Det henvises til vedlegg E4 for beregninger. Her er det valgt å sammenligne horisontal utbøying med krav på $L/750$, som her overholdes.

Tabell 11.4 - Resultater V-Skive

Lastkombinasjon 1 er dimensjonerende – Vind 0 °			
	Vx (L=17500 mm)	Vy (L=12000 mm)	Vz
Krav: L/750	23,3 mm	16 mm	
Horisontal utbøying av vindkryss	7 mm	13 mm	
Størst forskyvning av hjørne	12,1mm	8,3mm	
Rotasjon			0,0396°

Det henvises til vedlegg E5 for av kontroll skråstav i plan U. Utnyttelsen fremstilles i tabell 11.5. Det fremgår at skråstaven går til brudd ved de lastforutsetninger som er lagt til grunn. Det er foretatt en kontroll av vindkryss 1 og 2, hvor stav i kryss 1 går til brudd, og stav i kryss to er høyt utnyttet. Dette skyldes moment på tilbygg som gjør at vertikalskivene virker som kraftpar.

Tabell 11.5 - Utnyttelse skråstav

Utnyttelse skråstav HUP120x5	
Strekk	73 %
Knekking	210 %

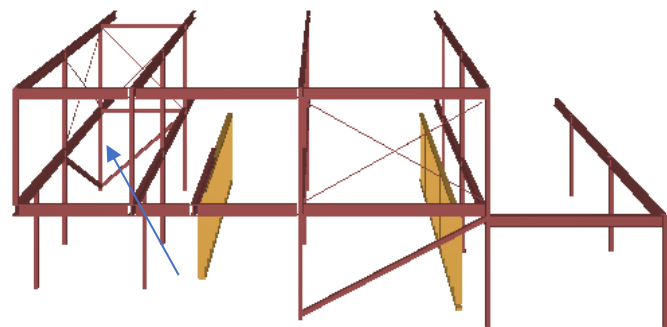
H2 har informert om at det er valgt å ta eksisterende del av restauranten med i betraktning ved dimensjonering av kryss. Dette gjør at ved vind på langside betraktes det at noen av kreftene videreføres til eksisterende del. Dersom denne forutsetningen ligger til grunn, har de dimensjonerte skråstavene tilstrekkelig kapasitet. Ved vind mot kortsiden av tilbygget har stavnene tilstrekkelige dimensjoner uavhengig om tilbygget betraktes som frittstående, eller avstivet av eksisterende del.

11.4 Søyler

Søylene er dimensjonert til HUP120x5 profiler. Det skal foretas kontroll av søylen som er høyest belastet, altså den mellom vindkryss 2 og 3 illustrert på figur 11.7. Lastene som gir trykk på søylen fremstilles i tabell 11.6.

Tabell 11.6 - Last på søyle (trykk)

Last på søyle	kN
Egenlast plan tak	9,2
Egenlast bjelker	3,7
Egenlast plan 1	11,5
Egenlast søyle	1,8
Nyttelast	38,5
Snølast	27,7
Vindlast sone I	8,3
Trykk fra moment skive 2	416,6
Trykk fra moment skive 3	315,3
Total last i søyle	832,6



Figur 11.7 - Dimensjonerende søyle

Det henvises til vedlegg E6 for kontroll, resultatet fremstilles i tabell 11.7. Søylene er overutnyttet for strekk ved oppadrettede laster og knekking ved nedadrettede laster. Dette skyldes sannsynligvis at lastgrunnlaget som er kontrollert for, ikke samsvarer med det lastgrunnlaget som ble tatt utgangspunkt i ved dimensjonering. Dette med hensyn til avstivning fra eksisterende del.

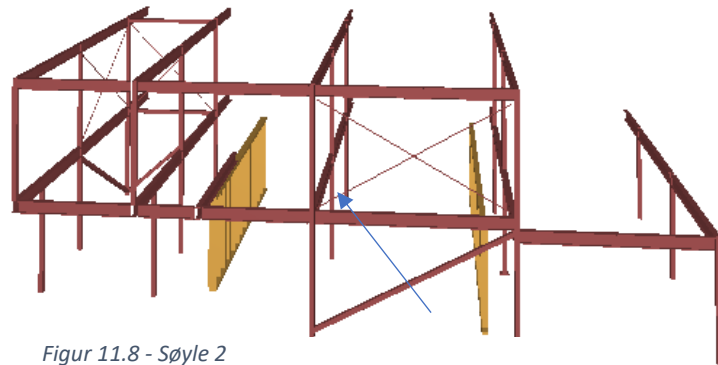
Tabell 11.7 - Utnyttelse søyle

Utnyttelse søyle	
Strekk	144 %
Knekkning	204 %

Det er besluttet å kontrollere en søyle som ikke påvirkes av laster fra avstivningssystemet. Dette for å undersøke om søylene som ikke påvirkes av vindkryss har tilstrekkelig kapasitet. Søylene med størst lastbredde, markert på figur 11.8, er kontrollert. Lastene presenteres i tabell 11.8.

Tabell 11.8 - Last på søyle 2

Last på søyle 2	kN
Egenlast plan tak	27,1
Egenlast bjelker	3,8
Egenlast plan 1	33,8
Egenlast søyle	1,8
Nyttelast	112,8
Snølast	81,2
Vindlast sone I	24,4
Total last i søyle	284,9



Figur 11.8 - Søyle 2

Det henvises til vedlegg E7 for kontroll av søyle 2, resultatene er fremstilt i tabell 11.8. Det konkluderes med at de søylene som ikke bærer last fra avstivningssystemet har tilstrekkelig kapasitet.

Tabell 11.9 - Utnyttelse søyle 2

Utnyttelse søyle 2	
Trykk	46 %
Knekking	59 %

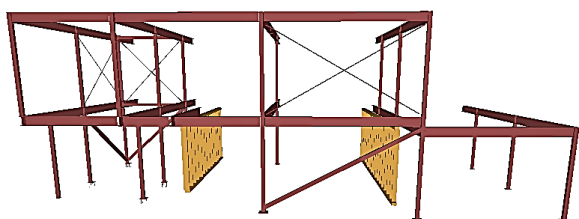
12 SAMMENLIGNING

Limtre og stål har ulike styrkeegenskaper, noe som resulterer i ulike dimensjoner på komponentene i bæresystemene. Bæresystemet i limtre har et forutsigbart brannforløp, og er dimensjonert for å motstå brann på fire sider i henhold til krav gitt som følge av brannklasse 2. Dette resulterer i større dimensjoner på bjelker og søyler. Bæresystemet i stål er i utgangspunktet slankere, men er ikke dimensjonert for brann og må dermed brannisoleres. Etter isolering vil de ulike bygningsdelene ha relativt like dimensjoner.

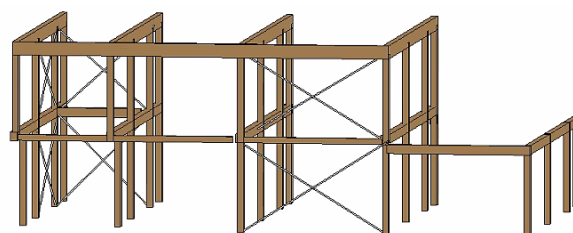
Plassering av både bjelker og søyler er lik, men de to bæreveggene i tre er fjernet ved dimensjonering i limtre. Dette for å skape frihet, og minimere risiko for uønskede hendelser dersom det skal pusses opp og veggene fjernes. En annen forskjell er at bjelkene i limtre-systemet er kontinuerlige, og i stål-systemet er bjelkene fritt opplagt på søyler. Kontinuerlige bjelker fører til lavere feltmoment som igjen resulterer i mindre nedbøyning i etasjeskiller.

Etter kontroll av avstivningssystemet i stål fremgår det at stavene og søylene går til brudd. Dette skyldes at H2 ved dimensjonering av bæresystemet i stål har regnet med at noe av vindlastene opptas av eksisterende del. Ved dimensjonering i limtre er det valgt å betrakte tilbygget som frittstående, som medfører at tilbygget betraktes som utsatt for større vindlaster. Dette resulter i to ulike avstivningssystem, som illustrert på figur 12.1 og 12.2.

Etter seismisk analyse av de to ulike bæresystemene fremgår det at forskjellen er minimal. Det er kjent at H2 har valgt å plassere tilbygget i pålitelighetsklasse 2, noe som gjør det naturlig å velge seismisk klasse II. Dette gjør at bæresystemet i stål oppfyller kriterium 4, ved å rettmessig benytte tverrkraftmetoden. Bæresystemet i limtre er i utgangspunktet plassert i seismisk klasse III, men etter drøfting er det aktuelt å plassere tilbygget i klasse II, og dermed oppfylles også krav 4 ved tverrkraftmetoden for bæresystemet i limtre.



Figur 12.2 - Bæresystem stål, Solibri



Figur 12.1 - Bæresystem limtre, Revit

13 OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

Opgaven besvarer problemstillingen gjennom en bred innføring i prosjektering og arbeidsmetodikk. Dette er gjort ved innhenting av informasjon fra ulike lover standarder som danner grunnlaget for rammene som omfatter prosjekteringsfaget. Videre var det nødvendig å avklare byggherrens behov og bruksområder, dette for å kunne klassifisere bygget og deretter bestemme materialer og laster. Klassifiseringen er utført tidlig i oppgaven og dannet grunnlaget for senere vurderinger.

Valg av materiale ble gjort på grunnlag av hovedfaktorer mekaniske egenskaper, økonomi, miljø og funksjonskrav. Her ble miljø og mekaniske egenskaper vektet tyngst, og valget falt dermed på limtre. Det ble besluttet å betrakte tilbygget som et frittstående bygg, som ikke er skjermet eller avlastet av eksisterende del av restauranten. Deretter ble lastforutsetninger avklart, noe som var viktig for å få en god oversikt over de lastene som virker på konstruksjonen. For å bedre kunne følge lastforløpet i konstruksjonen ble det besluttet å ikke 3D-modellere tilbygget i FEM-design.

Ved seismisk analyse ble de fire utelatelseskriteriene kontrollert. Etter drøfting ble det vurdert at tverrkraftmetoden kunne benyttes for å beregne at tilbygget oppfyller kriterium 4, og dermed kunne påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismiske påkjenninger utelukkes i videre dimensjonering. Før dimensjonering av tilbygget ble det besluttet å gjøre to endringer på bæresystemet som H2 har prosjektert. Første var å fjerne de ekstra bæreveggene i tre, og andre var å dimensjonere kontinuerlige bjelker.

Videre ble de mest utsatte bygningsdelene dimensjonert i limtre med hensyn til laster og brann. Dette ble primært utført manuelt, og ved noe hjelp av beregningsprogrammene Robot og V-skive. Videre ble det foretatt en vurdering av avstivningssystemet, som får store påkjenninger av vindlasten. Det ble drøftet muligheten for å plassere ekstra kryss, eller flytte eksisterende kryss, noe som ikke lot seg gjøre.

Det prosjekterte bæresystemet i stål ble kontrollert med de samme lastforutsetninger som ble lagt til grunn for dimensjonering i limtre. Dette resulterte i at de bygningsdelene som belastes som følge av avstivningssystemet går til brudd ved de lastforutsetninger som er lagt til grunn. Det er kjent at H2 la til grunn for dimensjoneringen at eksisterende del skal avlaste for vindlaster på tilbygget. Ved å betrakte det slik vil de dimensjonerte komponentene være tilstrekkelige.

Etter sammenligning av de to bæresystemene er forskjellene at limtresystemet er dimensjonert for brann og trenger, i motsetning til stål, ikke å brannisolereres. Dette medfører behov for noe tykkere komponenter. Dette, sammen med stålets gode styrkeegenskaper, utgjør at råbygget i stål blir slankere enn det i limtre. Fordi limtrebjelkene er kontinuerlige får etasjeskillere en lavere nedbøying, dette til tross for at bæreveggene i tre er fjernet.

Det konkluderes med at bæresystemet i tre er den mest hensiktsmessige løsningen, dersom man ikke tar hensyn til leverandører og montører til øvrige byggeprosjekter oppe på Ulriken. Dette ettersom limtre er mer miljøvennlig, estetisk pent og forutsigbart ved brann. Grunnet kontinuerlige bjelker og større tverrsnitt på bygningsdelene vil nedbøyningen bli mindre, og etasjeskillerne vil bli stivere, noe som er ønskelig med hensyn til bruksformålet til lokalet. Konstruksjonen i tre er dimensjonert som et frittstående bygg og bæreveggene i tre er fjernet, noe som gir frihet til oppussing og renovering uten fare for å svekke konstruksjonens styrke og stabilitet.

Gjennom oppgaven har vi tilegnet oss mye nyttig lærdom om prosjekteringsprosessen som vi tar med oss videre.

14 REFERANSER

- [1] Ulriken643, «Ulriken 643,» [Internett]. Available: <https://ulriken643.no>. [Funnet 27 03 21].
- [2] Sletten Byggdata AS, «Sletten Byggdata,» [Internett]. Available: <http://www.ovesletten.no/index.htm>. [Funnet 27 03 21].
- [3] Autodesk, «Revit,» [Internett]. Available: <https://www.autodesk.no/products/revit/overview?term=1-YEAR>. [Funnet 27 03 21].
- [4] J. Gisle og E. Holmøyvik, «Lov,» 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/lov>. [Funnet 23 03 21].
- [5] Byggforskserien, «401.104 Standarder for bygg og anlegg. Oversikt og begreper,» 2009. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/181/standarder_for_bygg_og_anlegg_oversikt_og_begreper. [Funnet 23 03 21].
- [6] Lov om planlegging og byggesaksbehandling, 2019. [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71/>.
- [7] F. Solvik, T. Falkanger og M. Reusch, «plan- og bygningsloven,» 2020. [Internett]. Available: https://snl.no/plan-_og_bygningsloven. [Funnet 24 03 21].
- [8] Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning, 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- [9] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, 2016.
- [10] Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning, 2010. [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/sak/>.
- [11] T. Ø. R. Knut Ivar Edvardsen, *Håndbok 5 Trehus*, Oslo: SINTEF akademiske forlag, 2014.
- [12] T. Karlsen, «miljøsertifisering - bygg og anlegg,» 2020. [Internett]. Available: https://snl.no/milj%C3%B8sertifisering_-_bygg_og_anlegg. [Funnet 08 04 21].
- [13] SINTEF og Grønn Byggallianse, «Betong er en del av klimaløsningen,» 2020. [Internett]. Available: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>. [Funnet 12 04 21].
- [14] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*, 2008.
- [15] J. Revfem, «Plasstøpt eller prefabrikkert betong,» 2018. [Internett]. Available: <https://www.tu.no/artikler/vaer-tro-mot-ideen-og-strategien-du-har/442113>. [Funnet 12 04 21].

- [16] Norcem, «Sementproduksjon og CO2,» [Internett]. Available: <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2>. [Funnet 09 04 21].
- [17] Norcem, «Lavkarbonbetong, CO2 og nullutslipp,» [Internett]. Available: <https://www.norbetong.no/no/Nullutslipp>. [Funnet 09 04 21].
- [18] Norsk Stål, «Grønnere – Stålproduksjon i dag,» [Internett]. Available: <https://www.norskstaal.no/om-oss/miljoe-og-baerekraft/groennere-staalproduksjon-i-dag>. [Funnet 12 04 21].
- [19] Metallbygg, «Stålbygg,» [Internett]. Available: <https://metallbygg.no/tjeneste/stalbygg/>. [Funnet 12 04 21].
- [20] Norsk Stålforbund, «Brann,» 2019. [Internett]. Available: <https://www.stalforbund.no/brann/>. [Funnet 21 04 21].
- [21] Treindustrien, Treteknisk, Skogeierforbundet, og TreFokus, «Treindustriens lille grønne,» 2013. [Internett]. Available: <http://www.trefokus.no/resources/Treindustriens-lille-gronne.pdf>.
- [22] G. Glasø, H. Landrø og E. Aasheim, «Tre og brann,» Treteknisk, TreSenteret/NTNU, Tre og brann nr. 37, 2005.
- [23] J. B. Husebø, Tre-Bærekraft, Forelesningsnotat, 2019.
- [24] TreFokus AS, «Massivtre,» [Internett]. Available: <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/massivtre>. [Funnet 02 05 21].
- [25] Byggmesteren, «Unngå skadekonstruksjoner i massivtre,» 2017. [Internett]. Available: <https://byggmesteren.as/2017/06/08/unnga-skadekonstruksjoner-i-massivtre/>. [Funnet 15 04 21].
- [26] K. Bell og H. Liven, Limtreboka, Bergen: Norske limtreprodusenters forening, 2015.
- [27] Byggforskserien, «525.207 Kompakte tak,» 04 2018. [Internett]. Available: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/387/kompakte_tak. [Funnet 06 05 21].
- [28] Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, 2010.
- [29] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster - tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger, 2019.
- [30] Byggforskserien, «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,» 2013. [Internett]. Available: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler. [Funnet 21 04 21].

- [31] P. K. Larsen, A. H. Clausen og A. Aalberg, Stålkonstruksjoner - profiler og former, Bergen : Tapir akademisk forlag, 2003.
- [32] A. Hessong, «Typical Glass Curtain Wall Weight,» 2011. [Internett]. Available: <https://www.hunker.com/12615529/typical-glass-curtain-wall-weight>. [Funnet 19 05 21].
- [33] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster, 2018.
- [34] Norgeskart, «Norgeskart,» [Internett]. Available: <https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=18&lat=6732221.88&lon=-29122.15&markerLat=6732221.880364222&markerLon=-29122.15018204977&panel=searchOptionsPanel&sok=Ulriksskaret>. [Funnet 22 04 21].
- [35] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1- 4: Allmenne laster - Vindlaster, 2009.
- [36] Betongelementforeningen, «BETONGELEMENTBOKEN, Bind B - Avstiving og kraftoverføring,» [Internett]. Available: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=911&DocumentId=BindB/Del_2/B9/9_1_1.pdf&BookId=B. [Funnet 07 05 21].
- [37] Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-7: Ulykke, 2006.
- [38] Norsar, «Hva er et jordskjelv,» 17 juli 2018. [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>. [Funnet 23 04 21].
- [39] H. Fossen, «Richters skala,» 2020. [Internett]. Available: https://snl.no/Richters_skala. [Funnet 24 04 21].
- [40] geoforskning.no, 2017. [Internett]. Available: <https://www.geoforskning.no/ressurser/grunnleggende-geologi/mineraler-og-bergarter/9-nyheter/1629-jordskjelv-rystet-bergen>. [Funnet 24 04 2021].
- [41] Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, 2004.
- [42] Å. Huseby, T. Kvarme og N. E. Forsèn, «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart,» 02 Mars 2020. [Internett]. Available: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>. [Funnet 14 04 21].
- [43] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning,» 01 12 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/>. [Funnet 02 05 21].
- [44] Byggforsksrien, «522.351 Trebjelkelag. Dimensjonering og utførelse,» 2011. [Internett]. Available: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/334/trebjelkelag_dimensjonering_og_utfoerelse. [Funnet 10 05 21].

- [45] Betongelementboken, «BETONGELEMENTBOKEN, Bind C - Elementer og knutepunkter,» 2020. [Internett]. Available:
https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=141&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_1.pdf&BookId=C. [Funnet 19 05 21].
- [46] Standard Norge, NS 3490: Prosjektering av konstruksjoner - Krav til pålitelighet, 2004.
- [47] P. K. Larsen, Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer, 2 red., Bergen: Fagbokforlaget Vigmostad og Bjørke AS, 2008.
- [48] Norges Geologiske Undersøkelse, «Bergkart,» [Internett]. Available:
<https://www.ngu.no/emne/kart-pa-nett>. [Funnet 28 03 21].
- [49] STATENS VEGVESEN, «Fjellbolter - Prosjektering og utførelse ved fundamentering av støttemur og landkar på fjell,» i Håndbok 135, 1987, p. 8.
- [50] Sundolitt, «Xps700-polar,» [Internett]. Available:
<https://www.sundolitt.com/no/sundolitt/norway/frostsikring-bygg-og-anlegg/xps-frostsikring-vei/xps700/>. [Funnet 13 05 12].
- [51] Byggforskserien, «521.111 Golv på grunnen med ringmur. Utførelse,» 2012. [Internett]. Available:
https://www.byggforsk.no/dokument/328/golv_paa_grunnen_med_ringmur_utfoerelse. [Funnet 13 05 21].