



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Alternativ dimensjonering av
leilighetsbygg i massivtre

Structural analysis of apartment building
in CLT

Ingeborg Landsem Stray (491)

Kari Ryen Thunberg (498)

Bacheloroppgave i bygg

Institutt for byggfag

Svein-Rune Kleppe

25. mai 2020

Antall ord: 16 267

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 bacheloroppgaven er vårt avsluttende arbeid på byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet, avdeling Bergen. I løpet av våre 3 år på høyskolen har vi fordypet oss innenfor retningen konstruksjonsteknikk. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng og er skrevet vårsemesteret 2020.

Bacheloroppgaven er gitt av Multiconsult og går ut på å dimensjonere et leilighetsbygg. Vi vil i hovedsak ta for oss faget trekonstruksjoner. Utover det har vi måtte tilegne oss kunnskap innenfor temaene massivtre, avstivning og seismisk last. Vi har satt oss inn i ulike beregningsprogrammer som Calculatis, OS-prog samt ISY-design.

Vi bestemte oss tidlig for å skrive en oppgave som omhandlet dimensjonering. Høsten 2019 tok vi valgfaget trekonstruksjoner, og vi ble nysgjerrig på å skrive noe innenfor emnet.

I tillegg er vi begge opptatt av klimautfordringene samfunnet står overfor, og tre er ansett som et klimavennlig og bærekraftig byggemateriale. De siste årene har bruk av tre som byggemateriale i store norske konstruksjoner blitt mer aktuelt enn noen gang. Vi ønsket derfor å se på mulighetene og begrensningene ved å dimensjonere et bæresystem i tre.

Vi ønsker å takke Multiconsult for en spennende oppgave og Lars Jårvik for gode råd og rettleiding under hele oppgaven. I tillegg ønsker vi å rette en takk til Trond Einar Martinsen og Jan Bernt Husebø for å alltid stille opp og hjelpe oss med ulike utfordringer. Til slutt ønsker vi å takke vår interne veileder, Svein-Rune Kleppe, som til tross for omstendighetene gjennomførte gode og lærerike veiledningstimer over video.

Takk for samarbeidet!

Bergen, Mai 2020


Ingeborg Landsem Stray


Kari Ryen Thunberg

Sammendrag

Et økt fokus på miljø og bærekraft gjør at tre oftere blir vurdert som alternativ til andre tradisjonelle material som betong og stål. Denne oppgaven tar for seg muligheten til å skifte ut betong og stål som bæresystem med massivtre, basert på samme sett arkitekttegninger.

Oppgaven er gitt av Multiconsult og omhandler boligprosjektet «Skiparviken» som skal oppføres i Bergen. Multiconsult har utført prosjekteringen av bæresystemet i betong og stål. Oppgaven er å undersøke om «Skiparviken D1» sitt bæresystem kan utføres i massivtre. Hensikten er at bæresystemet skal utføres innenfor rammene satt i arkitekttegnningene og bevare leilighetsbyggets tiltenkte funksjoner.

I først del gjøres det rede for generelle definisjoner og dimensjoneringsgrunnlag ved en bygningskonstruksjon. Det er sett på de grunnleggende forutsetningene gitt av NS-EN 1990, samt bygningsfysiske forhold ved massivtre. En stor del av oppgaven var å finne lastene som virker på bygget. Utover de tradisjonelle lastene ble det gjort en vurdering av seismiske laster og skjevstilling.

Dimensjoneringsdelen tar for seg hver enkelt konstruksjonsdel. For massivtreelementene er det benyttet programvaren Calculatis for beregninger. Øvrige elementer som bjelker og søyler er i hovedsak basert på håndberegninger i Mathcad, som verifiseres i ISY-design. Avstivningen til bygget er basert på skivevirkninger og beregningene er utført i Ove Slettens program V-skive.

Siste del av oppgaven tar for seg en vurdering av gjennomførbarheten til prosjektet. Lyd og vibrasjon er en utfordring ved massivtre og krever et kraftigere dekke med flere sjikt. Reguleringsplanen setter krav til byggets totale høyde. Dette sammen med krav til romhøyde gjorde at det var nødvendig å benytte stålbjelker sammen med massivtre. Løsningen gjorde det mulig å overholde kravene, men vil fortsatt gi beboeren en lavere romhøyde.

Abstract

Newer construction projects prefer cross-laminated timber as this is considered more environmentally friendly than other materials like e.g. concrete and steel. This thesis explores the possibility to replace concrete and steel as load-bearing system with cross-laminated timber, with the same set architectural drawings as basis and uphold the same functional requirement for the apartment buildings.

Multiconsult is the sponsor for this thesis and it is based on their current apartment buildings construction project "Skiparviken", in Bergen. Multiconsult has calculated the load-bearing system in concrete and steel, and now wants the same done in cross-laminated timber

The theory and general definitions are explained in the first part of the thesis. NS-EN 1990 describes the general norms for a construction and has been used as basis in this thesis. A significant part of this thesis examines the common external loads on the building.

Each construction part has been considered in the dimension analysis. Calculatis, a timber design tool, is used for the cross-laminated timber calculations. Other elements, like beams and columns, has mainly been calculated by hand, but verified in tools like ISY-design. These are tools for statics and design of structures. The last part that need to be calculated is the shoring of the construction. For these calculations, a tool called "V-skive" by Ole Sletten was chosen.

The last part of the thesis addresses the feasibility to replace concrete and steel with cross-laminated timber. Vibration is a challenge when it comes to CLT- elements and require a thicker, multi-layered element. Zoning plan proposal (Reguleringsplanen in Norwegian) sets the requirements for the total height of the building. This, together with the requirement for room height, made it necessary to use steel beams. The solution made it possible to comply with the requirements but will give the users a lower room height.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	8
1.1	Bakgrunn	8
1.2	Prosjektet	8
1.3	Problemstilling	10
1.4	Avgrensinger	10
2	Metode	11
2.1	Programvarer	12
3	Teoretisk grunnlag	14
3.1	Lover og regler	14
4	Bæresystem	16
4.1	Byggegrunn	16
4.2	Betong og stål	16
4.3	Tre	17
4.3.1	Tre som byggemateriale	17
4.3.2	Bæresystem i massivtre	18
4.4	Valg av bæresystem	18
5	Dimensjoneringsgrunnlag	20
5.1	Grunnleggende forutsetninger	20
5.1.1	Pålitelighet og risiko	20
5.1.2	Dimensjonstid og bestandighet	20
5.1.3	Grensetilstander – lastfaktorer	20
5.1.4	Spesielle forhold for tre	22
5.2	Bygningsfysiske forhold	24
5.2.1	Brann	24
5.2.2	Lyd	25
5.2.3	Vibrasjon	28
5.3	Belastning	29
5.3.1	Nyttelast	29
5.3.2	Egenlast	30
5.3.3	Snølast	32
5.3.4	Vindlast	33
5.3.5	Skjevstilling	39
5.3.6	Seismisk last	39

5.3.7	Påkjøringslast.....	41
6	Dimensjonering.....	42
6.1	Etasjeskillere	42
6.2	Tak.....	46
6.3	Limtrebjelker.....	48
6.4	Stålbjelker	53
6.5	Limtresøyler	56
6.6	Vegger.....	59
6.7	Avstivning.....	61
6.7.1	Vertikale skiver	62
6.7.2	Horisontale skiver	67
6.8	Forbindelser, sammenføring og forankring.....	68
6.8.1	Forbindelse mellom bjelke og søyle.....	68
6.8.2	Sammenføring av massivtreelementer	70
6.8.3	Forankring av vegger	71
7	Diskusjon.....	72
8	Konklusjon	74
9	Forslag til videre arbeid	75
10	Kilder.....	76

Figurliste

FIGUR 1.2-A	: KART OVER OMRÅDET.....	8
FIGUR 1.2-B	: HUS D1 MAKERT MED RØD SIRKEL.....	9
FIGUR 4.3-A	: OPPBYGNINGEN AV MASSIVTRE (SINTEF).....	17
FIGUR 4.3-B	: OPPBYGNINGEN AV LIMTRE (LIMTREBOKA).....	17
FIGUR 4.4-B	: PLANTEGNING AV BÆRESYSTEM BESTÅENDE AV BÆRENDE VEGGER (BLÅ) OG BJELKER-SØYLESYSTEM (HVIT).....	19
FIGUR 4.4-A	: 3D VISNING AV BÆRESYSTEM UTEN TAK	19
FIGUR 5.1-A	: KRYMPING OG SVELLING AV TREVRIRKE	22
FIGUR 5.2-A	: FORKULLING AV TREVERK [20]	24
FIGUR 5.2-B	: EFFEKTIVT TVERRSNITT [20].....	24
FIGUR 5.2-C	: OVERFØRING AV LUFTLYD OG STUKTURBÅREN LYD VED DIREKTE TRANSMISJON OG FLANKETRANSMISJON	26
FIGUR 5.2-D	: LYDVEGG [35]	27
FIGUR 5.2-E	: SYLOMER MELLOM VEGG OG ETASJESKILLER.....	27
FIGUR 5.2-F	: PREAKSEPTERT ETASJESKILLER [36]	28
FIGUR 5.3-A	: OPPBYGGING AV KOMPAKT TAK [40].....	30
FIGUR 5.3-B	: OPPBYGNING YTTERVEGG [42].....	31
FIGUR 5.3-C	: KART SOM VISER TERRENG INNENFOR 10 KM.....	34

FIGUR 5.3-D : OVERSIKT SKIPARVIKEN.....	35
FIGUR 5.3-E : HØYDEPROFIL HENTET UT FRA HØYDEDATA, KARTVERKET	35
FIGUR 5.3-F : BEREGNET VINDKASTHASTIGHETSTRYKK	35
FIGUR 5.3-G : ET REKTANGULÆRT BYGG VIL VÆRE ET EKSEMPEL PÅ LITE AERODYNAMISK SYSTEM.....	36
FIGUR 5.3-H: FORDELINGER AV SONER TAK	36
FIGUR 5.3-I : SONEINDELING I OS-PROG LASTBEREGNING	37
FIGUR 5.3-J : SONEINDELING ETTER EGNE HÅNDBEREGNINGER.....	38
FIGUR 5.3-K : HORISONTALKRAFT PÅ VETIKALE SKIVER	39
FIGUR 6.1-A : DIMENSJONERENDE SPENNVIDDE 1. OG 2 ETASJE	42
FIGUR 6.1-B : LASTBILDE ETASJESKILLE CALCULATIS	43
FIGUR 6.1-C : OPPBYGNING AV CLT 260 L7S-2	44
FIGUR 6.1-D : VIBRASJONSANALYSE HENTET FRA CALCULATIS	44
FIGUR 6.1-F : PRINSIPTEGNING AV METODEN MED STIV FORBINDELSE MELLOM BJELKE A OG BJELKE B, MED TILHØRENDE STIVHETSVERDIER [38].....	45
FIGUR 6.1-G : SPENNING I ETASJESKILLE HENTET FRA CALCULATIS	45
FIGUR 6.1-H : BEREGNET SPENNING I MASSIVDEKKET	45
FIGUR 6.2-A : LASTBILDET AV TAK FRA CALCULATIS.....	46
FIGUR 6.2-B : NEDBØYNING CALCULATIS.....	47
FIGUR 6.3-A : BJELKER OPPFØRT I HVITT.....	48
FIGUR 6.3-B : DIMENSJONERENDE BJELKE	48
FIGUR 6.3-C : FRITT OPPLAGT BJELKE MED PÅFØRT LASTER	49
FIGUR 6.3-D : BRANNFØRLØP TIL LIMTREBJELKE 140X450 MM [20]	51
FIGUR 6.3-E : UTNYTTELSE FOR SKJÆR HENTET FRA ISY G-PROG.....	51
FIGUR 6.4-A : HATTEPROFIL BYGD INN BETONGDEKKE.....	53
FIGUR 6.4-B : HATTEPROFIL THP 185X4–150X20-410X10	53
FIGUR 6.4-C : UTNYTTELSE GITT AV ISY-DESIGN FOR HATTEPROFIL	54
FIGUR 6.4-D : ELASTISK MOMENTENDIMENSJONERING I ISY-DESIGN	55
FIGUR 6.4-E : BRANNPLATE I UNDERKANT HATTEPROFIL	55
FIGUR 6.5-A : DIMENSJONERENDE SØYLE MARKERT MED RØD SIRKEL.....	56
FIGUR 6.5-B : ULIK BELASTNING PÅ BJELKER FORÅRSAKER ET EKSENTRISITETSMOMENT I MIDTERSTE SØYLEN ..	57
FIGUR 6.5-C : SØYLE UTSATT FOR KOMBINASJON AV BØYNING OG TRYKK.....	58
FIGUR 6.5-D : UTNYTTELSE AV KOMBINASJON BØYNING OG TRYKK OM BEGGE AKSE.....	58
FIGUR 6.6-A : PLANTEGNING, VEGGER MARKERT I GRÅTT	59
FIGUR 6.6-B : SNITT AV VEGG 1	60
FIGUR 6.6-C : YTTERVEGG MED UTSPARING I CALCULATIS.....	61
FIGUR 6.7-A : AVSTIVNINGSSYSTEM 1. OG 2. ETASJE, HENTET FRA V-SKIVE	63
FIGUR 6.7-B : AVSTIVNINGSSYSTEM 3.ETG	64
FIGUR 6.7-C : KRAFTFORDELING SKIVE NR. 2.....	64
FIGUR 6.7-D : KRAFTFORDELING SKIVE NR. 7	65
FIGUR 6.7-E : KRAFTFORDELINGEN AV GLOBAL STABILITET OVER FLERE ETASJER	65
FIGUR 6.7-F : LASTTILFELLE FOR SKIVE 7 HENTET FRA CALCULATIS	66
FIGUR 6.8-A : BESLAGSYSTEM [56]	68
FIGUR 6.8-B : BESLAG MED MÅL [56].....	69
FIGUR 6.8-C : EKSEMPLER PÅ SAMMENFØYING AV DEKKE [22]	70
FIGUR 6.8-D : SAMMENFØYING AV VEGGELEMENTER SETT OVENFRA [22].....	70
FIGUR 6.8-E : VEGGER OPPLAGT PÅ ETASJESKILLER	71
FIGUR 6.8-F : SPIKERPLATER	71
FIGUR 6.8-G : HORISONTALKREFTER TAS OPP SOM ET KRAFTPAR [55]	71
FIGUR 6.8-A : SNITT AV FASADE. ETASJESKILLERE MARKERT I BLÅTT.....	72
FIGUR 6.8-B : STÅLBJELKER I ROM	73

Tabelliste

TABELL 3.1-1 : EUROKODER	15
TABELL 3.1-2: EUROKODER	15
TABELL 3.1-3- EUROKODER	15
TABELL 5.1-1 : LASTKOMBINASJONER BRUDDGRENSE	21
TABELL 5.1-2 : LASTKOMBINASJONER BRUKSGRENSE	21
TABELL 5.1-3 : MODIFIKASJONSFAKTOR K_{MOD}	23
TABELL 5.1-4 : K_{DEF} FOR LIMTRE, KONSTRUKSJONSVIRKE OG LVL	23
TABELL 5.2-1 : LYDKRAV MELLOM BOEHETER, FELTMÅL	26
TABELL 5.3-1 : NYTTELAST	29
TABELL 5.3-2 : EGENVEKT TAK	30
TABELL 5.3-3 : EGENVEKT ETASJSKILLER	31
TABELL 5.3-4 : EGENVEKT YTTERVEGG	31
TABELL 5.3-5 : EGENVEKT INNERVEGG	32
TABELL 5.3-6 : OPPSUMMERING AV EGENVEKT	32
TABELL 5.3-7 : JUSTERINGSFAKTORER FOR REFERANSEVINDHASTIGHETEN	34
TABELL 5.3-8 : VINDLAST PÅ TAK	36
TABELL 5.3-9 : VINDLAST FRA VEST	37
TABELL 5.3-10 : VINDLAST FRA NORD	37
TABELL 5.3-11 : REDUKSJON AV GLOBAL STABILITET	38
TABELL 5.3-12 : UTELATELSESKRITERIER FOR SEISMISK BEREGNING. GRØNN REPRESENTERER GODKJENT OG RØD REPRESENTERER IKKE GODKJENT.	40
TABELL 5.3-13 : HORISONTALLASTER FRA HÅNDBEREGNINGER OG V-SKIVE	40
TABELL 6.1-1 : UTNYTTELSE ETASJESKILLE CLT 240 L7S	43
TABELL 6.1-2 : UTNYTTELSE ETASJESKILLE CTL 260 L7S- 2	44
TABELL 6.2-1 : LASTER PÅ TAK	46
TABELL 6.2-2 : UTNYTTELSE TAKELEMENT	47
TABELL 6.3-1 : LAST PÅ BJELKE I 1. OG 2. EGT.....	49
TABELL 6.3-2 : UTNYTTELSE BJELKE 140X450MM	50
TABELL 6.3-3 : UTNYTTELSE AV BJELKE FRA HÅNDBEREGNINGER OG ISY G-PROG	52
TABELL 6.3-4 : UTNYTTELSE TAKBJELKE	52
TABELL 6.4-1 : UTNYTTELSE STÅBJELKE I MATHCAD OG ISY-DESIGN	54
TABELL 6.5-1 : LAST PÅ SØYLER	56
TABELL 6.6-1 : UTNYTTELSE FOR INNERVEGG BEREGNET I CALCULATIS.....	60
TABELL 6.6-2 : UTNYTTELSE YTTERVEGG MED UTSPARING I CALCULATIS	61
TABELL 6.7-1 : UTNYTTELSE AV YTTERVEGG	67
TABELL 6.8-1 : KARAKTERISTISK KAPASITET AV BESLAG [59]	69

Formler

FORMEL 1 : DIMENSJONERENDE BÆREEVNE	22
FORMEL 2 : SNØLAST.....	33
FORMEL 3 : BASISVINDHASTIGHETEN	33
FORMEL 4 : BETINGELSER FOR BRANNKAPASITET.....	50

1 Innledning

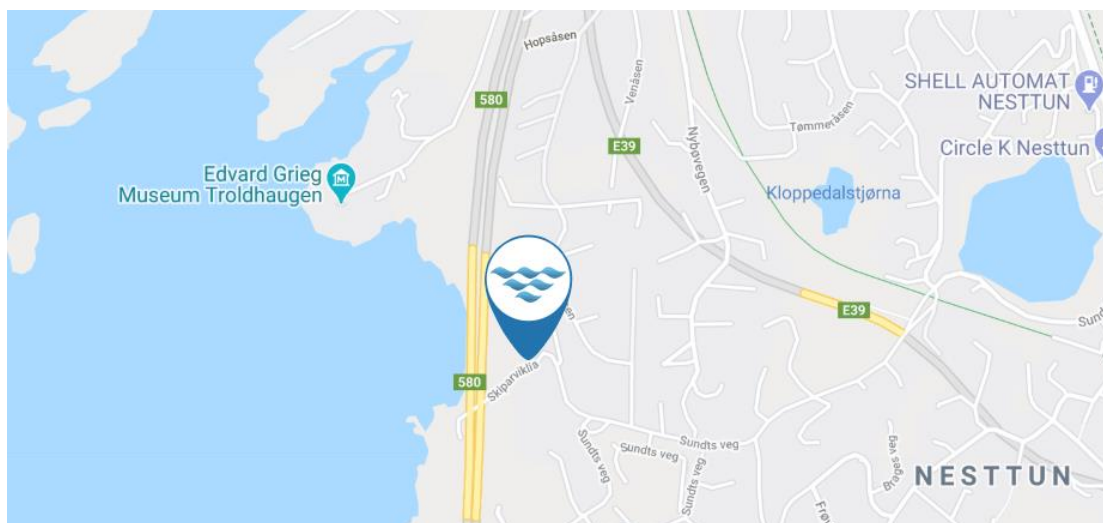
1.1 Bakgrunn

I februar 2020 meldte Norge, som det første vestlige landet i verden, inn et forsterket klimamål under Parisavtalen. Dette forplikter Norge til å redusere klimagassutslippene med minst 50% innen 2030.[1] For å redusere klimagassutslippene kreves det nye måter å bygge på. Flere byggherrer og prosjekter etterspør materialer med dokumentert lave klimagassutslipp, som massivtre.[2] Tre er et fornybart råmateriale, som binder CO₂ og regjeringen ønsker å øke bruken av tre for å erstatte mer klimaskadelige materialer. [3]

Økt bruk av tre vil ikke bare gi reduksjon i klimagassutslipp, men også gi verdiskaping i skogindustrien.[3] Norge består i dag av 37% skog med en årlig tilvekst på 25 millioner kubikkmeter, og er en viktig ressurs. [4, 5] Ny teknologi gjør at en kan utnytte skogen på andre måter enn tidligere og muliggjøre bruk av trevirke i større og høyere bygg enn tidligere.

1.2 Prosjektet

Denne oppgaven omhandler «Skiparviken» som er et boligprosjekt bestående av 141 leiligheter, i flere størrelser og prisklasser. Leilighetene er fordelt på 10 forskjellige bygg. «Skiparviken» er lokalisert på sørøstsiden av Trollhaugtunnelen i Bergen, og ligger i nærheten av Nesttun Sentrum. Oversikt over området er vist i figur 1.2-a.



Figur 1.2-a : Kart over området

Prosjektet «Skiparviken» er et samarbeid mellom LAB entreprenører og Profier. Multiconsult har vært rådgivere for prosjektet og stått ansvarlig for prosjekteringen av konstruksjoner, brannkonsept, bygningsfysikk, samt geotekniske fag. Prosjekteringen av bæresystemet er utført i plastøpnbetong og stål. Det har ikke blitt gjort en av vurdering av prosjektet i massivtre av Multiconsult.

Denne bacheloroppgaven tar utgangspunkt i hus D1, som er markert på figur 1.2-b. Huset består av tre etasjer med en parkeringskjeller under bakken. Dette bygget er en del av den siste byggefasen i prosjektet, og står per dags dato under oppføring.



Figur 1.2-b : Hus D1 markert med rød sirkel

1.3 Problemstilling

Denne bacheloroppgaven tar for seg en alternativ dimensjonering i massivtre av bæresystemet til et leilighetsbygg. Arkitekttegningene til leilighetsbygget «Skiparviken D1» er basert på at konstruksjonene skal bygges i betong og stål. Hensikten med oppgaven er å vurdere om et bæresystem i massivtre er mulig gjennomføre med utgangspunkt i de samme arkitekttegningene. Med bakgrunn i dette er det definert følgende problemstilling for oppgaven:

«Undersøke muligheten til å skifte ut betong og stål som bæresystem ved alternativ dimensjonering i massivtre basert på samme sett arkitekttegninger, samtidig vurdere om leilighetsbyggets funksjonalitet kan opprettholdes.»

1.4 Avgrensinger

For å gjennomføre rapporten innen gitt tidsramme er det nødvendig å avgrense omfanget.

Det er derfor antatt følgende:

- Antar at fundamentering og grunnforhold har tilstrekkelig kapasitet. Ingen geoteknisk vurdering
- Parkeringskjeller vurderes ikke og er tilstrekkelig prosjertert i betong og stål
- Knutepunkter, sammenføyinger og forankringer er av tilstrekkelig kapasitet
- Ikke lagt vekt på dimensjonering av heissjakt, trappegang og balkonger, samt utsparing til trappegang og heissjakt

2 Metode

For å kunne gjennomføre og besvare oppgavens problemstilling er det nødvendig å se nærmere på valg av metode og hvilke løsninger som skal benyttes. Det er viktig å sette seg inn i relevant teori for å stryke rapportens validitet og relabilitet. [6]

Arbeidet er delt inn i ulike faser. I første fase ble det opparbeidet kunnskap og forståelse av teorien bak dimensjonering og materialets egenskaper. Ved litteratursøk ble det benyttet kilder som SINTEF Byggforsk, TEK17, Eurokoder, Betongelementboka, etc. Treteknisk ble kontaktet for å få tilgang på håndboken «Bygge med massivtreelementer» og angående anbefalinger innen programvarer og litteratur.

I neste fase ble det sett på alternative løsninger av bæresystemet. Med utgangspunkt i tildelte arkitekttegninger ble det skissert ut vertikal bæring og prøvd ulike spennretninger for dekke. Tidlig i prosessen ble det utført en strukturmodell i Revit for å få et godt bilde av valgt bæresystem. Arkitekttegnningene ble brukt aktivt underveis for å kontrollere og sikre at de ulike leilighetenes funksjonalitet og praktisk brukervillkår ble overholdt.

Videre beregninger av bæresystemet er gjort i flere ulike programmer. I oppgaven er det lagt vekt på kontroller ved håndberegninger i Mathcad med sidemannskontroll. Det ble også brukt mye tid på å lese brukermanualer til det enkelte program og sette seg inn deres ulike funksjoner. Grunnen til at dette ble vektlagt var for å sikre en gjennomgående forståelse av programmets vurderinger og resultat. Både for å ha en helhetlig oversikt over utførte beregninger og for å sørge for korrekte tolkninger av resultat og verdier. Grunnlag for valg av de ulike programmene er gitt under i 2.1 Programvarer.

2.1 Programvarer

Det er anvendt en rekke ulike programvarer for å påvise laster og beregning av konstruksjonselement. Valg av programvarer er gjort på grunnlag av ulike aspekter. Det er vektet at programmet bør være kjent hos studenter og være relevant for kommende arbeidsliv. Både Mathcad og Autodesk Revit Structure er programmer gruppen har kunnskap om fra tidligere, mens OS-prog, ISY design og Calculatis er programmer som har blitt anbefalt fra veileder og andre medstudenter. Under gis en kort beskrivelse av benyttede programmer og hvert sitt brukerområde.

Autodesk Revit Structure

Autodesk Revit Structure er en BIM-programvare gitt av Autodesk og brukes til modellering av 3D-objekter. Programmet er ofte brukt som en samarbeidsmodell mellom ulike bidragsyttere og fagområdet i et prosjekt. Revit benyttes for å visualisere konstruksjonens oppbygning, og som et hjelpemiddel for å skape flyt i arbeidet med tanke på forståelse og valg som blir gjort underveis.

Calculatis

Calculatis er en gratis programvare for dimensjonering av krysslaminert tre (CLT). Programmet er levert av skogsindustrikonsernet Stora Enso i Sverige, som produserer CLT-produkter. Calculatis utfører beregninger av CLT-elementer i bruks- og bruddgrense, samt ulykkesitasjonen brann. Beregningsprogrammet gir informasjon om elementenes egenskaper og styrke etter en gitt lastpåkjenning. Calculatis operer ikke med norsk tillegg. Det ble derfor brukt svensk standard i beregninger for massivelementer, da denne har lik materialfaktor 1.25 som i norsk standard.

Os-prog

OS-prog består av flere beregningsprogrammer for betong gitt av Ove Sletten. Det er videre benyttet programmene Lastberegning og V-skive. Lastberegning beregner snølast og vindlast med formfaktorer gitt i henhold til norsk standard. Programmet gir verdier for snø- og vindlast avhengig av byggets geometri.

V-skive beregner kraftfordelingen i vertikale skiver for betongkonstruksjoner. Programmet er benyttet for å beregne avstivningen og seismiske laster. Ved å endre E-modulen i programmet kan det fint benyttes også for trekonstruksjoner. [7]

ISY-design og ISY G-Prog

Programvarefamilien ISY- design er levert av Norconsult. ISY- design er et verktøy for dimensjonering av betong og stål, og har gradvis tatt over for ISY G-prog Teknikk. ISY G-prog benyttes fortsatt for dimensjonering av trekonstruksjoner. Programmene dimensjonerer etter Eurokodene med norsk nasjonalt tillegg. For dimensjonering i ISY G-prog Tre er det brukt modulene Trebjelke og Tretverrsnitt. For stålbjelken er det brukt ISY-design Stålbjelker. [8]

Mathcad Prime 6.0

Mathcad Prime 6.0 er et beregningsprogram for dokumentasjon og teknisk beregning. Beregningsprogrammet er et godt og effektivt hjelpemiddel som gir muligheten til å enkelt endre størrelser og verdier underveis.

3 Teoretisk grunnlag

3.1 Lover og regler

Flere lover og regler vil være med å forme rammene for bæresystemet og utformingen av «Skiparviken D1». Dette kapittelet vil kort ta for seg de viktigste av disse.

Plan- og bygningsloven (PBL)

Plan- og bygningsloven er den overordnede loven for forvaltning og bruk av areal i Norge. Loven gjelder alle typer byggeprosjekter og virksomheter i Norge. Formålet med loven er å sikre en rasjonell og effektiv arealplanlegging for å fremme bærekraftig utvikling av samfunnet.[9] Loven gir hjemmel i Teknisk forskrift for materielle krav. [10]

Teknisk forskrift (TEK17)

Forskriften gir en videre utdyping av tekniske krav til utføring og utforming av byggverk. Teknisk forskrift skal være oppfylt slikt at en overholder minimumskravene etter Plan- og bygningsloven. Hovedformålet er å bidra til å sikre byggverk av god kvalitet med forutsigbare krav og en bestemt standard. Mange av reglene er gitt som funksjonskrav, noe som vil si at det setter krav til bestemte funksjoner heller enn bestemte løsninger. Teknisk forskrift viser til Norsk Standard og SINTEFs byggforskserie som hjelpemidler for å oppnå tilstrekkelig gode byggverk. [11]

Norsk Standard

Standard Norge definerer en standard som en felles oppskrift for hvordan noe skal lages eller gjennomføres. Alle deler av samfunnet er i dag bygget på slike oppskrifter. Målet er at standarden skal bidra til lønnsom og forutsigbar utvikling av samfunnet, samt gi en felles oppfattelse på hvordan ting skal gjøres. Norsk Standard har ansvaret innenfor standardisering på bygg- og anleggsområdet.[12]

Eurokoder

Eurokoder gir felles europeiske regler for prosjektering av byggverk. Eurokodene har en egen del som åpner for nasjonale prosjekteringsbestemmelser, Nasjonalt tillegg (NA). Nasjonalt tillegg angir norske parameter for særegne klimatiske og geografiske forhold. Det finnes i dag 10 Eurokoder med flere deler. Alle har blitt norsk standard og byggverk i Norge oppføres etter disse. [13] Oversikt over Eurokodene er gitt i tabell 3.1-1.

Eurokoder		
EN 1990	Eurokode 0	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EN 1991	Eurokode 1	Laster på konstruksjon
EN 1992	Eurokode 2	Prosjektering av betongkonstruksjoner
EN 1993	Eurokode 3	Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN 1994	Eurokode 4	Prosjektering av samvirkekonstruksjoner for stål og betong
EN 1995	Eurokode 5	Prosjektering av trekonstruksjoner
EN 1996	Eurokode 6	Prosjektering av murkonstruksjoner
EN 1997	Eurokode 7	Geoteknisk prosjektering
EN 1998	Eurokode 8	Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder
EN 1999	Eurokode 9	Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

Tabell 3.1-1 : Eurokoder

4 Bæresystem

Et bæresystem skal sikre at konstruksjonen er stabil og overføre påkjente krefter ned i grunnen. I dette kapitlet skal det vurderes stedets byggegrunn, ulike materialers egenskaper og valg av bæresystem.

4.1 Byggegrunn

Det er essensielt med en nøyaktig kartlegging av byggegrunn. Ved gode geotekniske undersøkelser reduseres usikkerheten ved massene, og gir en forståelse av stabiliteten til grunnen. For å klassifisere grunnforholdene benyttes Norges Geotekniske Undersøkelse, som er landets sentrale institusjon for kunnskap om berggrunnen. [14] Byggegrunnen på område er gneis. Leilighetene vil stå i et utsprengt område og plasseres på bart fjell. Dette tilsier gode grunnforhold.

4.2 Betong og stål

Betong og stål er to av de viktigste byggematerialene i verden. Betong er et «naturmateriale» med lang levetid, stor fleksibilitet og lave driftskostnader. [15] Betong er bygd opp av hovedingrediensene sement og vann med tilslag av sand- og steinmateriale. Sement vil reagere kjemisk med vann og danner en sterk struktur. Betong kommer i forskjellige kvaliteter avhengig av blandingsforholdet. Kvaliteten klassifiseres etter betongens fasthet og bestandighet.

Betong tåler godt trykk, men materialet må derimot armeres mot strekk. [16]. Betong har lav varmeledningsevne og har gode egenskaper når det kommer til brann. Dens tyngde gjør også at det er vanskelig å sette i svingninger og som gir gode lydegenskaper. I motsetning er sementproduksjon svært forurensende og har store CO₂ utslipp. [17]

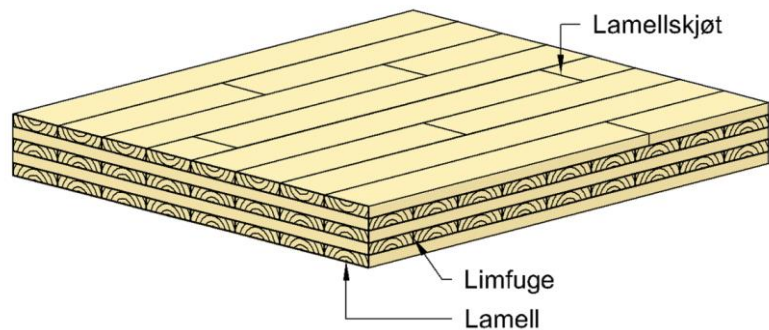
Konstruksjonsstål er en legering av jern og karbon. Materialet har ettertraktede kvaliteter i form av høy styrke i forhold til vekt. I tillegg er materialet 100% resirkulerbart og prisgunstig. [18] Stål er dårlig når det kommer til brann, da det har høy varmeledningsevne. For å forsinke oppvarmingen av stålet må alle stålbjelker og -søylor brannisoleres. [19]

4.3 Tre

4.3.1 Tre som byggemateriale

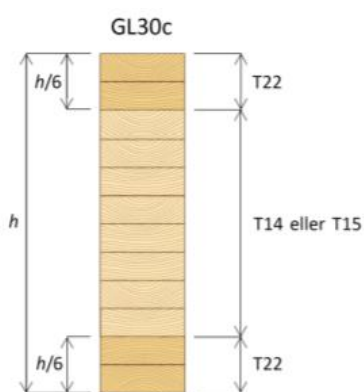
Tre har lang byggetradisjon i Norge og er det eneste virkelige fornybare byggematerialet.[20] Trekonstruksjoner er ofte estetisk pent, og har gode konstruktive egenskaper i form av styrke og stivhet. I dag er det en rekke ulike typer trekonstruksjoner på markedet med varierende egenskaper og utseende. Siden tre er et relativt mykt material er det ofte bruksgrense med deformasjoner og vibrasjon som blir dimensjonerende.[20] Det må gjøres tiltak for lyd i de fleste bygninger av tre.

Krysslagte massivtreelementer er en fellesbetegnelse for de elementer som er satt sammen av flere lamellsjikt som ligger over hverandre. Sjiktene er ofte forbundet med lim eller tredybler med en vinkel på 90



Figur 4.3-a : Oppbygningen av massivtre [60]

eller 45 grader. Oppbygningen av massivtre er vist i figur 4.3-a. Styrken og stivheten til elementet vil variere ut fra antall sjikt, samt fasthetsklassen og tykkelsen til de enkelte sjiktene.[21]



Figur 4.3-b : Oppbygningen av limtre [20]

Limtre er et bearbejdet treprodukt, og er bygd opp av minst fire lameller som er limt sammen, vist i figur 4.3-b. Limet som forbinder lamellene gjør at limtre har tilnærmet fullt statisk samvirke og gir svært gode egenskaper med tanke på styrke og stivhet. Sammenlignet med stål har limtre større styrke i forhold til vekt, og det tåler store spenn og høye laster.[20]

4.3.2 Bæresystem i massivtre

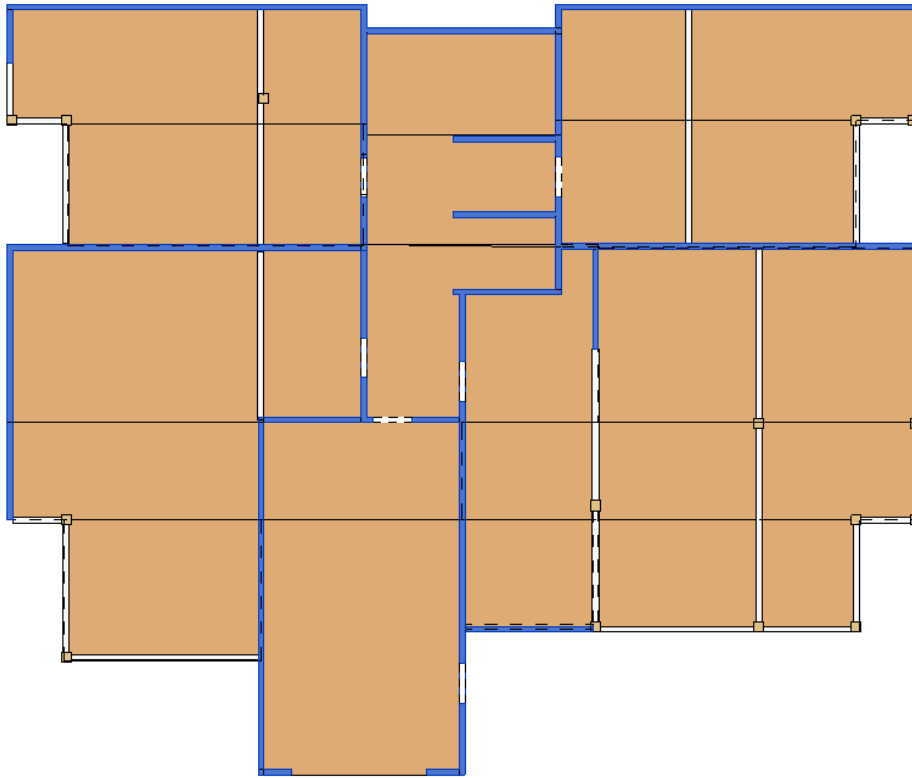
Det er flere måter å løse et bæresystem i massivtre. Et bæresystem i massivtre kan enten utgjøre hele bæresystem eller det kan kombineres med andre materialer. Innen massivtre skiller det vanligvis på tre typer bærende system; bærende veggssystem, søyle og -bjelkesystem og en kombinasjon av de overnevnte. [22]

I et bærende veggssystem fungerer hele vegger i massivtre som bærende elementer. I tillegg vil veggene fungerer som stabiliserende vertikale skiver og dekkeelementer som horisontale skiver. Et søyle- og bjelkesystem kan bestå av limtre eller andre materialer. Her kan det i enkelte tilfeller være gunstig å kombinere med materialer som stål og betong. Avstanden mellom bjelker og søyler kan tilpasses etter spennvidder for etasjeskillere. Alternativet er en kombinasjon av to typene. Et slikt system kan eksempelvis bestå av en bærende ytterkjerne i massivtre, hvor det indre er bygd opp av søyler og bjelker. [22]

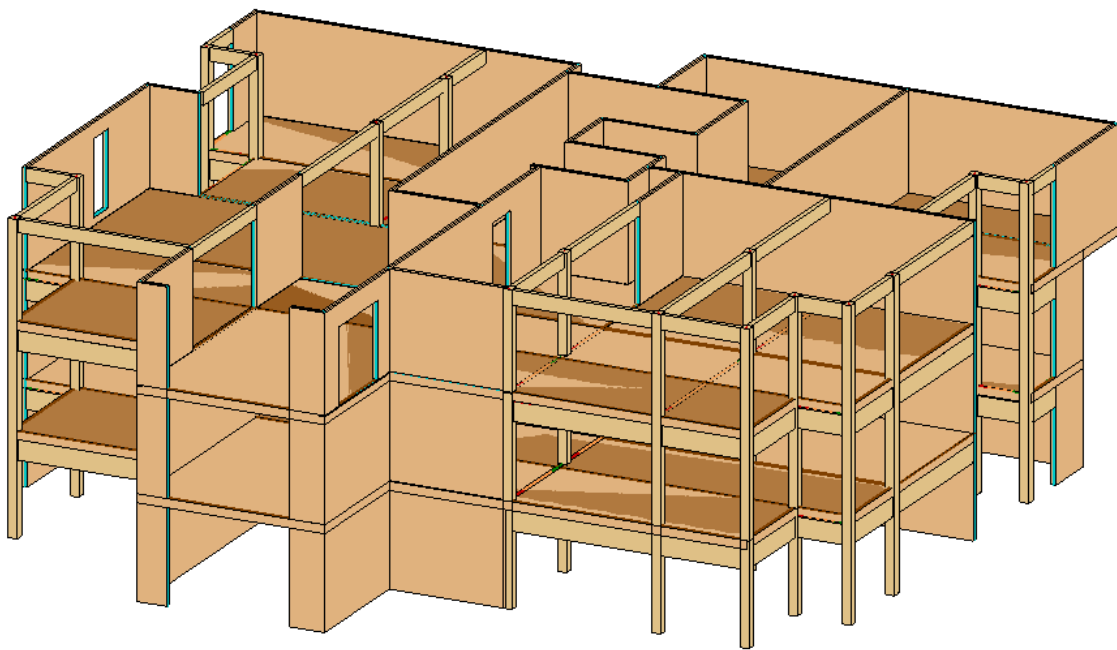
4.4 Valg av bæresystem

Multiconsult har dimensjonert «Skiparviken D1» i betong og stål. Kombinasjonen av disse materialene gir flere ønskelige egenskaper. Materialene gjør det mulig å dimensjonere et bæresystem med store spennvidder ved små dimensjoner. Dette gir fleksibilitet i form av estetikk og rominndelingen. Tildelt arkitekttegninger er gitt i vedlegg 4.4.1 «Arkitekttegninger 1. og 2. etasje» og vedlegg 4.4.2 «Arkitekttegninger 3. etasje»

Ved skissering av bæresystem i massivtre er det tatt utgangspunkt i at 1. og 2. etasje er like. Det er færre leiligheter i 3. etasje. Leilighetene i alle etasjer har åpne areal som gir store spenn. Egenskapene til tre gjør at kravene i bruksgrense ofte blir dimensjonerende og alle etasjer må ha ekstra vertikalbæring. Det er ikke ønskelig at den ekstra vertikalbæringen skal påvirke rominndelingen. Ved å benytte en kombinasjon av bærende veggssystem og et søyle- og bjelkesystem er det fortsatt mulig å beholde de åpne arealene. Forslag til bæresystem i massivtre er skissert under i figur 4.4-a og figur 4.4-b.



Figur 4.4-a : Plantegning av bæresystem bestående av bærende vegger (blå) og bjelker-søylesystem (hvit)



Figur 4.4-b : 3D visning av bæresystem uten tak

5 Dimensjoneringsgrunnlag

5.1 Grunnleggende forutsetninger

Euokode 0; NS-EN 1990-1-1 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner er den overordnede standarden for prosjektering av konstruksjoner. [23] Alle beregninger av bæresystem må ta utgangspunkt i denne standarden. Den angir prinsipp og krav for konstruksjonssikkerhet, brukbarhet og bestandighet, samt beskriver grensetilstandsmetodene. [24]

5.1.1 Pålitelighet og risiko

TEK17 stiller krav til konstruksjonssikkerhet ved byggverk. Forskriften viser til prosjekteringsstandard for pålitelighetsklasse. [25] Pålitelighetsklassen fastsettes etter konsekvensen ved brudd eller funksjonssvikt for konstruksjonen. Etter tabell B1 i tillegg B i NS-EN 1990 vil «Skiparviken D1» havne i konsekvensklasse 2, altså pålitelighetsklasse 2.

Pålitelighetsklasse bestemmer krav til kontroll av byggverket. Klasse 2 krever en normal kontroll etter tillegg B4. Her gis anbefalt minstekrav for kontroll av beregninger, tegninger og spesifisering ved andre personer enn de som opprinnelig hadde ansvaret.

5.1.2 Dimensjonstid og bestandighet

NS-EN 1990 fastsetter krav til bestandighet ut fra bygningens dimensjonerende brukstid. Bygningen skal prosjekteres slik at den beholder bygningens tiltenkte egenskaper og funksjon under hele sin brukstid. Bygningskonstruksjoner har etter standarden et krav på 50 år.

5.1.3 Grensetilstander – lastfaktorer

Grensetilstander angir konstruksjonens ytterpunkt for når den ikke lenger tilfredsstiller de krav som settes. De deles inn i fire grensetilstander; brudd-, bruks-, utmatting og ulykkesgrensetilstand. Hver grensetilstand har ulike lastfaktorer som benyttes ved dimensjonering. Konstruksjonen må kontrolleres for alle fire grensetilstander før den regnes sikker for bruk.

Bruddgrense er tilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre former for konstruksjonssvikt. Tilhørende lastfaktorer gir kriterier og toleransekrav som skal bevare menneskets og konstruksjonens sikkerhet. I bruddgrense er det to lastkombinasjoner gitt av ligning 6.10a og 6.10b, vist i tabell 5.1-1. Det er viktig å bruke den mest ugunstige kombinasjonen.

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Global likevekt (Sett A)	1.2	0.9	1.5	1.5 ψ_0
Kapasitet (Sett B) 6.10a	1.35	1.0	1.5 ψ_0	1.5 ψ_0
Kapasitet (Sett B) 6.10a	1.2	1.0	1.5	1.5 ψ_0

Tabell 5.1-1 : Lastkombinasjoner Bruddgrense

Bruksgrensetilstand er knyttet opp mot utseende og funksjonsdyktigheten til en konstruksjon. Kriterier knyttes ofte til uakseptable forskyvninger og deformasjoner, men også vibrasjoner. Lastfaktorene deles inn i «karakteristisk», «ofte forekommende» og «tilnærmet permanent», vist i tabell 5.1-2. Disse tar hensyn til den reduserte sannsynligheten for at variable laster vil opptre permanent på en konstruksjon.

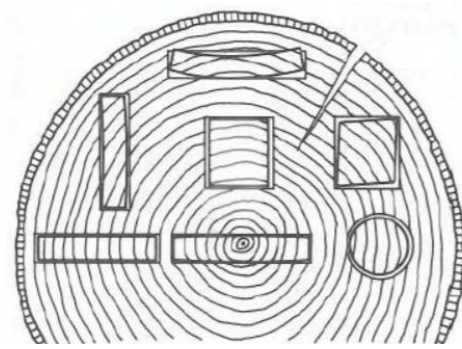
Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 ψ_0
Ofte forekommende	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_1
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2

Tabell 5.1-2 : Lastkombinasjoner Bruksgrense

Utmattingsgrensetilstand er knyttet til at konstruksjonen blir utsatt for gjentakende last som fører til brudd. Ulykkestilstand dimensjoneres ved eksempelvis jordskjelv, påkjørsel og brann.

5.1.4 Spesielle forhold for tre

Tre er et levende materiale, og vil ha en naturlig variasjon i egenskaper. Tre er et hygroskopisk materiale, noe som vil si at fuktighetsinnholdet korrelerer med omgivelsenes relative fuktighet. Figur 5.1-a illustrerer fuktinduserte bevegelser i trevirket avhengig av fiberretning. Trevirkets ortotrope egenskaper gjør at det har ulike fasthetsegenskaper i fiberretning og vinkelrett på fiberretning. [20]



Figur 5.1-a : Krymping og svelling av trevirke

Ved beregning i bruddgrense vil dimensjonerende kapasitet avhenge av de karakteristiske fasthetsegenskapene til trevirket.

$$f_d = f_k \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M}$$

Formel 1 : Dimensjonerende bæreevne

Det er ulike fasthetsegenskaper for strekk og trykk, samt egen fasthet for momentpåkjenning. Kapasitetsberegningen gjøres for hver enkeltvirkning etter formel 1 og kontrolleres deretter for eventuelle kombinerte virkninger. På grunn av trematerialet sine varierende egenskaper, vil den karakteristiske styrken settes lavere enn ved materialprøving. Justeringsfaktorer brukes derfor for å ta hensyn til trematerialets egenart. [26]

Modifikasjonsfaktoren k_{mod} tar hensyn til trevirkets varierende styrke og stivhet avhengig fuktighetsinnhold og lastens varighet. Eurokode 5 har innført tre klimaklasser for å ta hensyn til denne effekten. EC5 deler i tillegg inn i fem lastvarighetsklasser for å ta hensyn til lastvarighetens innvirkning på trevirkets fasthetsegenskaper. k_{mod} fremgår i tabell 5.1-3. Dersom en lastkombinasjon består av flere lastvarigheter, skal k_{mod} som svarer til den korteste varigheten inngå i kombinasjonen, jfr. punkt 3.1.3 (2) i EC5.

Klima - klasse	Lastvarighetsklasse				
	Permanent	Langtids	Halvårs	Korttids	Øyeblikks
1	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
2	0.6	0.7	0.8	0.9	1.1
3	0.5	0.55	0.65	0.7	0.9

Tabell 5.1-3 : Modifikasjonsfaktor k_{mod}

Høydefaktoren, k_h , brukes for å justere den reduserte sannsynligheten for virkesfeil i små tverrsnitt. Faktoren brukes for å øke kapasiteten ved bøyemoment og strekk i fiberretningen. Systemfasthetsfaktoren, k_{sys} , baseres på den reduserte sannsynligheten for at to naboelementer har samme dårlige egenskaper. Denne faktoren settes til 1.0 i videre beregninger, altså neglisjeres effekten. [26]

I bruksgrense vil deformasjon av trevirke ikke bare være avhengig av geometri, men også lastvarighet, fuktighet og temperatur. Faktoren, k_{def} , tar hensyn til betydningen av fuktigheten for krypeffektene ved langtidsdeformasjon. Faktoren bestemmes ut ifra konstruksjonens klimaklasse, som er gitt i tabell 5.1-4. [20]

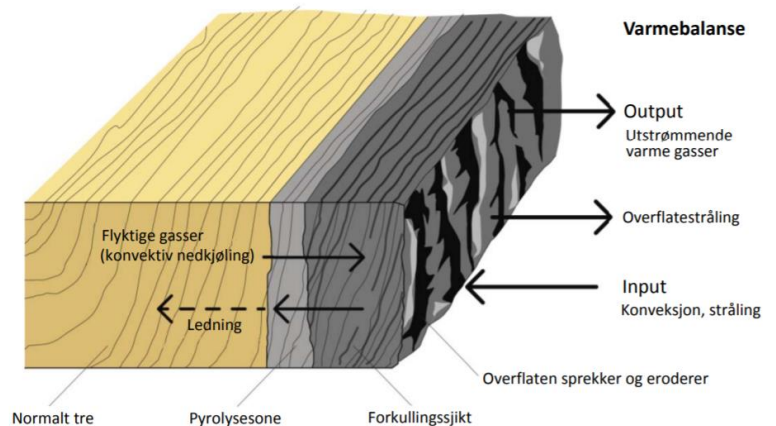
K_{def}		
Klimaklasse 1	Klimaklasse 2	Klimaklasse 3
0.6	0.8	2.0

Tabell 5.1-4 : k_{def} for limtre, konstruksjonsvirke og LVL.

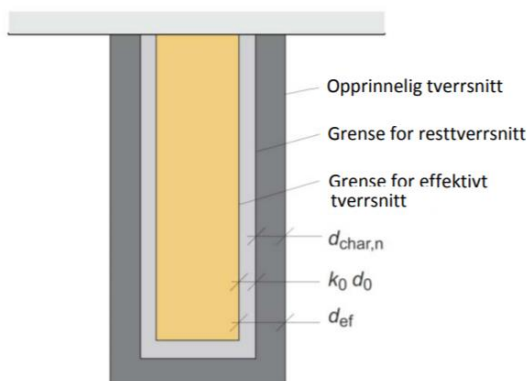
5.2 Bygningsfysiske forhold

5.2.1 Brann

Tre er et brennbart materiale, og kan miste fysiske og mekaniske egenskaper ved varmpåkjening av tilstrekkelig intensitet og varighet. [20] Materiale har derimot et forutsigbart brannforløp med en konstant forkullingshastighet.[27] Når friskt trevirke blir utsatt for varme vil kjemiske forbindelser i treet brytes ned til brennbare gasser og kull. Denne prosessen kalles pyrolyse og danner et forkullingslag på treoverflaten, se figur 5.2-a. Forkullingslaget vil beskytte bakenforliggende sjikt fordi kull har høy isolerende effekt. [28] Sjiktene bak vil ha liten temperaturøkning og bevare sine stivhets- og fasthetsegenskaper. [29]



Figur 5.2-a : Forkulling av treverk [20]



Figur 5.2-b : Effektivt tverrsnitt [20]

Branndimensjonering av tre gjøres i henhold til Eurokode 5, del 1-2 Brannteknisk dimensjonering. [30] Standarden angir tre forskjellige beregningsmetoder for brann. Metoden «effektivt tverrsnitt» legger til grunne at det gjenværende effektive tverrsnitt har full kapasitet til å opprettholde bæringen og stabiliteten til konstruksjonen. Det effektive tverrsnittet beregnes ved å trekke fra den nominelle forkullingsdybden, d_{ef} , illustrert i figur 5.2-b. [20]

Massivtre har en tett og kompakt oppbygning med god isoleringsevne. Dette gir gunstige egenskaper med tanke på brannsikkerhet. Massivtreelementer beregnes med samme nominelle forkullingshastighet som limtre, lik 0.7 mm/min. [21] For å tilfredsstillte brannkrav benyttes tilstrekkelig tykke elementer, eller ved å kle elementet med motstandsdyktig kledning som gips. Ved branndimensjonering av tre er det ofte forbindelser i metall med bærende funksjon som må sikres mot brann. [20]

Det er en usikkerhet hvordan limet mellom sjiktene i massivtreelementene reagerer på brann. Ifølge Stora Enso kan limet bli gjort mykere og føre til at deler av forkullingslaget faller av. Dette gjør at deler av tverrsnittet ikke lenger er tildekt og beskyttet av forkullingslaget. Det vil være nødvendig å gjøre en matematisk betraktning for å beregne økt forkullingshastighet til det ubeskyttede tverrsnittet, og frem til et nytt forkullingslag dannes. [31] I Calculatis kan en beregne brannkapasiteten i bruddgrense til det enkelte element ved å legge inn brannklasse og brannbeskyttelse. Branndimensjonering av massivtreelementer utføres i Calculatis, og betraktninger av limet må gjøres i videre arbeid.

TEK17 setter krav til tilfredsstillende brannsikkerhet. «Skiparviken D1» vil etter veiledningen til §11-3 falle under brannklasse 2. [25] Det vil si at konstruksjonen må opprettholde tilstrekkelig bæreevne i minimum 60 minutter ved brann, som tilsvarer brannklasse R60. Ytelseegenskapen R antas å være tilfredsstillt dersom hovedbæringen til konstruksjonen opprettholdes i den nødvendige tiden for branneksponeering.

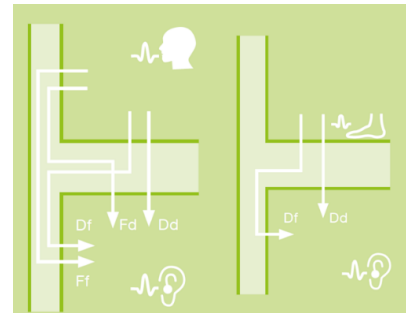
5.2.2 Lyd

Med lyd menes mekanisk bevegelsesenergi som forplanter seg i elementer som følge av trykkvariasjoner og molekylærbevegelser.[32] Trykkforandringene brer seg som svingninger og oppfattes for mennesker som lyd og vibrasjon. Massivtre er et lett materiale i forhold til betong og stål, og det vil derfor være enklere å sette elementene i svingninger. Det må utarbeides egne løsninger for å hindre forstyrrende støy. [33]

Luftlyd er bølger som sprer seg i rommet. Når disse bølgene treffer en konstruksjonsdel, vil den utsettes for svingninger. For massive bygninger er det særlig trinnlyd som må tas hensyn til ved byggakustikk. Trinnlyd forårsakes av gange, dunking eller annen strukturbåren lyd.

Luftlyd eller strukturbåren lyd overføres på to ulike måter, direkte transmisjon eller flanketransmisjon.

Direktetransmisjon overfører lyden direkte gjennom en skillekonstruksjonen, mens flanketransmisjon vil overføre lyd via tilstøtende bygningsdeler, se figur 5.2-c. [33]



Figur 5.2-c : Overføring av luftlyd og stukturbåren lyd ved direkte transmisjon og flanketransmisjon

Lydkrav	
	Klasse C
Luftlydisolasjon	>55 dB
Trinnlydisolasjon	< 53 dB

Tabell 5.2-1 : Lydkrav mellom boeheter, feltmål

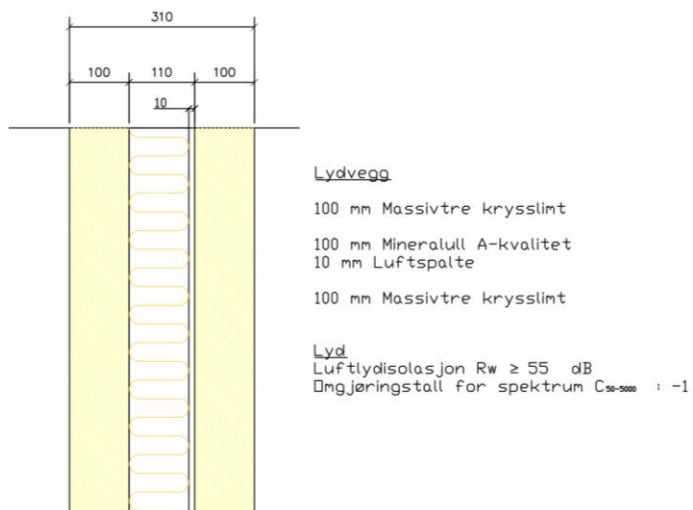
TEK17 setter krav til lyd og vibrasjoner i en bygning for å beskytte brukeren mot vesentlige plager fra støy og vibrasjon. Kravene oppfylles ved å tilfredsstille lydklasse C i NS 8175, jfr. §13-6 i TEK17. [25] Lydkrav mellom boeheter for luftlyd og trinnlyd er gitt i punkt 7.1 og 7.2, vist i tabell 5.2.1. [34]

«Skiparviken D1» ligger i et støybelastet område der hovedkilden er støy fra motorveien Fritz C. Riebers vei. Det er nødvendig med gode løsninger for å gi beboerne gode trivselsforhold. Multiconsult har en egen konsulent som ivaretar akustikk for leilighetsbyggene, i tillegg blir det satt støyskjermer mot motorveien.

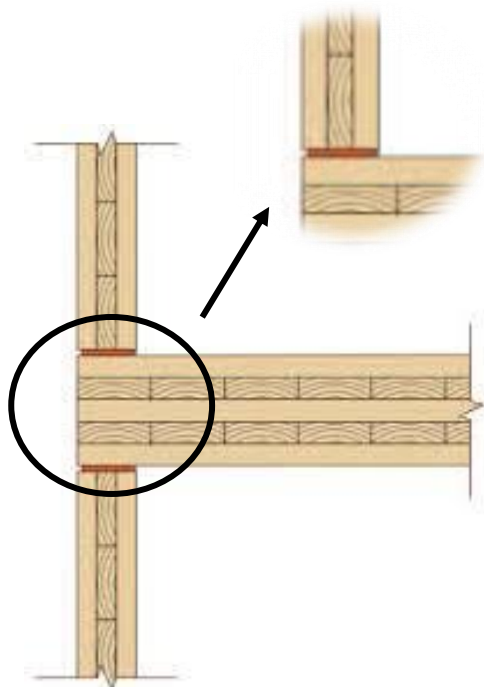
For lydisolering brukes preaksepterte løsninger utviklet av Norsk Treteknisk Institutt. De preaksepterte løsningene er laboratorietestet i henhold til lydkrav etter klasse C og godkjent etter teknisk forskrift. Det er sett på krav til lyd som en veiledning, og det vil være nødvendig å ha en ekstern konsulent for å ivareta kravene.

Lydisolering av innervegger

For leilighetsskillende vegger settes det krav til lydisolasjon. Lydveggen gitt i figur 5.2-d brukes som bærende innervegger. Lydveggen er en dobbelveggkonstruksjon som kan oppnå høy lydisolering fordi luftspalten bryter flanketransmisjon.



Figur 5.2-d : Lydvegg [35]

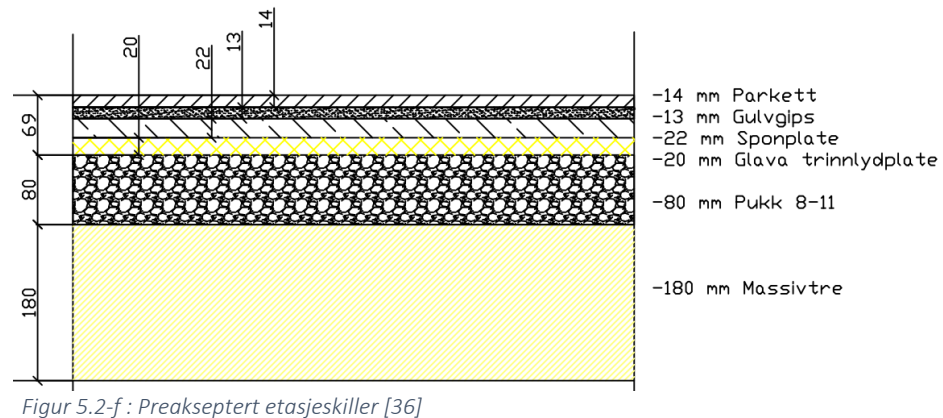


Sammenkobling mellom etasjeskiller og vegger er en utfordring. Med tanke på lydtekniske hensyn er det ønskelig med lite kontaktflate og isolerende deler. Det statiske systemet trenger derimot en stiv og sterk forbindelse. [33] For å tilfredstille lydtekniske krav, samtidig få en sterk forbindelse, er det lagt inn sylomer i over- og underkant mot etasjeskilleren. Illustrert på figur 5.2-e. Sylomer er et gummiaktig stoff som virker lyddempende.

Figur 5.2-e : Sylomer mellom vegg og etasjeskiller

Lydisolering av etasjeskillere

Massivtredekker må utføres som en sammensatt bygningsdel, se figur 5.3-g. Et pukklag legges inn som tiltak på oversiden. Laget øker tyngden og massen til elementet. Dette gir bedre trinnlydisolasjon i de lavfrekvente områdene fordi det fører til mindre vibrasjoner og lavere lydutstråling. [33]



Figur 5.2-f: Preakseptert etasjeskiller [36]

Lydisolering av yttervegger

For yttervegger vil det som regel ikke være et problem med lyd, men fordi konstruksjonen ligger nære en motorvei vil det utarbeides egne tiltak for å overholde kravene. Disse tiltakene må vurderes av egne konsulenter.

5.2.3 Vibrasjon

Lavfrekvente svingninger vil oppfattes av mennesker som rystelser eller vibrasjoner. Vibrasjon kommer ofte fra dynamiske belastninger direkte på overflaten. De vanligste kildene til vibrasjon er menneskelig aktivitet, tekniske installasjoner og ytre krefter. Etasjeskillere er utsatt for vibrasjon, men svingninger kan også forplantes i andre deler av konstruksjonen. Konsekvenser av vibrasjoner i bygg relateres i de fleste tilfeller til menneskelige plager. Bygninger med bruksformål til dans, rytmisk gymnastikk og nattklubber kan i tillegg være utsatt for utmatting og redusert styrke. [37]

Vibrasjonsamplituden avhenger av elementets masse, stivhet og om det er demping i gulvsystemet. [37] Massivtreelementer er et lett og mykt materiale. Vibrasjon bør derfor identifisere og planlegges tidlig i prosjekteringsfasen.

Ved lave vibrasjoner kan svingningene sammenfalle med eksempelvis gangfrekvens, og oppleves som sjenerende. Mennesker opplever vibrasjon som ubehagelig ved 8 Hz. Komfortkriteriet til vibrasjon er derfor satt til 8 Hz i Eurokode 5. Kravet gjelder primært for trebjelkelag, men brukes foreløpig som grunnlag for dimensjonering av massivtredekker. [38]

5.3 Belastning

Å identifisere og kartlegge de ulike lastene som virker på en konstruksjon er en grunnleggende del av dimensjoneringen. En bygning vil bli påkjent av ulike laster avhengig av bygningens bruksformål og naturlige påkjenninger som følge av beliggenhet.

5.3.1 Nyttelast

Nyttelast er gitt av NS-EN 1991-1-1 Allmenne laster – Tetthet, egenvekt, nyttelast i bygninger. [23] «Skiparviken D1» skal benyttes som bolig, og vil falle under brukskategori A. Nyttelast for de ulike bygningsdelene er vist i tabell 5.3-1.

Nyttelast Skiparviken D1		
Belastet området	Kategori	q_k
Nyttelast i leiligheter	A	2.0 kN/m ²
Nyttelast på balkonger	A	4.0 kN/m ²
Nyttelast i trapper	A	3.0 kN/m ²
Nyttelast på tak	H	0.75 kN/m ²
Nyttelast i parkeringskjeller	F	2.5 kN/m ²

Tabell 5.3-1 : Nyttelast

Ved bygninger med mer enn to etasjer følger en etasjereduksjonsfaktor for nyttelast gitt i NA.6.3.1.2 (11). Reduksjonsfaktoren tar hensyn til at det er liten sannsynlighet for å ha full nyttelast i alle etasjene samtidig. Denne benyttes ved beregning av fundament og de nederste vegger og søyler, da disse må bære nyttelasten fra alle etasjene over. Det er valgt å se bort fra denne faktoren i videre utregninger.

5.3.2 Egenlast

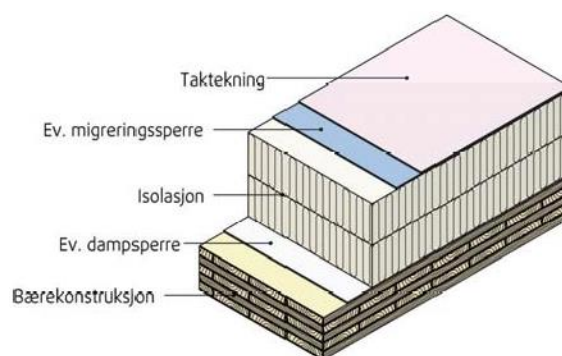
For egenvekt av ulike konstruksjonsdeler er det tatt utgangspunkt i SINTEF Byggforsk sine anbefalinger under byggdetaljblad «Egenlast for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler» [39].

Egenvekten til et massivtreelement vil variere med oppbygningen til hvert enkelt element. Det er tatt utgangspunkt i oppbygning gitt i kapittel 5.2.2 Lyd. For oppbygning av tak benyttes anbefalinger gitt av SINTEF Byggforsk. Programvaren Calculatis bruker massivtreelementer levert av leverandøren Stora Enso, og det er brukt i disse videre. [32]

Tak

For vurdering av tak er det tatt utgangspunkt i SINTEF Byggforsk «Tak basert på massivtreelementer». Ved bygging med massivtretak skilles det mellom kompakte tak eller luftet tak. Et kompakt tak vil bestå ett eller flere lag som ligger så tett sammen som praktisk mulig. [39] Disse er ikke luftet under tekning, og har som hovedregel innvendige avløp for regn og smeltevann.[40] Figur 5.3-a viser oppbygning av kompakt tak.

For «Skiparviken D1» vil kompakt tak være en gunstig løsning fordi lufting på store takflater er vanskelig å få til. Bergen er spesielt utsatt for slagregn og et kompakt tak vil sikre konstruksjonen mot fukt. [40]



Figur 5.3-a – Oppbygging av kompakt tak [40]

For tak er det valgt en tykkelse på 200 mm. Som isolasjon velges 250 mm trykkfast mineralull og asfaltbelegg som taktekning. Tabell 5.3-2 viser en total egenvekt på 1,4 kN/m².

Egenvekt massivtre tak		
Material	Tykkelse	Egenvekt
Massivtreelement	200 mm	1,0 kN/m ²
Isolasjon og asfaltbelegg	250 mm	0,4 kN/m ²
	Total	1,4 kN/m²

Tabell 5.3-2 : Egenvekt Tak

Etasjeskillere

Oppbygningen av etasjeskillere er basert på lydgulvet i kapittel 5.2.2 Lyd, figur 5.2-g. Det er tatt utgangspunkt i en elementtykkelse på 240 mm. Egenvekten av etasjeskillerne økes betraktelig på grunn av pukklag som legges inn som lydisolering. I tillegg vil en ekstra egenvekt for lettvegger på 0,5 kN/m² benyttes. Total egenvekt for etasjeskillere fremgår i tabell 5.3-3.

Egenvekt etasjeskillere			
Material	Tykkelse	Tyngdetetthet	Egenvekt
Laminert parkett	14 /15 mm	-	0.08 kN/m ²
Gulvgips	13 mm	9,0 kN/m ³	0.12 kN/m ²
Sponplate	22 mm	7,0 kN/m ³	0.15 kN/m ²
Trinnlydsplate glassull	20 mm	1,2 kN/m ³	0.02 kN/m ²
Pukk 8-11 ^[41]	80 mm	14,7 kN/m ³	1.18 kN/m ²
Massivtreelementer	240 mm	5,0 kN/m ³	1.2 kN/m ²
Diverse	-	-	0.5 kN/m ²
Total			3.25 kN/m²

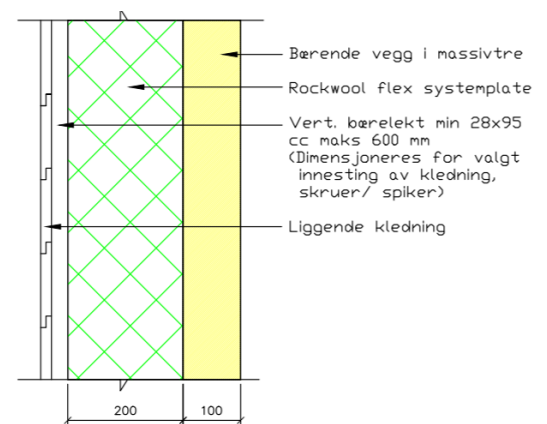
Tabell 5.3-3 : Egenvekt etasjskiller

Yttervegger

Oppbygning av ytterveggene er gitt i figur 5.3-b. Det tas utgangspunkt i elementtykkelse på 140 mm. Det er valgt en tykkere vegg enn det som er veiledende fra Treteknisk på grunn av utsparinger. Egenvekt er gitt i tabell 5.3-4.

Egenvekt yttervegger massivtre		
Material	Tykkelse	Egenvekt
Massivtre	140mm	0,7 kN/m ²
Isolasjon, vinsperre og kledning	200mm	0,3 kN/m ²
Total		1.0 kN/m²

Tabell 5.3-4 : Egenvekt yttervegg



Figur 5.3-b – Oppbygning yttervegg [42]

Innervegger

Som bærende innervegger brukes lydvegger, gitt i kapittel 5.2.2 Lyd, figur 5.2-g. Veggene er bygd opp av to uavhengige massivtreelementer med 10 mm luftrom og 100 mm isolasjon i mellom. Total egenvekt for innervegger er vist i tabell 5.3-5.

Egenvekt innervegg massivtre			
Material	Tykkelse	Tyngdetetthet	Egenvekt
Massivtre	2x100 mm	5,0 kN/m ³	1,0 kN/m ²
Isoalsjon, glassull	100 mm	0,2 kN/m ³	0,02 kN/m ²
Total			1,02 kN/m²

Tabell 5.3-5 : Egenvekt innervegg

Bjelker og søyler

For bjelker og søyler benyttes limtre som konstruksjonsmateriale. Densiteten for limtre av type GL32 c er gitt av Limtreboka til 400 kg/m³. [20] I videre utregninger vil det benyttes egenvekt gitt av ISY G-prog.

Oppsummering av egenvekt:

Egenvekt		
	Tykkelse	Egenvekt
Tak	490 mm	1,4 kN/m ²
Etasjeskiller	406 mm	3,25 kN/m ²
Yttervegger massivtre	340 mm	1,0 kN/m ²
Innervegger massivtre	313 mm	1,02 kN/m ²

Tabell 5.3-6 : Oppsummering av egenvekt

5.3.3 Snølast

Ved beregning av snølast er det tatt utgangspunkt i Eurokode 1; NS-EN 1991-1-3 Allmenne laster – Snølast. [43] Snølast varierer hvor man befinner seg i landet, høyde over bakken, geometri på tak og eventuelle nærliggende bygninger. Snølast er gitt ved formel 2. Ved beregning av snølast blir det tatt utgangspunkt i karakteristisk snølast på mark.

Den karakteristiske snølasten er gitt for hver enkelt kommune opp til høydegrensen, Hg. Siden Bergen kommune er en kystkommune vil høydegrensen settes

$$S := S_{k0} \cdot \mu_1 \cdot C_t \cdot C_e$$

Formel 2 : Snølast

lik 150 meter. «Skiparviken D1» ligger 16 meter over havet, altså ikke over høydegrensen. Økning av snølasten som følge av høyden vil derfor ikke være nødvendig. Den karakteristiske snølast settes lik kommunens grunnverdi S_{k0} . For Bergen kommune er S_k satt til 2.0 kN/m².

Takets geometri og vinkel vil bestemme hvordan snøen fordeler seg på taket. «Skiparviken D1» har et flatt tak og snø vil ikke gli ned fra taket. Det er ikke anbefalt å sette formfaktoren til mindre enn lik 0,8 der snøen blir hindret i å gli ned fra tak, jfr. 5.3.2 (2).

Balkongene har en vesentlig høydeforskjell i forhold taket, og må vurderes som et nærliggende bygg. Siden disse er overbygd kreves det ikke en vurdering av fonning. Dersom balkongene ikke hadde vært overbygd må det utføres en vurdering jfr. 5.3.6.

For detaljert beregning se vedlegg 5.3.3.1 «Snølast». Den samlede snølasten for taket blir beregnet til 1.6 kN/m².

5.3.4 Vindlast

Vindlast er en variabel naturlast. Ved dimensjonering må det gjøres en betraktning av den største vindbelastningen på konstruksjonen. Denne påkjenningen avhenger av flere parameter som er gitt i Eurokode 1; NS-EN 1991-1-4 Allmenne laster - Vindlaster. [44]

Beregning av vindlast er gjort ved håndberegninger med kontroll i OS-prog.

Vindlast er avhengig av byggets plassering. Stedsvindhastighet tar utgangspunkt i basisvindhastighet, terrengruhet og terrengform. Basisvindhastigheten er gitt av formel 3 og kan settes lik referansevindhastigheten dersom det ikke fins grunnlag for justering etter NA. 4.2(2). Faktorene vurderes lik 1,0 for «Skiparviken D1», se tabell 5.3-7.

Referansevindhastigheten for Bergen kommune er lik 26 m/s som gir $v_b = 26$ m/s.

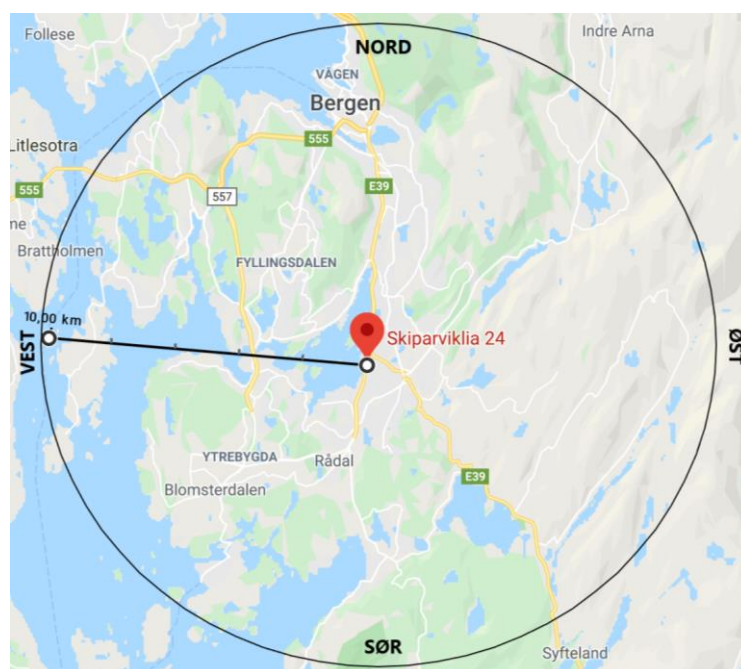
$$v_b := C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot C_{alt} \cdot v_{b,0}$$

Formel 3 : Basisvindhastigheten

Faktor	Type	Grunnlag	Verdi
C _{dir}	Retningsfaktor	Mest ugunstig vindretning fra vest	1,0
C _{season}	Årstidfaktor	Dimensjoneres for hele året	1,0
C _{alt}	Nivåfaktor	Under tregrensenivå, ingen økning	1,0
C _{prob}	Returfaktor	50 års returperiode	1,0

Tabell 5.3-7 : Justeringsfaktorer for referansevindhastigheten

Vindlast vil være avhengig av nærliggende landskap. Skiparviken ligger i et bebygd området ved Nesttun, som gir terrengruhetskategori III. Siden «Skiparviken» ligger ca. 80 meter fra Nordåsvannet gjøres en ny vurdering av terrengruhetskategorien. Nordåsvatnet er en innsjølignende arm av Grimstadfjorden.[45] Strøklengden tilsier at Nordåsvannet kan, til sikker side, betraktes som et åpent landskap, og terrengruhetskategorien settes lik I. På grunn av Nordåsvannet vil «Skiparviken D1» dermed være mest belastet for vind fra vest.



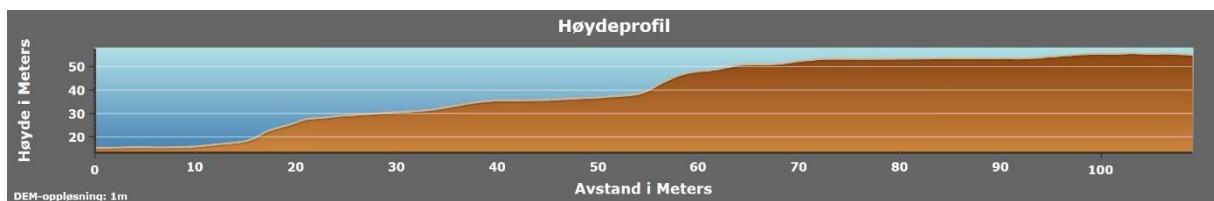
Figur 5.3-c : Kart som viser terreng innenfor 10 km

Det er mer enn 10 km til et terreng med større ruhet, og overgangsfaktoren settes lik 1.0. Se figur 5.3-c for kart.

«Skiparviken D1» ligger i et utsprengt område nær en ås som kan gi økt vind fra sør og øst. Fra øst vil vinden falle over åsen, men er skjermet av boligblokk B1, B2 og B3 som ligger bak, se figur 5.3-d. Høydeprofil fra Kartverket gir en helning på under 30 grader, vist i figur 5.3-e, og «Skiparviken D1» ligger ikke nær åsens topp. [46] Vurdering av vindtrykk som kommer over åsen fra sør og øst er derfor ikke nødvendig.



Figur 5.3-d : Oversikt Skiparviken



Figur 5.3-e : Høydeprofil hentet ut fra Høydedata, Kartverket

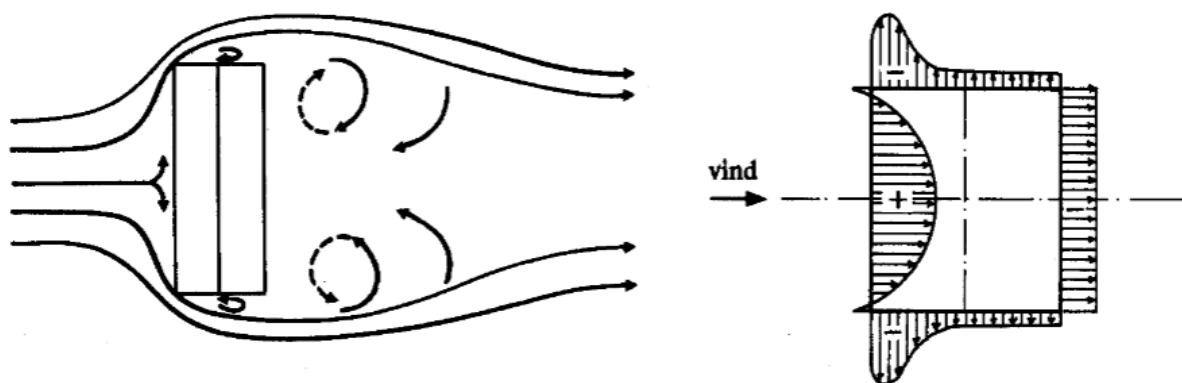
Konservativt benyttes vindkasthastighetstrykk fra vest for alle vindretninger, og eventuelle reduksjonsfaktorer ses bort ifra. Ut ifra disse vurderingene blir vindkasthastighetstrykket, q_{kast} , vurdert til 1.1 kN/m^2 . Denne verdien tilsvarer beregninger gjort i OS-prog, se figur 5.3-f.

$$q_p(z) = [1.136] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{kast}: 1,136 \text{ kN/m}^2$$

Figur 5.3-f : Beregnet vindkasthastighetstrykk

Formfaktorer

Vindtrykket er avhengig av byggets utforming. Vindstrømmen brytes ved fasaden på konstruksjonen og skaper trykkulikheter på byggets overflate. Avhengig av byggets utforming og tetthet vil ulikheten føre til trykk- eller sugkrefter. Trykkulighetene defineres av formfaktorer og kan medføre en økt vindlast. Prinsippskisse angir trykkulikheten for et rektangulært bygg er gitt i figur 5.3-g.



Figur 5.3-g : Et rektangulært bygg vil være et eksempel på lite aerodynamisk system

Dimensjonerende vindlast bestemmes ved å summere innvendig og utvendig vindtrykk.

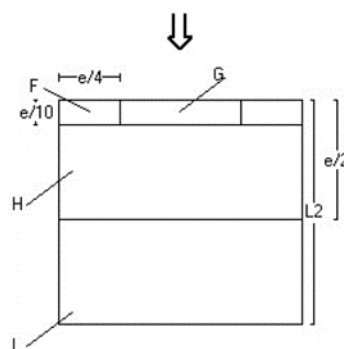
Innvendig formfaktor, C_{pi} , er avhengig av andel åpninger i konstruksjonen. Jfr. 7.2.9 merknad 2 settes innvendig overtrykk lik 0,2 og undertrykk lik 0,3 for bygninger med normale utettheter. OS-prog tar ikke hensyn til beregninger av resulterende krefter av innvendig og utvendig vindtrykk. Disse summeres manuelt ut ifra egne beregninger hvor den mest ugunstige kombinasjonen vurderes.

Tak

Utvendige formfaktorer vil angi trykkfordelingen på taket. Sonene vurderes ut ifra et flatt tak. En konservativ forenkling brukes sone F og H over hele taket for sug. På samme måte vil det være konservativt å anta sone I over hele taket for trykk. Tabell 5.3-8 viser vindlast for sonene inklusiv innvendig over- og undertrykk. Figur 5.3-h angir fordeling av soner på tak.

Vindlast på tak		
Sone	Formfaktorer	Vindkraft
F	- 1.8	- 2.4 kN/m ²
H	- 0.7	- 1.1 kN/m ²
I	+ 0.2	0.45 kN/m ²

Tabell 5.3-8 : Vindlast på tak



Figur 5.3-h: Fordelinger av soner tak

Vegger

Konstruksjonen dimensjoneres for dominerende vindlaster på byggets kortside, langside og en kombinasjon av disse, jfr. 7.2.2. Losiden belastes for trykkrefter, mens lesiden og sidevegger får sug. Tabell 5.3-9 og 5.3-10 angir vindkrefter inklusive formfaktorer for soner og innvendig over- og undertrykk for to ulike vindretninger.

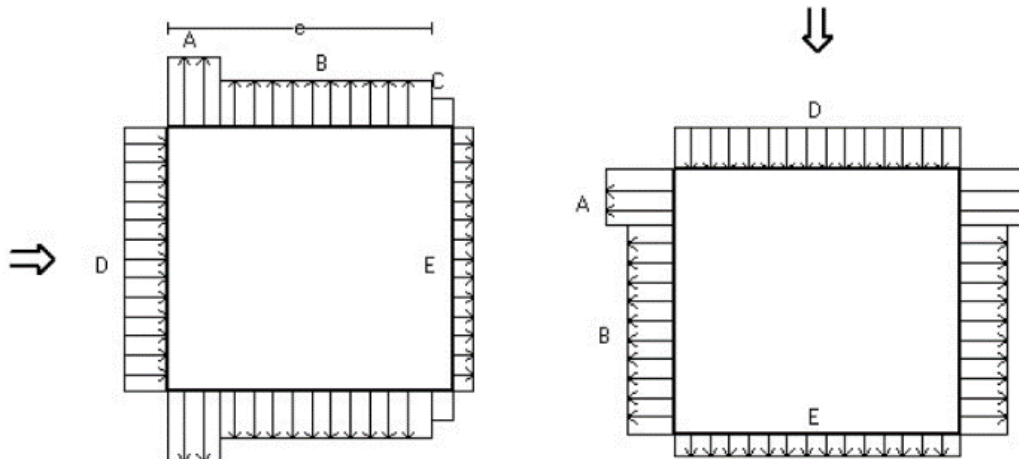
Vindlast nord		
Sone	Formfaktorer	Vindkraft
A	-1.2	-1.7 kN/m ²
B	-0.8	-1.3 kN/m ²
C	-0.5	-0.9 kN/m ²
D	0.73	1.1 kN/m ²
E	-0.37	0.7 kN/m ²

Tabell 5.3-9 : Vindlast fra Vest

Vindlast vest		
Sone	Formfaktorer	Vindkraft
A	-1.2	-1.7 kN/m ²
B	-0.8	-1.3 kN/m ²
D	0.74	1.1 kN/m ²
E	-0.38	0.8 kN/m ²

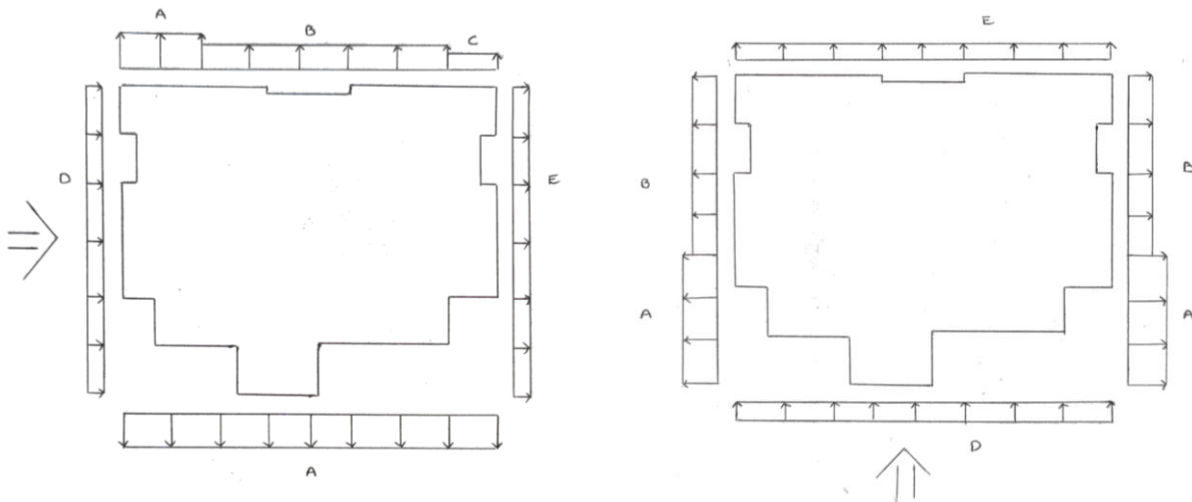
Tabell 5.3-10 : Vindlast fra Nord

Fordelingen av vindhastighetstrykk for et rektangulært bygg er beregnet i OS-prog, og er vist i figur 5.3-i.



Figur 5.3-i : Soneinndeling i OS-prog lastberegning

Bygget har en fasade med mye utspring, og kan medføre et høyere vindhastighetstrykk rundt disse stedene. Hele fasaden mot vest er derfor valgt som sone A, se figur 5.3-j. For lastvirkning på vegger benyttes sone A, B og C. Siden vinden snur, ser en at det bare er et lite areal midt på de andre fasadene som kan velges lik sone B. Til sikker side velges derfor sone A for fasaden hele veien rundt bygget. Mens for global stabilitet benyttes vindsone D og E.



Figur 5.3-j : Soneinndeling etter egne håndberegninger

På et høyere bygg kan det være variasjoner i vindtrykk langs byggets høyde, jfr. 7.2.2 (1). For alle vindretninger vil bygget ha en høyde som er mindre enn byggets bredde. Bygget deles dermed inn i kun en referanse høyde, og formprofilen til hastighetstrykket vil være likt langs hele høyden.

Reduksjon global stabilitet	
Samtidigvirkning på lo- og lesiden	Vindkraft
Langside	1.1 kN/m ²
Kortside	1.1 kN/m ²

Tabell 5.3-11 : Reduksjon av global stabilitet

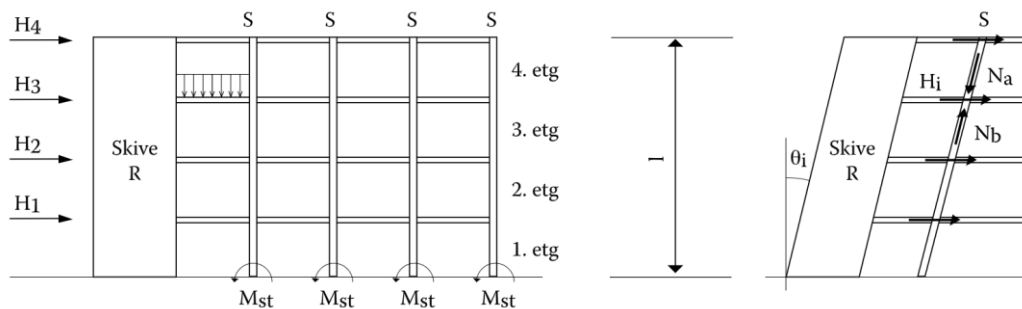
For global stabilitet benyttes en kombinasjon av vindlast på lo- og lesiden samtidig. Jfr. 7.2.2 (3) kan vindlasten reduseres ved å benytte reduksjonsfaktor, $K_{red}=0,85$ for $h/d < 1$. Siden det er en liten forskjell i vindlasten avrundes disse likt. Vindlasten er gitt i tabell 5.3-11.

For fullstendig beregning av vindlast inklusive formfaktorer er gitt i vedlegg 5.3.4.1 «Vindlast Vest», 5.3.4.2 «Vindlast Nord» og 5.3.4.3 «Vindlast OS-prog».

5.3.5 Skjevstilling

Geometrisk avvik er vanligvis helningsavvik (skjevstilling) eller utilsiktede eksentrisiteter. I en konstruksjonsanalyse skal det tas hensyn til ugunstige virkninger av mulige avvik i konstruksjonens geometri og plassering av laster. [47]

For bestemmelse av skjevstillingslaster på de vertikale skivene er det nødvendig å regne ut byggets totale tyngdebelastning. Her er det gjort en grov vurdering. Det blir tatt utgangspunkt i at helningsavviket er 0,5% av byggets totale tyngdelast. I vedlegg 5.3.5 «Skjevstillingslast» beregnes skjevstillingslasten til 25 kN for hele bygningen, som vil si at skjevstillingslasten utgjør kun 8,3 kN per etasje. Horisontalkraften som virker på de vertikale skivene, er vist i figur 5.3-k.



Figur 5.3-k : Horisontalkraft på vertikale skiver

Skjevstillingslast på horisontalskiver er ikke lik som skjevstilling for vertikalskiver. Videre er det valgt å se vekk fra horisontallaster på dekker, og det er derfor ikke utført noen beregning på dette.

5.3.6 Seismisk last

Seismisk last beregnes etter Eurokode 8; NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Ettersom at Norge er et lavseismisk område gir EC8 mulighet til å utelate påvisning av kapasitet for jordskjelv. For å falle under utelatelsen må ett av følgende kriterier i punktene nedenfor i tabell 5.3-12 oppfylles.

Utelatelseskriterier for seismisk beregning				
Kriterier	Beskrivelse	Referanse	Begrunnelse	Godkjent
1	Svært lav seismisitet	NA 3.2.1(5)P	Grunntype A Klasse II Dim. grunnakselasjon	
2	Seismisk klasse I	NA 3.2.1	Klasse II	
3	Lett trekonstruksjon		Massivtre er ikke lett konstruksjon	
4	Dimensjonerende spektrum	NA 3.2.1(5)P	Avhenger av egensvingsperiode d hentet ut fra V-skive	
5	Størrelse på krefter	Pkt. 4.4.1(2)	Avhenger av byggets egenvekt. $F_b < \text{Horisontallaster}$	

Tabell 5.3-12 : Utelatelseskriterier for seismisk beregning. Grønn representerer godkjent og rød representerer ikke godkjent.

Fullstendig utregning av kriteriene ovenfor er gjort i vedlegg 5.3.6.1 «Seismisk last med kontroll i V-skive». Grunnforholdene er gitt i kapittel 4.1 Byggegrunn, og vurderes til grunntype A da leilighetene blir plassert på bart fjell. Leilighetsbygg vil gi seismisk klasse 2. Massivtre er ikke en lett trekonstruksjon og kommer ikke under kriteriet 3. Verdier for dimensjonerende spektrum hentes ut fra V-skive og dette gir et resultat på $0,83 \text{ m/s}^2$ som ikke er innenfor kriteriet 4.

Beregninger av seismisk last, F_b , gir mindre last enn horisontallaster fra vind og skjevstilling, noe som tilsier at utelatelseskriteriet 5 oppfylles. I dette kriteriet sammenlignes skjærkraften på grunnivå fra seismiske laster med øvrige horisontallaster. [48] Egenvekt og skjevstillingslast er anslått og grovvurdert til sikker side. Tabell 5.3-13 viser laster fra håndberegninger og V-skive, se vedlegg 5.3.6.1 «Seismisk last» og 5.3.6.2 «Seismisk last V-skive». Kontroll av F_b gir et avvik på 1% mellom håndberegninger og V-skive.

Horisontallaster		
F_b håndberegninger	F_b fra V-skive	Øvrige horisontallaster
423.7 kN	428 kN	440.7 kN

Tabell 5.3-13 : Horisontallaster fra håndberegninger og V-skive

Horisontallaster fra jordskjelv i kriteriet 5 i tabell 5.3-13 er utarbeidet ved å benytte tverrkraftmetoden. Denne setter krav til byggets regularitet i plan og oppriss. Bygget tilfredsstillende ikke disse kravene og det må utarbeides mer nøyaktige beregninger (Modal respons spektrum analyse av en 3D-modell av bygget). Imidlertid viser beregningene over at horisontalkrefter fra jordskjelv er i størrelsesorden lik horisontallaster fra vind og skjevstilling.

Videre har NORSAR utarbeidet en oppdatert database for seismisk data for Norge hvor det vil være mulig å fastsette grunnakselerasjonen for et geografisk sted. Endringene i karakteristisk akselerasjon gir lavere verdier enn någjeldende verdier gitt i henhold til EC8, og kan lede til et gunstigere lastbilde ved dimensjonering mot jordskjelv. Av særlig betydning er tilfeller der en i dag havner over utelatelseskriterier, men nå er mulig å komme innenfor. [49] Dermed vil en med stor sannsynlighet komme innenfor det siste utelatelseskriteriet etter en Modal respons spektrum analyse av bygget. Med dette vurderes utelatelseskriteriet 5 som oppfylt og ser bort ifra videre vurderinger av seismisk laster.

5.3.7 Påkjøringslast

Ulykkelaster regnes etter Eurokode 1; NS-EN 1991- 1-7 Ulykkeslaster.[50] «Skiparviken D1» ligger i nærheten av motorveien Fritz C. Riebers vei. Det skal bygges en 10 meter voll mot veien. Faren for påkjørsel vurderes derfor til lav og det gjøres ingen ekstra tiltak for å sikre vertikalbæring i fasaden. I parkeringskjelleren må påkjøringslast vurderes. Oppgaven tar ikke for seg parkeringskjelleren og vil derfor ikke se nærmere på dette.

6 Dimensjonering

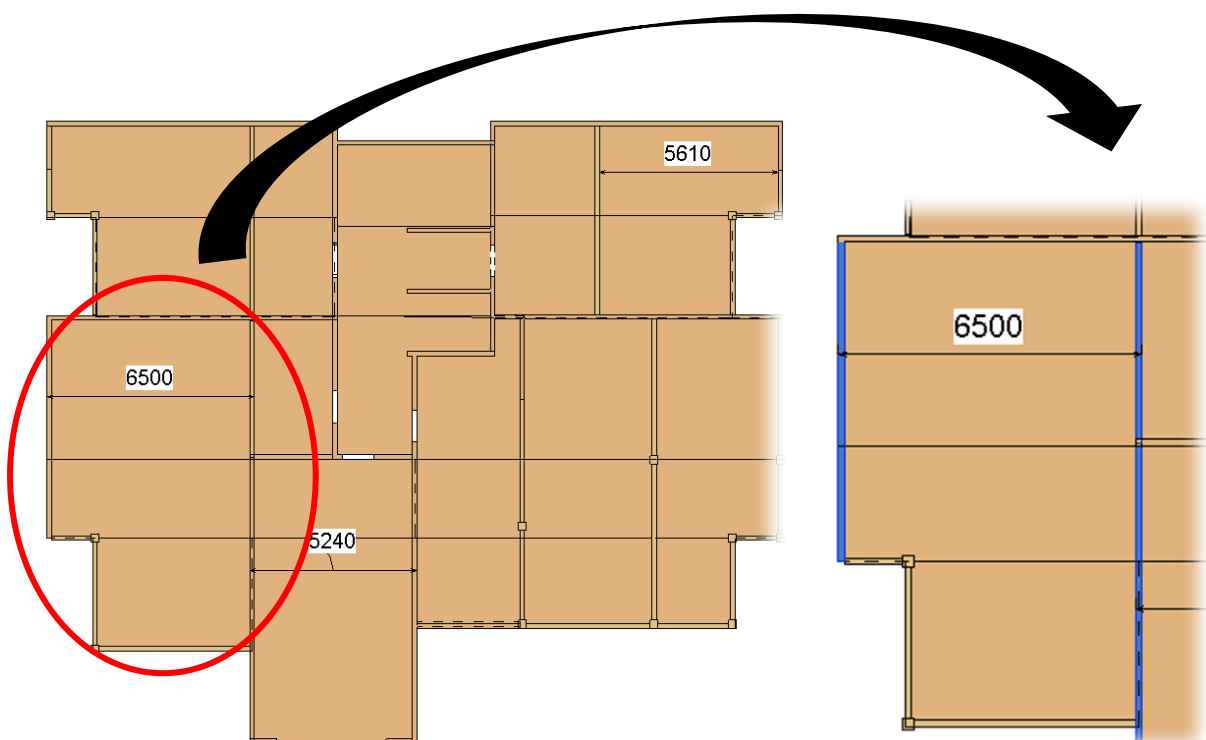
Dimensjoneringen er utført etter Eurokode 0; NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner[23], Eurokode 5; NS-EN 1995-1-1 og -2 Prosjektering av trekonstruksjoner [51] [30] og Eurokode 3; NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner[52].

6.1 Etasjeskillere

Dimensjonering av etasjeskillere ble utført i Calculatis og videre kontrollert ved håndberegninger etter Schubanalogieverfahren (skjæranalogi-metoden). Calculatis beregner kapasiteten til de krysslagte elementene etter denne tyske metoden. [32]

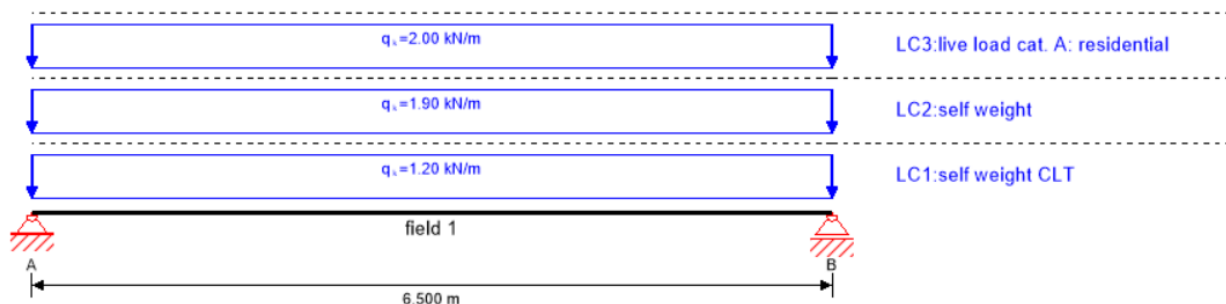
Det er tatt utgangspunkt i det preaksepererte dekket presenter i kapitel 5.2.2 Lyd. Som vist i kapitlet er dekket oppbygd av flere sjikt. Det er ikke mulig å legge inn tilsvarende antall sjikt i Calculatis. Videre beregninger er det kun tatt hensyn til den ekstra egenvekten disse lagene utgjør.

Dekkene over 1. og 2. etasje er like, hvor den største spennvidden er på 6.5 meter. Plassering av dekket er vist under på figur 6.1-a.



Figur 6.1-a : Dimensjonerende spennvidde 1. og 2 etasje

Calculatis beregner egenvekt av massivelementet selv. Det er lagt inn en ekstra egenvekt på 1.9 kN/m^2 og nyttelast for bolig på 2 kN/m^2 . Calculatis regner med jevnt fordelte laster, hvilket er avhengig av elementets lastbredde. Det ble først utført en beregning for $1,0 \text{ m}$ bredde og elementtykkelse på 240 mm . Lastene påført er vist i fig 6.1-b.



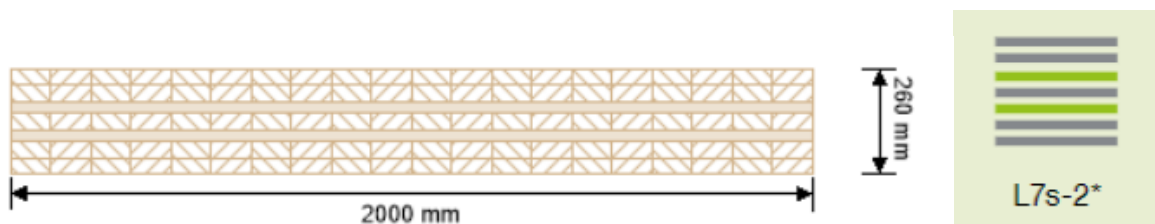
Figur 6.1-b : Lastbilde Etasjeskille Calculatis

Før dimensjoneringen i Calculatis var det nødvendig å undersøke et par av funksjonene. Under vibrasjon må det oppgis «total width». Det ble klart fra brukerstøtten til Calculatis at «total width» var rombredden, altså på tvers av spennretningen til dekket. Bredden ble satt til $2,9 \text{ meter}$ som er bredden til det minste rommet dekket spenner over. Dekket av typen CLT 240 L7s ga en utnyttelse som vist under i tabell 6.1-1.

Utnyttelse Etasjeskille				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Etasjeskille CTL 240 L7s	33%	18%	76%	193%

Tabell 6.1-1 : Utnyttelse Etasjeskille CLT 240 L7S

Utnyttelsen viser en overskridelse i kapasiteten for vibrasjon. For å forbedre utnyttelsen var det nødvendig å gjøre flere tiltak. Vibrasjon er avhengig av dekkets masse og stivhet. Ved å doble elementbredden til $2,0 \text{ meter}$ øker treghetsmoment og gjør dekke vanskeligere å sette i svingninger. I tillegg velges det et tykkere dekke med 7 lag, der de ytterste lamellene ligger i samme retning. Dette bidrar stivere dekke. Oppbygningen av valgt dekke vises i figur 6.1-c.



Figur 6.1-c : Oppbygning av CLT 260 L7s-2

Utnyttelsen av dekke fremgår i tabell 6.1-2. Detaljert utregning av dekke fra Calculatis er gitt i vedlegg 6.1.1 «Etasjeskillere CLT 260 L7s-2 Calculatis».

Utnyttelse Etasjeskille				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Etasjeskille CTL 260 L7s-2	20%	11%	43%	95%

Tabell 6.1-2 : Utnyttelse Etasjeskille CTL 260 L7s- 2

Figur 6.1-d viser utnyttelsen for vibrasjon. Standarden anbefaler et krav på over 8 Hz, altså vibrasjonsklasse 1. I figuren er kravet vist under raden «frequency criterion». Vibrasjon i valgt dekket er gitt til 8.4 Hz, og har en utnyttelse 95%.

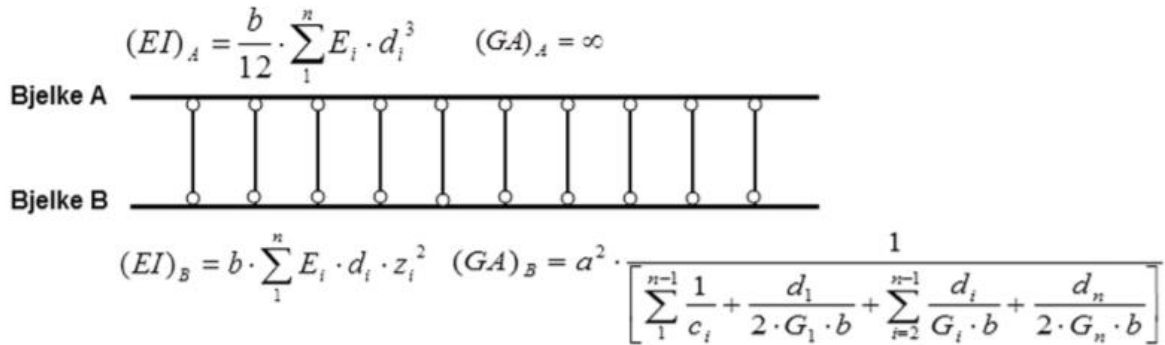
vibration analysis (95 %)					
analysis					
critereion	calc.	class I	class II	class I	class II
frequency criterion min	8.399 [Hz]	4.500 [Hz]	4.500 [Hz]	54 %	54 %
frequency criterion	8.399 [Hz]	8.000 [Hz]	6.000 [Hz]	95 %	71 %
acceleration criterion	0.040 [m/s ²]	0.050 [m/s ²]	0.100 [m/s ²]	79 %	40 %
stiffness criterion	0.059 [mm]	0.250 [mm]	0.500 [mm]	24 %	12 %

Figur 6.1-d : Vibrasjonsanalyse hentet fra Calculatis

Schubanalogieverfahren

Schubanalogieverfahren er en metode for å kontrollere styrke og stivheten til krysslagte elementer. Fordelen med denne metoden er at den tar hensyn til bidraget fra sjiktene ulike E-modul. Metoden forutsetter at det er 100% statisk samvirke mellom de limte sjiktene. Massivtreelementet betraktes som to bjelker som er forbundet med uendelig stive staver.

Bjelke A tar hensyn til treghetsmoment og bøyestivheten til hvert element, mens Bjelke B tar hensyn til arealdelen og bidraget til skjærstivheten. Momentet fordeles så etter stivheten. [38] Figur 6.1-f viser prinsipptegning av metoden.



Figur 6.1-e : Prinsipptegning av metoden med stiv forbindelse mellom bjelke A og bjelke B, med tilhørende stivhetsverdier [38]

Schubanalogieverfahren utføres ved 1,0 meter elementbredde. Full utregning er gitt i vedlegg 6.1.2 «Schubanalogieverfahren».

flexural design								
field	f _{m,k}	γ _m	k _{mod}	k _{sys,y}	f _{m,y,d}	M _{y,d}	σ _{m,y,d}	utilization
	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]	[N/mm ²]	
1	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	34.53	-3.72	22 %

Figur 6.1-f : Spenning i etasjeskille hentet fra Calculatis

$$\sigma_{max} := \sigma_{N1} + \sigma_{M1} = [3.78] \frac{N}{mm^2}$$

Figur 6.1-g : Beregnet spenning i massivdekket

Spenningen kontrollert manuelt i Mathcad vises over i figur 6.1-h. Spenningen, σ_{m,y,d}, beregnet av Calculatis fremkommer av figur 6.1-g. Verdien samsvarer med håndberegningene. Dermed brukes Calculatis videre for beregninger av massivelementer.

6.2 Tak

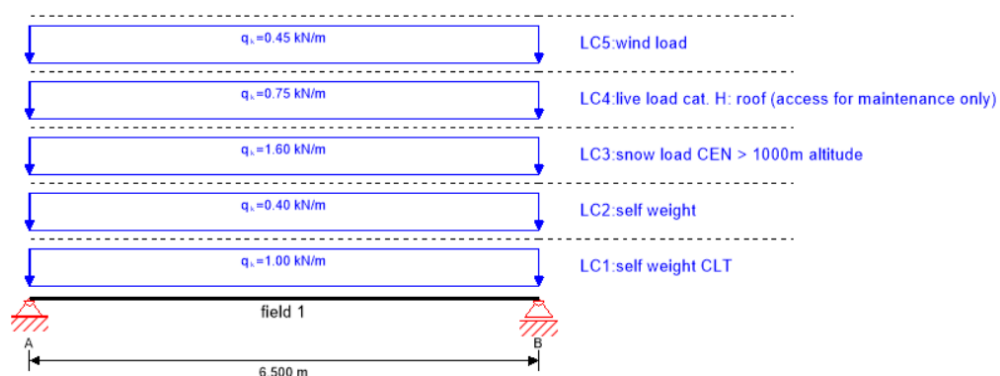
Takelementene har tilsvarende dimensjonerende spennvidde som etasjeskillere, vist i figur 6.1-a under kapittel 6.1. Laster for tak fremgår i tabell 6.2-1. For trykklaster benyttes vindsone I over hele taket.

Laster på tak	
Egenvekt av isolasjon og takteking	0,4 kN/m ²
Nyttelast tak	0.75 kN/m ²
Snølast	1,6 kN/m ²
Vind sone I	0.45 kN/m ²
Vind sone H	-1.1 kN/m ²
Vind sone F	-2.4 kN/m ²

Tabell 6.2-1 : Laster på tak

Beregninger i Calculatis

Beregningen av tak i Calculatis vil i prinsippet være lik som for etasjeskillere. Påført laster for tak er vist i figur 6.2-a.



Figur 6.2-a : Lastbildet av tak fra Calculatis

I brukermanualen til Calculatis fremgår det at vibrasjonsanalyse vanligvis ikke er nødvendig for tak. Eurokode 5, pkt. 7.3.3, omhandler vibrasjon på gulv i bolig. Det var derfor uklart hvordan vibrasjon skulle behandles angående tak. Hovedkilden til vibrasjon er direkte dynamisk kontakt med elementoverflaten. Siden taket ikke skal behandles som en takterrasse eller lignende vil det ikke foregå menneskelig aktivitet på taket. Det er ikke er en kjent problemstilling med vibrasjon på tak, og tak beregnes hovedsakelig mot nedbøying, bøyemoment og skjær. Det ble derfor ikke utført en vibrasjonsanalyse for takelementene i Calculatis.

Det ble tatt utgangspunkt i en elementbredde på 1,0 meter med en tykkelse på 200 mm. Tabell 6.2-2 gir utnyttelsen for takelement.

Utnyttelse Takelement				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Takelement CTL 200 L7s	36%	14%	95%	-

Tabell 6.2-2 : Utnyttelse takelement

Takelementet får en utnyttelse på 95% for nedbøying. Kravene til nedbøying i Calculatis kan endres manuelt. Verdiene ble i dette tilfellet satt etter anbefalinger i EC5, vist i figur 6.2-b under «limit». Dersom prosjektet krever et strengere nedbøyingkrav må det legges inn et stivere dekke.

Service limit state design (SLS) - design results (95 %)											
$w_{inst} = w[char]$					$w_{fin} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}$						
field	K_{def}	L_{ref}	limit	$w_{calc.}$	utilization	field	K_{def}	L_{ref}	limit	$w_{calc.}$	utilization
		[m]	[mm]	[mm]				[m]	[mm]	[mm]	
1	0.8	6.5	L/300 = 21.7	20.6	95 %	1	0.8	6.5	L/200 = 32.5	28.6	88 %
$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}$											
field	K_{def}	L_{ref}	limit	$w_{calc.}$	utilization						
		[m]	[mm]	[mm]							
1	0.8	6.5	L/300 = 21.7	18.0	83 %						

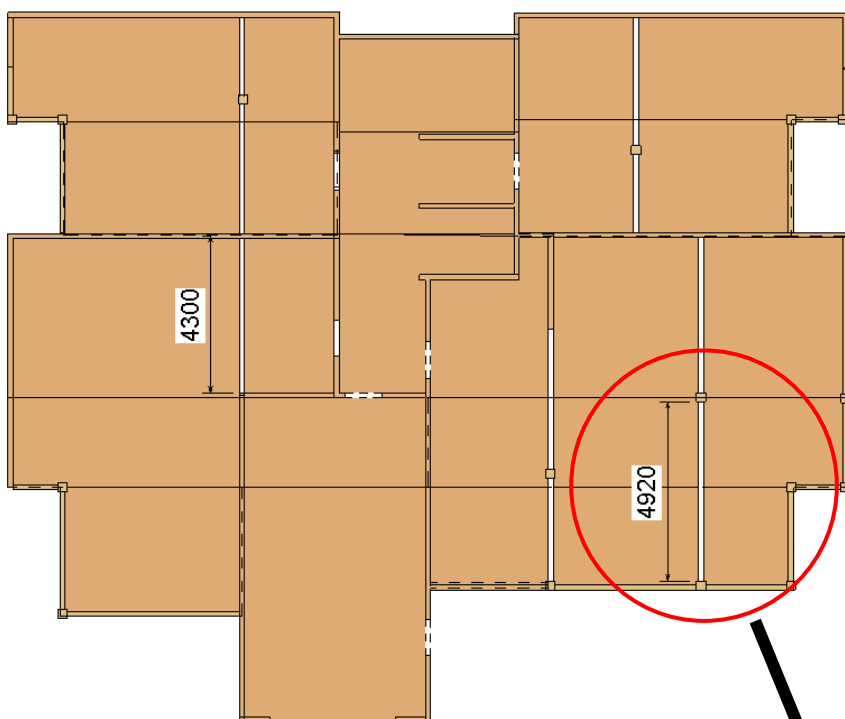
Figur 6.2-b : Nedbøying Calculatis

Taket må forankres tilstrekkelig mot sugkrefter fra vindsoner F og H. For sone F må forankringen må tåle en last på 2,3 kN/m.

6.3 Limtrebjelker

Limtrebjelker kontrolleres etter NS-EN 1995-1-1 og - 2 Prosjektering av trekonstruksjoner.

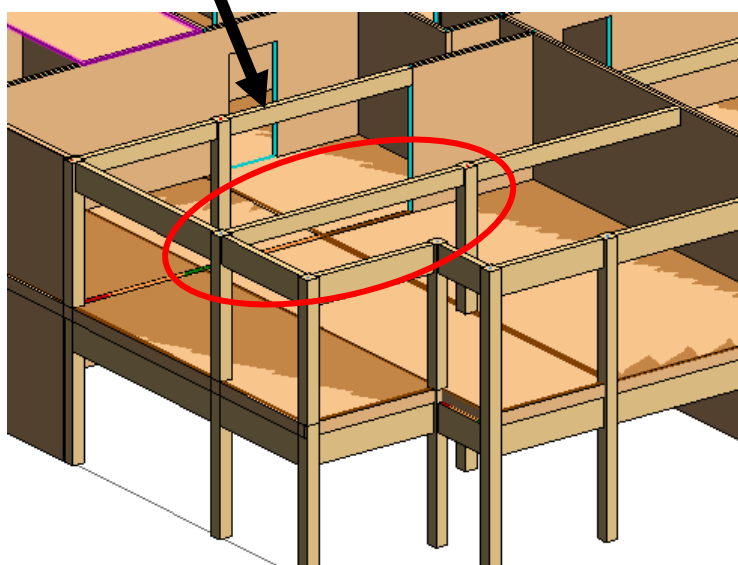
Ved dimensjonering av bjelker må en sikre at valgt tverrsnitt og fasthetsklasse har tilstrekkelig kapasitet i forhold til bøyning og skjær, samt tilfredsstillende kravet til nedbøyning og overholde R60 brannkrav. Det ble utført kontroller i Mathcad og beregninger i ISY G-prog Trebjelke.



Figur 6.3-a : Bjelker oppført i hvitt

Ved dimensjonering ble det tatt utgangspunkt i den mest belastede bjelken, altså den med størst lastbredde og lastpåkjenning. Det ble undersøkt flere aktuelle bjelker for å avgjøre hvilken som var mest belastet. Dekke over 1. og 2. etasje gir en større belastning enn laster fra tak. Den bjelken med størst påført moment er vist i figur 6.3-a og figur 6.3-b.

Det ble tatt utgangspunkt i mulige tverrsnitt fra limtreleverandøren Moelven som kan legge inn direkte i ISY G-prog. Limtrehåndboka gir et overslag av nødvendig tverrsnittshøyde for enfeltbjelke. En spennvidde på 4,9 meter ga en tverrsnittshøyde på 350mm. [20] Den aktuelle bjelken hadde mer laster enn angitt, og det ble tatt utgangspunkt i dimensjoner på 140x405mm. [53]



Figur 6.3-b : Dimensjonerende bjelke

Bjelkene skal festes inn på søyler og er valgt å ikke regnes kontinuerlig. Dette gir fordeler i form av at en ikke får støttemoment og en lavere last i den midterste søylen. Igjen ville en kontinuerlig bjelke få mindre forskyvninger i felt.

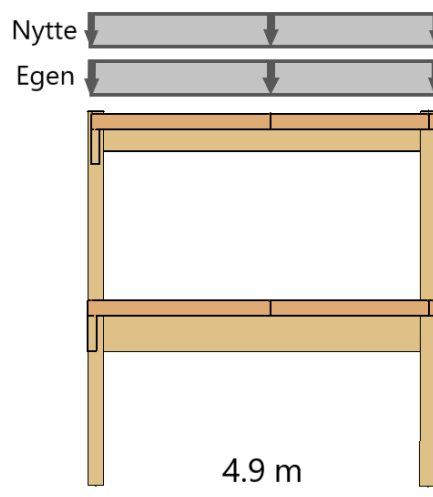
Beregninger i Mathcad

Bjelkens lastbredde er 4 meter. Den jevnt fordelte lasten på bjelken er vist i tabell 6.3-1.

Bjelken regnes som fritt opplagt og illustrert med laster i figur 6.3-c.

Jevnt fordelt last på bjelke	
Egenvekt fra tak	13.1 kN/m
Nyttelast tak	8.0 kN/m

Tabell 6.3-1 : Last på bjelke i 1. og 2. egt



Figur 6.3-c : Fritt opplagt bjelke med påført laster

Det ble utført en vurdering av de ulike lastkombinasjonene for å finne den mest ugunstige. For bjelken var det kombinasjonen med nyttelast, altså halvtårslasten med k_{mod} lik 0.8 som var dimensjonerende.

Tverrsnittet 140x405mm ble undersøkt for bøyning og skjær. Det ble ikke gjort en vurdering av vipping da bjelken er kontinuerlig sideveis fastholdt i overkant fra takelementene. Det antas ingen ytterlige behov for avstivning ved opplegg (gaffellagring).

Nedbøyningen av bjelken vurderes for to tilfeller, en reverserbar øyeblikkelig nedbøyning og langtidsnedbøyning som skyldes kryp. Kravet ble satt lik anbefalinger etter EC5 til $L/300$. Dette ga en tillatt nedbøyning på 16,4mm for den aktuelle bjelken. Den øyeblikkelig nedbøyning ble beregnet til 15,5 mm, etter karakteristisk kombinasjon gitt i NS-EN 1990 6.5.3(2)a).

Langtidsnedbøyningen regnes med kvasi-permanente verdier til den variable lasten. Permanente laster undersøkes for krypeffekter ved å multiplisere øyeblikkelig nedbøyning med en faktor, k_{def} . Dette ga en nedbøyning på 22,4 mm. Siden langtidsnedbøyningen ikke var innenfor kravet ble tverrsnittshøyden økt til 450mm for å få et stivere tverrsnitt. Dette reduserte langtidsnedbøyningen til 16,3 mm, og ga en utnyttelse på 99% for nedbøyning.

Utnyttelsen av de to bjelkene er gitt i tabell 6.3.2.

Utnyttelse bjelke		
	140x405mm	140x 450mm
Moment	95%	78%
Skjær	93%	84%
Øyeblikksnedbøyning	15.5 mm	11.3 mm
Langtidsnedbøyning	22.4 mm	16.3 mm

Tabell 6.3-2 : Utnyttelse av to testede bjelker

Dersom forholdet mellom bjelkens lengde og tverrsnittshøyde er mindre enn en faktor på 10, bør bidraget fra skjærdeformasjon tas med i nedbøyningsberegningen. For den aktuelle bjelken vil forholdet være på en faktor lik 11, og skjærdeformasjonen kan neglisjeres. [20]

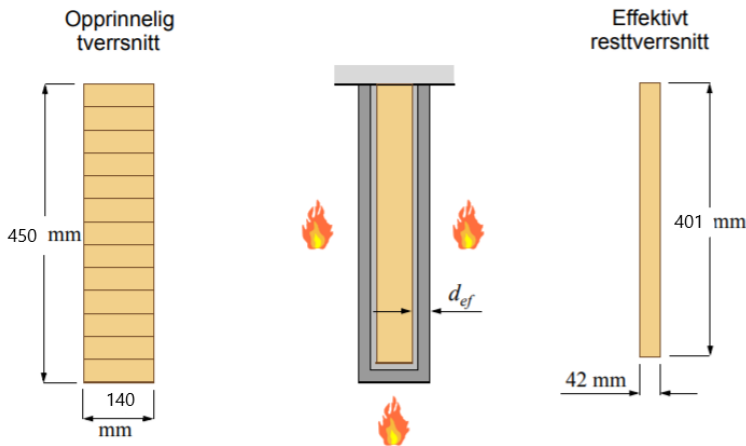
Ved usymmetrisk belastning på etasjeskillere kan det oppstå torsjonsmoment i bjelken. Ved plassering av nyttelast på den lengste lastbredden, ble utnyttelsen for torsjon funnet til 21 %.

Branndimensjonering av trekonstruksjoner blir utført etter NS 1995-1-2. Etter punkt 2.4.1 skal betingelsene gitt av formel 4 verifiseres.

Branndimensjoneringen ble gjort etter metoden «effektivt tverrsnitt», som er beskrevet i kapittel 5.2.1 Brann. Lastvirkningen i en konstruksjon som utsettes for et brannforløp beregnes etter lastkombinasjon for ulykkesituasjon etter NS-EN 1990. 60 minutters brannforløp ga en effektiv forkullingsdybde på 49mm og effektivt tverrsnitt av bjelken er vist til høyre i figur 6.3-d.

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}$$

Formel 4 : Betingelser for
brannkapasitet



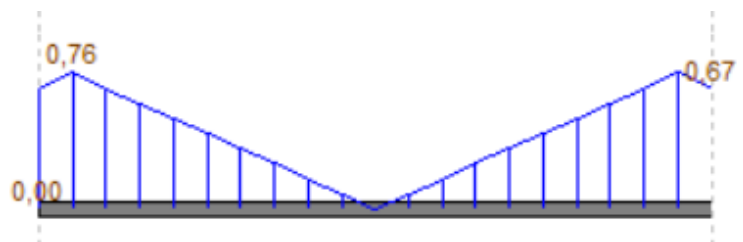
Figur 6.3-d : Brannforløp til limtrebjelke 140x450 mm [20]

Ny bøye- og skjærkontroll med hensyn på effektivt tverrsnitt viste en utnyttelse på 114% for moment. Dette vil si at bjelken ikke har tilstrekkelig bæreevne ved 60 minutters brann. Siden det ikke er ønskelig å øke tverrsnittet ytterligere må overflaten brannbeskyttes, med eksempelvis gips eller maling.

Fullstendig dimensjonering av limtrebjelke er gitt i vedlegg 6.3.1 «Limtrebjelke 1. og 2. egt»

ISY G-prog Trebjelke

Kontrollen i ISY G-prog viste et avvik i skjærkapasiteten sammenlignet med håndberegningene. Beregningene i Mathcad ga en skjærkapasiteten ved opplegg på 84%. Programmet viste en



Figur 6.3-e : Utnyttelse for skjær hentet fra ISY G-prog

maksimal utnyttelse for skjær på 76%, og en utnyttelse ved opplegg på 67%, vist i figur 6.3-e.

Grunnen til at ISY G-prog får en lavere utnyttelse på opplegg er at den ikke tar hensyn til reduksjonsfaktor k_{cr} da det ikke vil være noe moment ved opplegg. Ved å multiplisere utnyttelsen på 84% fra håndberegningen med reduksjonsfaktoren lik 0,8, blir kapasiteten tilsvarende ved opplegg. Etter pkt. 6.1.7 (3) i EC5 kan man regne skjærkraft en lengde, tilsvarende høyden av bjelken, ut fra opplegg. ISY G-prog benytter en avstand på 250 mm ut fra opplegg og får derfor en lavere maksimal utnyttelse for skjær. Utnyttelse fra håndberegninger og ISY G-prog er gitt under i tabell 6.3-3.

Utnyttelse bjelke 140x450mm		
	Håndberegninger	ISY G-prog
Moment	78%	78%
Skjær	84%	76%
Øyeblikksnedbøying	11.3mm	11.4mm
Langtidsnedbøying	16.3mm	16.4mm

Tabell 6.3-3 : Utnyttelse av bjelke fra håndberegninger og ISY G-prog

Innfestningen av forbindelsen vil redusere bjelkens effektive tverrsnitt ved opplager, og må kontrolleres etter pkt. 5.2(3) i EC5. Utnyttelsen ved opplegg er gitt til 67%, altså kan forbindelsen redusere tverrsnittetsarealet med omkring 30% og fremdeles ha tilstrekkelig kapasitet. Det blir ikke gjort beregninger for innfestningen. En overordnet vurdering av forbindelse mellom bjelke og søyle blir tatt for seg i kapittel 6.8.1 Forbindelse mellom bjelke og søyle.

Takbjelke

Belastningen fra taket er mindre enn fra etasjeskillere. Med utgangspunkt i tilsvarende bjelke gitt i figur 6.3-b, ble det gjort en vurdering om det var mulig å redusere bjelkehøyden. Det måtte gjøres en utfyllende vurdering av k_{mod} for bjelkene, da den hadde betydelig flere lastkombinasjoner enn bjelken i 1. og 2. etasje. Det var snølast, altså kortidslasten, som ble dimensjonerende.

Siden nedbøyningen var det avgjørende for valg av tverrsnittshøyde for bjelkene, ble dette undersøkt først. Ved prøve- og feilemetoden, kunne tverrsnittet reduseres til 140x405mm. Utnyttelsene er gitt i tabellen 6.3-4.

Utnyttelse takbjelke 140x405 mm	
Moment	54%
Skjær ved opplegg	52%
Øyeblikksnedbøying	11.3mm
Langtidsnedbøying	14.8mm

Tabell 6.3-4 : Utnyttelse takbjelke

Vindlast fra sone F og H vil føre til sug og eventuelt løft på tak. Bjelken vil i dette tilfellet ikke lenger være avstivet mot vipping. Ved å vurdere sug på tak fra sone F over hele taket, mot

egenvekten til massivtredekket, gir dette en jevnt fordelt last på 8,7 kN/m. Dette gir en utnyttelse for moment på 30%, og faren for vipping anses som lav.

Fullstendig utregning av bjelken er gitt i vedlegg 6.3.2 «Takbjelke 140x405mm».

6.4 Stålbjelker

Egenskapene til stål gjør at det er ønskelig å se på dette som et alternativ til tre. Beregninger er basert på samme belastede bjelke som i kapittel 6.3 Limtrebjelker, vist i figur 6.3-b. Bjelken dimensjoneres i ISY-design Stålbjelke og videre kontrollert i Mathcad. Stålbjelken ble beregnet med grunnlag i NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner.

Det er tatt utgangspunkt i stålbjelker av typen hatteprofil, vist i figur 6.4-a. Bjelken bygges inn i dekket og har en gunstig temperaturutvikling ved brann. Bjelken vil være vridningsstiv på grunn av sin firkantede utforming. [54] Videre blir det tatt utgangspunkt i hatteprofiltypen THP, da dette tverrsnittet kan legges direkte inn i ISY design.

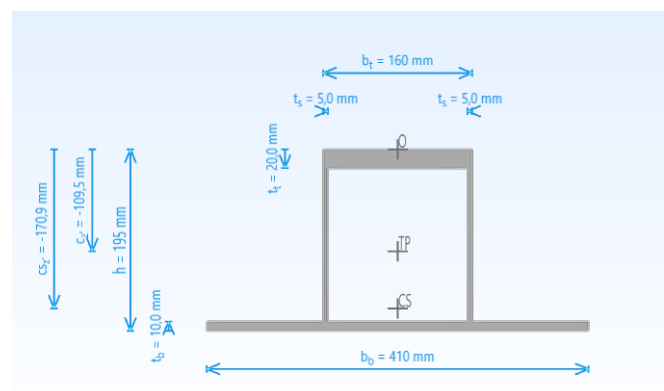


Figur 6.4-a : Hatteprofil bygd inn betongdekke

Beregninger i ISY-design Stålbjelke

ISY-design Stålbjelke er et verktøy som dimensjonerer og kontrollerer stålbjelker etter norsk standard. I programmet legges inn tverrsnitt, oppleggsdetaljer, samt spennvidde og lastkombinasjoner.

Programmet har en funksjon kalt «optimalt tverrsnitt», altså programmet beregner det mest gunstige tverrsnitt. For gjeldende lastbilde ble tverrsnittet dimensjonert til typen THP 185x4-150x20-410x10, vist i figur 6.4-b.



Figur 6.4-b : Hatteprofil THP 185x4-150x20-410x10

Det ble valgt å sette nedbøyingskravet likt som ved limtrebjelkene, $L/300$. Nedbøying ble i dette tilfellet dimensjonerende. Utnyttelsen ble gitt som vist under i figur 6.4-c. Sammendrag fra beregninger er gitt i vedlegg 6.4.1 «Stålbjelker sammendrag ISY-design»

Id	Tverrsnittsklasse	Spenningskontroll				Global stabilitet	Forskyvning
		$x_{Utnyttelse}$ [mm]	Utnyttelse	Utn_M	$Utn_{V+V,b}$	Utn_{LT}	$Utn_{\delta,z}$
1	1	2 460	✔ 0,36	✔ 0,36	✔ 0,18	-	✔ 0,75

Figur 6.4-c : Utnyttelse gitt av ISY-Design for hatteprofil

Kontroll i Mathcad

Det ble gjort en manuell kontroll av stålbjelken i Mathcad av moment og skjær, samt tverrsnittsklasse og nedbøying. Arealtreghetsmomentet om lokal y-akse for tverrsnittet ble beregnet og sammenlignet mot verdiene gitt av ISY-design.

Ståltverrsnitt blir delt inn i en av fire tverrsnittsklasser, avhengig av forholdet mellom bredde og tykkelse på de ulike tverrsnittsdelenene. Kontroll av profilets tverrsnittsklasse blir utført etter tabell 5.2 i EC3. Det ble gjort en kontroll av steg i bøyning og toppflens i trykk. Begge ga tverrsnittsklasse 1 og er brukt for videre beregning. Ved tverrsnittsklasse 1 tillates plastisk beregning, tverrsnittet kan altså plastifiseres før det går til brudd.

Bjelken festes inn på søylene og går ikke kontinuerlig over støtte, likt som for limtrebjelken. Dermed vil aldri den utstikkende bunnflensen komme i trykk. Dersom bjelken hadde vært kontinuerlig over søylene, ville den utstikkende bunnflensen havnet i tverrsnittsklasse 4, og en vurdering av plateknekking hadde vært nødvendig.

Videre ble skjær og moment kontrollert. Det ble gjort en elastisk momentkontroll og en forenklet plastisk skjærkontroll. Utnyttelsen av dimensjonerende skjærkraft var mindre enn 50% og ble ikke sjekket i kombinasjon med moment, jfr. 6.2.10 (2).

Tverrsnittets slankhet ble vurdert ved kontroll av

Utnyttelse stålbjelke		
	Håndberegninger	ISY-design
Moment	44%	36%
Skjær	18%	18%
Nedbøying	75%	75%

Tabell 6.4-1 : Utnyttelse stålbjelke i Mathcad og ISY-design

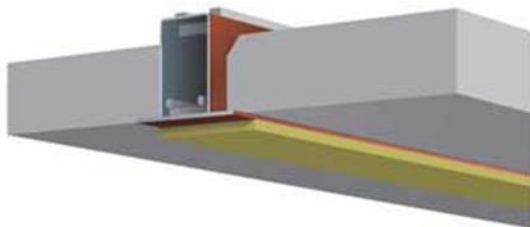
skjærknekking. Det ble ikke gjort en vurdering av vipping, da profilet er vridningsstivt. Utnyttelsen for tverrsnittet er vist i tabell 6.4-1. Detaljert beregning av stålbjelken er gitt i vedlegg 6.4.1 «Stålbjelke kontroll Mathcad».

I likhet med limtrebjelken vil skjevbelastning på etasjeskillere kunne medføre torsjon. Torsjonsmomentet vil være tilnærmet likt som ved limtrebjelker. Momentet er lite og skjærkapasiteten er god, slik at faren for torsjon er liten.

Håndberegninger viste en høyere utnyttelse ved moment enn i ISY-design. ISY-design regner tverrsnittsklasse 1 og plastisk kapasitet, mens ved håndberegninger ble det regnet elastisk kapasitet. Ved å benytte elastisk beregning i ISY-design ble utnyttelsen for moment 44%, som er tilsvarende håndberegningene. Elastisk utnyttelse fra ISY-design er vist i figur 6-4-d.

Tverrsnittsklasse	U _{tnM}	M _{y,Rd} [kNm]
3	✓	187

Figur 6.4-d : Elastisk momentendimensjonering i ISY-design

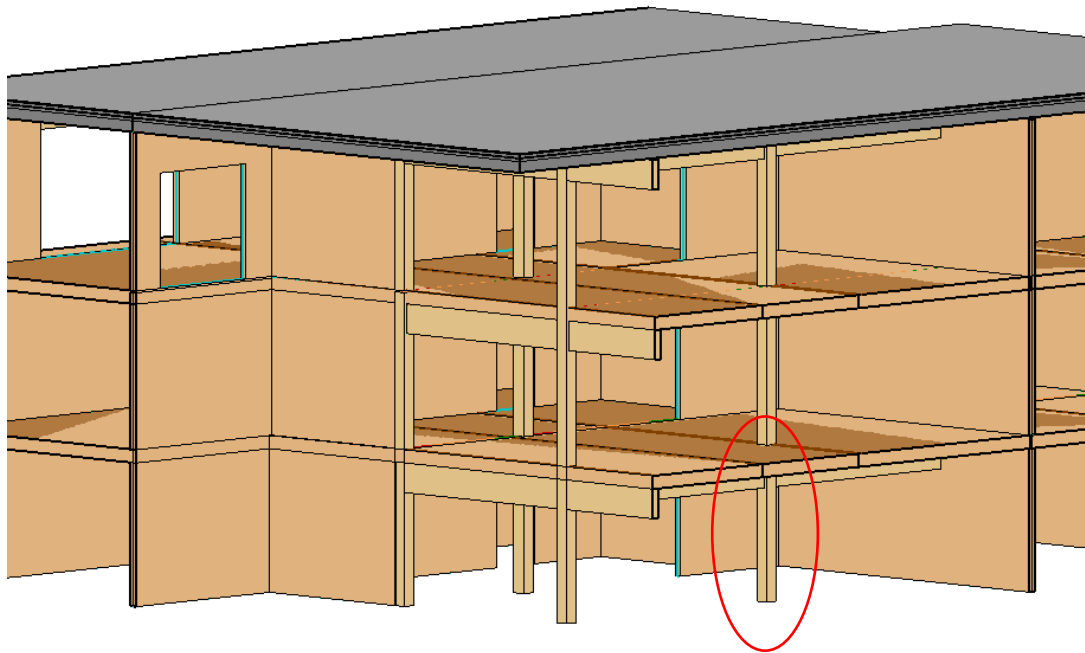


Figur 6.4-e : Brannplate i underkant hatteprofil

Ubeskyttet stål vil vanligvis ikke oppnå høyere brannmotstand enn 10-15 minutter. [55] Hatteprofilet vil være brannisolert på de fleste sider av massivtredekket, men den eksponerte undersiden må brannisoleres for å oppnå tilstrekkelig brannkapasitet. Ved å bruke eksempelvis Rockwool sin CONLIT 150 med 20 mm tykkelse oppnår bjelken en brannkapasitet på R120.[56] Brannplaten er vist på figur 6.4-e

6.5 Limtresøyler

Ved dimensjonering av søyler er det tatt utgangspunkt i den mest belastede søylen i 1. etasje. Beregning av søyler utføres i Mathcad, etterfulgt av kontroll i ISY G-prog Tretvernsnitt. For søyler har vi tatt utgangspunkt i Moelven sine dimensjoner for limtre og fasthetsklasse GL32 c. [53]



Figur 6.5-a : Dimensjonerende søyle markert med rød sirkel

Mathcad

Søylen i første etasje må kontrolleres for ulike lastkombinasjoner med tilhørende modifikasjonsfaktor. Modifikasjonsfaktoren k_{mod} settes lik 0,8 fordi kombinasjon med halvårslast og dominerende nyttelest gir høyest belastning. Nyttelast fra tak og etasjeskillere regnes som uavhengige laster. Egenlast for søyler neglisjeres. Søylen må kontrolleres for trykkrefter med knekking og bøyning, samt en kombinasjon av disse. Laster på søyle er gitt i tabell 6.5-1.

Last på søyle	
Egenvekt tak	27.3 kN
Nyttelast tak	14.6 kN
Snølast	31.2 kN
Vindlast	8.8 kN
Egenlast etasjeskiller x 2	126.7 kN
Nyttelast etasjeskiller x 2	78 kN
Egenlast bjelke	2.9 kN

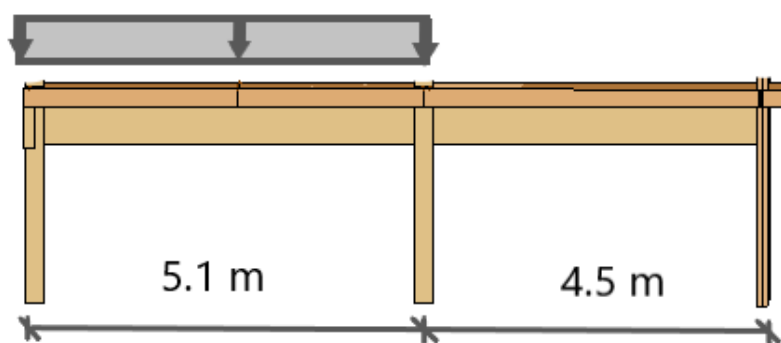
Tabell 6.5-1 : Last på søyler

Euler søylen angir søyleknekking for en ideell søyle. Tre er som sagt et levende materiale og større eller mindre formavvik vil alltid forekomme. Formavvik kan indusere et moment i søylen som igjen fører til økt utbøyning. De ikkelineære effektene tas hensyn til ved å innføre en reduksjonsfaktor k_c . [20]

Søylen er ikke avstivet langs profilets horisontal- eller vertikalretning. Søylen er leddlagret i topp og bunn av dekkene, og knekk lengden settes dermed til søylens lengde. En kvadratisk søyle vil ha lik motstand mot knekking om begge akser, og på grunn av eksentriske laster velges derfor et tverrsnitt på 250x250 mm. Moelven operer ikke med kvadratiske søyler i denne størrelsen, slik at spesialbestilte søyler må benyttes.

Søylens aksialbelastning vil sjeldent treffe sentrisk, og medfører et moment. Momentet fra den eksentriske lasten må kontrolleres. Det blir kontrollert for to tilfeller og dimensjonert for den mest ugunstige.

Lasttilfelle 1 er eksentristetmoment forårsaket av differanse i skjærkreftene til bjelkene. Skjærkreftene vil i en viss grad jevne hverandre ut, men ved å dimensjonere for den mest ugunstige lastsituasjonen vil det likevel være en differanse. Dette behandles ved å anta full nyttelast over bjelke med lengst spenn, se figur 6.5-b. Differansen i skjærkrefter, samt eksentrisk plassering, gjør at søylen får påført et moment.



Figur 6.5-b : Ulik belastning på bjelker forårsaker et eksentrisitetmoment i midterste søylen

Lasttilfelle 2 skaper moment ved at full aksialkraft i søylen plasseres med en avstand fra tyngdepunktet. Sjeldent treffer punktlastene søylen sentrisk. Aksiallasten multipliseres derfor med en avstand på 20 mm fra tyngdepunktet.

Lasttilfelle 2 gir høyest belastning og blir dimensjonerende. Til sikker side velges det å regne biaksialt moment ved å anta at lasten plasseres 20 mm eksentrisk om begge akser samtidig. Jfr. 6.3.2 i standarden blir utnyttelsen på 46%, kombinasjonen vist i figur 6.5-c.

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.46$$

Figur 6.5-c : Søyلة utsatt for kombinasjon av bøyning og trykk

Ved branndimensjonering for søylen blir det kun tatt hensyn til påkjenningen fra aksiallasten i søylen. Gitt i vedlegg 6.5.2 «Branndimensjonering av søyلة» får søylen en utnyttelse på 35%. En lav utnyttelse av søylen gjør at en kan anta at søylen vil også holde for moment fra eksentrisiteter.

Beregning G-prog Tretverrsnitt

Tretverrsnitt benyttes for å kontrollere håndberegninger fra Mathcad. Programmet krever at det legges inn materialdata, geometri og lastvirkning. Ettersom at programmet ikke utfører egne kontroller av lastkombinasjoner hentes lastdata ut fra Mathcad.

Tretverrsnitt har et standard oppsett for valg av tverrsnittsdimensjoner fra Moelven. For å kunne regne på søyledimensjon 250x250 mm må det opprettes et egendefinert tverrsnitt. Resultat fra tverrsnitt stemmer overens med håndberegninger, og utnyttelser er gitt i figur 6.5-d. Fullstendig beregning av søyler er gitt i vedlegg 6.5.3 «Limtresøyler Tretverrsnitt».

Utn.Ny	Utn.Nz	UtnMy	nmyz'	nmzy'	v'
0.46	0.46	****	0.25	0.25	0.00

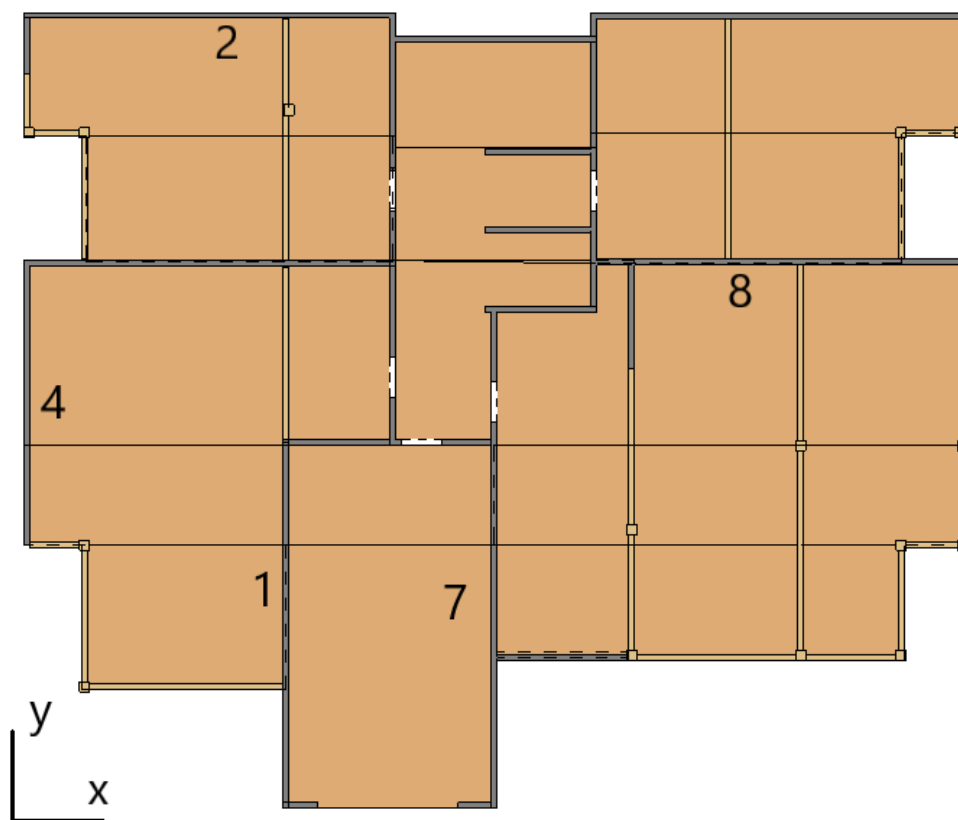
Figur 6.5-d : Utnyttelse av kombinasjon bøyning og trykk om begge akse

6.6 Vegger

Massivtrevegger bærer konstruksjonens laster i vertikalretning og fungerer som avstivende skiver for horisontale laster. Innervegger neglisjeres for innvendig vindlast. Yttervegger vil få jevnt fordelt last fra vindtrykk som virker vinkelrett på veggens plan. [38] For dimensjonering av bærende vegger benyttes Calculatis. I tillegg til vertikale og horisontale laster kan det oppstå eksentrisitetsmoment på veggene. Disse er vurdert små i forhold til momenter fra andre lastvirkninger, og det blir derfor sett bort ifra disse.

For nedføring av vertikale krefter betraktes veggene som en bred søyle. Utsparinger i vegger vurderes ved lokale betraktninger. Ved en vindusutsparing må gjenstående vegg over vindu virke som en bjelke som spenner over åpningen. Oppleggskreftene fra denne bjelken må tas opp som økt belastning ved siden av vinduet.

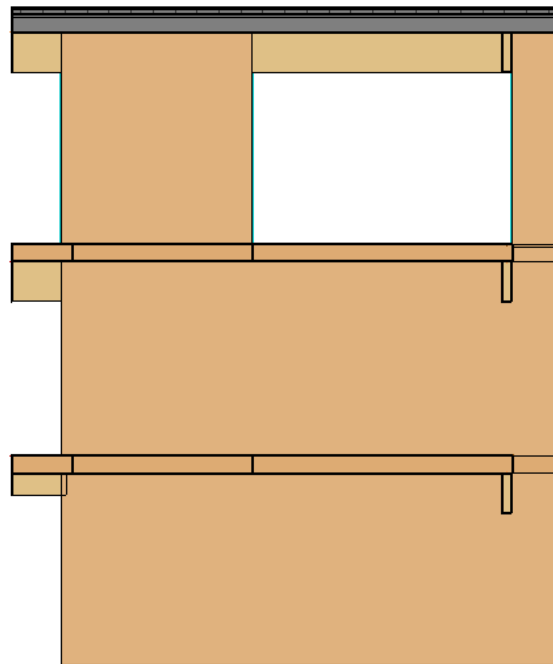
Figur 6.6-a viser et oversiktsbilde av vegger for 1. og 2. etasje. Nummereringen er gitt i samsvar med vertikale skiver under kapittel 6.7 Avstivning.



Figur 6.6-a : Plantegning, vegger markert i grått

Innervegg 1 mellom leiligheter:

Innervegg 1 er markert på plantegninger i figur 6.6-a. Vegg i 1. etasje er den mest belastede vegg. For illustrasjon se figur 6.6-b for snitt av vegg. Vegg har jevnt fordelt last og punktlast fra bjelke. Den jevnt fordelte lasten fra tak og vegg i 3. etasje treffer vegg i 2. etasje som en konsentrert last. Videre fordeler lasten seg inn i vegg og overføres som en jevnt fordelt last til innervegg i 1. etasje. Bjelken vil i liten grad være påført av laster fordi den har samme spennretning som dekke, og for enkelhetsskyld blir det sett bort ifra punktlasten.



Figur 6.6-b : Snitt av vegg 1

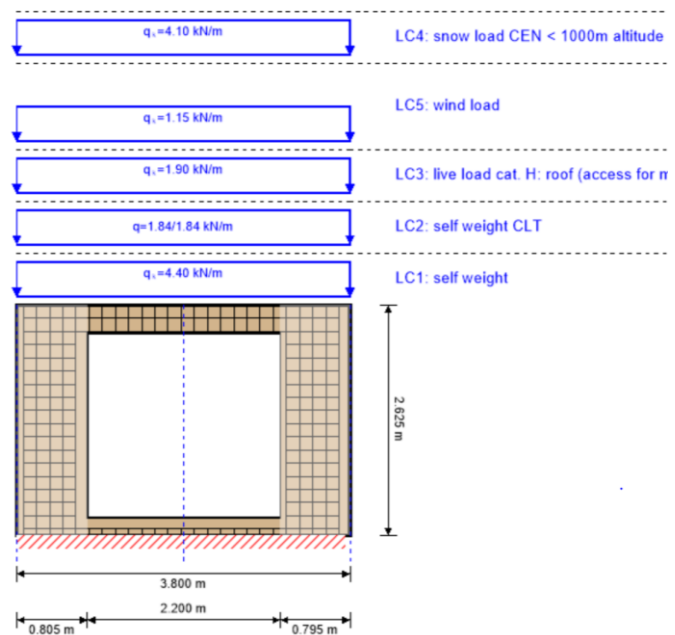
For å opprettholde lydkrav benyttes doble 100 mm vegger, se kapittel 5.2.2 Lyd. I Calculatis dimensjoneres innervegger etter kun 100 mm av typen CLT 100 C5s. Veggens utnyttelse er gitt i tabell 6.6-1, som gir en god kapasitet. Fullstendig utregning av vegg i Calculatis er gitt i vedlegg 6.6.1 «Innervegg 1».

Utnyttelse innervegg 1			
	ULS	ULS fire	SLS
Innervegg CTL 100 C5s	23%	62%	0%

Tabell 6.6-1 : Utnyttelse for innervegg beregnet i Calculatis

Yttervegg med utsparing

Utsparinger kan redusere kapasiteten til en vegg betraktelig. Yttervegg i 3. etasje har en stor utsparing som må kontrolleres. Figur 6.6-c viser ytterveggen i Calculatis med påførte vertikale laster og sug fra vindlast som virker lokalt på fasaden. Yttervegger dimensjoneres for CLT 140 C5s. Tabell 6.6-2 viser at ytterveggen har god utnyttelse, se også vedlegg 6.6.2 «Vegg med utsparing».



Figur 6.6-c: Yttervegg med utsparing i Calculatis

Utnyttelse yttervegg med utsparing			
	ULS	ULS fire	SLS
Etasjeskille CTL 140 C5s	29%	18%	27%

Tabell 6.6-2: Utnyttelse yttervegg med utsparing i Calculatis

For videre dimensjonering av vegger se kapittel 6.7.1 Vertikale skiver. Forankring av vegger blir tatt for seg i kapittel 6.8.3 Forankring av vegger.

6.7 Avstivning

Ved prosjektering av en bygning er det viktig å ivareta konstruksjonens totale stabilitet. [20] Et bygg er stabilt når de enkelte bygningsdeler er i stabil likevekt og kan motstå de påførte krefter. Påførte krefter for et avstivende bygg skal i størst mulig grad tas opp ved skivevirkning. [57]

Det er først og fremst de horisontale kreftene som må ivaretas på en sikker og hensiktsmessig måte. Vindlast er i utgangspunktet hovedkilden for horisontalkrefter. I tillegg kan det oppstå horisontale krefter fra geometriske avvik i tyngdelasten (skjevstilling) og seismiske laster.

De nevnte kreftene kan virke i hvilken som helst retning. [20] En konstruksjon som belastes for flere lasttilfeller må være i stand til å føre alle krefter hele veien ned til fundament.

Skjevstillingslast er vurdert ut ifra byggets tyngdelast og helningsavvik, som i dette bygget utgjør en liten andel av de horisontale lastene. For beregning av global stabilitet benyttes derfor kun vindlast, og skjevstillingslast neglisjeres. For stabilitetsberegning vil vertikallaster bidra til å stabilisere bygget, og er derfor ikke medtatt i videre beregning for avstivning i bygget.

6.7.1 Vertikale skiver

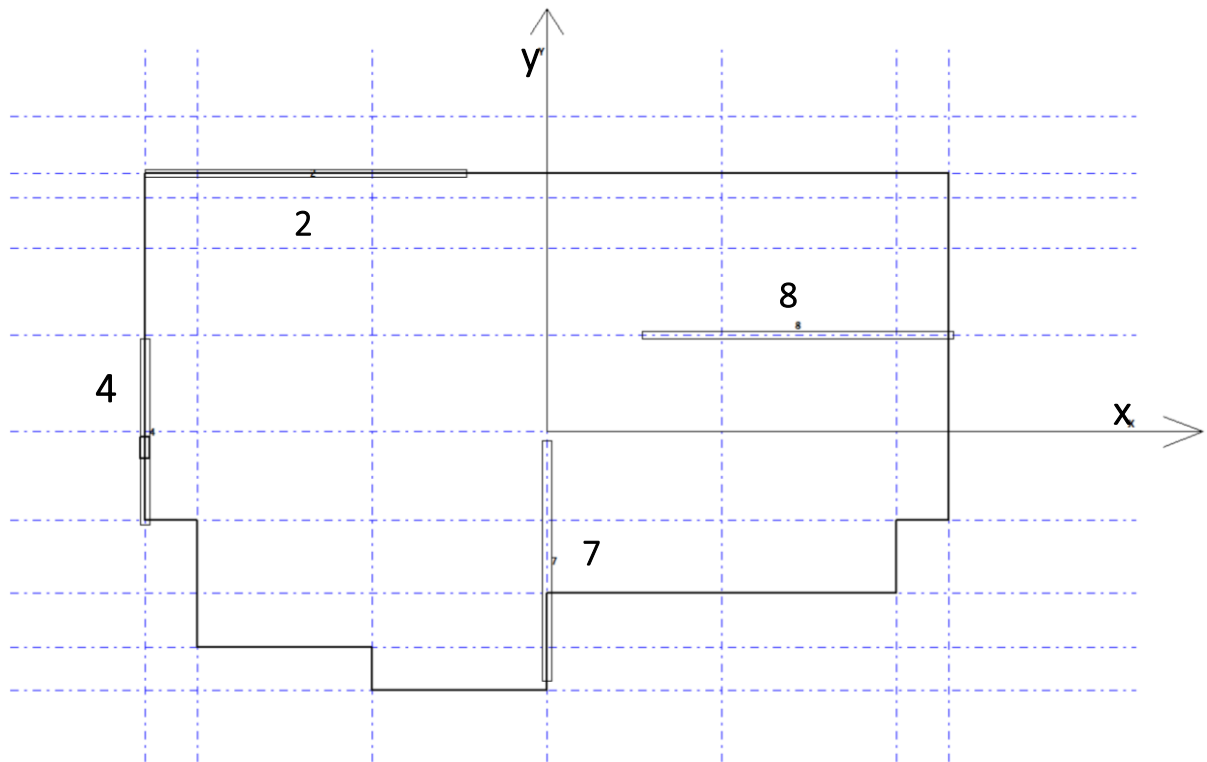
Vegger av massivtreelementer har høy styrke og stivhet, og har gode egenskaper ved overføring av krefter. Disse fungerer derfor godt som avstivende vertikale skiver i en konstruksjon. [58] Det er primært gjennomgående sjakter som er avstivende for en bygning. Sjaktene vurderes ikke i denne oppgaven, og det er besluttet at leilighetsbygget skal være stabilt ved å bruke enkeltstående vertikale skiver.

Konstruksjonen deles inn i to ulike aksesystem, x- og y-retning. Horisontale krefter fra vind treffer konstruksjonens yttervegger som flatelast. Vindlasten vil føres videre inn som stripelast i etasjeskillere, som fungerer som horisontale skiver. Etasjeskillere overfører kreftene til de vertikale skivene. Kraftfordelingen er avhengig av antall vertikalskiver og deres plassering. For å få et stabilt avstivningssystem må bygget minst ha tre skiver som kan oppta krefter i x- og y-retning ved translasjon og rotasjon. [59]

Et avstivningssystem med tre vertikale skiver vil defineres som statisk bestemt, og kraftfordelingen kan løses ved de tre likevektsligningene. Derimot vil et statisk ubestemt system ha flere enn tre vertikale skiver. Et statisk ubestemt system kan ikke løses ved likevektsligningene og kraftfordelingen vil være avhengig av vertikalskivenes stivhet. [57]

Stabilitetsberegning av konstruksjonen utføres i V-skive. Programmet gir ut skivekrefter og dimensjonerende laster. E-modul for massivtreeveggene hentes ut fra Calculatis, og legges inn

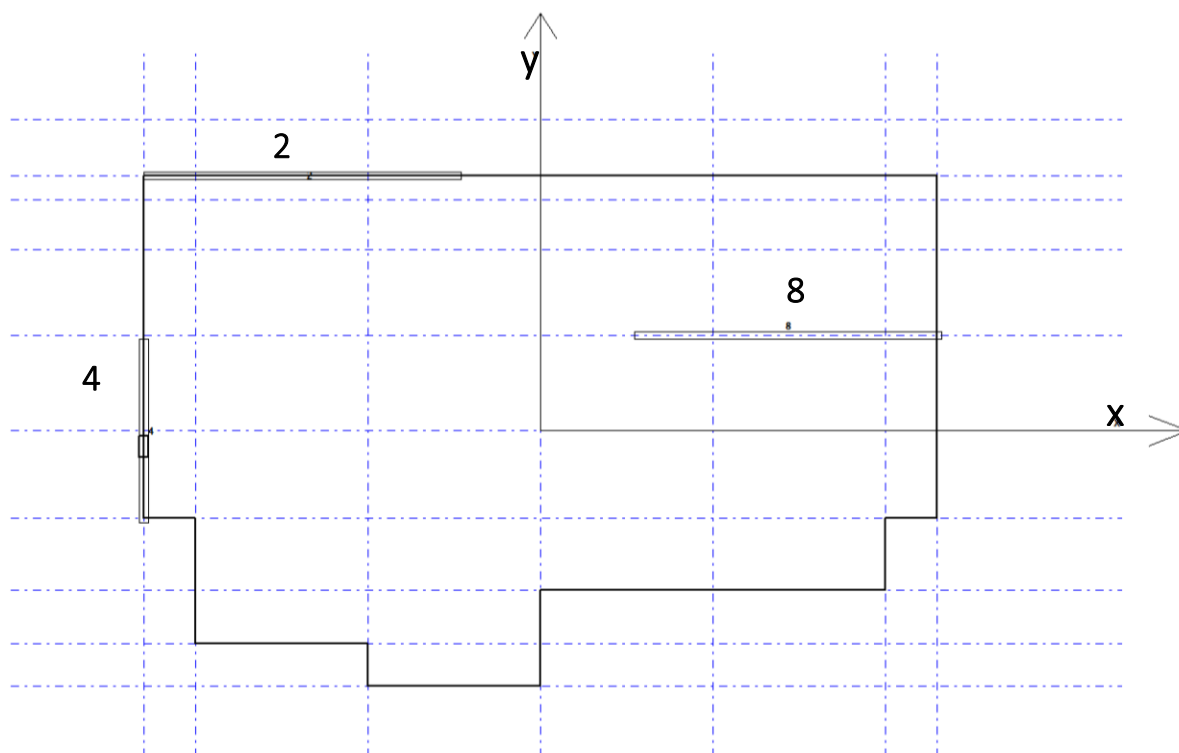
i programmet med en verdi på $12\,000\text{ N/mm}^2$. Byggets geometri defineres i et modulnett, og vindlast for global stabilitet legges inn som lasttilfelle i x- og y-retning. Konstruksjonen har flere bærende vegger som kan fungere som avstivende vertikale skiver. Valgt avstivningssystem for 1. og 2. etasje fremkommer av figur 6.7-a.



Figur 6.7-a : Avstivningssystem 1. og 2. etasje, hentet fra V-skive

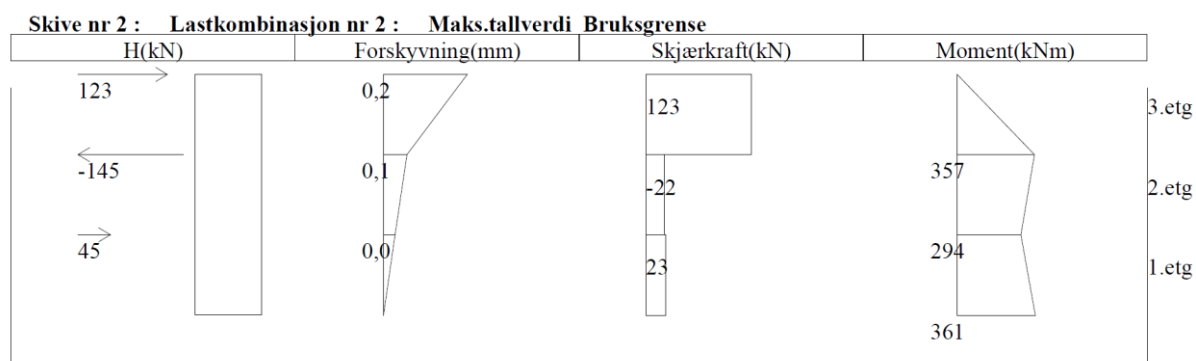
1. og 2. etasje vil ha et statisk ubestemt system, da avstivningssystemet består av fire vertikale skiver. Det er valgt fire vertikale skiver for å sikre byggets stabilitet, da skive nr. 7 ikke går helt opp til 3. etasje. Rotasjonskrefter vil oppstå i bygget da lastens tyngdepunkt ikke sammenfaller med skivenes tyngdepunkt. Momentet fordeler seg over vertikalskiver avhengig av dens stivhet.

Avstivningssystemet i 3. etasje er vist under i figur 6.7-b. Skive nr. 7 er ikke gjennomgående helt opp, og vil få et statisk bestemt system i 3. etasje.

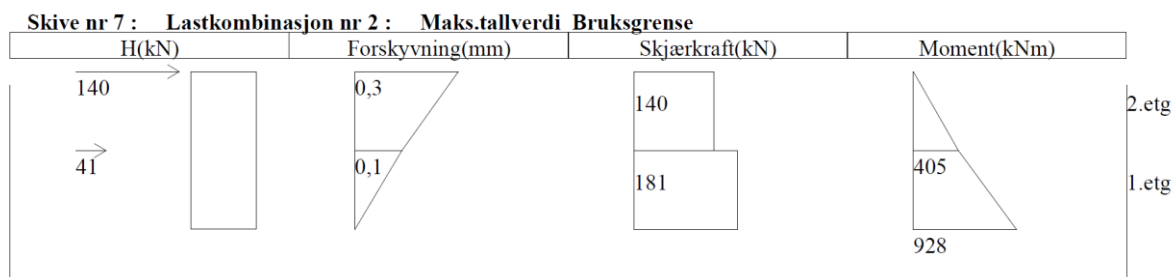


Figur 6.7-b : Avstivningssystem 3.etg

I 3. etasje må skive nr. 4 ta all last i y-retning. Skive nr. 4 sitt tyngdepunkt vil ikke sammenfalle med tyngdepunktet til vindlast. Dette gir et torsjonsmoment i bygget. Skive nr. 2 og nr. 8 må ta dette momentet som et kraftpar. I 2. etasje vil skive nummer nr. 7 begynne å virke, som blir belastet fra vind i veggens plan. I tillegg vil skive nr. 7 ta over krefter fra torsjonsmoment fra skive nr. 2 og nr. 8. Torsjonsmomentet gjør at det oppstår store krefter i toppen, da skive nr. 2 og nr. 8 har nærliggende akser. Skive nr. 7 ligger midt i bygget og tar mest last. Resultatene fra V-skive viser at kreftene i skive nr. 2 og nr. 7 blir dimensjonerende, vist i figur 6.7-c og 6.7-d.



Figur 6.7-c : Kraftfordeling Skive nr. 2

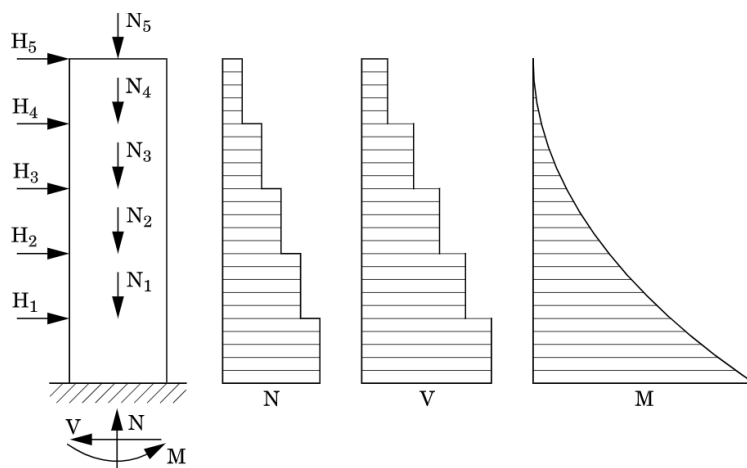


Figur 6.7-d : Kraftfordeling Skive nr. 7

Figurene over fra V-skive viser at bygget har en svært liten forskyvning, som betyr at bygget er stivt. Et stivt bygg er ugunstig med tanke på jordskjelv. Det vil dra på seg store krefter, men ettersom bygget er innenfor utelatelseskriteriet og konstruksjoner i massivtre har stor kapasitet, tas det ikke hensyn til dette videre.

Kreftene gitt i V-skive viser størrelsesorden på krefter i fundament og skjøtene mellom de vertikale skiver. Her blir ikke fundamentet eller detaljene i skjøtene vurdert. Skjøtene må dimensjoneres for horisontallaster som fordeler seg på de ulike skivene per etasje. Beregningen fra V-skive er gitt i vedlegg 6.7.1.1 «Beregning av avstivning V-skive».

Håndberegningene utføres som en kontroll mot programmet sine resultater. Her regnes konstruksjonen som en utkraget bjelke, fast innsperret i bunn og fri mot rotasjon i topp. Kraftene regnes som vist i figur 6.7-e. For beregning av moment og skjær benyttes vanlige statikkberegninger. Håndberegningene ga et avvik på 4% for skjærkrefter og 13% på moment, gitt i vedlegg 6.7.1.2 «Håndberegning av global stabilitet».



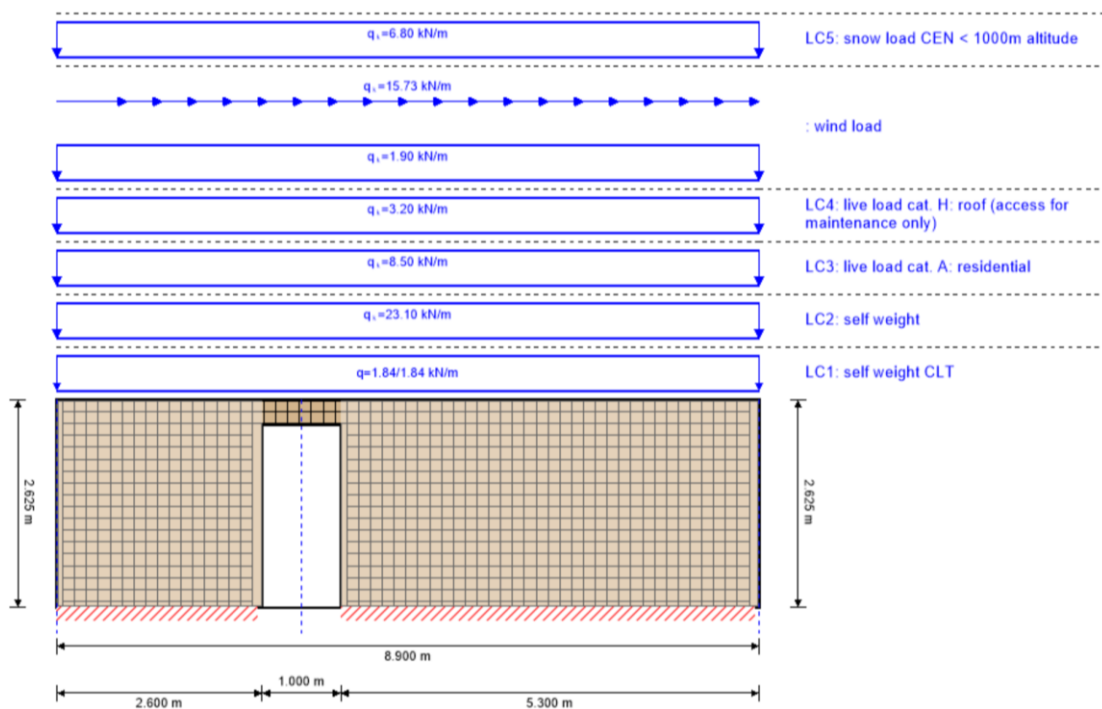
Figur 6.7-e : Kraftfordelingen av global stabilitet over flere etasjer

Utsparing i vertikal skive

Stivhetsegenskapene til en skive kan bli kraftig redusert ved utsparing i vertikalskiven. Her må skivene vurderes for bøyedeformasjon og skjærdeformasjon. Avstivningssystemet er valgt ut ifra de skivene i bygget som ikke har utsparinger, så langt det lot seg gjøre. For å oppnå et stabilt avstivningssystem var det likevel nødvendig å bruke skive nr. 4 og nr. 7. Skivene har utsparing til vindu i alle etasjer. For utsparinger må det vurderes ny stivhet for skiven. [57] Utsparingens plassering har mye å si for skivens kapasitet. I skive nr. 4 er utsparingen plassert i veggens nøytralakse, og skivens stivhet og styrke antas ikke å endre seg vesentlig. Skive nr. 7 vurderes nedenfor.

Krefter på vertikale skiver

For dimensjonering av skive nr. 7 benyttes Calculatis. I tillegg til vertikale tyngdelaster legges horisontallast fra V-skive inn som jevnt fordelt last vinkelrett på veggens plan, se figur 6.7-f. For beregninger av laster se vedlegg 6.7.1.2 «Beregning av Skive nr.7 i Calculatis».



Figur 6.7-f: Lasttilfelle for skive 7 hentet fra Calculatis

Tabell 6.7-1 viser utnyttelse på vegg. For å få veggens til å holde mot brann må det benyttes brannbeskyttelse, dette løses med gipsplater.

Utnyttelse yttervegg 7			
	ULS	ULS fire	SLS
Yttervegg CTL 140 C5s	41%	18%	18%

Tabell 6.7-1 : Utnyttelse av yttervegg

6.7.2 Horisontale skiver

Etasjeskillere og tak betraktes som de horisontale skivene i en konstruksjon. De horisontale lastene fra vind overføres fra ytterveggene til dekkeelementene. Dekkeelementene må kontrolleres for at de har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp og overføre kreftene til de vertikale skivene.

For at dekkeelementene skal fungere optimalt som horisontale skiver må disse være kontinuerlige. Behovet for lydisolering mellom leiligheter gjøre at dette er vanskelig. Ved kontinuerlige dekker mellom leiligheten vil lyden bæres av direkte transmisjon. Bruk av etasjeskillere som stabiliserende skiver kan derfor bli begrenset av at etasjeskillere ikke kan være kontinuerlig gjennom leilighetene. Likevel vil dekket generelt ha stor kapasitet i eget plan selv med denne begrensningen.

For beregning av horisontale skiver må skjærspenningen mellom dekkeelementene kontrolleres. Dekke betraktes som en høy bjelke som spenner mellom veggene. [59] Dersom flere dekkeelementer inngår i den betraktete bjelken, må disse festes sammen med skruer for skjærkrefter som oppstår i dekke. Plassering av elementer er tilpasset hvert prosjekt, og siden en oversikt over elementer ikke foreligger i prosjektet, er dette ikke beregnet.

6.8 Forbindelser, sammenføring og forankring

I dette kapittelet blir det gjort grove vurderinger av forbindelser, sammenføringer og forankring mellom elementer. På grunn av tidsbegrensninger vil denne oppgaven ikke omfatte en fullstendig dimensjonering av knutepunkt. Det blir sett på alternativer til løsninger for knutepunkt, samt om de er gjennomførbare og mulige å løse.

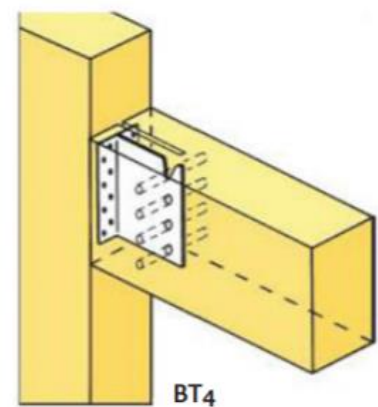
Forbindelser er ofte trekonstruksjoners svake punkt. Dårlige utførte forbindelser kan føre til «sprøbrudd», altså plutselige brudd uten forvarsel. For å hindre en slik situasjon er det nødvendig å undersøke forbindelsen sin styrke og kapasitet, samt stivhet og duktilitet.

De fleste forbindelser i limtrekonstruksjoner benytter stålplater kombinert med spiker, dybler, bolter eller skruer. Til forskjell fra betong og stål må en i trekonstruksjoner ta spesielle hensyn til materialets ortotrope og hygroskopiske egenskaper. De hygroskopiske egenskapene gjør at materialet sveller og krymper som følge av relativ fukt. I forbindelsen må det tas høyde for disse bevegelsene slik at det ikke oppstår store tvangskrefter. Det er tilnærmet umulig å lage en momentstiv forbindelse i en trekonstruksjon, da det vil alltid være en viss bevegelse eller rotasjon i forbindelsen. Ortotrope egenskaper gjør at det er nødvendig å redusere belastningen normalt på fiberretningen. [20]

6.8.1 Forbindelse mellom bjelke og søyle

Bjelke-søyleforbindelser utføres ofte som leddet forbindelser, og overfører bare vertikale og horisontale krefter.[20] Det finnes et stort utvalg av løsninger av slike forbindelser, og produsenter tilbyr ferdiglagte varianter som følger dimensjoneringsstandarden. Ved store krefter må ofte forbindelsen dimensjoneres og spesialtilpasses.

Som tidligere beskrevet er det valgt limtrebjelker og -søyer fra limtreprodusenten Moelven. Det var derfor naturlig å ta i bruk Moelvens beslagsystem tilpasset deres egne element. Valgt beslag er gitt i figur 6.6-a. Denne har gunstige egenskaper med tanke på brann og for knutepunkter med krav til estetikk. [60]



Figur 6.8-a : Beslagsystem [56]

Art. nr.	NOBB nr.	Mål i mm				Hulldim		Karakteristiske kapasiteter $R_{1,k}$ [kN]						
		A	B	C	t	\emptyset	Antall	Beslag på bjelke. Vinkel = 0 grader			Beslag på søyle. Vinkel = 0 grader			
								Sekundærbjelke bredde (mm)			Sekundærbjelke bredde (mm)			
								90	115	140	Utsømning	90	115	140
BT4-160	21593652	103	160	61	3	5;13	28;4	32,6	35,1	37,9	16+4	26,5	28,7	31,2
BT4-200	21593660	103	200	61	3	5;13	36;5	46,0	49,4	53,4	20+5	36,9	39,7	42,8
BT4-240	21593678	103	240	61	3	5;13	44;6	59,9	64,2	69,5	24+6	47,6	51,0	54,5

Tabell 6.8-1 : Karakteristisk kapasitet av beslag [60]

Den største avleste dimensjonerende kapasiteten, R_d , for forbindelsen er 29.3 kN. Karakteristisk kapasitet er gitt i tabell 6.6-1. Fra kapittel 6.3 Limtrebjelke var den dimensjonerende skjærkraften funnet til 69kN. Det vil derfor være nødvendig med et kraftigere beslag for å overføre kreftene. Det er ikke angitt minimum bjelkehøyde i tabellen, og siden bjelketverrsnitt er på 140x450 mm vil det være mulig å øke målene på beslaget for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Mål B, vist på figur 6.6-b, kan økes da

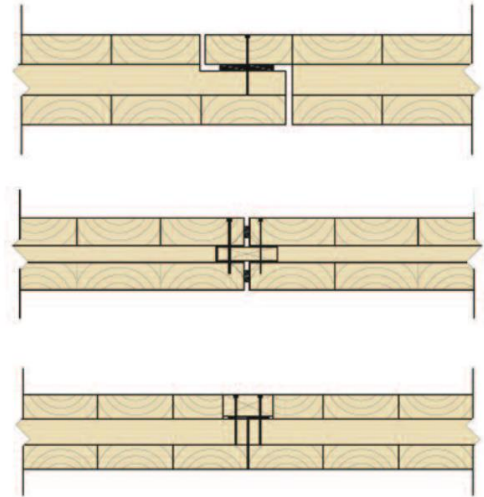


Figur 6.8-b : Beslag med mål [56]

dette er satt til maksimum 240mm i tabellen. Ved å øke mål A, er det også mulig å sette inn flere kolonner med dybler i bjelken. I tillegg kan mål C økes for en bedre innfestning i søylen. Dersom det er nødvendig, er det også mulig å slisse to plater inn i bjelken. Det vil være nødvendig med en kontroll av forbindelsen og det må undersøkes om dybelenes skjærkapasitet, platens kontaktrykk og uttrekkskapasitet er tilstrekkelig.

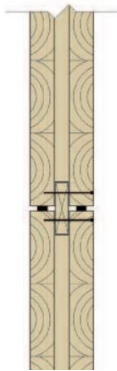
6.8.2 Sammenføring av massivtreelementer

Sammenføring mellom massivtreelementer forgår ved en not- og fjærløsning. Elementene har ferdigfreste spor som kan sammenkobles med naboelementer ved hjelp av skruer, eksempel gitt i figur 6.8-c. Sammenkoblingen mellom elementene er «myke» koblinger, som betyr at forbindelsen ikke er stiv og kan kun overføre skjærkrefter. [22]



Figur 6.8-c : eksempler på sammenføring av dekke [22]

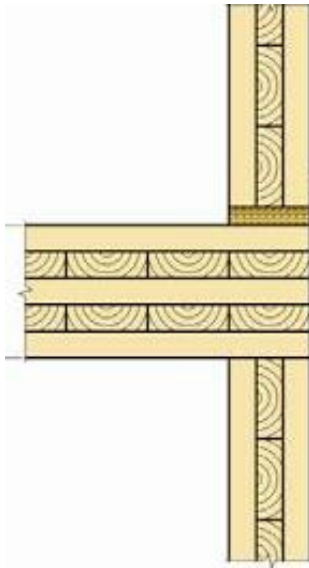
Ettersom at etasjeskillere fungerer som horisontale skiver er det nødvendig å kontrollere skjærspenningen som oppstår mellom hvert element. Skruene må ha tilstrekkelig kapasitet for å overføre skjærkreftene.



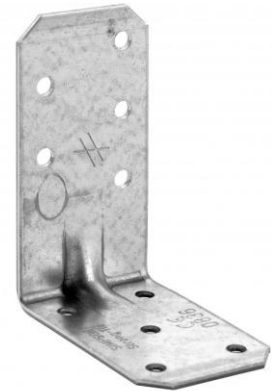
Figur 6.8-d : Sammenføring av veggelementer sett ovenfra [22]

Mellom hvert veggelement vil det være nødvendig med tilstrekkelig antall skruer for å sikre god sammenkobling. For yttervegger er det vesentlig med tette skjøter for å unngå luftlekkasjer. Figur 6.6-d viser horisontalsnitt av sammenføring av en yttervegg med fjær og tettelister.

6.8.3 Forankring av vegger

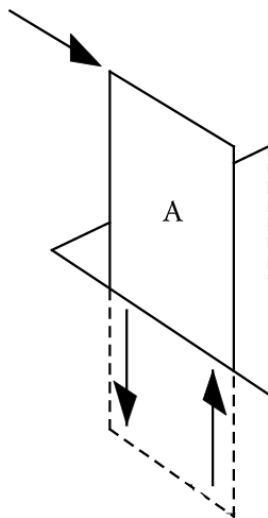


For å bevare krav til lydisolering mellom etasjene benyttes etasjehøye vegger hvor dekket legges fritt opplagt på veggene, se figur 6.6-e. Det vil her være behov for tilstrekkelig forankring mellom etasjene for å at vertikalskivene skal kunne overføre krefter ned til fundament. Dette løses ved at det benyttes vinkelbeslag mellom etasjene som festes i vegger og etasjeskiller, se figur 6.6-f.



Figur 6.8-e : Vegger opplagt på etasjeskiller

Figur 6.8-f : Spikerplater



Vinkelbeslangene må ha tilstrekkelige kapasitet for å forhindre at veggens forskyves når veggens blir påført skjærkraft fra vinden. I tillegg skal forankringen tåle strekk- og trykkrefter som er forårsaket av horisontallast som belastes parallelt på veggens plan. Skisse av kraftparet vist i figur 6.6-g.

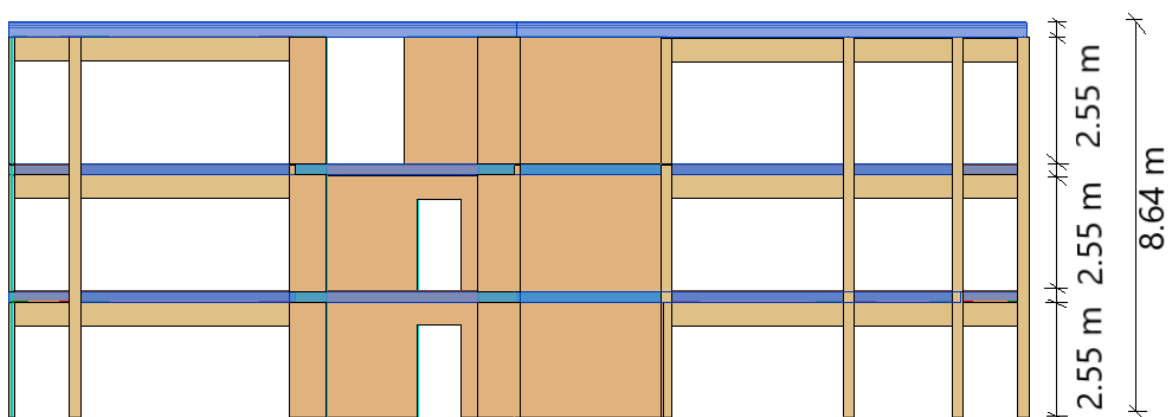
Figur 6.8-g : Horisontalkrefter tas opp som et kraftpar [55]

7 Diskusjon

Hensikten med oppgaven var å se på muligheten til å prosjektere «Skiparviken D1» sitt bæresystem i massivtre ut ifra gitte arkitekttegninger. Arkitekttegnningene er basert på å benytte materialene betong og stål. Dette ga flere utfordringer ved valg av løsninger for bæresystemet da massivtre har en lavere stivhet enn betong og stål. Dette gjorde det nødvendig med ekstra vertikalbæring, hvor løsningen ble å supplere med ekstra bjelker og søyler. Det var her ønskelig å benytte en kombinasjon av bærende veggssystem og et søyle- og bjelkesystem som ikke var sjenerende for beboerne.

En utfordring var å overholde byggets totale høyde. En konstruksjons absolutte høyde er gitt i reguleringsplanen til kommunen, og byggets høyde kan ikke avvike fra denne. Utfordringene ved massivtre er å oppfylle krav til lyd og vibrasjon uten at dekkeelementene bygger for mye høyde. For å overholde kravene for lyd og vibrasjoner ble løsningen å tilføre tyngde til elementet i form av pukklag. Likevel ble massivtredekkene dimensjonert til 260 mm for å klare et spenn på 6,5 meter. Totalt gir dette etasjeskillere en tykkelse på 410 mm.

Byggets totale høyde er bestemt til 8,64 meter. Dekketykkelsen og byggets totale høyde gir en etasjehøyde på 2,55 meter vist i figur 6.8-a. Denne etasjehøyden er basert på at betongdekket ikke bygger høyde og ligger under bakken. For enkelthetens skyld er det tatt utgangspunkt i lik romhøyde for alle etasjer.

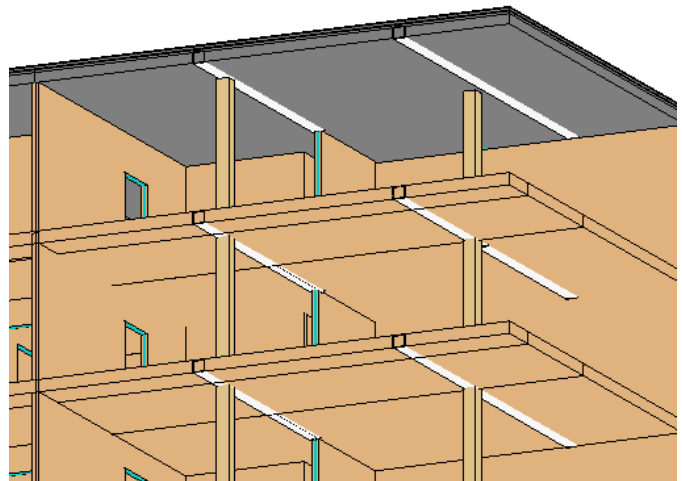


Figur 6.8-a : Snitt av fasade. Etasjeskillere markert i blått

Ved prosjektering av bjelke-søylesystem er det tatt utgangspunkt i å benytte limtre som materiale. For å overholde nedbøyingkravet ved limtrebjelker ble det valgt et tverrsnitt på 140x450 mm. Dette tilsier at etasjehøyden blir ytterligere redusert. Krav i TEK 17 setter et minimumskrav til romhøyde for varige opphold til 2,4 meter, jrf. §12-7 (2). Ved å legge inn tilstrekkelig limtrebjelker gir dette en resterende høyde på 2,1 meter. Dette vil være spesielt problematisk der bjelkene spenner på tvers av åpne areal.

Det ble ikke gjort en vurdering av kontinuerlig bjelke over søyle. Dette hadde gitt et mindre feltmoment og en lavere nedbøying. Trolig ville dette likevel ikke ført til en tilstrekkelig reduksjon av bjelkens tverrsnittshøyde, og bjelken vil fortsatt påvirke romhøyden betydelig.

Som et alternativt for limtrebjelker ble det vurdert stålbjelker av type hatteprofil. Stålbjelkene bygges inn i dekke, og vil ikke påvirke romhøyden på samme måte som limtrebjelkene. Kombinasjon av stål og tre er i dette tilfellet nødvendig for å oppfylle funksjonskravet om romhøyde. Illustrasjon av stålbjelker i rom er vist i figur 6.8-b.



Figur 6.8-b : Stålbjelker i rom

Bæresystemet er dimensjonert etter de elementene med størst belastningen. Flere plasser er det derfor mulig å redusere tverrsnittsdimensjonene. En slik optimalisering fører til mer omfattende jobb med dimensjonering da flere elementer må vurderes. Samtidig vil dette redusere materialforbruket, noe som er gunstig med tanke på miljøet. Her må også totaløkonomien vurderes, altså kostandene av ekstra dimensjonering og materialpris. Bruk av ulike elementer kan også føre til en mer omfattende byggeprosess og øke byggetiden.

8 Konklusjon

Oppgaven tar for seg dimensjoneringen av «Skiparviken D1» sitt bæresystem i massivtre. Hensikten var å undersøke muligheten til å skifte ut betong og stål som bæresystem med massivtre, basert på samme sett arkitekttegninger. Bæresystemet skal overholde arkitektens forutsetninger til utforming og byggets funksjonskrav.

Dimensjoneringen viser at bæresystemet i massivtre klarer å bevare rominndelingen, dekkets spennvidde og utsparingene i veggelagene. Likevel er det valgt flere løsninger som påvirker leilighetenes utforming. Lyd- og vibrasjonskrav setter premisser for oppbygningen av massivtreelementene. Det må legges inn et kraftig dekkeelement, samt doble innervegger mellom boenhetene. Dette fører til redusert volum i leilighetene.

En forutsetning for å oppfylle funksjonskrav om tilstrekkelig takhøyde er å legge inn stålbjelker. Til tross for at det legges inn stålbjelker vil massivtredekkene være kraftigere, og gi brukerne en lavere romhøyde enn arkitektens opprinnelige tegninger tilsier. I tillegg må det oppføres søyler i leilighetene for å overholde spennviddene og åpne areal. Noen steder vil disse bli stående midt i rommet.

Resultatene viser at det er mulig å skifte ut betong og stål som bæresystem med massivtre dersom det kombineres med stål. Ettersom kraftige elementtykkelser påvirke rommenes areal og takhøyde, er det nødvendig med en avklaring med arkitekten for å sikre boligens kvalitet og kundens forventninger til det ferdige bygget.

9 Forslag til videre arbeid

I denne oppgaven er det fokusert på en overordnet dimensjonering av bæresystemet i massivtre. Som en videre dimensjonering er det nødvendig å foreta vurderinger av det som er blitt satt til oppgavens avgrensning:

- Detaljdimensjonering av knutepunkt
- Dimensjonering av fundament og parkeringskjeller
- Dimensjonering og innfestning av balkonger
- Lydgjennomgang i bygningselementer og knutepunkt
- Dimensjonering av trappegang og heissjakt
- Dimensjonering av horisontale skiver

Utover dimensjonering av bæresystem er det flere aktuelle områder som kan undersøkes.

CO2 avtrykk og byggetid er områder som kan vurderes for å få en fullstendig helhetsvurdering av å skifte ut betong og stål med massivtre.

10 Kilder

- [1] K.-o. miljødepartementet, «Norge forsterker klimamålet for 2030 til minst 50 prosent og opp mot 55 prosent,» 07.februar 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/norge-forsterker-klimamalet-for-2030-til-minst-50-prosent-og-opp-mot-55-prosent/id2689679/>
- [2] Bygg21, «Bygg- og eiendomssektorens betydning for klimagassutslipp,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: https://www.bygg21.no/globalassets/rapport-pdf/33019_interaktiv_arb.gr.3_veileder-2.pdf, Hentet: 10.mai.
- [3] L.-o. matdepartementet, «Bruk av tre,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.regjeringen.no/no/tema/mat-fiske-og-landbruk/skog-og-utmarksressurser/innsikt/bruk-av-tre/id2009518/>, Hentet: 10.mai.
- [4] S. sentralbyrå, «Arealbruk og arealressurser,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.ssb.no/natur-og-miljo/statistikker/arealstat>, Hentet: 10.mai.
- [5] N. Landbrukssamvirke, «Skogen- En underutnyttet ressurs,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.landbruk.no/baerekraft/skogen-en-underutnyttet-ressurs/>, Hentet: 10.mai.
- [6] «Oppbygning av en oppgave,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://sokogskriv.no/skriving/struktur-og-argumentasjon/oppbygning-av-en-oppgave/#Bakgrunn>, Hentet: 05.april.
- [7] «Beregningsprogrammer for betongkonstruksjoner,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <http://www.ove-sletten.no/programmer.htm>, Hentet: 06.april.
- [8] «ISY Design og ISY G-prog Teknikk,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.nois.no/produkter/bim/isy-design/>, Hentet: 01.mai.
- [9] F. Solvik, T. Falkanger og M. Reusch, «Plan- og bygningsloven,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/plan-og-bygningsloven>, Hentet: 15.mars.
- [10] P.-o. bygningsloven. Lov om planlegging og byggesaksbehandling.
- [11] E. Junker, «Byggteknisk forskrift (TEK),» 2018. [Online]. Tilgjengelig: [https://snl.no/Byggteknisk_forskrift_\(TEK\)](https://snl.no/Byggteknisk_forskrift_(TEK)), Hentet: 15.mars.
- [12] «Standardisering,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/standardisering/>, Hentet: 16.mars.
- [13] «Eurokoder,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>, Hentet: 16.mars.
- [14] N. berggrunndatabase, «Berggrunn,» [Online]. Tilgjengelig: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/, Hentet: 19.April.
- [15] SINTEF, «Betong,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.sintef.no/betong/>, Hentet: 29.April.
- [16] J. V. Thue, «Betong,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/betong>, Hentet: 1.mars.
- [17] Norcem, «Sementproduksjon og CO2,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2>, Hentet: 29.April.
- [18] M. Eriksson, «Jern og stål,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.sintef.no/jern-og-stal/>, Hentet: 3.Mars.
- [19] «Brannsikring av stål,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.rockwool.no/konstruksjoner/brannsikring/brannsikring-av-stal/>, Hentet: 29.April.

- [20] *Limtreboka*. Norske limtreprodusenters forening, 2015.
- [21] «Bygge med massivtre - Brann,». Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, Mai 2006, s. 10.
- [22] «Håndbok - Bygge med massivtreelementer - Byggeteknikk,»: Norsk treteknisk Institutt, 2006.
- [23] *Eurokode : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner = Eurocode : Basis of structural design* (Norsk Standard). Lysaker: Standard Norge, 2008.
- [24] «Ny utgave av NS-EN 1990 - på norsk og engelsk,» 2016. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2016/ny-utgave-av-ns-en-1990-eurokode---pa-norsk-og-engelsk/>, Hentet: 20.Mars.
- [25] Byggteknisk forskrift.
- [26] «Kompendium - BYG120 Trekonstruksjoner,»: Jan B. Husebø, 2019.
- [27] G. Glasø, «Fokus på tre - tre og brann,»: Norsk Treteknisk institutt, 2012. Tilgjengelig: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/37-Tre-og-brann.pdf>
- [28] E. Andersen, «Fullstendig brannforløp i limtrekonstruksjoner,» Oslo, 2017. Tilgjengelig: https://www.limtreforeningen.no/images/bilder/Fullstendig_brannfor%C3%B8p_i_limtrekonstruksjoner.pdf, Hentet:
- [29] «Håndbok - Bygge med massivtre - Brann,». Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, Mai 2006, s. 10.
- [30] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner = Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-2: Structural fire design : Del 1-2 : Brannteknisk dimensjonering* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2010.
- [31] S. Enso, «CLT- Cross Laminated Timber,» 2016. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.clt.info/wp-content/uploads/2015/10/CLT-Documentation-on-fire-protection-EN.pdf>, Hentet: 20. Mars.
- [32] S. Enso, «CLT - Teknisk brosjyre,» 2016. [Online]. Tilgjengelig: https://issuu.com/storaenso/docs/technische_broschure_final_2016-05, Hentet: 14.April.
- [33] P. Aanensen, «Håndbok - Bygge med massivtreelementer - Lyd,»: Norsk Treteknisk Institutt, 2016.
- [34] *Lydforhold i bygninger : lydklasser for ulike bygningstyper = Acoustic conditions in buildings : sound classification of various types of buildings* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2012.
- [35] «Lydvegg 2x100mm massivtre,» [Online]. Tilgjengelig: http://www.trefokus.no/resources/filer/massivtre-byggesystemer/245-Lydvegg_-_2x100-mm-Massivtre-A4_sFgxY.pdf
- [36] «Lydgulv - massivtredekke med pukk,» [Online]. Tilgjengelig: http://www.trefokus.no/resources/filer/massivtre-byggesystemer/263-Lydgulv_-_Massivtredekke-med-pukk_trr-II-A4_aNlCp.pdf
- [37] «Floor vibrations,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: https://www.steelconstruction.info/Floor_vibrations#Consequences_of_vibrations, Hentet: 29.April.
- [38] «Håndbok - bygge med massivtreelementer - Dimensjonering,». Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, 2006.
- [39] «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdele,» August 2013. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.byggforsk->

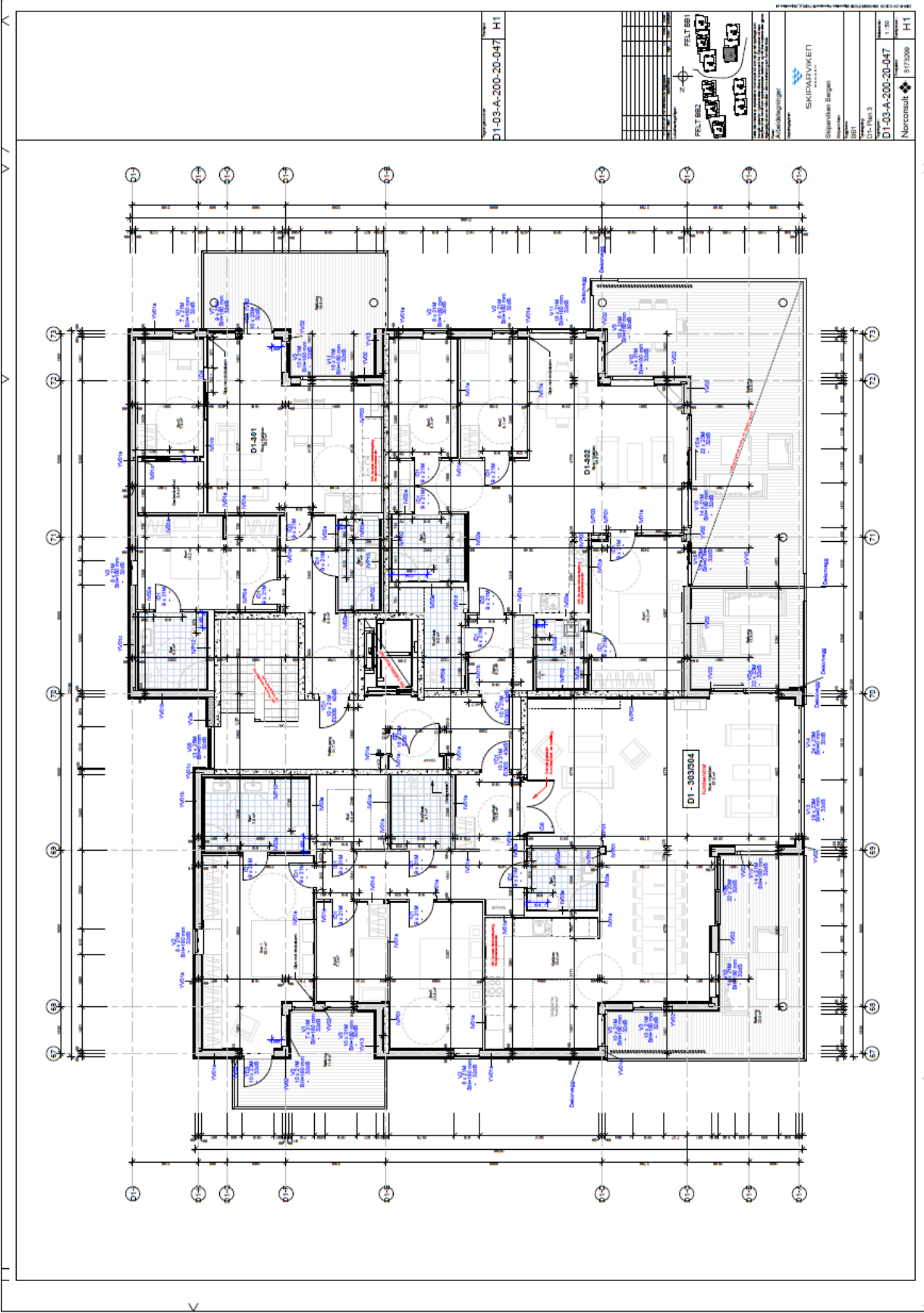
- [no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster for byggningsmaterialer byggevarer og byggningsdeler#i46](http://no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster%20for%20byggningsmaterialer%20byggevarer%20og%20byggningsdeler#i46), Hentet: 15. mars.
- [40] B. Time et al., «Tak baser på massivtreelementer,»: SINTEF Byggforsk, 2008.
Tilgjengelig:
https://www.sintef.no/globalassets/upload/byggforsk/publikasjoner/sb_prapp-30_net.pdf
- [41] «Pukk 8-11 mm,»: Grusbutikken. Tilgjengelig:
<https://www.grusbutikken.no/shop/maengd-beraeknar.asp?groupid=58&productid=783>
- [42] «Yttervegg - massivtreevegg med isolasjon og utvendig lekting og kledning,» [Online].
Tilgjengelig: [http://www.trefokus.no/resources/filer/massivtree-byggesystemer/231-Yttervegg -Massivtree-med-trykkfast-isolasjon -utv.-lekt.-og-kledn.-A4_1F3ju.pdf](http://www.trefokus.no/resources/filer/massivtree-byggesystemer/231-Yttervegg-Massivtree-med-trykkfast-isolasjon-utv-lekt.-og-kledn.-A4_1F3ju.pdf)
- [43] *Eurokode 1: : Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster = Eurocode 1: Actions on structures : Part 1-3: General actions, Snow loads* (Norsk standard). Oslo: Standard Norge, 2008.
- [44] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner = Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions : Del 1-4 : Allmenne laster. Vindlaster* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2009.
- [45] «Nordåsvatnet,» 2008. [Online]. Tilgjengelig:
<https://www.bergenbyarkiv.no/bergenbyleksikon/arkiv/1427193>, Hentet: 16.mars.
- [46] «Kartverket,» [Online]. Tilgjengelig: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/>, Hentet: 01.Mars.
- [47] Betongelementboka, *Bind B - Helningsavvik* (nr. 6.Mai). Betongelementboka.
- [48] Betongelementforeningen, «Bind H- Dimensjonering for jordskjelv,» [Online].
Tilgjengelig:
https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&lid=231&DocumentId=BindH/H2/2_3_1.pdf&BookId=H, Hentet: 6.Mai.
- [49] N. Forsen, Å. Huseby og T. Kvarme, «NORSAR - Oppdatert seismiske sonekart,» 2020.
Tilgjengelig, Hentet:
- [50] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Allmenne laster. Ulykkeslaster = Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-7: General actions. Accidental actions* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2008.
- [51] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner = Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General common rules and rules for buildings : Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger* (Norsk standard). Lysaker: Standard Norge, 2010.
- [52] *Eurokode 3 : prosjektering av stålkonstruksjoner = Eurocode 3 : design of steel structures : part 1-1 : general rules and rules for buildings_ : Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger* (Norsk standard). Oslo: Norsk standard, 2015.
- [53] «Standard limtre gran,»: Moelven. Tilgjengelig:
<https://www.moelven.com/no/no/limtre/standard-limtre/>
- [54] «Sveiste bjelker,» U.D. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.stalforbund.no/om-stal/sveiste-bjelker>, Hentet: 20.mai.
- [55] Byggforsk, «520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner,» 2004. [Online].
Tilgjengelig:
[https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse av staalkonstruksjoner](https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse%20av%20staalkonstruksjoner),
Hentet: 11.Mai.

- [56] «Brannsikring av HQS bjelker i stål,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.rockwool.no/konstruksjoner/brannsikring/brannsikring-av-stal/brannsikring-av-hsq-bjelker-av-stal/?selectedCat=brosjyrer>, Hentet: 11.Mai.
- [57] B. foreningen, *Bind B - Kraftoverføring og avstivning*. Betongelementboka.
- [58] «Massivtre,» [Online]. Tilgjengelig: http://www.itre-as.no/?page_id=10, Hentet: 02.Mai.
- [59] Betongelementboka, *Bind B - Avstivning og kraftoverføring* (nr. 6.Mai). Betongelementboka.
- [60] M. L. AS, «Beslag for limtre,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/brosjyrer/beslagskatalog-august-2018.pdf>, Hentet: 6.mai.
- [61] «Unngå skadekonstruksjoner i massivtre,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.sintef.no/community/fagblogg/poster/unnga-skadekonstruksjoner-i-massivtre/>, Hentet: 20.april.

Vedlegg

4.4.1 Arkitekttegninger 1. og 2 etasje.....	2
4.4.2 Arkitekttegninger 3. etasje.....	3
5.3.3.1 Snølast	4
5.3.4.1 Vindlast vest.....	5
5.3.4.2 Vindlast nord.....	11
5.3.4.3 Vindlast OS-prog	14
5.3.5.1 Skjevstillingslast	17
5.3.6.1 Seismisk last.....	18
5.3.6.2 Seismisk last V-skive.....	21
6.1.1 Etasjeskillere CLT 260 L7s-2 Calculatis	23
6.1.2 Schubanalogieverfahren	25
6.2.1 Takelement CLT 200 L7s Calculatis	27
6.3.1 Limtrebjelke 1. og 2 egt	29
6.3.2 Limtrebjelke G-prog.....	37
6.3.2 Takbjelke 140x405mm	41
6.4.1 Stålbjelker sammendrag ISY- design	47
6.4.1 Stålbjelke kontroll Mathcad	49
6.5.1 Limtresøyler	53
6.5.2 Branndimensjonering av søyle.....	59
6.5.3 Limtresøyler Tretverrsnitt	62
6.6.1 Innervegg 1	64
6.6.2 Vegg med utsparing	68
6.7.1.1 Beregning av avstivning V-skive	72
6.7.1.2 Håndberegninger av global stabilitet.....	78
6.7.1.3 Beregning av skive nr. 7 i Calculatis	80

4.4.2 Arkitekttegninger 3. etasje



5.3.3.1 Snølast

SNØLAST

Snølast

NS-EN 1991-1-3

Topografi [5.2 (7)]

Normal topografi; områder der vind ikke fjerner snø fra bygverk som følge av terreng, andre bygverk eller trær Tab 5.1

$$C_e := 1.0$$

Termisk [5.2 (8)]

Varmegjennomgang $< 1 \text{ W/m}^2\text{K}$

$$C_t := 1.0$$

Formfaktor [5.3]

Grenser ikke til eller ligger nært høyere bygverk [5.3.6]

$$\alpha := 0$$

$\mu_1 := 0.8$ Tab 5.2

Karakteristisk snølast [NA 4.1]

Bergen

$$S_{k0} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$H_g := 150 \text{ m}$$

$$H := 16.8 \text{ m} \quad H \leq H_g$$

$$\Delta S_{k0} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_k := S_{k0} \cdot \mu_1 \cdot C_t \cdot C_e \quad S_k = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (5.1)$$

5.3.4.1 Vindlast vest

Vind fra vest

NS-EN 1991-1-4

Vind fra vest vil gi dominerende vindlast på langside

Stedsvindhastighet

Terrengruhetskategori I

Tillegg A.1

Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindring

Terrengruhetsfaktor $C_r(z)$

[4.3.2]

$$k_r := 0.17$$

Tab NA 4.1

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

$$z_{min} := 2 \text{ m}$$

$$z_{max} := 200 \text{ m}$$

$$z := 8.64 \text{ m}$$

$$z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$C_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$C_r(z) = 1.149$$

(4.4)

Topografi

NA 4.3.3

Byggsted ligger ikke på topp av skråning og eller med skråning over 30 grader.

$$H := 39 \text{ m}$$

$$H_{byggsted} := 16.8 \text{ m}$$

$$H_{byggsted} < H$$

$$C_0(z) := 1$$

Basisvindhastigheten v_b

NA.4.2(2)

$$c_{dir} := 1.0 \quad \text{Vindretning, SV, N, V, NV, S}$$

$$c_{season} := 1.0 \quad \text{Årstid, helår}$$

$$c_{prob} := 1.0 \quad \text{50 år}$$

$$c_{alt} := 1.0 \quad \text{Nivåfaktor 16,8 moh}$$

$$v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Referansevindhastighet}$$

Tab NA 901.1

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot c_{alt} \cdot v_{b,0}$$

$$v_b = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(NA 4.1)

Stedsvindhastighet

$$v_m(z) := C_0(z) \cdot C_r(z) \cdot v_b$$

$$v_m(z) = 29.886 \frac{m}{s}$$

[4.3.1]

Vindkasthastighetstrykk

[NA 4.5]

Stedsvindhastigheten

$$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Luftens densitet}$$

$$q_m(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot (v_m(z))^2$$

$$q_m(z) = 558.239 \text{ Pa}$$

Toppfaktor

$$k_p := 3.5$$

Turbulensitet

$$k_I := 1.0$$

[NA 4.4]

$$I_v(z) := \frac{k_I}{C_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

$$I_v(z) = 0.148$$

Vindkasthastighetstrykk

$$q_{p,0}(z) := [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)] \cdot q_m(z)$$

$$q_{p,0}(z) = [1.136] \frac{kN}{m^2}$$

(NA 4.8)

$$k_3 := 1.0 \quad \text{Ingen endring av landskap innen 10 km}$$

$$q_p(z) := k_3 \cdot q_{p,0}(z)$$

$$q_p(z) = [1.136] \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktorerer vegger

Tab 7.1

$$h := 8.64 \text{ m}$$

$$d := 21.5 \text{ m}$$

$$Sone := \frac{h}{d} \quad Sone = 0.402$$

$$C_A := -1.2$$

$$C_B := -0.8$$

$$C_c := -0.5$$

Må interpolere mellom sone 1 og 0.25 for å finne sone D og E

$$C_D := 0.8 + (0.535 - 1) \cdot \frac{(0.7 - 0.8)}{(0.25 - 1)} \quad C_D = 0.738$$

$$C_E := -0.5 + (0.535 - 1) \cdot \frac{(-0.3 - -0.5)}{(0.25 - 1)} \quad C_E = -0.376$$

Soner vegger:

Fig 7.5

$$e := 17.28 \text{ m}$$

$$d := 21.5 \text{ m}$$

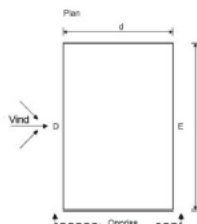
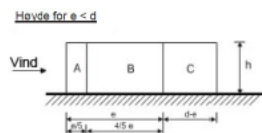
$$e < d$$

$$\text{Sona A:} \quad \frac{e}{5} = 3.456 \text{ m}$$

$$\text{Sone B:} \quad \frac{4 \cdot e}{5} = 13.824 \text{ m}$$

$$\text{Sone B:} \quad d - e = 4.22 \text{ m}$$

Sonene fordeler seg på tak som dette:



Formprofil på hastighetstrykk

$$h = 8.64 \text{ m}$$

$$b = 21.5 \text{ m}$$

$$h < b$$

$$q_p(z) = [1.136] \frac{kN}{m^2}$$

Ingen fordandring av hastighetstrykk over byggets høyde.

Formfaktorer tak

Tab 7.2

Flatt tak, antar skarp takavslutning

$$C_F := -1.8$$

$$C_G := -1.2$$

$$C_H := -0.7$$

$$C_{I,trykk} := 0.2$$

$$C_{I,sug} := -0.2$$

Fig 7.6

Soner tak:

$$e := 23.0 \text{ m}$$

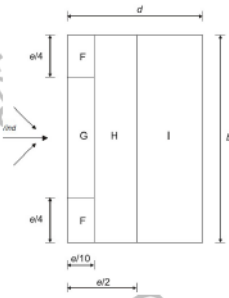
$$d := 21.5 \text{ m}$$

$$\text{Sone F/G: } \frac{e}{10} = 2.3 \text{ m} \quad \frac{e}{4} = 5.75 \text{ m}$$

$$\text{Sone H: } \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 9.2 \text{ m}$$

$$\text{Sone I: } d - \frac{e}{2} = 10 \text{ m}$$

Sonene fordeler seg på tak som dette:



Innvendige formfaktorer

7.2.9
Merknad 2

$$C_O := -0.3$$

$$C_U := 0.2$$

Karakteristisk vindlast på tak:

$$q_F := (C_F + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_F = [-2.386] \frac{kN}{m^2} \quad \text{Antar skarp takavslutning}$$

$$q_G := (C_G + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_G = [-1.704] \frac{kN}{m^2}$$

$$q_H := (C_H + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_H = [-1.136] \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{I.sug} := (C_{I.sug} + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_{I.sug} = [-0.568] \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{I.trykk} := (C_{I.trykk} + C_U) \cdot q_p(z) \quad q_{I.trykk} = [0.454] \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk vindlast på vegger:

$$q_A := (C_A + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_A = [-1.704] \frac{kN}{m^2}$$

$$q_B := (C_B + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_B = [-1.25] \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D := (C_D + C_U) \cdot q_p(z) \quad q_D = [1.066] \frac{kN}{m^2}$$

$$q_E := (C_E + C_O) \cdot q_p(z) \quad q_E = [-0.768] \frac{kN}{m^2}$$

Global stabilitet

$$K_{red} := 0.85$$

$$q_{d,e} := (C_D - C_E) \cdot q_p(z) \cdot K_{red} = [1.076] \frac{kN}{m^2}$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

5.3.4.2 Vindlast nord

Vind fra nord

NS-EN 1991-1-4

Benytter konservativt lik hastighetstrykk for alle vindretninger.

Vindhastighetstrykker er regnet ut i vedlegg: vindlast vest

$$q_p(z) := 1.136 \frac{kN}{m^2}$$

$$z := 8.64 \text{ m}$$

Formfaktorer vegger

Tab 7.1

$$e := 17.28 \text{ m}$$

$$d := 23 \text{ m}$$

$$h := 8.64 \text{ m}$$

$$S_{one} := \frac{h}{d} \quad S_{one} = 0.376$$

$$C_A := -1.2$$

$$C_B := -0.8$$

$$C_C := -0.5$$

Må interpolere mellom sone 1 og 0.25 for å finne sone D og E

$$C_D := 0.8 + (0.496 - 1) \cdot \frac{(0.7 - 0.8)}{(0.25 - 1)} \quad C_D = 0.733$$

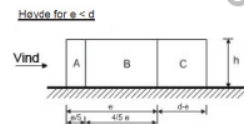
$$C_E := -0.5 + (0.496 - 1) \cdot \frac{(-0.3 - -0.5)}{(0.25 - 1)} \quad C_E = -0.366$$

$$e < d$$

$$\text{Sona A:} \quad \frac{e}{5} = 3.456 \text{ m}$$

$$\text{Sone B:} \quad \frac{4e}{5} = 13.824 \text{ m}$$

$$\text{Sone C:} \quad d - e = 5.72 \text{ m}$$



Formprofil på hastighetstrykk

Fig 7.4

$$h = 8.64 \text{ m}$$

$$b := 23 \text{ m}$$

$$h < b$$

$$q_p(z) = 1.136 \frac{kN}{m^2}$$

Ingen forandring av hastighetstrykk over byggets høyde.

Formfaktor tak

Tab 7.2

Flatt tak, antar skarp takavslutning

$$\begin{aligned} C_F &:= -1.8 \\ C_G &:= -1.2 \\ C_H &:= -0.7 \\ C_{I,trykk} &:= 0.2 \\ C_{I,sug} &:= -0.2 \end{aligned}$$

Fig 7.6

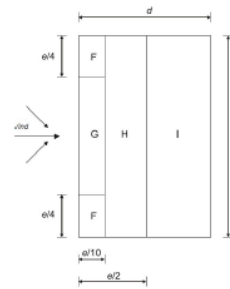
Soner tak:

$$\begin{aligned} e &= 17.28 \text{ m} \\ d &:= 23.198 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Sone F/G: } \frac{e}{10} = 1.728 \text{ m} \quad \frac{e}{4} = 4.32 \text{ m}$$

$$\text{Sone H: } \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 6.912 \text{ m}$$

$$\text{Sone I: } d - \frac{e}{2} = 14.558 \text{ m}$$



Innvendige formfaktorer

7.2.9
Merknad 2

$$\begin{aligned} C_O &:= -0.3 \\ C_U &:= 0.2 \end{aligned}$$

Karakteristisk vindlast på tak:

$$\begin{aligned}q_F &:= (C_F + C_O) \cdot q_p(z) & q_F &= -2.386 \frac{kN}{m^2} \\q_G &:= (C_G + C_O) \cdot q_p(z) & q_G &= -1.704 \frac{kN}{m^2} \\q_H &:= (C_H + C_O) \cdot q_p(z) & q_H &= -1.136 \frac{kN}{m^2} \\q_{I.sug} &:= (C_{I.sug} + C_O) \cdot q_p(z) & q_{I.sug} &= -0.568 \frac{kN}{m^2} \\q_{I.trykk} &:= (C_{I.trykk} + C_U) \cdot q_p(z) & q_{I.trykk} &= 0.454 \frac{kN}{m^2}\end{aligned}$$

Karakteristisk vindlast på vegger:

$$\begin{aligned}q_A &:= (C_A + C_O) \cdot q_p(z) & q_A &= -1.704 \frac{kN}{m^2} \\q_B &:= (C_B + C_O) \cdot q_p(z) & q_B &= -1.25 \frac{kN}{m^2} \\q_C &:= (C_C + C_O) \cdot q_p(z) & q_C &= -0.909 \frac{kN}{m^2} \\q_D &:= (C_D + C_U) \cdot q_p(z) & q_D &= 1.06 \frac{kN}{m^2} \\q_E &:= -(C_E + C_O) \cdot q_p(z) & q_E &= 0.756 \frac{kN}{m^2}\end{aligned}$$

Global stabilitet

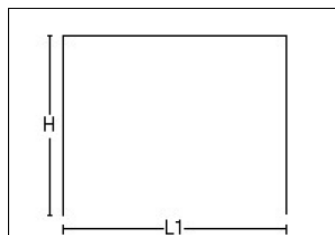
$$\begin{aligned}K_{red} &:= 0.85 \\q_{d.e} &:= (C_D - C_E) \cdot q_p(z) \cdot K_{red} = 1.061 \frac{kN}{m^2}\end{aligned}$$

5.3.4.3 Vindlast OS-prog

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 13-05-2020

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.6 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 8640 mm
L1 21500 mm

Byggets lengde, L2: 23000 mm
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 17 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 26 m/s

Høyde Z over grunnivået: 8,64 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s): 29,89 Cr: 1,15

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

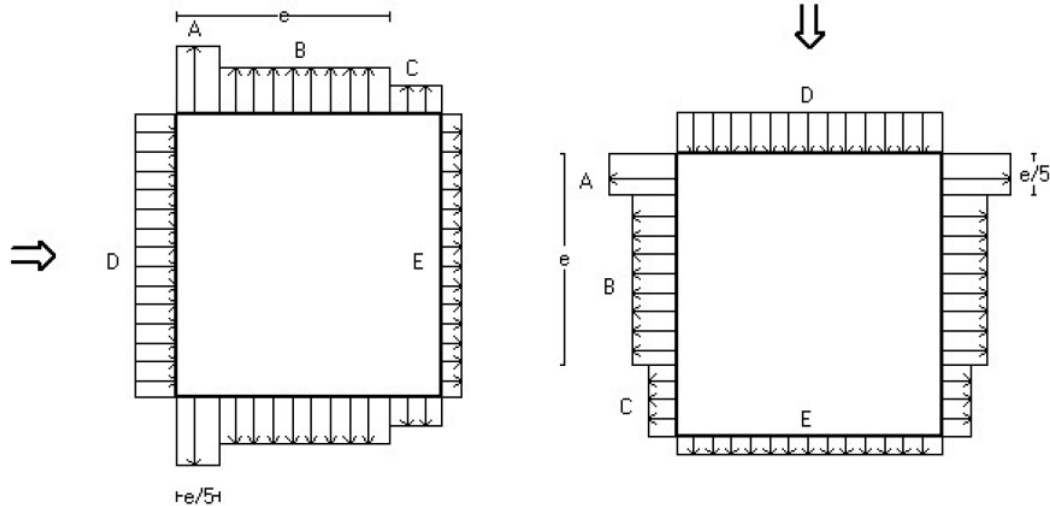
Vkast: 42,64 m/s

Qkast: 1,136 kN/m²

Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 13-05-2020

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=17280$ mm

Vindretning 90 grader. $e=17280$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m ²)	-1,36	-0,91	-0,57	0,82	-0,39
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m ²)	-1,59	-1,25	-0,57	1,14	-0,39
Utstrekning (mm)	3456	13824	4220	23000	23000

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-1,36	-0,91	-0,57	0,81	-0,38
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-1,59	-1,25	-0,57	1,14	-0,38
Utstrekning (mm)	3456	13824	5720	21500	21500

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,34	0,23

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 13-05-2020

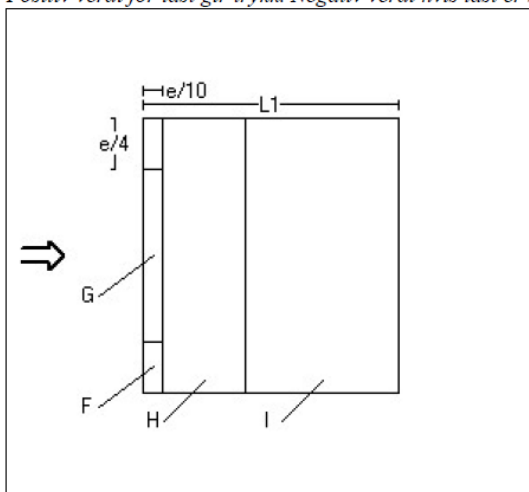
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=21500 mm L2=23000 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



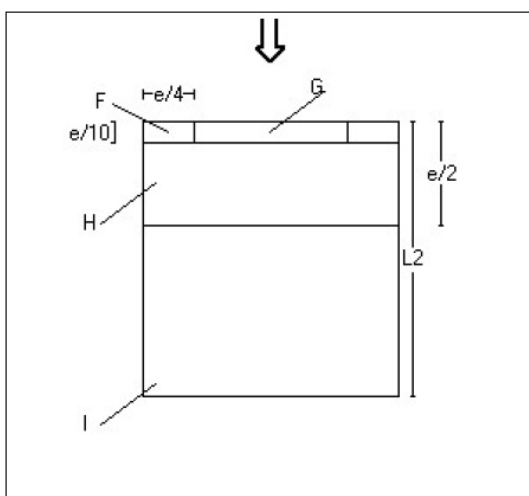
Utstrekning (mm)

e=17280

e/4=4320

e/10=1728

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1.80	-2.05	4320x1728
G	-1.20	-1.36	14360x1728
H	-0.70	-0.80	23000x6912
I	+/-0.20	+/-0.23	23000x12860



Utstrekning (mm)

e=17280

e/4=4320

e/10=1728

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1.80	-2.05	4320x1728
G	-1.20	-1.36	12860x1728
H	-0.70	-0.80	21500x6912
I	+/-0.20	+/-0.23	21500x14360

5.3.5.1 Skjevstillingslast

Skjevstillingslast

$$vegg := 100 \frac{kg}{m^2}$$

Byggets totale masse

$$Himling := 100 \frac{kg}{m^2}$$

$$Lydgulv := 100 \frac{kg}{m^2}$$

$$Tredække := 500 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.24 m = 120 \frac{kg}{m^2}$$

$$g := vegg + Himling + Lydgulv + Tredække = 420 \frac{kg}{m^2}$$

$$g_{tak} := Tredække + vegg = 220 \frac{kg}{m^2}$$

$$m_a := g \cdot 23 m \cdot 21 m \cdot 2 + g_{tak} \cdot 23 m \cdot 21 m = (5.12 \cdot 10^5) kg$$

$$g := m_a \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = (5.023 \cdot 10^6) N$$

Skjevstillingslast:

$$H_s := g \cdot 0.005 = 25.113 kN$$

Regner skjevstillingslasten som 0.5% av egenvekten til bygget.

5.3.6.1 Seismisk last

Seismiske laster - utelatelseskriterier

NS-EN 1998-1

I Norge kan vi regne for lavseismisk (DLC)

Svært lav seismisitet:

Tab NA4(902) Seismisk klasse II
 Tab NA4(901) $\gamma_I := 1.0$

Seismisk faktor

Fig NA3(901) $a_{g40Hz} := 0.8 \frac{m}{s^2}$

Spissverdi for berggrunnens akselrasjon

Tab NA 3.3 $S := 1.0$
 Tab 3.1 Grunntype A

Forsterkningsfaktor
 Grunnforhold

NA 3.2.1(5)P $a_g S := \gamma_I \cdot (0.8 \cdot a_{g40Hz}) \cdot S = 0.64 \frac{m}{s^2}$

Krever ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot seismisk påkjenning dersom $a_g S < 0.49 \frac{m}{s^2}$

$$a_g S > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Ikke ok, videre påvisning av seismisk laster er nødvendig

Konstruksjonstype

NA 3.2.1 Konstruksjon i seismisk klasse II
 Massivtrebygg

Ikke ok for seismisk klasse eller lette trekonstruksjoner

Dimensjonerende spektrum

Tab 4.1	$q := 1.5$	Konstruksjonsfaktor
[3.2.2.2]	$a_g := \gamma_I \cdot (0.8 \cdot a_{g40Hz}) = 0.64 \frac{m}{s^2}$	Dimensjonernde grunnakselerasjon
Tab NA3.3	$T_B := 0.10$ $T_C := 0.20$ $T_D := 1.7$	Parametere som bestemmer knekkpunkter i responspekteret
[4.3.3.2.2(4)]	$C_t := 0.05$ $H := 11.5$ $T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.312$	Byggets egensvingsperioder
	$d := 12 \cdot 10^{-3}$ $T_1 := 2 \sqrt[2]{d} = 0.219$	Henter d ut fra V-sive, mer nøyaktig beregning
[3.2.2.5(4)]	$T_C < T < T_D$ $S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right) = 0.974 \frac{m}{s^2}$	Dimensjonerende spekter
	Krever ikke videre påvisning dersom : $S_d < 0.49 \frac{m}{s^2}$	
	$S_d(T) > 0.49 \frac{m}{s^2}$	
	Ikke ok, videre påvisning for seismiske laster er nødvendig	

Størrelse på krefter

[3.3.3.2.2(1)]P

$$vegg := 100 \frac{kg}{m^2}$$

Byggets totale masse

$$Himling := 100 \frac{kg}{m^2}$$

$$Lydgulv := 100 \frac{kg}{m^2}$$

$$Tredække := 500 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.24 m = 120 \frac{kg}{m^2}$$

$$g := vegg + Himling + Lydgulv + Tredække = 420 \frac{kg}{m^2}$$

$$g_{tak} := Tredække + vegg = 220 \frac{kg}{m^2}$$

$$m := g \cdot 23 m \cdot 21 m \cdot 2 + g_{tak} \cdot 23 m \cdot 21 m = (5.1 \cdot 10^5) kg$$

$$\lambda := 0.85$$

$$F(b) := m \cdot S_d(T) \cdot \lambda = 423.8 kN$$

[4.4.1(2)]

$$w_k := 1.1 \frac{kN}{m^2} \cdot 8.6 m \cdot 23 m = 217.6 kN$$

$$H_k := 25 kN$$

$$\gamma := 1.25$$

$$\gamma_{DCL} := 1.0$$

NA [4.2.5]

$$H := (1.5 \cdot w_k + 1.05 \cdot H_k) \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{DCL}} = 440.8 kN$$

Fb < H - innenfor utelatelseskriteriet

5.3.6.2 Seismisk last V-skive

Tittel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2020

Seismiske data

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon: ag40Hz [fig NA.3(901)]	0,8 m/s ²
Seismisk klasse	2
Seismisk faktor	1
Grunntype	A
Konstruksjonsfaktor	1,5

Vertikale laster

Snølast på tak: 1,6 kN/m².

Nyttelastkategori for bygning - A: Bolig (0.3)

Etasje	Egenvekt (kN/m ²)	Påført egenlast (kN/m ²)	Påført Nyttelast (kN/m ²)
3 (tak)	1,2	2,2	0,75
2	1,2	3	2
1	1,2	3	2

Ekstra vertikallaster for etasje nr: 1 (ingen)

Ekstra vertikallaster for etasje nr: 2 (ingen)

Ekstra vertikallaster for etasje nr: 3 (ingen)

Seismiske kriterier

Kombinasjoner av lastvirkninger i planet, ortogonale retninger

Lastvirkningene i konstruksjonen multipliseres med faktoren 1.0 i primærretningen, og faktoren 0.0 i sekundærretningen.

Forenklet frihetsanalyse

Følgende krav gjelder for bruk av forenklet frihetsanalyse:

$$T1 \leq 4 * Tc = 4 * 0,2 \text{ s} = 0,8 \text{ s}$$

og $T1 \leq 2 \text{ s}$

Bestemmelse av T1 se EC8 ligning 4.9

T1 i x-retning = 0,228s (d=13 mm) OK

T1 i y-retning = 0,297s (d=22 mm) OK

Utelatelseskriterium 1

Dersom følgende krav blir oppfylt kan en se bort i fra seismiske påkjenninger:

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

$$ag * S = 0,64 * 1 = 0,64 \text{ m/s}^2$$

Dvs. ytterligere undersøkelser er påkrevet.

Kravet om lav seismisitet er oppfylt dersom:

$$ag * S < 2,45 \text{ m/s}^2$$

$$ag * S = 0,64 * 1 = 0,64 \text{ m/s}^2$$

Dvs. bygget kan dimensjoneres etter bestemmelsene om lav seismisitet (DCL).

Utelatelseskriterium 2

Dersom følgende krav blir oppfylt for begge retninger kan en se bort ifra seismiske påkjenninger:

$$Sd < 0,05 * g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Sd i x-retning er 0,936 m/s² IKKE OPPFYLT. Videre beregning er nødvendig.

Sd i y-retning er: 0,719 m/s² IKKE OPPFYLT. Videre beregning er nødvendig.

Regularitet i høyden.

Programmet har ikke utført kontroll av regularitet i høyden. Se EC8, punkt 4.2.3.3, for betingelser.

Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 15-05-2020

Regularitet i planet.

Kontroll utføres i henhold til Håndbok H5 - punkt 5.1.1.6

Krav gjelder i forhold til massens tyngdepunkt i planet

Tyngdepunktet ligger $dx=-390$ mm og $dy=1440$ mm i forhold til angitt origo

Rotasjonssenter ligger $x=-7675$ mm og $y=6707$ mm i forhold til angitt origo

Krav for X-retning:

$$eox \leq 0.3 * rx \text{ og } rx \geq ls$$

Der $eox=7,3$ m , $rx=7,7$ m og $ls=8,6$ m IKKE OK

Krav for Y-retning:

$$eoy \leq 0.3 * ry \text{ og } ry \geq ls$$

Der $eoy=5,3$ m , $ry=4,3$ m og $ls=8,6$ m IKKE OK

NB ! KRAV TIL REGULARITET I PLANET ER IKKE TILFREDSTILLELLENDE, RESULTATER VISES ALLIKEVEL.

Seismisk last pr. etasje

Total kraft på fundamentnivå i X-retning $F_b=428$ kN

Total kraft på fundamentnivå i Y-retning $F_b=329$ kN

Etasje	Høyde Zi (m)	Masse mi (tonn)	Zi * mi (m*tonn)	Seismisk kraft Fi(kN)	
				x-retning	y-retning
1	3	197	569	82	63
2	6	194	1122	162	124
3	9	147	1275	184	141
Sum			2965,5		

Lasttilfeller

Lastdata for lasttilfelle nr 1: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
X	82.1	-460	2323	1	1
X	161.9	-411	2370	2	2
X	183.9	-341	2450	3	3

Lastdata for lasttilfelle nr 2: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
X	82.1	-460	403	1	1
X	161.9	-411	450	2	2
X	183.9	-341	530	3	3

Lastdata for lasttilfelle nr 3: seismisk last

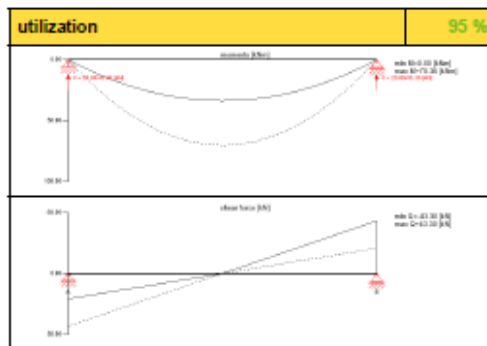
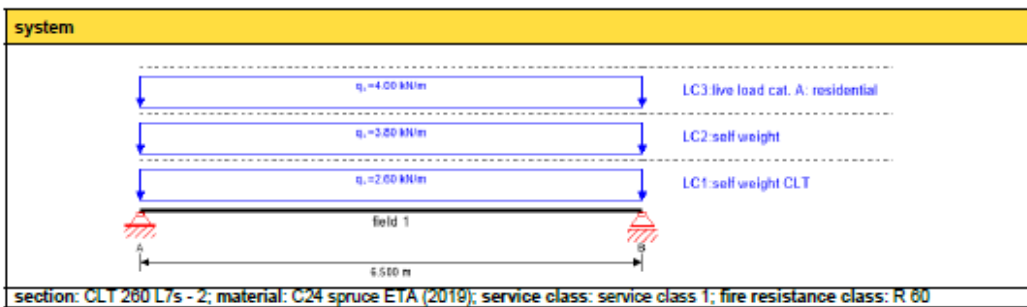
Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
Y	63.1	690	1363	1	1
Y	124.4	739	1410	2	2
Y	141.3	809	1490	3	3

Lastdata for lasttilfelle nr 4: seismisk last

Retning	P(kN)	x	y	Fra etasje	Til etasje
Y	63.1	-1610	1363	1	1
Y	124.4	-1561	1410	2	2
Y	141.3	-1491	1490	3	3

6.1.1 Etasjeskillere CLT 260 L7s-2 Calculatis

Hvl Student Ingeborg Stray project element Skiparviken Dekke maks spennvidde m/ 240mm siste page 1 date 21.05.2020



flexural stress analysis 20 %

$M_{y,d} = 70.38$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm ²
$N_{x,d} = 0.00$ kN	$f_{t,k} = 0.00$ N/mm ²
$\sigma_{t,d} = 0.00$ N/mm ²	$f_{t,d} = 8.98$ N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} = -3.30$ N/mm ² <	$f_{m,y,d} = 16.90$ N/mm ² ✓

shear stress analysis 5 %

$V_d = -43.30$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²
$\tau_{v,d} = 0.12$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 2.58$ N/mm ² ✓

rolling shear analysis 15 %

$V_d = -43.30$ kN	$f_{r,k} = 1.15$ N/mm ²
$\tau_{r,d} = 0.11$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 0.74$ N/mm ² ✓

flexural stress analysis fire 11 %

$M_{y,d} = 40.14$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm ²
$N_{x,d} = 0.00$ kN	$f_{t,k} = 0.00$ N/mm ²
$\sigma_{t,d} = 0.00$ N/mm ²	$f_{t,d} = 16.10$ N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} = 3.35$ N/mm ² <	$f_{m,y,d} = 30.36$ N/mm ² ✓

shear stress analysis fire 2 %

$V_d = 24.70$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²
$\tau_{v,d} = 0.08$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 4.60$ N/mm ² ✓

rolling shear analysis fire 6 %

$V_d = -24.70$ kN	$f_{r,k} = 1.15$ N/mm ²
$\tau_{r,d} = 0.08$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 1.32$ N/mm ² ✓

w_{inst} = w[char]

field	K _{def}	limit	w _{inst}	w _{calc}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	21.7	8.5	39 %

w_{th} = w[char] + w[q.p.]*k_{def}

field	K _{def}	limit	w _{th}	w _{calc}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/150	43.3	13.4	31 %

w_{inst,th} = w[q.p.] + w[q.p.]*k_{def}

field	K _{def}	limit	w _{inst,th}	w _{calc}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/250	26.0	11.1	43 %

vibration analysis

criterion	calc.	d. I	d. II	d. I	d. II
frequency min	8.399	4.5	4.5	✓	✓
frequency	8.399	8.0	6.0	✓	✓
acceleration	0.04	0.05	0.1	✓	✓
stiffness	0.059	0.25	0.5	✓	✓

support reaction

load case category	k _{mod}	A _v	B _v
		[kN]	
self weight CLT	0.8	8.45	8.45
		8.45	8.45



© 2020 - Calculatis by Stora Enso - Version 2.36.1

support reaction			
load case category	k_{mod}	A_v	B_v
		[kN]	
self weight	0.6	12.35	12.35
		12.35	12.35
live load cat. A: residential	0.8	13.00	13.00
		0.00	0.00

Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



6.1.2 Schubanalogieverfahren

Schubanalogieverfahren - Dekke 1. og 2. etasje

Materialdata - CLT 240 L7s-2

$$\text{C24 i alle lag: } E_0 := 11000 \frac{N}{mm^2} \quad L := 6.5 \text{ m}$$

$$E_{90} := 3700 \frac{N}{mm^2}$$

Moment på dekke

$$q := 2 \frac{kN}{m} \cdot 1.5 + (1.9 + 1.2) \frac{kN}{m} \cdot 1.2 \quad q = 6.72 \frac{m \cdot s^2}{s^2 \cdot m} \cdot \frac{kN}{m}$$

$$M := \frac{(q \cdot L^2)}{8} \quad M = 35.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Regnes som to bjelker

Bjelke A: $b := 1000 \text{ mm}$ $t_1 := 80 \text{ mm}$ $t_2 := 20 \text{ mm}$ $t_3 := 40 \text{ mm}$

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot [E_0 \cdot t_1^3 \cdot 2 + E_{90} \cdot t_2^3 \cdot 2 + E_0 \cdot t_3^3]$$

$$EI_A = [1 \cdot 10^{12}] N \cdot mm^2$$

Bjelke B:

$$z_1 := \left(\frac{240}{2} - 40 \right) \cdot mm = 80 \text{ mm} \quad z_2 := \left(\frac{240}{2} - 80 - \frac{20}{2} \right) \cdot mm = 30 \text{ mm}$$

$$z_3 := 0$$

$$EI_B := b \cdot [2 \cdot E_0 \cdot t_1 \cdot z_1^2 + 2 \cdot E_{90} \cdot t_2 \cdot z_2^2]$$

$$EI_B = [11.4 \cdot 10^{12}] N \cdot mm^2$$

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = [12.4 \cdot 10^{12}] N \cdot mm^2$$

Momentfordeling til bjelke A og bjelke B

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 2.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := \frac{EI_B}{EI_{eff}} \cdot M = 32.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ytterste lameller

$$M_1 := \frac{\left(E_0 \cdot \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_1^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = [1.34] \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$w := \frac{1}{6} \cdot b \cdot t_1^2$$

$$\sigma_{M1} := \frac{M_1}{w} = [1.26] \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_1 := \frac{(E_0 \cdot b \cdot t_1 \cdot z_1)}{EI_B} \cdot M_B = [201.5] \text{ kN}$$

$$\sigma_{N1} := \frac{N_1}{b \cdot t_1} = [2.52] \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\max} := \sigma_{N1} + \sigma_{M1} = [3.78] \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

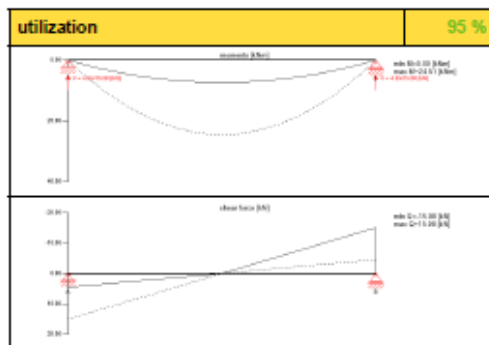
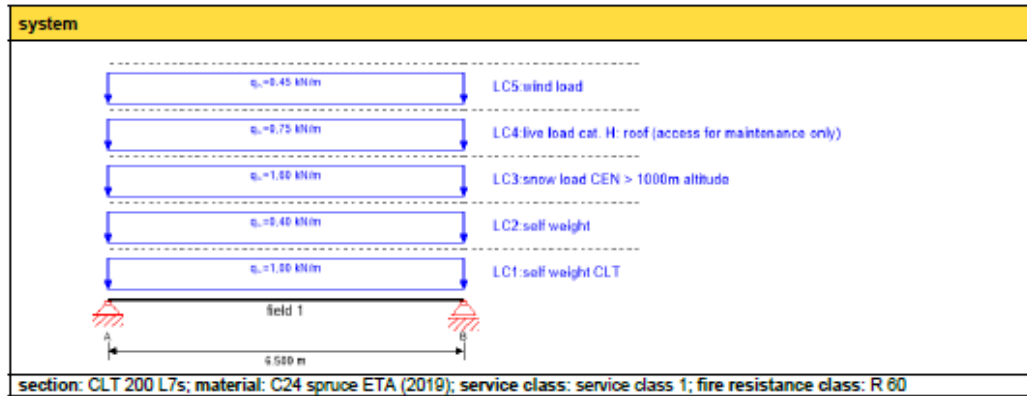
6.2.1 Takelement CLT 200 L7s Calculatis

Hvl
Student Ingeborg Stray

project
element

Skiparviken
Tak D3 1 meter bredde

page 1
date 24.05.2020



flexural stress analysis		36 %			
$M_{y,d} = 24.51$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm ²				
$N_{x,d} = 0.00$ kN	$f_{t,k} = 0.00$ N/mm ²				
$\sigma_{t,d} = 0.00$ N/mm ²	$f_{t,d} = 10.08$ N/mm ²				
$\sigma_{m,y,d} = 6.78$ N/mm ² <	$f_{m,y,d} = 19.01$ N/mm ² ✓				
shear stress analysis		3 %			
$V_{y,d} = -15.08$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²				
$\tau_{v,d} = 0.10$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 2.88$ N/mm ² ✓				
rolling shear analysis		13 %			
$V_{y,d} = -15.08$ kN	$f_{r,k} = 1.05$ N/mm ²				
$\tau_{r,d} = 0.10$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 0.76$ N/mm ² ✓				
flexural stress analysis fire		14 %			
$M_{y,d} = 9.08$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm ²				
$N_{x,d} = 0.00$ kN	$f_{t,k} = 0.00$ N/mm ²				
$\sigma_{t,d} = 0.00$ N/mm ²	$f_{t,d} = 16.10$ N/mm ²				
$\sigma_{m,y,d} = -4.36$ N/mm ² <	$f_{m,y,d} = 30.36$ N/mm ² ✓				
shear stress analysis fire		1 %			
$V_{y,d} = -5.59$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm ²				
$\tau_{v,d} = 0.05$ N/mm ² <	$f_{v,d} = 4.60$ N/mm ² ✓				
rolling shear analysis fire		4 %			
$V_{y,d} = -5.59$ kN	$f_{r,k} = 1.05$ N/mm ²				
$\tau_{r,d} = 0.05$ N/mm ² <	$f_{r,d} = 1.21$ N/mm ² ✓				
w _{inst} = w[char]					
field	K _{def}	limit	w _{inst}	w _{calc}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	21.7	20.6	95 %
w _{fin} = w[char] + w[q.p.]*kdef					
field	K _{def}	limit	w _{inst}	w _{calc}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/200	32.5	28.6	88 %
w _{inst,fin} = w[q.p.] + w[q.p.]*kdef					
field	K _{def}	limit	w _{inst}	w _{calc}	ratio
		[-]	[mm]	[mm]	
1	0.8	L/300	21.7	18.0	83 %

support reaction

load case category	k _{inst}	A _v	B _v
		[kN]	
self weight CLT	0.6	3.25	3.25
self weight	0.6	1.30	1.30
snow load CEN > 1000m altitude	0.8	5.20	5.20



© 2020 - Calculatis by Stora Enso - Version 2.36.1

support reaction			
load case category	k_{mod}	A_v	B_v
		[kN]	
		0.00	0.00
live load cat. H: roof (access for maintenance only)	0.9	2.44	2.44
		0.00	0.00
wind load	0.9	1.46	1.46
		0.00	0.00

Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



6.3.1 Limtrebjelke 1. og 2. etg

Limtrebjelke 1. og 2. etg

NS-EN 1995-1-1

Materialdata:

$$f_{mk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad E_{0.05} := 11800 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_m := 1.15 \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad E_0 := 13500 \frac{N}{mm^2}$$

$$h := 450 \text{ mm} \quad b := 140 \text{ mm} \quad L := 4.92 \text{ m}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (4.73 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$L1 := \frac{3.9}{2} \text{ m}$$

$$L2 := \frac{4.135}{2} \text{ m} \quad Lb := L1 + L2 = 4.02 \text{ m}$$

Laster:

$$\text{Egenlast:} \quad g_k := 3.25 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 13.06 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad p_k := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 8.04 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Egenvekt bjelke:} \quad g_{kb} := 0.2 \frac{kN}{m}$$

Karakteristisk kapasitet:

$$v := \frac{(g_k + p_k + g_{kb}) \cdot L}{2} = 52.38 \text{ kN}$$

Lastkombinasjoner:

Inne, oppvarmet -> klimaklasse 1

$$K_{mod, halv} := 0.8$$

$$K_{mod, perm} := 0.6$$

Momenter:

$$M_g := \frac{(g_k + g_{kb}) \cdot L^2}{8} = 40.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := \frac{(p_k \cdot L^2)}{8} = 24.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tester kombinasjoner:

Komb EP $M_{EP} := 1.2 \cdot M_g + 1.5 \cdot M_p = 84.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd3} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod, halv})}{\gamma_m} \cdot W = 105.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_3 := \frac{M_{EP}}{M_{Rd3}} = 0.8$$

Egenvekt alene: $M_E := 1.35 \cdot M_g = 54.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd4} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod, perm})}{\gamma_m} \cdot W = 78.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U4 := \frac{M_E}{M_{Rd4}} = 0.69$$

Kombinasjon EP er dominerende og brukes i videre regning.

Maks moment og skjær :

$$G_d := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb}) + 1.5 \cdot p_k = 27.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M := \frac{G_d \cdot L^2}{8} = 84.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V := \frac{G_d \cdot L}{2} = 68.78 \text{ kN}$$

Høydereduksjonsfaktor [3.3]

$$k_h := \left(\frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1} = 1.03$$

Kontroll i bruddgrense

Bøyning [6.1.6]: $\sigma_{myd} := \frac{M_{EP}}{W} = 17.91 \frac{N}{mm^2}$

Bruker kombinasjon ESP

$$f_{myd} := \frac{f_{mk} \cdot K_{mod, halv}}{\gamma_m} = 22.26 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd} \cdot k_h} = 0.78$$

Ok for bøyning alene

$$G_s := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb}) + 1.5 \cdot p_k = 27.96 \frac{kN}{m}$$

Skjær [6.1.7]: $V_{Ed} := \frac{(G_s \cdot L)}{2} = 68.78 \text{ kN}$

$$k_{cr} := 0.8 \quad b_{eff} := k_{cr} \cdot b = 112 \text{ mm}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{b \cdot h} = 1.64 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vd} := \frac{(f_{vk} \cdot K_{mod, halv})}{\gamma_m} = 2.43 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.67$$

Ok for skjær

Reduksjon av skjærkraft en høyde h fra opplegg etter 6.1.7 (3)

$$V_{red} := V_{Ed} - G_s \cdot 0.45 \text{ m} = 56.2 \text{ kN}$$

Tar til sikker side en høyde
250mm fra opplegg

$$V_{red} := V_{Ed} - G_s \cdot 0.25 \text{ m}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V_{red}}{b_{eff} \cdot h} = 1.84 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 0.76$$

Nedbøying:

$$I_{bj} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (1.06 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Korttidsforskyvning,
enkeltlaster:

$$\delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + g_{kb}) \cdot L^4}{E_0 \cdot I_{bj}} = 7 \text{ mm}$$

$$\delta_p := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_k \cdot L^4}{E_0 \cdot I_{bj}} = 4.3 \text{ mm}$$

$$\delta_{inst} := \delta_g + \delta_p = 11.3 \text{ mm}$$

Krav

$$\frac{L}{300} = 16.4 \text{ mm}$$

Langtidsnedbøying

$$k_{def} := 0.6 \quad \psi_{2,bolig} := 0.3$$

$$\delta_{fin.g} := \delta_g \cdot (1 + k_{def}) = 11.28 \text{ mm}$$

$$\delta_{fin.p} := \delta_p \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,bolig}) = 5.04 \text{ mm}$$

$$\delta_{fin} := \delta_{fin.g} + \delta_{fin.p} = 16.3 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_{fin}}{L} = 0.99$$

Branndimensjonering

NS-EN 1995-1-2

$$p_{d,fi} := g_k + g_{kb} + 1.0 \cdot \psi_{2,bolig} \cdot p_k = 15.67 \frac{kN}{m}$$

Nominelle forkullingsdybde [3.4.2 (2)]

$$\beta_n := 0.7 \frac{mm}{min} \quad (\text{Tab 3.1}) \quad t := 60 \text{ min}$$

$$d_{char,n} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm} \quad (3.2)$$

Effektiv forkullingsdybde [4.2.2] :

$$d_0 := 7 \text{ mm} \quad k_0 := 1.0 \quad \text{For } t > 20 \text{ min (tab 4.1)}$$

$$d_{ef} := d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 = 49 \text{ mm} \quad (4.1)$$

Effektivt tverrsnitt

$$b_{ef,fi} := b - 2 \cdot d_{ef} = 42 \text{ mm}$$

$$h_{ef,fi} := h - d_{ef} = 401 \text{ mm}$$

$$W_{fi} := \frac{1}{6} \cdot b_{ef,fi} \cdot h_{ef,fi}^2 = (1.13 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Dimensjonerende fastheter GL32c

$$f_{m,d,fi} := 1.15 \cdot f_{mk} = 36.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v,d,fi} := 1.15 \cdot f_{vk} = 4.03 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende snittkrefter

$$M_{d,maks,fi} := \frac{p_{d,fi} \cdot L^2}{8} = 47.41 \text{ kN} \cdot m$$

$$\sigma_{m,d,fi} := \frac{M_{d,maks,fi}}{W_{fi}} = 42.12 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{d,maks,fi} := \frac{p_{d,fi} \cdot L}{2} = 38.54 \text{ kN}$$

$$\tau_{d,fi} := 1.5 \cdot \frac{V_{d,maks,fi}}{k_{cr} \cdot b_{ef,fi} \cdot h_{ef,fi}} = 4.29 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse

$$\frac{\sigma_{m,d,fi}}{f_{m,d,fi}} = 1.14$$

$$\frac{\tau_{d,fi}}{f_{v,d,fi}} = 1.07$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

Torsjonsvurdering av bjelke

Materialdata:

$$f_{mk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad E_{0.05} := 11800 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_m := 1.15 \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad E_0 := 13500 \frac{N}{mm^2}$$

$$h := 450 \text{ mm} \quad b := 140 \text{ mm} \quad L := 4.92 \text{ m}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (4.725 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$L1 := \frac{3.9}{2} \text{ m}$$

$$L2 := \frac{4.135}{2} \text{ m} \quad Lb := L1 + L2 = 4.018 \text{ m}$$

$$K_{mod, halv} := 0.8$$

Laster:

Egenlast:

$$g_{k,1} := 3.25 \frac{kN}{m^2} \cdot L1 = 6.338 \frac{kN}{m}$$

$$g_{k,2} := 3.25 \frac{kN}{m^2} \cdot L2 = 6.719 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast:

$$p_{k,2} := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot L2 = 4.135 \frac{kN}{m} \quad \text{En side}$$

Egenvekt bjelke:

$$g_{kb} := 0.2 \frac{kN}{m}$$

Lastkombinasjoner

$$\text{Dekke side L1:} \quad q_1 := g_{k,1} \cdot 1.2 = 7.605 \frac{kN}{m}$$

$$V_{ed,1} := \frac{q_1 \cdot L}{2} = 18.708 \text{ kN}$$

Dekke side L2 $q_2 := g_{k,2} \cdot 1.2 + p_{k,2} \cdot 1.5 = 14.266 \frac{kN}{m}$

$$V_{ed,2} := \frac{q_2 \cdot L}{2} = 35.094 \text{ kN}$$

$$V_{ed} := V_{ed,2} - V_{ed,1} = 16.385 \text{ kN}$$

$$e_1 := \frac{b}{2} = 0.07 \text{ m}$$

$$M_x := V_{ed} \cdot e_1 = 1.147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

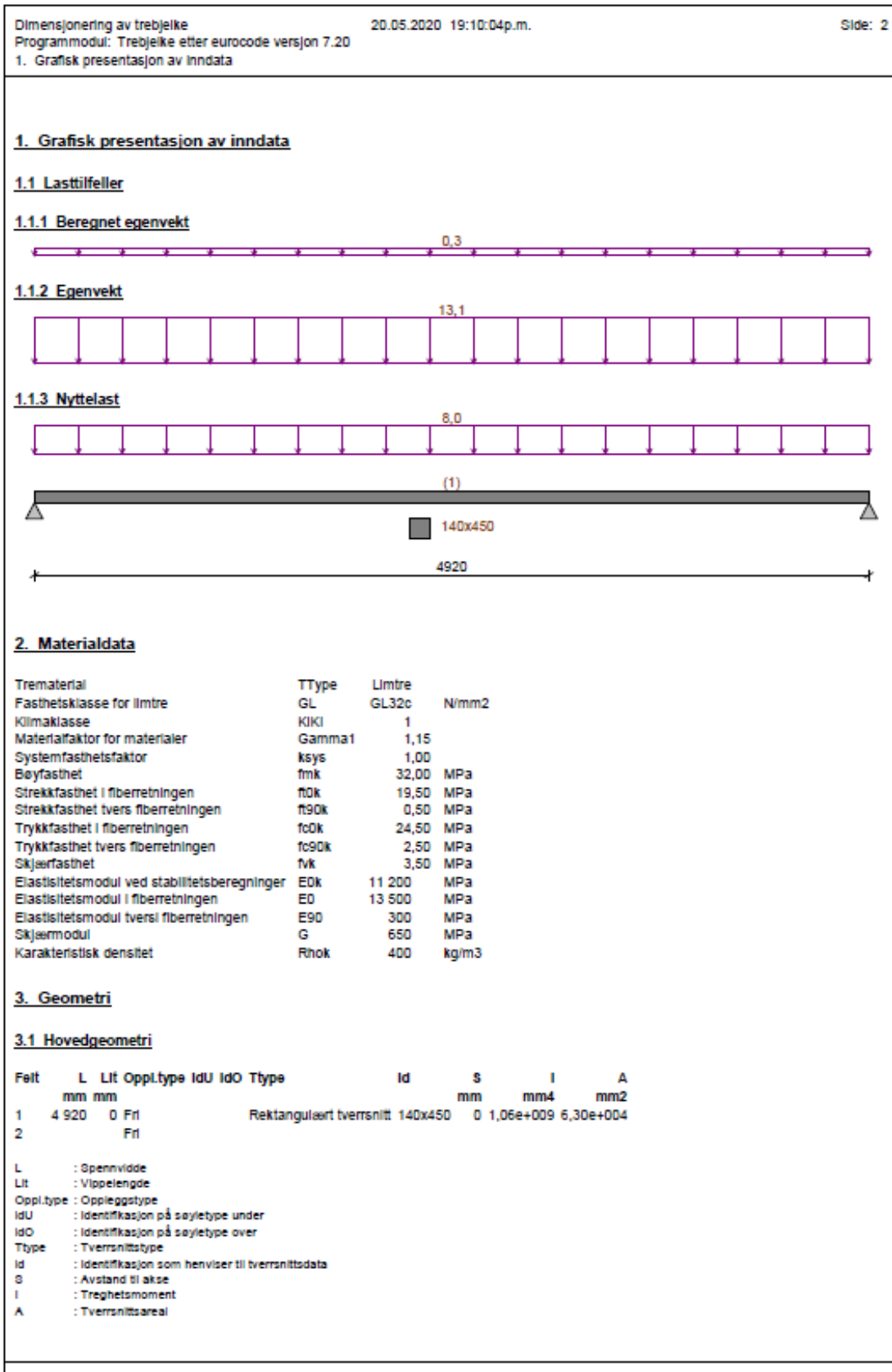
$$T_{ed} := \frac{M_x \cdot 3 \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right)}{h \cdot b^2} = 0.512 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_{shape} := 1.0 \quad (\text{tss})$$

$$f_{vd} := \frac{(f_{vk} \cdot K_{mod,halv})}{\gamma_m} = 2.435 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{T_{ed}}{f_{vd}} = 0.21$$

6.3.2 Limtrebjelke G-prog

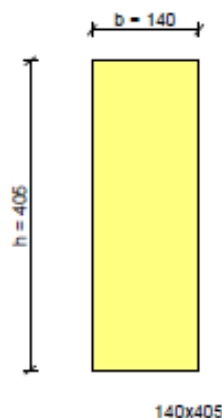


3.2 Tverrsnittsgeometrier

Treprofil: 140x405

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader

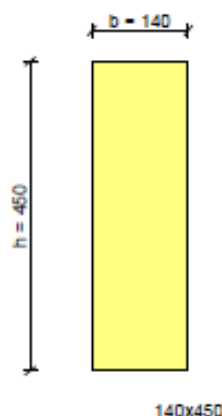
Profillets totale høyde	h	0,405	m
Profillets totale bredde	b	0,140	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,0900	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	5,670e-002	m ²
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	7,750e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,261e-005	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	3,827e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,323e-003	m ³



Treprofil: 140x450

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader

Profillets totale høyde	h	0,450	m
Profillets totale bredde	b	0,140	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,1800	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	6,300e-002	m ²
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	1,063e-003	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	1,029e-004	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	4,725e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,470e-003	m ³



4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Beregnet egenvekt

Lastvarghetsklasse LV P Permanent

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	0,25	0	0,00

4.1.2 Egenvekt

Lastvarghetsklasse LV P Permanent

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	13,10	0	0,00

4.1.3 Nyttelast

Lastvarighetsklasse LV B Halvårs

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	8,00	0	0,00

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Ingen dominerende (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Beregnet egenvekt	Permanent	1,35	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,35	1,00	1,00
Nyttelast	Variabel total	1,50	0,00	0,70

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

Felt	Leff/L	zg
	mm	
1	1,00	0

Leff/L : Forhold Leff/L (EN 1995 tab. 6.1)
zg : Avstand fra skjærcenter til lastens angrepspunkt. Positiv verdi når lasten peker mot skjærcenteret.

4.2.2 Nyttelast er dominerende (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Beregnet egenvekt	Permanent	1,20	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,20	1,00	1,00
Nyttelast	Variabel total	1,50	0,00	1,00

Felt	Leff/L	zg
	mm	
1	1,00	0

4.2.3 Tilnærmet permanent (Tilnærmet permanent (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Beregnet egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Nyttelast	Variabel total	1,00	0,00	0,30

4.2.4 Nyttelast er dominerende. Karakteristisk (Bruks)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Beregnet egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Nyttelast	Variabel total	1,00	0,00	1,00

4.2.5 Nyttelast er dominerende. Ofte forekommende. (Ofte forekommende (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Beregnet egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Nyttelast	Variabel total	1,00	0,00	0,50

14. Nedbøyninger etter 2014 års utgave av EC5 (2.2.3 (2) og (3))

Felt	-u.inst	-u.fn	u.inst	u.fn
	mm	mm	mm	mm
1	0,0	0,0	11,4	16,4

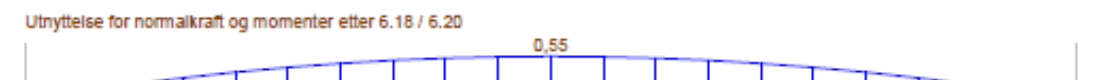
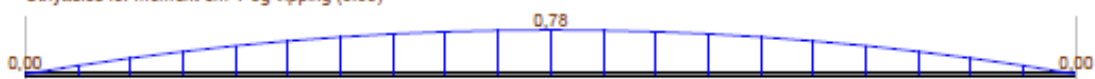
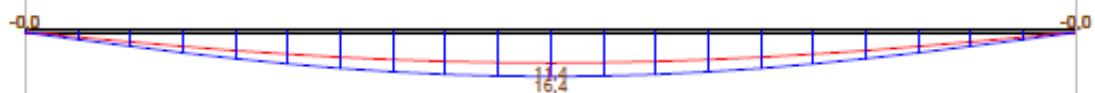
-u.inst : Minste (største oppover) nedbøyning etter kort tid

-u.fn : Minste (største oppover) nedbøyning etter lang tid

u.inst : Største nedbøyning etter kort tid

u.fn : Største nedbøyning etter lang tid

Nedbøyninger etter 2014 års utgave av EC5 (2.2.3 (2) og (3))



6.3.2 Takbjelke 140x405mm

TAK BJELKE

NS-EN 1995-1-1

Materialdata:

$$f_{mk} := 32 \frac{N}{mm^2} \quad f_{vk} := 3.5 \frac{N}{mm^2} \quad E_{0.05} := 11800 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_m := 1.15 \quad f_{c90k} := 2.5 \frac{N}{mm^2} \quad E_0 := 13500 \frac{N}{mm^2}$$

$$h := 405 \text{ mm} \quad b := 140 \text{ mm}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = (3.8 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$L1 := \frac{3.9}{2} \text{ m}$$

$$L2 := \frac{4.135}{2} \text{ m} \quad Lb := L1 + L2 = 4 \text{ m}$$

Laster:

Egenlast (tak): $g_k := 1.6 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 4 \text{ m} \cdot \frac{kN}{m}$

Nyttelast: $p_k := 0.75 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 13.1 \frac{kN}{m}$

Snølast: $s_k := 1.6 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 8 \frac{kN}{m}$

Vind: $w_k := 1.023 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 4.1 \frac{kN}{m}$

Egenvekt bjelke: $g_{kb} := 0.2 \frac{kN}{m}$

Lastkombinasjoner:

Inne, oppvarmet -> klimaklasse 1

$$K_{mod.inst} := 1.1$$

$$K_{mod.kort} := 0.9$$

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$K_{mod.perm} := 0.6$$

Momenter: $L := 4.92 \text{ m}$

$$M_g := \frac{(g_k + g_{kb}) \cdot L^2}{8} = 105.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := \frac{(p_k \cdot L^2)}{8} = 0.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_s := \frac{(s_k \cdot L^2)}{8} = 54.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_w := \frac{(w_k \cdot L^2)}{8} = 78.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tester kombinasjoner: $\psi_{0,s} := 0.7$ $\psi_{0,p} := 0$ $\psi_{0,w} := 0.6$

Komb EVSP

Vind dominerende $M_{ESV} := 1.2 \cdot M_g + 1.5 \cdot M_w + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot M_s + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot M_p = 68.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd1} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.inst})}{\gamma_m} \cdot W = 1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_1 := \frac{M_{ESV}}{M_{Rd1}} = 17.9$$

Snø dominerende $M_{ESV} := 1.2 \cdot M_g + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot M_w + 1.5 \cdot M_s + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot M_p = 22.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$U_1 := \frac{M_{ESV}}{M_{Rd1}} = 0.8$$

Komb ESP $M_{ESP} := 1.2 \cdot M_g + M_s \cdot 1.5 + M_p \cdot 1.5 \cdot \psi_{0,p} = 28 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd2} := \frac{(f_{mk} \cdot K_{mod.kort})}{\gamma_m} \cdot W = 68.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_2 := \frac{M_{ESP}}{M_{Rd2}} = 0.6$$

Komb EP $M_{EP} := 1.2 \cdot M_g + 1.5 \cdot M_p = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd3} := \frac{(fmk \cdot K_{mod,halv})}{\gamma_m} \cdot W = 1.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_3 := \frac{M_{EP}}{M_{Rd3}} = 2.4$$

Egenvekt alene: $M_E := 1.35 \cdot M_g = 0.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd4} := \frac{(fmk \cdot K_{mod,perm})}{\gamma_m} \cdot W = 56.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_4 := \frac{M_E}{M_{Rd4}} = 0.4$$

Kombinasjon ESP er dominerende og brukes i videre regning.

Maks moment og skjær med snø dominerende:

$$G_d := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb}) + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot s_k + 0.6 \cdot 1.5 \cdot w_k = 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M := \frac{G_d \cdot L^2}{8} = 0.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V := \frac{G_d \cdot L}{2} = (1.1 \cdot 10^9) \text{ kN}$$

Høydereduksjonsfaktor

$$k_h := \left(\frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1} = 7$$

Kontroll i bruddgrense

Bøyning [6.1.6]:

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{ESP}}{W} = 4.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Braker kombinasjon ESP

$$f_{myd} := \frac{f_{mk} \cdot K_{mod.kort}}{\gamma_m} = 11.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd} \cdot k_h} = 16.4$$

Ok for bøyning alene

$$G_s := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb}) + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot s_k = 17.6 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Skjær [6.1.7]: } V_{Ed} := \frac{(G_s \cdot L)}{2} = 43.3 \text{ kN}$$

$$k_{cr} := 0.8 \quad b_{eff} := k_{cr} \cdot b = 5 \text{ mm}$$

$$\tau_d := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{eff} \cdot h} = 16.3 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{vd} := \frac{(f_{vk} \cdot K_{mod.kort})}{\gamma_m} = 1 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\tau_d}{f_{vd}} = 15.7$$

Ok for skjær

$$\text{Nedbøyning: } I_{bj} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = (7.8 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$\text{Korttidsforskyvning, enkeltlast: } \delta_g := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + g_{kb}) \cdot L^4}{E_0 \cdot I_{bj}} = 4.8 \text{ mm}$$

$$\delta_p := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_k \cdot L^4}{E_0 \cdot I_{bj}} = 42 \text{ mm}$$

$$\delta_w := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_k \cdot L^4}{E_0 \cdot I_{bj}} = 3 \text{ mm}$$

$$\delta_s := \frac{5}{384} \cdot \frac{s_k \cdot L^4}{E_0 \cdot I_{bj}} = 4.7 \text{ mm}$$

Vurdering uten psi $\delta_{inst} := \delta_s + \delta_g + \delta_w + \delta_p = 49 \text{ mm}$

$$\delta_{inst} := \delta_g + \delta_w \cdot \psi_{0,w} + \delta_s + \delta_p \cdot \psi_{0,p} = 42 \text{ mm}$$

Krav $\frac{L}{300} = 401 \text{ mm}$

Langtidsnedbøying $k_{def} := 0.6$ $\psi_{2,s} := 0.2$ $\psi_{2,tak} := 0$ $\psi_{2,vind} := 0$
 $\psi_{0,tak} := 0$ $\psi_{0,vind} := 0.6$

$$\delta_{fin,g} := \delta_g \cdot (1 + k_{def}) = 4.3 \text{ mm}$$

$$\delta_{fin,s} := \delta_s \cdot (1 + k_{def} \cdot \psi_{2,s}) = 1.1 \text{ mm}$$

$$\delta_{fin,p} := \delta_p \cdot (\psi_{0,tak} + k_{def} \cdot \psi_{2,tak}) = 1.1 \text{ mm}$$

$$\delta_{fin,w} := \delta_w \cdot (\psi_{0,vind} + k_{def} \cdot \psi_{2,vind}) = 1.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{fin} := \delta_{fin,g} + \delta_{fin,s} + \delta_{fin,p} + \delta_{fin,w} = 14.8 \text{ mm}$$

Oppoverrettet laster

$$w_F := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot Lb = 9.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{opp} := g_k \cdot 0.9 - w_F \cdot 1.5 = -8.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M := \frac{q_{opp} \cdot L^2}{8} = -26.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bøyning [6.1.6]:

$$\sigma_{myd} := \frac{-M}{W} = 6.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{myd} := \frac{f_{mk} \cdot K_{mod.kort}}{\gamma_m} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_{myd}}{f_{myd} \cdot k_h} = 0.3$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information

6.4.1 Stålbjelker sammendrag ISY- design

Stålbjelke

Beregnet med eurokode 0 EN 1990, eurokode 1 EN 1991-1-1 og EN 1991-1-2, og eurokode 3 EN 1993-1-1, EN 1993-1-2 og EN 1993-1-5

med norsk nasjonalt tillegg

Stålbjelke versjon 1.1.0

Laget av: _____

Dato: 20.05.2020

Kontrollert av: _____

Dato: _____

Sammendrag

Materiale

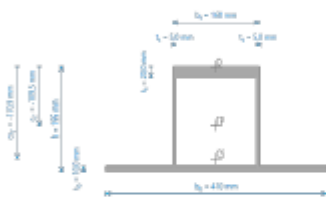
Stålsort	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	K_{fl}
S 355	1,05	1,05	1,00	1,00

Staver

ID	Lengde [mm]	Tverrsnitt	Ledd start	Ledd slutt	Rotasjon	Knutepunkter	
						ID	x [mm]
1	4 920	THP 185x5 - 150x20 - 410x10	Ingen	Ingen	0°	1	0 Fritt opplagg (YZ)
						2	4 920 Fritt opplagg (YZ)

Tverrsnitt

THP 185x5 - 150x20 - 410x10



Lasttilfeller

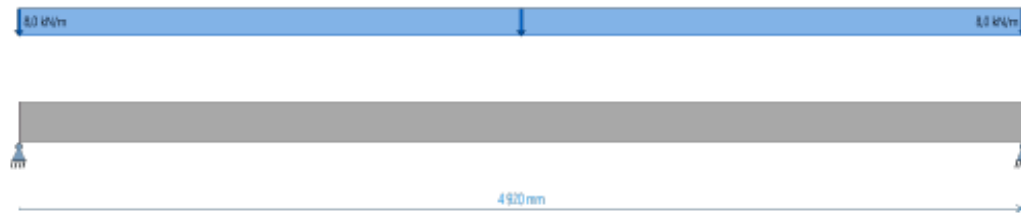
Egenvekt

(Kategori: Egenvekt, $\psi_0: 1$, $\psi_1: 1$, $\psi_2: 1$)



Stålbjelke

Nyttelast

(Kategori: A: Boliger, $\psi_0: 0,7$, $\psi_1: 0,5$, $\psi_2: 0,3$)

Lastkombinasjoner

$$\text{Lastkombinasjon} = \sum_i (\gamma_{sup} | \gamma_{inf} | \psi \cdot \text{Lasttilfelle})_i$$

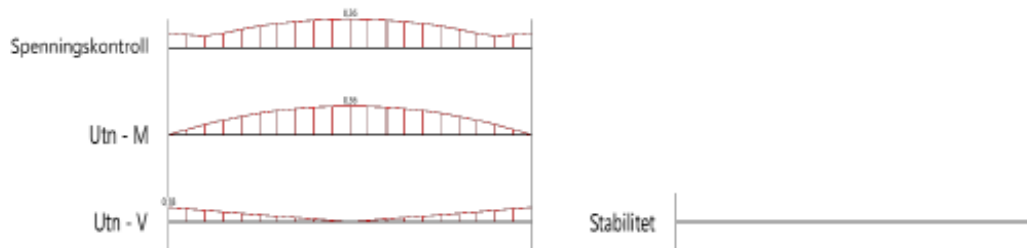
$$\text{Bruddgrense (STR)} = [1,2|1] \cdot 1 \cdot \text{Egenvekt} + [1,5|0] \cdot 1 \cdot \text{Nyttelast}$$

$$\text{Karakteristisk} = [1|1] \cdot 1 \cdot \text{Egenvekt} + [1|0] \cdot 1 \cdot \text{Nyttelast}$$

$$\text{Tilnærmet permanent} = [1|1] \cdot 1 \cdot \text{Egenvekt} + [1|1] \cdot 1 \cdot \text{Nyttelast}$$

$$\text{Lastkombinasjon 2 (STR)} =$$

Sammendragsresultater



Id	Kl.	Spenningskontroll			Global stabilitet	
		U_{tmM}	U_{tmM+N}	$U_{tmV+V,b}$	U_{tmLT}	$U_{tm\delta,z}$
1	1	0,36	0,36	0,18	0,75	-

6.4.1 Stålbjelke kontroll Mathcad

Stålbjelke - Hatteprofil

NS-EN 1993-1-1

$$h := 195 \text{ mm}$$

Profil: THP 185x4- 150x20 -410x10

$$b_{uk} := 410 \text{ mm} \quad b_{ok} := 160 \text{ mm}$$

$$t_{f,uk} := 10 \text{ mm} \quad t_{f,ok} := 20 \text{ mm}$$

$$t_w := 5 \text{ mm} \quad h_w := h - t_{f,uk} - t_{f,ok} = 165 \text{ mm}$$

$$A_{u,flens} := b_{uk} \cdot t_{f,uk}$$

$$A_{o,flens} := b_{ok} \cdot t_{f,ok}$$

$$A_{steg} := h_w \cdot t_w \cdot 2$$

$$A := A_{u,flens} + A_{o,flens} + A_{steg}$$

$$z_{tp} := \frac{A_{u,flens} \cdot \frac{t_{f,uk}}{2} + A_{steg} \cdot \left(t_{f,uk} + \frac{h_w}{2} \right) + A_{o,flens} \cdot \left(h - \frac{t_{f,ok}}{2} \right)}{A} = 85.49 \text{ mm}$$

$$h - z_{tp} = 109.51 \text{ mm}$$

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b_{uk} \cdot t_{f,uk}^3 + A_{u,flens} \cdot \left(z_{tp} - \frac{t_{f,uk}}{2} \right)^2 + \frac{2}{12} \cdot t_w \cdot h_w^3 + A_{steg} \cdot \left(z_{tp} - t_{f,uk} - \frac{h_w}{2} \right)^2 + \frac{1}{12} \cdot b_{ok} \cdot$$

$$I_y = (62.215 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$L1 := \frac{3.9}{2} \text{ m}$$

$$L2 := \frac{4.135}{2} \text{ m}$$

$$Lb := L1 + L2 = 4.02 \text{ m}$$

$$L := 4.92 \text{ m}$$

Laster:

Egenlast: $g_k := 3.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot Lb = 13.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $p_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot Lb = 8.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt bjelke: $g_{kb} := 0.2 \frac{kN}{m}$

$$q := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb}) + 1.5 \cdot p_k = 27.96 \frac{kN}{m}$$

$$M_{Ed} := \frac{q \cdot L^2}{8} = 84.6 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{z,Ed} := \frac{q \cdot L}{2} = 68.78 \text{ kN}$$

Tverrsnittsklasse $f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.81$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

Steg i bøyning:

$$c := h_w$$

$$\frac{c}{t_w \cdot \varepsilon} = 40.56 < 72 \text{ gir tv.kl 1 for bøyning}$$

Flens i trykk:

$$c := b_{ok} - 2 \cdot t_w = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_{f,ok} \cdot \varepsilon} = 9.22 < 33 \text{ gir tv.kl 1 for flens}$$

Utslående bunnflens i trykk:

$$c := \frac{b_{uk} - b_{ok}}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_{f,uk} \cdot \varepsilon} = 15.36 > 14 \text{ gir tv.kl 4}$$

Bunnflens ikke utsatt for trykk, bruker tv.kl 1 for videre regning

Kontroll, My

Kontrollerer elastisk

$$W_{y.ok} := \frac{I_y}{h - z_{tp}} = (5.68 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$W_{y.uk} := \frac{I_y}{z_{tp}} = (7.28 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Størst spenning i ok

$$M_{y.Rd} := \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot W_{y.ok} = 192.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{y.Rd}} = 0.44$$

Skjær, forenkelt plastisk skjærkapasitet 6.2.6

$$A_v := h \cdot t_w \cdot 2 = (1.95 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{z.Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot A_v = 380.64 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{z.Ed}}{V_{z.Rd}} = 0.18$$

< 0.5 kan se vekk i fra komb med M og N

Skjærknekking 6.2.6 (6)

$$\eta := 1.2 \quad \text{For } f_y < 460 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta} = 0$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 33 > \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta} = 48.82 \quad \rightarrow \text{Ingen skjærknekking}$$

Nedbøyning

$$\text{Krav:} \quad \frac{L}{200} = 24.6 \text{ mm} \quad \frac{L}{300} = 16.4 \text{ mm}$$

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$q_w := g_k + p_k = 21.09 \frac{kN}{m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_w \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 12.32 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta}{\frac{L}{300}} = 0.75$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information

6.5.1 Limtresøyler

Søyler 103 - 250x250

Materialdata GL32c:

$$L := 2625 \text{ mm} \quad b := 250 \text{ mm} \quad h := 250 \text{ mm} \quad A := b \cdot h$$

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{mk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{005} := 11200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_m := 1.15 \quad W_y := \frac{1}{6} b \cdot h^2 \quad W_z := \frac{1}{6} h \cdot b^2$$

$$\text{Lastbredde: } Lb := \frac{4135}{2} \text{ mm} + \frac{3964}{2} \text{ mm} = 4.05 \text{ m}$$

$$\text{Lastareal: } L2 := \frac{5144}{2} \text{ mm} \quad L1 := \frac{4483}{2} \text{ mm}$$

$$L_A := Lb \cdot (L1 + L2) = 19.5 \text{ m}^2$$

Laster:

$$\text{Egenlast (tak): } g_k := 1.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 27.29 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast (tak): } p_k := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 14.62 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast: } s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 31.19 \text{ kN}$$

$$\text{Vind: } w_k := 0.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 8.77 \text{ kN}$$

$$\text{Egenvekt bjelke: } g_{kb} := 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L1 + L2) \cdot 3 = 2.89 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast etg.skinner: } p_{ke} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 2 = 77.97 \text{ kN}$$

To etasjer

$$\text{Egenlast etg.skinner: } g_{ke} := 3.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 2 = 126.7 \text{ kN}$$

Egenvekt søyle neglisjeres

Lastkombinasjoner:

Inne, oppvarmet -> klimaklasse 1

$$\psi_{0,s} := 0.7 \quad \psi_{0,p} := 0 \quad \psi_{0,w} := 0.6 \quad \psi_{0,pe} := 0.7$$

Tester kombinasjoner:

Komb EVSP $K_{mod.inst} := 1.1$

$$V_{1.1} := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = 345.85 \text{ kN}$$

$$V_{1.2} := 1.35 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) + 1.5 \cdot \psi_{0,w} \cdot w_k + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = 334.3 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 := \frac{N_{1.1}}{A} = 5.53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d1} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.inst}}{\gamma_m} = 23.43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_1 := \frac{\sigma_1}{f_{c0d1}} = 0.24$$

Komb ESP $K_{mod.kort} := 0.9$

$$N_{2.1} := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = 337.95 \text{ kN}$$

$$N_{2.2} := 1.35 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) + 1.5 \cdot \psi_{0,s} \cdot s_k + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = 326.4 \text{ kN}$$

$$\sigma_2 := \frac{N_{2.1}}{A} = 5.41 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0d2} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.kort}}{\gamma_m} = 19.17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$U_2 := \frac{\sigma_2}{f_{c0d2}} = 0.28$$

Komb EP

$$K_{mod.halv} := 0.8$$

$$N_{3.1} := 1.2 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot p_{ke} = 305.21 \text{ kN}$$

$$N_{3.2} := 1.35 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) + 1.5 \cdot \psi_{0,p} \cdot p_k + 1.5 \cdot \psi_{0,pe} \cdot p_{ke} = 293.65 \text{ kN}$$

$$\sigma_3 := \frac{N_{3.1}}{A} = 4.88 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d3} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.halv}}{\gamma_m} = 17.04 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_3 := \frac{\sigma_3}{f_{c0d3}} = 0.29$$

Komb E

$$K_{mod.perm} := 0.6$$

$$N_E := 1.35 \cdot (g_k + g_{kb} + g_{ke}) = 211.78 \text{ kN}$$

$$\sigma_4 := \frac{N_E}{A} = 3.39 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{c0d4} := f_{c0k} \cdot \frac{K_{mod.perm}}{\gamma_m} = 12.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$U_3 := \frac{\sigma_4}{f_{c0d4}} = 0.27$$

Kontroll i bruddgrense:

$$k_{mod} := 0.8$$

$$N_{tot} := N_{3.1} = 305.21 \text{ kN}$$

Trykk i fiberretning (uten knekking)

[6.1.4]

$$f_{c0d} := \frac{(f_{c0k} \cdot k_{mod})}{\gamma_m} = 17.04 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c0d} := \frac{N_{tot}}{b \cdot h} = 4.88 \frac{N}{mm^2}$$

$$u_c := \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d}} = 0.29 \quad 0.29 < 1.0 \quad \text{OK}$$

[6.3.2]

Knekking

$$\text{Treghetsradius: } i_y := \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3\right)}{b \cdot h}} = 72.17 \text{ mm} \quad i_z := \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3\right)}{b \cdot h}} = 72.17 \text{ mm}$$

$$\text{Knekklangde: } L_{ky} := L \quad L_{kz} := L$$

$$\text{Slankhet: } \lambda_y := \frac{L_{ky}}{i_y} = 36.37 \quad \lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} = 36.37$$

$$\text{Relativ slankhet: } \lambda_{rel y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.54 \quad \lambda_{rel z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.54 \quad (6.21)$$

$$\beta_c := 0.1 \quad \text{limtre} \quad (6.29)$$

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel y} - 0.3) + \lambda_{rel y}^2) = 0.66 \quad (6.27)$$

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel z} - 0.3) + \lambda_{rel z}^2) = 0.66 \quad (6.28)$$

$$k_{cy} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel y}^2}} = 0.97 \quad (6.25)$$

$$k_{cz} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel z}^2}} = 0.97 \quad (6.26)$$

Utnyttelse med knekking:

$$u_{ny} := \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d} \cdot k_{cy}} = 0.296$$

$$u_{nz} := \frac{\sigma_{c0d}}{f_{c0d} \cdot k_{cz}} = 0.296$$

Ok, for knekking alene

1.ordens moment:

Lasttilfelle 1:

$$g_k := 3.25 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 13.16 \frac{kN}{m}$$

$$p_k := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot Lb = 8.1 \frac{kN}{m}$$

$$g_{kb} := 0.2 \frac{kN}{m}$$

Last bjelke 1:

$$q_{1.1} := (g_k + g_{kb}) \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5 = 28.18 \frac{kN}{m}$$

$$q_{1.2} := 1.35 \cdot (g_k + g_{kb}) = 18.04 \frac{kN}{m}$$

$$v_1 := q_{1.1} \cdot L1 = 63.17 \text{ kN}$$

Last bjelke 2:

$$q_2 := (g_k + g_{kb}) \cdot 1.35 = 18.04 \frac{kN}{m}$$

$$v_2 := q_2 \cdot L2 = 46.39 \text{ kN}$$

$$v_{diff} := v_1 - v_2 = 16.78 \text{ kN}$$

$$e_1 := \frac{b}{2} = 0.13 \text{ m}$$

$$M_1 := v_{diff} \cdot e_1 = 2.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lasttilfelle 2:

$$e_2 := 0.02 \text{ m}$$

$$M_2 := N_{tot} \cdot e_2 = 6.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruker mest ugunstig moment: $M_{tot} := M_2 = 6.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Bøying: [6.1.6]

$$\sigma_{myd} := \frac{M_{tot}}{W_y} = 2.34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{mzd} := \frac{M_{tot}}{W_z} = 2.34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{myd} := f_{mk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{mzd} := f_{mk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$u_{my} := \frac{\sigma_{myd}}{f_{myd}} = 0.11$$

$$u_{mz} := \frac{\sigma_{mzd}}{f_{mzd}} = 0.11$$

Høydefaktor: [3.3]

$$k_{hy} := \left(\frac{600 \text{ mm}}{h} \right)^{0.1} = 1.09$$

$$k_{hz} := \left(\frac{600 \text{ mm}}{b} \right)^{0.1} = 1.09$$

$$k_{hy} := 1.091$$

$$k_{hz} := 1.091$$

Kombinasjon av bøying og aksial: [6.3.2]

$$k_m := 0.7$$

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cy} \cdot f_{c0d}} + \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.46 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c0d}}{k_{cz} \cdot f_{c0d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{myd}}{k_{hy} \cdot f_{myd}} + \frac{\sigma_{mzd}}{k_{hz} \cdot f_{mzd}} = 0.46 \quad (6.24)$$

6.5.2 Branndimensjonering av søyle

Branndimensjonering Søyle

NS-EN 1995-1-2

$$L := 2625 \text{ mm} \quad b := 250 \text{ mm} \quad h := 250 \text{ mm} \quad A := b \cdot h$$

$$f_{c0k} := 24.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{mk} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{005} := 11200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_m := 1.15 \quad W_y := \frac{1}{6} b \cdot h^2 \quad W_z := \frac{1}{6} h \cdot b^2$$

$$\text{Lastbredde: } Lb := \frac{4135}{2} \text{ mm} + \frac{3964}{2} \text{ mm} = 4.05 \text{ m}$$

$$\text{Lastareal: } L2 := \frac{5144}{2} \text{ mm} \quad L1 := \frac{4483}{2} \text{ mm}$$

$$L_A := Lb \cdot (L1 + L2) = 19.5 \text{ m}^2$$

Laster

$$\text{Egenlast (tak): } g_k := 1.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 27.289 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast (tak): } p_k := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 14.619 \text{ kN}$$

$$\text{Snølast: } s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 31.188 \text{ kN}$$

$$\text{Vind: } w_k := 0.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A = 8.772 \text{ kN}$$

$$\text{Egenvekt bjelke: } g_{kb} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L1 + L2) \cdot 3 = 4.332 \text{ kN}$$

$$\text{Nyttelast etg.skiller: } p_{ke} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 2 = 77.969 \text{ kN}$$

$$\text{Egenlast etg.skiller: } g_{ke} := 3.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_A \cdot 2 = 126.7 \text{ kN}$$

$$g_{tot} := g_k + g_{ke} + g_{kb} = 158.321 \text{ kN}$$

$$p_{tot} := p_k + p_{ke} = 92.588 \text{ kN}$$

$$\psi_{2.bolig} := 0.3 \quad \psi_{2.sn\emptyset} := 0.2 \quad \psi_{2.vind} := 0 \quad \psi_{1.vind} := 0.2$$

$$F_{d.fi} := g_{tot} + 1.0 \cdot \psi_{2.bolig} \cdot p_{tot} + 1.0 \cdot \psi_{2.sn\emptyset} \cdot s_k + 1.0 \cdot \psi_{1.vind} \cdot w_k = 194.089 \text{ kN}$$

Nominelle forkullingsdybde [3.4.2 (2)]

$$\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}} \quad (\text{Tab 3.1}) \quad t := 60 \text{ min}$$

$$d_{char.n} := \beta_n \cdot t = 42 \text{ mm} \quad (3.2)$$

Effektiv forkullingsdybde [4.2.2] :

$$d_0 := 7 \text{ mm} \quad k_0 := 1.0 \quad \text{For } t > 20 \text{ min (tab 4.1)}$$

$$d_{ef} := d_{char.n} + k_0 \cdot d_0 = 49 \text{ mm} \quad (4.1)$$

Effektivt tverrsnitt

$$b_{ef.fi} := b - 2 \cdot d_{ef} = 152 \text{ mm}$$

$$h_{ef.fi} := h - 2 \cdot d_{ef} = 152 \text{ mm}$$

$$W_{fi} := \frac{1}{6} \cdot b_{ef.fi} \cdot h_{ef.fi}^2 = (5.853 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

$$A_{fi} := b_{ef.fi} \cdot h_{ef.fi} = 0.023 \text{ m}^2$$

Dimensjonerende fastheter GL30c

$$f_{m.d.fi} := 1.15 \cdot f_{mk} = 36.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{c0.d.fi} := 1.15 \cdot f_{c0k} = 28.175 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykk uten knekking

$$\sigma_{c0.d.fi} := \frac{F_{d.fi}}{A_{fi}} = 8.401 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Prøver konservativ knekk lengde

$$i_z := \sqrt[2]{\frac{\left(\frac{1}{12} \cdot h_{ef.fi} \cdot b_{ef.fi}^3\right)}{b_{ef.fi} \cdot h_{ef.fi}}} = 43.879 \text{ mm}$$

$$L_{kz} := L$$

$$\lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} = 59.824$$

$$\lambda_{relz} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c0k}}{E_{005}}} = 0.891 \quad (6.21)$$

$$\beta_c := 0.1 \quad \text{limtre} \quad (6.29)$$

$$k_z := 0.5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{relz} - 0.3) + \lambda_{relz}^2\right) = 0.926 \quad (6.28)$$

$$k_{cz} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{relz}^2}} = 0.847 \quad (6.26)$$

$$\frac{\sigma_{c0.d.fi}}{k_{cz} \cdot f_{c0.d.fi}} = 0.352$$

Lav utnyttelse, 2.orden vil ikke ha stor effekt

6.5.3 Limtresøyler Tretversnitt

Programmodul: Tretversnitt for Eurocode versjon 7.20 13.05.2020 09:58:37a.m.
1. Materialdata

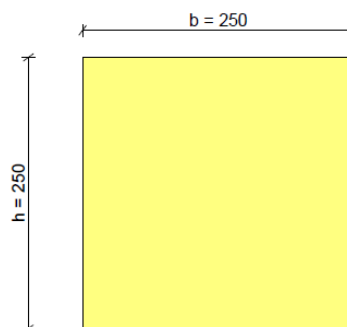
Side: 2

1. Materialdata

Trematerial	TType	Limtre	
Fasthetsklasse for limtre	GL	GL32c	N/mm ²
Klimaklasse	KIKI	1	
Materialfaktor	Gamma	1,15	
Systemfasthetsfaktor	ksys	1,00	
Bøyfasthet	fm,k	32,00	MPa
Strekfasthet i fiberretningen	ft,0,k	19,50	N/mm ²
Strekfasthet tvers fiberretningen	ft,90,k	0,50	MPa
Trykkfasthet i fiberretningen	fc,0,k	24,50	MPa
Trykkfasthet tvers fiberretningen	fc,90,k	2,50	MPa
Skjærfasthet	fv,k	3,50	MPa
Elastisitetsmodul ved stabilitetsberegninger	E0,05	11 200	MPa
Elastisitetsmodul i fiberretningen	E0,mean	13 500	MPa
Elastisitetsmodul tvers fiberretningen	E90,mean	300	MPa
Skjærmodul	Gmean	650	MPa
Karakteristisk densitet	Rhok	400	kg/m ³

2. Geometri

Betegnelse for profil	Limtresøyle		
Spennvidde	L	0	mm
Knekk lengde om horisontal akse	Lky	2 625	mm
Knekk lengde om vertikal akse	Lkz	2 625	mm
Vippelengde	Lit	2 625	mm
Profilens totale høyde	h	0,250	m
Profilens totale bredde	b	0,250	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,0000	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	6,250e-002	m ²
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	3,255e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	3,255e-004	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	2,604e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	2,604e-003	m ³



Limtresøyle

3. Lastvirkninger

Tilf.	N,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	Mx,Ed	LV	Leff/L	zg
	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm			mm
1	-305,2	6,1	6,1	0,0	0,0	0,0	B Halvårs	1,00	0

N,Ed : Normalkraft (pos. = strekk)

My,Ed : Moment om horisontal akse

Mz,Ed : Moment om vertikal akse

Vy,Ed : Skjærfasthet horisontalt

Vz,Ed : Skjærfasthet vertikalt

Mx,Ed : Torsjonsmoment

LV : Lastvarighetsklasse

Leff/L : Forhold Leff/L (EN 1995 tab. 6.1)

zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt. Positiv verdi når lasten peker mot skjærsenteret.

4. Resultater

Tilf.	Utn.Ny	Utn.Nz	UtnMy	nmyz'	nmzy'	v'
1	0,46	0,46	****	0,25	0,25	0,00

Utn.Ny : Utnyttelse for momenter og knekking om Y (6.23)

Utn.Nz : Utnyttelse for momenter og knekking om Z (6.24)

UtnMy : Utnyttelse for knekking om Z og vipping (6.35) (Ved strekk brukes 6.33)

nmyz' : Utnyttelse for normalkraft og momenter etter 6.17 / 6.19

nmzy' : Utnyttelse for normalkraft og momenter etter 6.18 / 6.20

v' : Utnyttelse for skjærfasthet og torsjon

4.1 Knekking om Y og Z

Tilf.	Lambda.y	Lam.rel.y	k.y	k.c.y	Utn.Ny	Lambda.z	Lam.rel.z	k.z	k.c.z	Utn.Nz
1	36,37	0,54	0,66	0,97	0,46	36,37	0,54	0,66	0,97	0,46

Lambda.y : Slankhet om Y-aksen
 Lam.rel.y : Relativ slankhet om y-aksen
 k.y : Faktor ky ved beregning av reduksjonsfaktor for knekking
 k.c.y : Korreksjonsfaktor for knekking om Y
 Utn.Ny : Utnyttelse for momenter og knekking om Y (6.23)
 Lambda.z : Slankhet om Z-aksen
 Lam.rel.z : Relativ slankhet om z-aksen
 k.z : Faktor kz ved beregning av reduksjonsfaktor for knekking
 k.c.z : Korreksjonsfaktor for knekking om Z
 Utn.Nz : Utnyttelse for momenter og knekking om Z (6.24)

4.2 Interaksjon og vipping

Tilf.	nmyz'	nmzy'	v'	Sig.m.crit	Lambda.rel,m	k.crit	UtnMy
1	0,25	0,25	0,00	MPa ****	****	****	****

nmyz' : Utnyttelse for normalkraft og momenter etter 6.17 / 6.19
 nmzy' : Utnyttelse for normalkraft og momenter etter 6.18 / 6.20
 v' : Utnyttelse for skjærkraft og torsjon
 Sig.m.crit : Kritisk vippespenning
 Lambda.rel,m : Slankhet for vipping
 k.crit : Korreksjonsfaktor for vipping
 UtnMy : Utnyttelse for knekking om Z og vipping (6.35) (Ved strekk brukes 6.33)

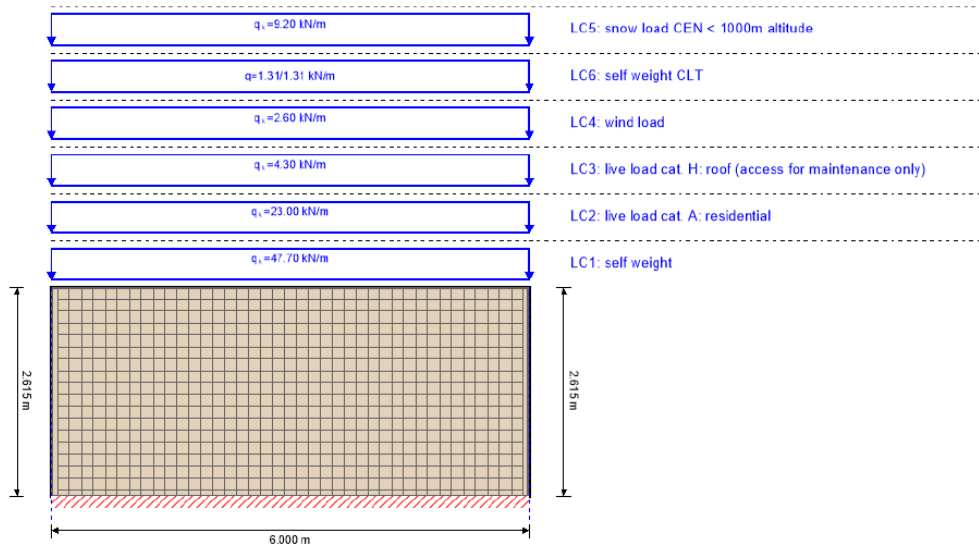
4.3 Dimensjonerende fastheter

Tilf.	f.m,y,d	f.m,z,d	f.t,0,d	f.c,0,d	f.v,d	Ed
1	MPa 24,3	MPa 24,3	MPa 14,8	MPa 17,0	MPa 2,4	MPa 8 438

f.m,y,d : Dimensjonerende bøyefasthet, inkl høydefaktor
 f.m,z,d : Dimensjonerende bøyefasthet, inkl. høydefaktor for bredden
 f.t,0,d : Dimensjonerende strekkfasthet, inkl. høydefaktor
 f.c,0,d : Dimensjonerende trykkfasthet, uten høydefaktor
 f.v,d : Dimensjonerende skjærfasthet, uten høydefaktor
 Ed : Dimensjonerende E-modul, for beregning av forskyvninger

6.6.1 Innervegg 1

system



global utilization ratio

62 %

ULS 23 % ULS fire 62 % SLS 0 %

section: CLT 100 C5s

layer	thickness	orientation	material
1	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
4	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
5	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
t_{CLT}	100.0 mm		

section fire: CLT 100 C5s

layer	thickness	orientation	material		
1	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)		
2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)		
3	8.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)		
t_{CLT}	48.0 mm				
fire resistance class: R 60					
fire protection layering : no additional fire protection					
k_0	d_0	$d_{\text{char},0,h}$	$d_{\text{ef},h}$	$d_{\text{char},0,v}$	$d_{\text{ef},v}$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	7	45.0	52.0	0.0	0.0

material values										
material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0, \text{mean}}$	G_{mean}	$G_{r, \text{mean}}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2019)	24.00	14.00	0.12	21.00	2.50	4.00	1.25	12,000.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC6	self weight CLT	G	permanent	0.6	1	1.35	1	1	1
LC1	self weight	G	permanent	0.6	1	1.35	1	1	1
LC2	live load cat. A: residential	Q	medium term	0.8	0	1.5	0.7	0.5	0.3
LC3	live load cat. H: roof (access for maintenance only)	Q	short term	0.9	0	1.5	0	0	0
LC4	wind load	Q	short term	0.9	0	1.5	0.6	0.2	0
LC5	snow load CEN < 1000m altitude	Q	short term	0.9	0	1.5	0.5	0.2	0

LC6:self weight CLT

trapezoidal load			
distance from start	$q_{k,a}$	load at end	load length
[m]	[kN/m]		[m]
0.000	1.3075	1.31	6.000

LC1:self weight

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
47.7	

LC2:live load cat. A: residential

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
23	

LC3:live load cat. H: roof (access for maintenance only)

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
4.3	

LC4:wind load

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
2.6	



LC5:snow load CEN < 1000m altitude

continuous load

q_k

[kN/m]

9.2

ULS combinations

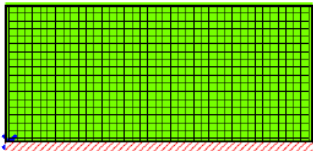
	combination rule
LCO1	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6$
LCO2	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC2$
LCO3	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO4	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC4$
LCO5	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5$
LCO6	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC3$
LCO7	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2$
LCO8	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC4$
LCO9	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5$
LCO10	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC4$
LCO11	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2$
LCO12	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO13	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5$
LCO14	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC5$
LCO15	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2$
LCO16	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO17	$1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC6 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC2 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC4$

ULS combinations fire

	combination rule
LCO1	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6$
LCO2	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2$
LCO3	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO4	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4$
LCO5	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5$
LCO6	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO7	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2$
LCO8	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4$
LCO9	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5$
LCO10	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4$
LCO11	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2$
LCO12	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO13	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5$
LCO14	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5$
LCO15	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2$
LCO16	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3$
LCO17	$1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4$

Ultimate limit state (ULS) - design results

utilization rate for buckling

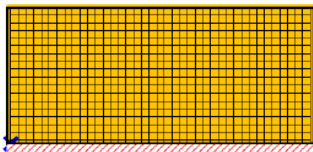


LCO2

Id	X	Z	l _k	λ _y	β _c	k _{c,y}	f _{c,d}	σ _{c,0,d}	σ _{m,y,d}	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1	0.075	0	2.615	79	0.2	0.492	13.44	1.53	0.00	23 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results

utilization rate for buckling

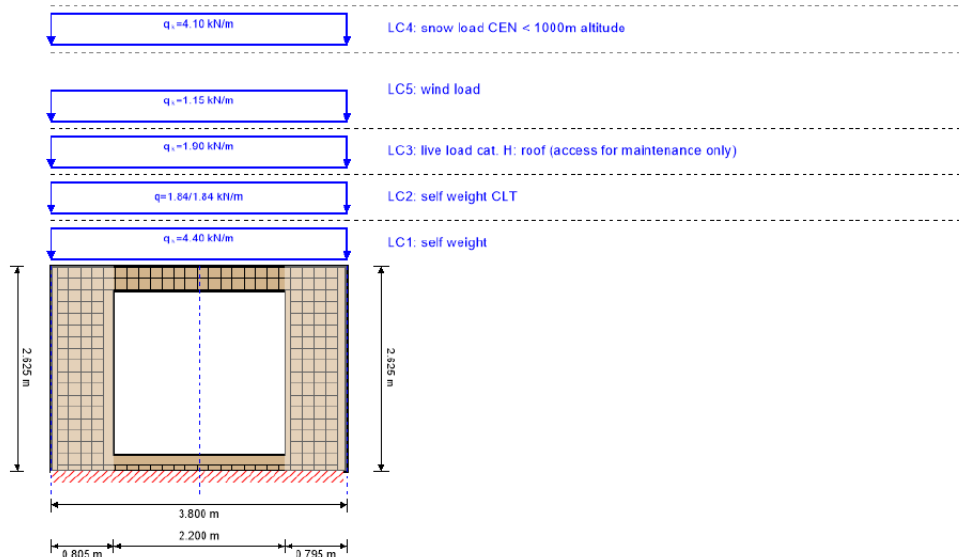


LCO2

Id	X	Z	l _k	λ _y	β _c	k _{c,y}	f _{c,d}	σ _{c,0,d}	σ _{m,y,d}	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1	0.075	0	2.615	162	0.2	0.134	24.15	2.00	0.00	62 %

6.6.2 Vegg med utsparing

system



global utilization ratio				29 %	
ULS	29 %	ULS fire	18 %	SLS	27 %

section: CLT 140 C5s				
	layer	thickness	orientation	material
	1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
	3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	4	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
	5	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	t_{CLT}	140.0 mm		

section fire: CLT 140 C5s						
	layer	thickness	orientation	material		
	1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)		
	2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)		
	3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)		
	4	15.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)		
t_{CLT}	95.0 mm					
fire resistance class: R 60	time	60 min				
fire protection layering : no additional fire protection	k_0	d_0	$d_{char,0,h}$	$d_{ef,h}$	$d_{char,0,v}$	$d_{ef,v}$
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
	1	7	38.0	45.0	0.0	0.0

material values										
material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \text{ min}}$	$E_{0, \text{mean}}$	G_{mean}	$G_{r, \text{mean}}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2019)	24.00	14.00	0.12	21.00	2.50	4.00	1.25	12,000.00	690.00	50.00

load

load case groups

	load case category	Typ	duration	Kmod	γ_{inf}	γ_{sup}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LC2	self weight CLT	G	permanent	0.6	1	1.35	1	1	1
LC1	self weight	G	permanent	0.6	1	1.35	1	1	1
LC3	live load cat. H: roof (access for maintenance only)	Q	short term	0.9	0	1.5	0	0	0
LC4	snow load CEN < 1000m altitude	Q	short term	0.9	0	1.5	0.5	0.2	0
LC5	wind load	Q	short term	0.9	0	1.5	0.6	0.2	0

LC2:self weight CLT

trapezoidal load			
distance from start	$q_{k,a}$	load at end	load length
[m]	[kN/m]		[m]
0.000	1.8375	1.84	3.800

LC1:self weight

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
4.4	

LC3:live load cat. H: roof (access for maintenance only)

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
1.9	

LC4:snow load CEN < 1000m altitude

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
4.1	

LC5:wind load

continuous load	
q_k	
[kN/m]	
1.15	

LC5:wind load

load out of plane

load at start	direction	load covers openings
1.25	local	ja

ULS combinations

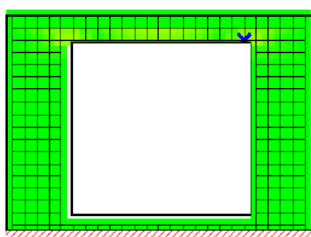
	combination rule
LCO1	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2
LCO2	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3
LCO3	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC4
LCO4	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC5
LCO5	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4
LCO6	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3
LCO7	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC5
LCO8	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5
LCO9	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3
LCO10	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC4

ULS combinations fire

	combination rule
LCO1	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2
LCO2	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3
LCO3	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4
LCO4	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5
LCO5	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4
LCO6	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3
LCO7	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5
LCO8	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5
LCO9	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3
LCO10	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4

Ultimate limit state (ULS) - design results

utilization rate of axial force horizontal

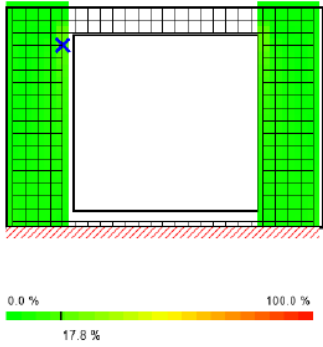


LCO7

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{m,k}$	$N_{h,max}$	M_y	$\sigma_{h,max}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[%]
420	2.925	2.325	0.9	24.03	30.3923	0.0000	5.07	29 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results

utilization rate for buckling

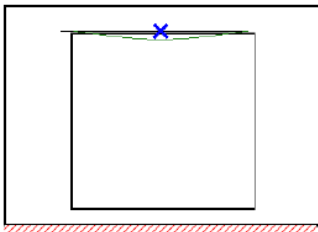


LCO1

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
380	0.675	2.175	2.625	103	0.2	0.314	24.15	1.35	0.00	18 %

Service limit state design (SLS) - design results

$w_{inst} = w[char]$



LCO3

Id	X	Z	K_{def}	L_{ref}	limit	w_{limit}	w_{calc}	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[mm]	[mm]	
413	1.875	2.325	0.8	2.2	1/300	7.3	2.0	27 %

6.7.1.1 Beregning av avstivning V-skive

Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-05-2020

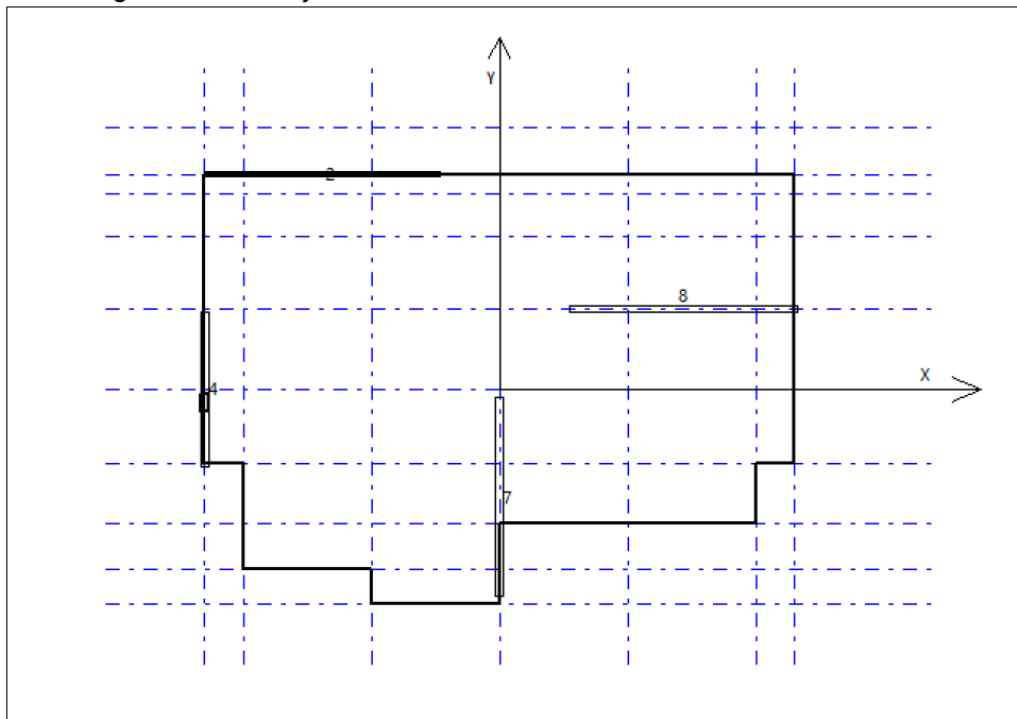
Dataprogram: V-SKIVE versjon 6.1.11 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregning av forskyvninger er basert på Emodul = 12000 N/mm²
 Stivhetsmatrise for veggskiver: Elementmetode med skiveelementer er benyttet

Antall etasjer:	3
Antall skiver:	10
Antall lasttilfeller:	2
Antall lastkombinasjoner:	4
Antall utsparinger:	3

Etasjehøyder

Etasje nr	Etasjehøyde
1	2890
2	2890
3	2890

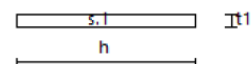
Plassering av skiver i etasje nr. 1



Følgende skiver er ikke aktive : 1 3 5 6 9 10

Skive nr 2

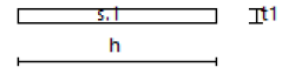
Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-6900	1	9199	140
Y (mm)	9600	2	9199	140
V(grader)	180.0	3	9199	140
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



Tittel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-05-2020

Skive nr 4

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	-11500	1	6900	140
Y (mm)	0	2	6900	140
V(grader)	90,0	3	6900	140
Fra etasje	1			
Til etasje	3			

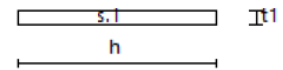


Utsparinger

Etasje	x(mm)	z(mm)	b(mm)	h(mm)
1	2440	200	810	2100
2	2440	200	810	2100
3	2440	200	810	2100

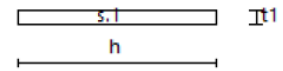
Skive nr 7

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	0	1	8900	140
Y (mm)	-4800	2	8900	140
V(grader)	90,0			
Fra etasje	1			
Til etasje	2			



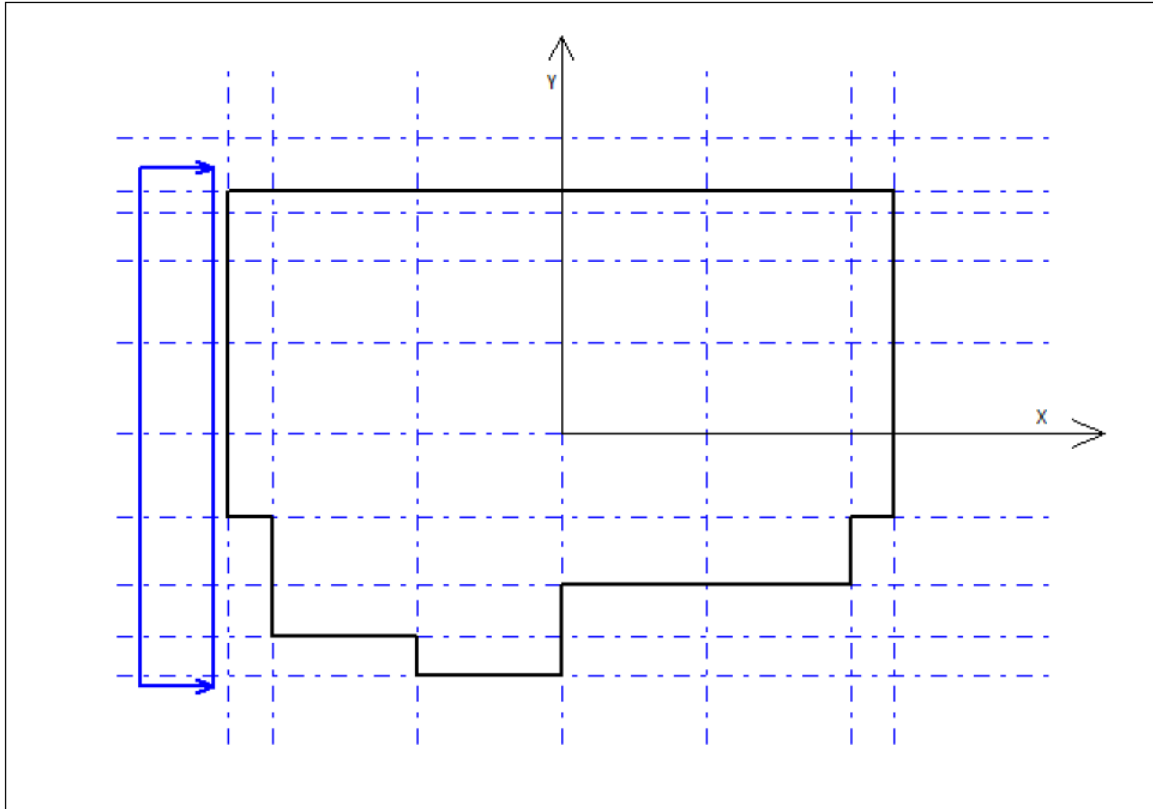
Skive nr 8

Posisjonsdata:		Etasje	h(mm)	t1(mm)
x (mm)	7190	1	8900	140
Y (mm)	3600	2	8900	140
V(grader)	0,0	3	8900	140
Fra etasje	1			
Til etasje	3			



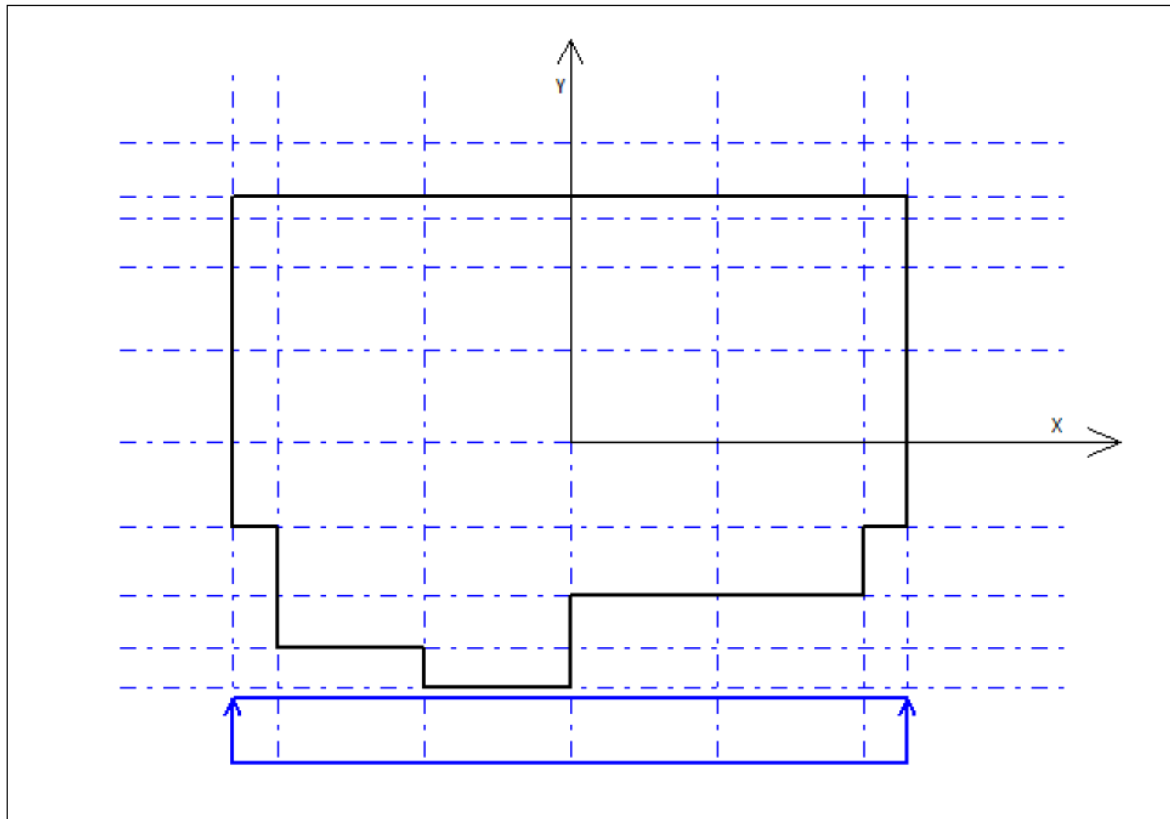
Titel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-05-2020

Lasttilfelle nr 1: vind x



Tittel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-05-2020

Lasttilfelle nr 2: vind y



Lastdata for lasttilfelle nr 1: vind x

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
X	2.8	-12000	-12000	-10000	10500	1	3

Lastdata for lasttilfelle nr 2: vind y

Retning	q(kN/m)	x1	x2	y1	y2	Fra etasje	Til etasje
Y	2.8	-11500	11500	-10000	-10000	1	3

Lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Lasttilfelle nr	
	1	2
1	1	0
2	0	1
3	0	0
4	0	0

Lastfaktorer for horisontallast

Lasttilfelle	Bruksgrense	Bruddgrense
1 vind x	1	1.5
2 vind y	1	1.5

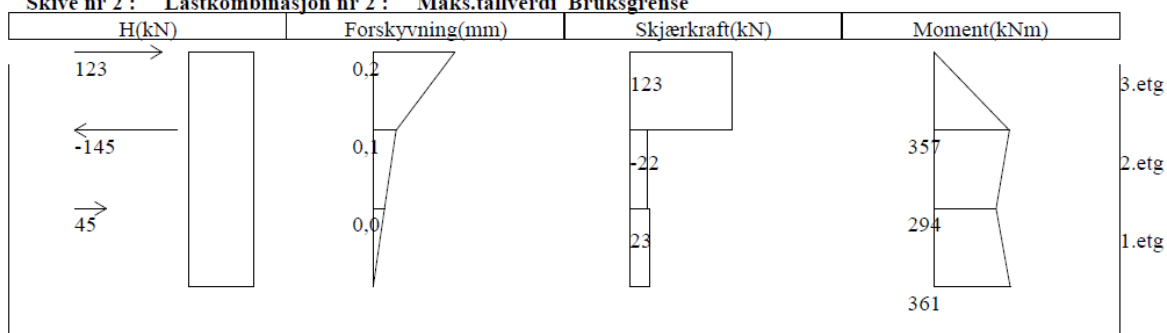
Lastkombinasjon nr 1 Bruksgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
3	57.4	0.0	-14.3	1	0	0.0033
2	57.4	0.0	-14.3	0	0	0.0017
1	57.4	0.0	-14.3	0	0	0.0008

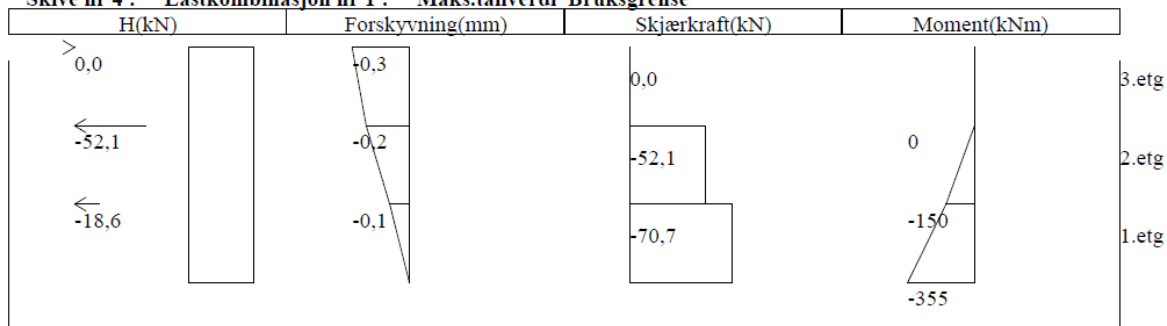
Lastkombinasjon nr 2 Bruksgrense

Etasje nr	Lastvektor			Forskyvningsvektor		
	Rx(kN)	Ry(kN)	Rz(kNm)	Vx(mm)	Vy(mm)	Vz(grader)
3	0.0	64.4	0.0	0	1	0.0036
2	0.0	64.4	0.0	0	0	0.0010
1	0.0	64.4	0.0	0	0	0.0005

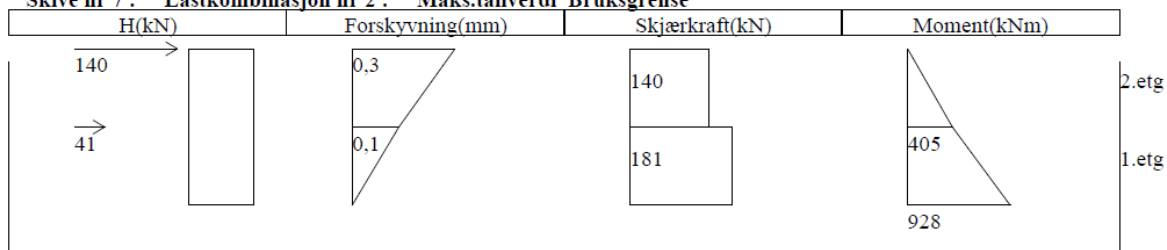
Skive nr 2 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Skive nr 4 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense

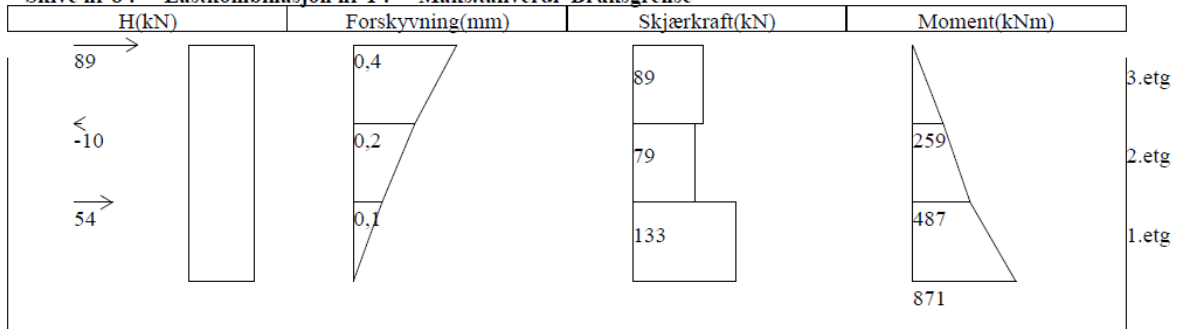


Skive nr 7 : Lastkombinasjon nr 2 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Tittel			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-05-2020

Skive nr 8 : Lastkombinasjon nr 1 : Maks.tallverdi Bruksgrense



Maksimum og minimum snittkrefter for plane skiver

Skive nr 2 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
3	19	19	357	123
2	37	37	294	-36
1	56	56	361	-39

Skive nr 4 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
3	13	13	186	64
2	26	26	154	-52
1	38	38	-355	-71

Skive nr 7 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
2	18	18	405	140
1	36	36	928	181

Skive nr 8 Bruksgrense

Etasje nr	Aksialkraft (kN)		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)
	Maks.	Min.	Maks.tallverdi	Maks.tallverdi
3	18	18	357	123
2	36	36	487	79
1	54	54	871	133

6.7.1.2 Håndberegninger av global stabilitet

Avstivning - global stabilitet

Data:

Gjør en forenkling og antar lik etasjehøyde over hele bygget:

$$\begin{aligned} etg.h &:= 2.890 \text{ m} & b &:= 21.3 \text{ m} \\ & & l &:= 23 \text{ m} \\ & & h &:= 3 \cdot 2.890 \text{ m} = 8.67 \text{ m} \end{aligned}$$

Vindlast:

$$k_{red} := 0.85 \quad \frac{h}{d} < 1 \quad [7.2.2 (3)]$$

$$q := k_{red} \cdot 1.136 \frac{kN}{m^2} \cdot etg.h = 2.79 \frac{kN}{m}$$

Innvendig vindlast er
neglisjerbar for global
stabilitet

Egenvekt:

$$g := 420 \frac{kg}{m^2}$$

$$g_x := 4.20 \frac{kN}{m^2} \cdot 21 \text{ m} = 88.2 \frac{kN}{m}$$

$$g_y := 4.20 \frac{kN}{m^2} \cdot 23 \text{ m} = 96.6 \frac{kN}{m}$$

Langvegg:

$$q_{vk.l} := q \cdot l \cdot 3 = 192.55 \text{ kN}$$

$$v_{Vskive.l} := 12 \text{ kN} + 181 \text{ kN} = 193 \text{ kN}$$

$$M_{vk.l} := q_{vk.l} \cdot \frac{\left(h + \frac{etg.h}{2}\right)}{2} = 973.8 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Vskive.l} := 188 \text{ kN} \cdot m + 928 \text{ kN} \cdot m = 1116 \text{ kN} \cdot m$$

t

Gavelvegg

$$q_{vk.g} := q \cdot 21.3 \text{ m} \cdot 3 = 178.32 \text{ kN}$$

$$v_{Vskive.g} := 39 \text{ kN} + 133 \text{ kN} = 172 \text{ kN}$$

$$M_{vk.g} := q_{vk.g} \cdot \frac{\left(h + \frac{etg.h}{2}\right)}{2} = 901.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Vskive.g} := 124 \text{ kN} \cdot \text{m} + 871 \text{ kN} \cdot \text{m} = 995 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Differanse i beregninger:

$$m_{lang} := 1 - \frac{M_{vk.l}}{M_{Vskive.l}} = 0.13$$

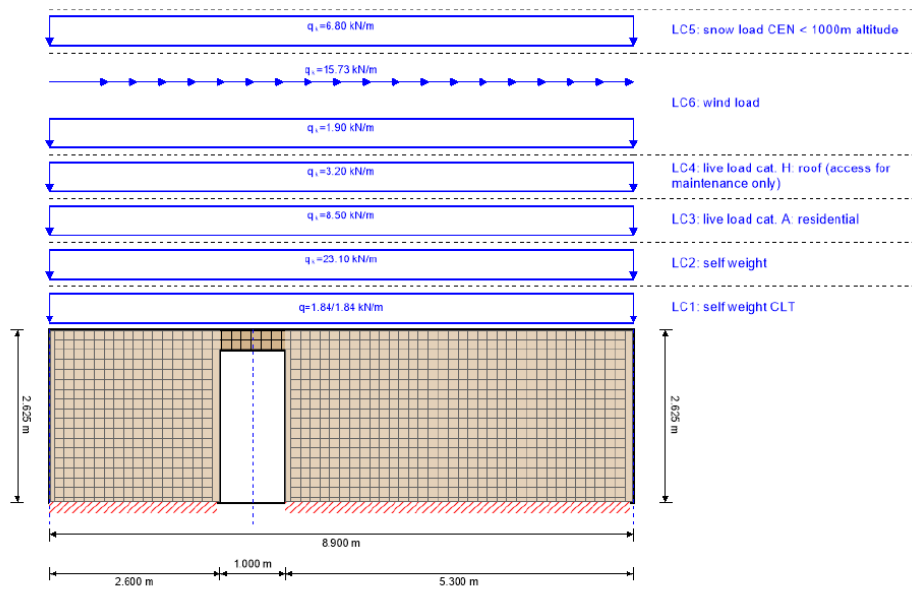
$$v_{lang} := 1 - \frac{q_{vk.l}}{v_{Vskive.l}} = 0$$

$$m_{gavl} := 1 - \frac{M_{vk.g}}{M_{Vskive.g}} = 0.09$$

$$v_{lang} := 1 - \frac{q_{vk.g}}{v_{Vskive.g}} = -0.04$$

6.7.1.3 Beregning av skive nr. 7 i Calculatis

system



global utilization ratio				41 %	
ULS	41 %	ULS fire	18 %	SLS	18 %

section: CLT 140 C5s				
	layer	thickness	orientation	material
	1	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
	3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	4	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
	5	40.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
t_{CLT}	140.0 mm			

section fire: CLT 140 C5s				
	layer	thickness	orientation	material
	1	20.8 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	2	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
	3	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
	4	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
	5	20.8 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
t_{CLT}	101.7 mm			



section fire: CLT 140 C5s										
fire resistance class:R 60		time								60 min
fire protection layering : 2 x 12.5 mm gypsum plasterboard Type F		t _{ch,h}	t _{t,h}	t _{a,h}	d _{ta,h}	k _o	d _o	d _{char,0,h}	d _{ef,h}	
gypsum plasterboard Type A (acc. to EN 520)gypsum plasterboard Type F (acc. to EN 520)		[min]	[min]	[min]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	
		49	54	72	12	1	7	12.2	19.2	

material values										
material	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	f _{r,k min}	E _{0,mean}	G _{mean}	G _{r,mean}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C24 spruce ETA (2019)	24.00	14.00	0.12	21.00	2.50	4.00	1.25	12,000.00	690.00	50.00

load

load case groups										
LC	load case category	Typ	duration	Kmod	γ _{inf}	γ _{sup}	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	
LC1	self weight CLT	G	permanent	0.6	1	1.35	1	1	1	
LC2	self weight	G	permanent	0.6	1	1.35	1	1	1	
LC3	live load cat. A: residential	Q	medium term	0.8	0	1.5	0.7	0.5	0.3	
LC4	live load cat. H: roof (access for maintenance only)	Q	short term	0.9	0	1.5	0	0	0	
LC5	snow load CEN < 1000m altitude	Q	short term	0.9	0	1.5	0.5	0.2	0	
LC6	wind load	Q	short term	0.9	0	1.5	0.6	0.2	0	

LC1:self weight CLT			
trapezoidal load			
distance from start	q _{k,a}	load at end	load length
[m]	[kN/m]		[m]
0.000	1.8375	1.84	8.900

LC2:self weight	
continuous load	
q _k	
[kN/m]	
23.1	

LC3:live load cat. A: residential	
continuous load	
q _k	
[kN/m]	
8.5	

LC4:live load cat. H: roof (access for maintenance only)	
continuous load	
q _k	
[kN/m]	
3.2	

LC5:snow load CEN < 1000m altitude

continuous load

q _k
[kN/m]
6.8

LC6:wind load

continuous load

q _k
[kN/m]
1.9
15.73

load out of plane

load at start	direction	load covers openings
-1.70	local	ja

ULS combinations

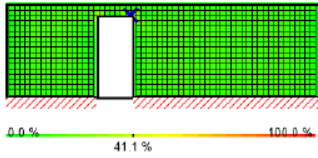
	combination rule
LCO1	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2
LCO2	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3
LCO3	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4
LCO4	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5
LCO5	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC6
LCO6	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4
LCO7	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3
LCO8	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5
LCO9	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC6
LCO10	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5
LCO11	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3
LCO12	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4
LCO13	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC5 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.60 * LC6
LCO14	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC6
LCO15	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC6 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3
LCO16	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC6 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4
LCO17	1.23/1.00 * LC1 + 1.23/1.00 * LC2 + 1.37/0.00 * LC6 + 1.37/0.00 * 0.70 * LC3 + 1.37/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.37/0.00 * 0.50 * LC5

ULS combinations fire

	combination rule
LCO1	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2
LCO2	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3
LCO3	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4
LCO4	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5
LCO5	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC6
LCO6	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4
LCO7	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3
LCO8	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5
LCO9	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC6
LCO10	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5
LCO11	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3
LCO12	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4
LCO13	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC5 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC4 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC6
LCO14	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC6
LCO15	1.00/1.00 * LC1 + 1.00/1.00 * LC2 + 1.00/0.00 * 0.00 * LC6 + 1.00/0.00 * 0.30 * LC3

Ultimate limit state (ULS) - design results

utilization rate of torsional shear stress in face glued surfaces

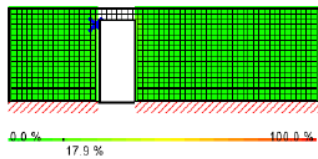


LCO17

Id	X	Z	k_{mod}	$f_{v,IP,T,k}$	Q	$\tau_{T,Node,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[%]
968	3.525	2.325	0.9	2.5	-13.88	0.74	41 %

Ultimate limit state (ULS) fire design - results

utilization rate for buckling

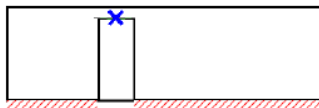


LCO2

Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
902	2.475	2.175	2.625	78	0.2	0.503	24.15	2.17	0.00	18 %

Service limit state design (SLS) - design results

$$w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] \cdot k_{def}$$



Id	X	Z	K_{def}	L_{ref}	limit	w_{limit}	$w_{calc.}$	ratio
[-]	[m]	[m]		[m]	[-]	[m]	[mm]	
965	3.075	2.325	0.8	1.0	L/250	4.0	0.7	18 %