

Komparativ analyse av to bæresystemer for leilighetsbygg i Kanalbyen, Kristiansand

Prosjektering av plasstøpt betong- og massivtrekonstruksjon i lys av en livssyklusanalyse



BJØRN ANDRÉ ERLAND



ASBJØRN KALLHOVD



JOHANNES BERG PEDERSEN

VEILEDERE

Bjørn Kittelsen, Universitetet i Agder
John Sigve Hellenen, J.B. Ugland Entreprenør

Universitetet i Agder, 2019

Fakultet for teknologi og realfag
Institutt for ingeniørvitenskap



Summary

Reinforced concrete is amongst the most used structural materials in the construction industry, due to its strength, applicability and formability. At the same time the environmental impacts caused by the use of concrete are significant. On the other hand, the use of cross-laminated timber (CLT) has increased as the focus on environmental gas emissions also increases. The aim of this Master thesis has therefore been to determine how the design process of a structural load bearing system can minimize the environmental footprint.

To answer this, a thorough analysis of a 4-story, and a 6-story apartment building in “Kanalbyen” has been carried out on behalf of “JBU Entreprenør”. In the analysis, two support systems have been modelled in cross-laminated timber and reinforced concrete with regards to identical architectural design basis. To secure the validity and accuracy of this thesis it was necessary to consider criterias regarding both loads, foundation design, fire and acoustics. Therefore, rules and regulations regarding these criterias have been taken into account, which has led to an increased complexity in the structural analysis. Subsequently a life cycle analysis of the two structural systems was conducted in the LCA software SimaPro based on information obtained from Environmental Product Declarations. Due to the strength of the concrete relative to the CLT, the required material to satisfy the different criteria regarding the structure, have been higher for CLT than for the concrete structure. Despite the increased material requirements, the CLT had 16 percent less CO₂ emissions compared to the concrete construction.

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse. 	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller tausehetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

JA NEI

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

Forord

Denne masteroppgaven markerer slutten på et toårig mastergradsstudie innen Bygg konstruksjonsteknikk. Rapporten er utarbeidet ved Universitetet i Agder, fakultet for teknologi og realfag våren 2019, og har en ramme på 30 studiepoeng. Masteroppgaven er et samarbeid mellom tre medstudenter Asbjørn Kallhovd, Bjørn André Erland og Johannes Berg Pedersen.

Masteroppgaven omhandler prosjektering av tre- og betongkonstruksjoner, med hovedfokus på dimensjonering av massivtre og plastøpt betong. Kunnskapen som ligger til grunn hos den enkelte forfatter er opparbeidet gjennom et femårig studieløp med hovedfokus på konstruksjonsteknikk.

Vi ønsker å rette en spesiell takk til vår internveileder Bjørn Kittelsen, universitetslektor ved institutt for ingeniørvitenskap, for god veiledning og konstruktive tilbakemeldinger gjennom hele rapportskrivningen. Vi vil også rette en spesiell takk til våre eksterne veiledere John Sigve Hellenen, prosjektleder ved JBU og Trond Fosseli, sivilingeniør innen byggeteknikk Multiconsult, for gjennomgående god veiledning og teknisk bistand. Vi vil også takke andre forelesere og ansatte ved UiA som har bidratt med gode innspill og tilbakemeldinger.

Vi håper masteroppgaven kan finnes nyttig for den enkelte leser, som har sitt nedslagsfelt innen konstruksjonsteknikk.

Universitet i Agder, Grimstad, mai 2019

Bjørn André Erland

Asbjørn Kallhovd

Johannes Berg Pedersen

Innholdsfortegnelse

Summary
Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	i
Publiseringsavtale.....	ii
Forord	iii
Innholdsfortegnelse	iv
Figurliste	viii
Tabelliste	x
1 Innledning.....	1
2 Samfunnsperspektiv	2
3 Teori.....	3
3.1 Konstruksjonsutforming	3
3.1.1 Strukturell utforming av bæresystem	3
3.2 Laster og lastkombinasjoner	4
3.2.1 Lasters varighet	4
3.2.2 Vertikale laster	4
3.2.3 Horisontale laster	5
3.2.4 Areal- og etasjereduksjonsfaktor	6
3.2.5 Lastkombinasjoner	6
3.2.6 Lastfaktorer	6
3.2.7 Grensetilstander	6
3.3 Fundamentering	7
3.3.1 Grunnforhold	7
3.3.2 Fundament	7
3.3.3 Peler.....	8
3.3.4 Utforming av pelefundamenterte konstruksjoner	9
3.3.5 Forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon	10
3.3.6 Dimensjonering av peler	11
3.4 Betong	12
3.4.1 Duktilitet.....	12
3.4.2 Bøyning.....	12
3.4.3 Nedbøyning	13
3.4.4 Kombinert moment og aksialkraft i søyler	14
3.4.5 Slanke konstruksjonsdeler.....	15
3.4.6 Spaltestrekk	16

3.4.7	Plateberegninger	16
3.4.8	Veggskiver og skjærvegger	22
3.5	Massivtre	26
3.5.1	Massivtreets oppbygging og egenskaper	26
3.5.2	Dimensjonering av massivtre	27
3.5.3	Nedbøyning	30
3.5.4	Vibrasjon.....	30
3.5.5	Skjær	31
3.6	Brann	32
3.6.1	Inndeling i risiko- og brannklasse	33
3.6.2	Brannmotstand for vegg og etasjeskiller	35
3.6.3	Massivtreelementer	37
3.6.4	Stålprofiler	37
3.7	Lyd/Akustikk	38
3.7.1	Krav til lydforhold	39
3.7.2	Beregning.....	40
3.8	Klimapåvirkning	41
3.8.1	Livssyklusanalyse	41
3.8.2	Fasene i en LCA.....	41
3.8.3	Tidsramme for livssyklusanalysen	42
3.8.4	Påvirkningskategorier	42
3.9	Programvarer.....	43
3.9.1	FEM-Design.....	43
3.9.2	Revit.....	43
3.9.3	SimaPro.....	44
3.9.4	MathCAD	44
4	Forskerspørsmål	45
4.1	Avgrensninger.....	45
5	Case.....	46
5.1	Bakgrunn	46
5.1.1	Orientering	46
5.1.2	Forutsetninger	48
6	Metode	50
6.1	Benyttede metoder	50
6.1.1	Litteraturstudie.....	50
6.1.2	Konstruksjonsanalyse	50
6.1.3	Håndberegninger.....	51

6.1.4	Livssyklusanalyse	51
7	Resultat	53
7.1	Litteraturstudie	53
7.1.1	Helhetlig vurdering av byggematerialer – Asplan Viak	53
7.1.2	Carbon dioxide balance of wood substitution – Leif Gustavsson et. al.	54
7.1.3	A comparative life cycle assessment of alternative material for Australian building construction – Hangyong Ray et. al.	54
7.2	Eksterne forhold	55
7.2.1	Karakteristiske laster og lastkombinasjoner	55
7.2.2	Brann	56
7.2.3	Lyd	57
7.2.4	Grunnforhold	57
7.3	Presentasjon av betongmodell	58
7.3.1	Vegg	59
7.3.2	Dekke	59
7.3.3	Stålbjelker og stålsøyler	60
7.3.4	Fundamentplate	61
7.4	Presentasjon av massivtremodellen	61
7.4.1	Vegg	62
7.4.2	Dekke	63
7.4.3	Stålbjelker	64
7.4.4	Fundamentplate med pel	64
7.5	Peler	64
7.5.1	Plassering	65
7.6	LCA	68
7.6.1	Materialbehov	68
7.6.2	Flytskjema	69
7.6.3	SimaPro	71
7.7	Dimensjonerende kontroller	76
7.8	Verifisering av resultater	77
7.8.1	Verifisering av betongmodell	77
7.8.2	Verifisering av massivtremodell	80
8	Diskusjon	83
8.1	LCA	83
8.1.1	Tidsramme for LCA	83
8.1.2	Materialer	83
8.1.3	Transport	83

8.1.4	Miljødeklarasjon	83
8.2	Fundamentering	84
8.2.1	Grunnforhold	84
8.2.2	Valg av pel	84
8.2.3	Forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon	85
8.2.4	Plassering av pel	85
8.2.5	Materialbruk - pel.....	87
8.3	Krav til brann	88
8.4	Krav til lyd	89
8.5	Vegger.....	89
8.5.1	Massivtrevegg.....	89
8.5.2	Betongvegg.....	90
8.6	Etasjeskillere.....	90
8.6.1	Massivtredekke	90
8.6.2	Betongdekke.....	92
8.6.3	Balkonger.....	93
8.7	Sammenligning av vegg og etasjeskillere	93
8.7.1	Funksjonelle ulikheter	94
8.7.2	Miljøpåvirkning.....	95
8.7.3	Forbedrende miljøtiltak.....	96
8.8	Litteraturstudie.....	96
8.8.1	Avvik mellom resultatene.....	96
8.8.2	Funn i litteraturstudie.....	97
9	Konklusjon	98
10	Anbefalinger	99
11	Referanser.....	100
12	Vedlegg	106

Figurliste

Figur 3.1-1 Kombinert bæresystem [9]	3
Figur 3.2-1 Skjevfordelt snølast [12].	5
Figur 3.2-2 Vindlaster på bygg [15]	5
Figur 3.3-1 Illustrasjon av friksjon og spissbærende pele. [20]	8
Figur 3.3-2 Prinsippskisse av bæresystem [Revit].	9
Figur 3.3-3 Knekk lengder og former av staver [AutoCAD, Inspirert av [24]].	11
Figur 3.4-1 Skisse av et underarmert bjelke-tverrsnitt [tegnet i AutoCAD]	12
Figur 3.4-2 Skisse av bjelketverrsnitt utsatt for bøyning. [tegnet i AutoCAD]	13
Figur 3.4-3 Typiske tøyningstilstander ved beregning av kapasitet for moment og aksialkraft [24, p. 89].....	14
Figur 3.4-4 M-N diagram [AutoCAD]	15
Figur 3.4-5 1.- og 2.ordens effekter [24, p. 157]	15
Figur 3.4-6 Opplagring på søyletopp [26].....	16
Figur 3.4-7 Spenningsutbredelse under en konsentrert last [Revit].	16
Figur 3.4-8 Infinitesimalt plateelement [24]	17
Figur 3.4-9 Torsjonsmomenter mot platehjørne [24]	19
Figur 3.4-10 Ekvivalente kraftpar som erstatter torsjonsmomentene [24]	20
Figur 3.4-11 Kvadratisk plate - Tilfelle 1, $\gamma = 0,5$ over hele platen [24, p. 362].....	21
Figur 3.4-12 Plater med innvendige hjørner - med og uten opplegg [24, p. 368]	21
Figur 3.4-13 Fritt opplagret kvadratisk plate med jevnt fordelt last [24, p. 348].....	22
Figur 3.4-14 Spenningsfordeling av en fritt opplagt veggskive [24].....	23
Figur 3.4-15 Stavmodell for veggskive. Inspirert av [24]	23
Figur 3.4-16 Knutepunkt i veggskive (inspirert av [24])	24
Figur 3.4-17 System av hulldekkeelementer og skjærvegger [29].	24
Figur 3.4-18 Statisk stabilt system [29]	25
Figur 3.4-19 Statisk ubestemt system [29].....	25
Figur 3.5-1 Hovedtyper av massivtreelementer [24]	26
Figur 3.5-2 Skive- og platekrefter [32].....	27
Figur 3.5-3 Prinsippskisse for skjæranalogimetodens bjelkebetragtning [8]	29
Figur 3.5-4 Ulike skjæropptredener [33, p. 58]	31
Figur 3.5-5 Skjærspenning i et rektangulært tverrsnitt [33, p. 156]	32
Figur 3.5-6 Brudd i lamell som følge av rulleskjær [37].....	32
Figur 3.6-1 Ytelseskriterier for brannmotstand [33]	35
Figur 3.6-2: Forkullet konstruksjonsvirke [8].....	37
Figur 3.7-1 Støykilder [48]	39
Figur 3.7-2 Flankeroverføring mellom bærende dekke- og veggelementer [49].....	39
Figur 5.1-1 3D-fremvisning av leilighetsbyggene [Arkitekttegnet modell]	46
Figur 5.1-2 Geografisk plassering av Kanalbyen [Google maps]	47
Figur 5.1-3 Trinnvis utbygging [69].....	47
Figur 5.1-4 Plassering av Bygg T og U [69].....	48
Figur 5.1-5 Perspektivbilde av hele konstruksjonen med leilighetsbygg fra byggetrinn 2B [70].	48
Figur 5.1-6 Plantegning 2. etg [A-lab].....	49
Figur 5.1-7 Etasjehøyder i bygg T [A-lab].....	49
Figur 7.1-1 Variasjon i klimapåvirkning [71].....	53
Figur 7.1-2 GWP og energiforbruk i studie 3.....	54
Figur 7.2-1 Topografi for byggetrinn 2C [Multiconsult]	58
Figur 7.3-1 Betongmodell for hele bygget [FEM-Design]	58
Figur 7.3-2 3D skisse av vegger for betongmodellen [FEM-Design].....	59
Figur 7.3-3 Dekke over 1. etasje [FEM-Design].	59
Figur 7.3-4 Etasjeskiller med nødvendig luft- og trinnlydisolering [74]	60

Figur 7.3-5 Plassering av søyler og bjelker [FEM-Design].....	60
Figur 7.3-6 Fundamentplate med peler [Revit].....	61
Figur 7.4-1 Bæresystem i massivtre [FEM-Design].....	61
Figur 7.4-2 Veggelementer for 1. og 2. etasje [FEM-Design].....	62
Figur 7.4-3 Isolering mot brann og lyd [76].....	62
Figur 7.4-4 Dekkeelementer for dekke over 1. etasje [FEM-Design].	63
Figur 7.4-5 Oppbygging av dekkeelementer i massivtremodellen [76].....	63
Figur 7.4-6 Bæresystem i massivtre uten dekker [FEM-Design].....	64
Figur 7.5-1 Prinsippskisse av valgt pele [AutoCAD].....	65
Figur 7.5-2 Forbindelse mellom pel og dekke for betongmodellen [Multiconsult].....	65
Figur 7.5-3 Plassering av peler for betongmodellen med tilhørende laster [FEM-Design].....	66
Figur 7.5-4 Plassering av peler for massivtremodellen med tilhørende laster [FEM-Design].	67
Figur 7.6-1 Flytskjema for armert betong.....	70
Figur 7.6-2 Flytskjema for massivtre.....	70
Figur 7.6-3 Flytskjema for stål.....	71
Figur 7.6-4 Sammenligning av byggene i forhold til miljøpåvirkning.....	72
Figur 7.6-5 Bidragsytelse til utslipp for massivtre.....	73
Figur 7.6-6 Bidragsytelse til utslipp for betongbygg.....	73
Figur 7.6-7 Sammenlikning av sement fra EPD mot «standardsement» i SimaPro.....	74
Figur 7.6-8 Sammenligning av vegger.....	74
Figur 7.6-9 Sammenligning av dekker.....	75
Figur 7.6-10 Sammenligning av peler.....	75
Figur 7.8-1 Summen av egenlast i [FEM-Design].....	77
Figur 7.8-2 Sammendrag av krefter som virker i z-retning [Mathcad].....	78
Figur 7.8-3 Grafisk bilde på nedbøyning fra [FEM-Design].....	78
Figur 7.8-4 Momentdiagram til bjelker [FEM-Design].....	79
Figur 7.8-5 Aksialkraft i søyler [FEM-Design].....	79
Figur 7.8-6 Summen av egenlast i FEM-Design.....	80
Figur 7.8-7 Sammendrag av krefter som virker i z-retning [Mathcad].....	80
Figur 7.8-8 Nedbøyning fra FEM-Design.....	81
Figur 7.8-9 Nedbøyning D.o.6. [Utdrag fra Mathcad].....	81
Figur 7.8-10 Momentdiagram [FEM-Design].....	82
Figur 7.8-11 Connection forces [FEM-Design].....	82
Figur 8.2-1 Skisse av glideplan [AutoCAD].....	84
Figur 8.2-2 Lastoverføring mellom vegg/søyle og pel [Revit].	85
Figur 8.2-3 Lastoverføring mellom overliggende konstruksjon ned i pel [Revit].	86
Figur 8.2-4 Lastoverføring mellom overliggende konstruksjon ned i pel [Revit].	86
Figur 8.2-5 Lastfordeling til pel [FEM-Design].	87
Figur 8.2-6 Sammenligning av peler.....	88
Figur 8.5-1 Spenningsplott for τ_{xy} 1. etasje [FEM-Design].....	89
Figur 8.6-1 Dekke over 1-4 og 6 etasje [92].	90
Figur 8.6-2 Spenningskonsentrasjon for skjær fra tidlig designfase [FEM-Design].....	91
Figur 8.6-3 Fordeling av FZ over dekkeelement [FEM-Design].	92
Figur 8.6-4 Dekketykkelse for betongmodellen [74].....	92
Figur 8.6-5 Armert plattendekke [93].....	92
Figur 8.6-6 Spenningskonsentrasjon rundt balkongelement [FEM-Design].....	93
Figur 8.7-1 Sammenligning av bærevegg i massivtre og betong [Basert på [76] og [50]].....	94
Figur 8.7-2 Sammenligning av etasjeskiller-løsning i massivtre og betong [Basert på [76] og [74]]....	94
Figur 8.7-3 Sammenligning av vegger.....	95
Figur 8.7-4 Sammenligning av utslipp fra etasjeskillere.....	95

Tabelliste

Tabell 3.4-1 Bøyemomenter og nedbøyning for fritt opplagt rektangelplate, $v=0$ [24]	19
Tabell 3.6-1 Risikoklasser [40]	33
Tabell 3.6-2 Konsekvens av brann etter brannklasser [39].....	34
Tabell 3.6-3 Brannklasse (BKL) for byggverk [40].....	34
Tabell 3.6-4 Bærende bygningsdelers motstand, avhengig av bygningers brannklasse [40].	35
Tabell 3.6-5 Nødvendig brannmotstand for brannseksjoneringsvegg [42].	36
Tabell 3.6-6 Brannmotstand for bærende vegger med slankhet, $l_k/t \leq 25$ [43].....	36
Tabell 3.6-7 Minste tykkelse og overdekning for fritt opplagte betongplate, avhengig av kravet til brannmotstand [44].	37
Tabell 3.6-8 Brannisolering med steinullplater [47].....	38
Tabell 3.7-1 Betingelser for de ulike flankeoverføringsgradene [49].....	40
Tabell 7.2-1 Karakteristiske lasttilfeller	55
Tabell 7.2-2 Lastkombinasjoner	56
Tabell 7.2-3 Risikoklasser [40]	56
Tabell 7.2-4 Brannklasse (BKL) for byggverk [40].....	57
Tabell 7.3-1 Oversikt over stålprofil	60
Tabell 7.5-1 Oversikt over peler i betongmodell.....	66
Tabell 7.5-2 Oversikt over peler i massivtremodell.....	67
Tabell 7.6-1 Materialbehov	68
Tabell 7.6-2 Transportdistanser	69
Tabell 7.6-3 Miljøpåvirkning i kg ekvivalenter.....	72
Tabell 7.7-1 Nedbøyning, tilnærmet permanent lasttilfelle for betongmodell	76
Tabell 7.7-2 Nedbøyning, tilnærmet permanent lasttilfelle for massivtremodell	76
Tabell 7.7-3 Vibrasjon.....	76
Tabell 8.2-1 Materialbruk i peler.....	87

1 Innledning

Verden står i dag overfor store utfordringer knyttet til miljø og klima. Den globale gjennomsnittstemperaturen øker, og problemene rundt dette har aldri vært større og mer omdiskuterte. Problemene anses å være en konsekvens av den menneskelige aktiviteten på jorden, hvor drivhusgassene som produseres er hovedproblemet. For å sikre fremtiden til kommende generasjoner er man dermed avhengig av at utslippene kuttet drastisk. [1]

En av de store bidragsyterne til det totale utslippet er byggebransjen. For eksempel står sementindustrien alene for et utslipp på rundt 5% av det globale CO₂-utslippet [2]. For at mål om å redusere utslipp skal nås er man dermed helt avhengig av at også byggebransjen klarer å gjøre utslippskutt. På landsbasis har Norge de senere årene blitt mer og mer oppmerksomme på dette, og regjeringen har derfor lagt tydelige føringer for hvordan kutt skal oppnås innen denne og andre bransjer. Norge har også bestemt at de skal være et ledende land for klima- og miljørettet utviklingssamarbeid, og ønsker sterkt å bidra til et grønt skifte. [3]

Et konkret tiltak fra byggebransjen er å velge mest mulig miljøvennlige bygningsmaterialer. Formålet med denne rapporten er derfor å rangere de mest brukte bygningsmaterialene ut ifra miljømessige hensyn. Slik at det mest miljøvennlige materialet kan velges i dette og lignende prosjekt.

For å svare på denne oppgaven har det blitt benyttet en case presentert av oppdragsgiver JBU, hvor prosjektering av et leilighetsbygg i tre og betong har stått sentralt. På bakgrunn av dette har følgende problemstilling blitt formet:

I hvilken grad påvirkes miljøet av byggebransjen materialvalg for et leilighetsbygg?

2 Samfunnsperspektiv

Mange ønsker i dag nærhet og stor valgmulighet til tilbudene rundt seg. Avstanden til jobb, butikk og kulturelle tilbud skal være liten. Gjerne så liten at bil kan byttes ut med sykkel og gange. Dette har resultert i at mange søker ut av bygdene og inn til byene hvor tilbudene er større. [4]

Sentraliseringen har mange effekter, deriblant øker etterspørselen etter bosted i byene. I takt med økende etterspørsel har det vært nødvendig å bygge nye boliger. Samfunnsmessig har dette flere gevinster. Det skaper blant annet nye arbeidsplasser, både i prosjekterings- og byggefasen [4]. En ringvirkning av økt boligbygging i sentrale strøk er også at det letter på noe av problematikken rundt eldrebølgen. Det bygges ofte leilighetsbygg med mange enheter, noe som fører til større effektivitet for hjemmesykepleien ved at avstanden minskes. [5]

Økt boligbygging i byene kan også virke negativt på samfunnet, på grunn av økt påvirkning på klima og miljø, for eksempel ved økt transport og forbruk av materialer. Det er derfor avgjørende at byggenæringen velger miljøvennlige løsninger. Ofte er det også en sammenheng mellom å bygge miljøvennlig og bygge økonomisk, slik at klimabevisste løsninger burde i mange tilfeller blir sett på som mer attraktive.

Kristiansand kommune setter miljø i fokus, blant annet signerte de i 2010 en avtale med Klimapartnere [6]. Et selskap som har som mål å støtte og stimulere til miljørådgivning og miljøprofilering hos sentrale og utviklingsdrivende aktører i Agder. Avtalen betyr i praksis for Kristiansand at fremtidig planlegging og vedtak skal forankres i miljømessige hensyn. I tillegg til å bli omfattet av dette vedtaket, ønsker JBU å bidra utover det avtalepålagte ved å velge løsninger som gir et så lavt materialbruk som mulig. Samt benytte materialer som gir minst mulig miljøpåvirkning. [7]

3 Teori

I dette kapitlet presenteres teori benyttet i resultat og diskusjon. All teori er ansett som nødvendig for å belyse og besvare rapportens problemstilling og forskerspørsmål. Teorien er hovedsakelig knyttet til kontroller og materialer benyttet for å utføre prosjekteringen og livssyklusanalysen. Selv om ikke all teori vil bli nevnt direkte i resultat og diskusjon er det ansett som nødvendig kunnskap for å utføre prosjekteringen og livssyklusanalysen.

3.1 Konstruksjonsutforming

I det følgende kapitlet vil det bli foretatt en gjennomgang av prinsipper rundt konstruksjonens strukturelle oppbygging. Valgene som tas vil ha stor betydning for både tids- og materialbruket til prosjektet.

Generelt

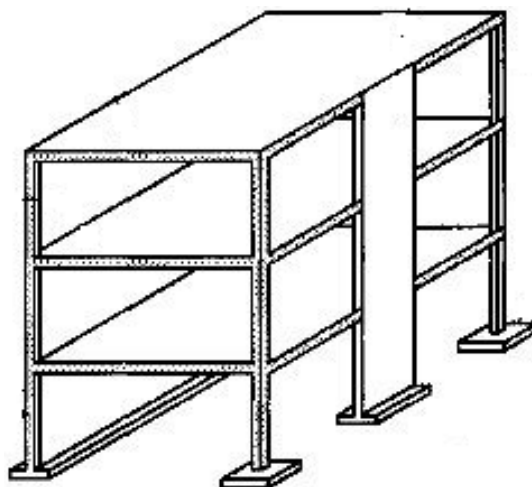
Den strukturelle oppbyggingen i en konstruksjon avhenger av påførte laster og lastvirkning. Ofte er det enkelt for konstruktør å tilpasse konstruksjonen etter lastbilde. I andre tilfeller kan lastbildet være komplisert og vanskelig å lese, noe som gjør det vanskelig å tilpasse bæringen. Forenklede betraktninger er da helt nødvendig for å komme i mål. I slike tilfeller kreves det gode ingeniørmessige vurderinger og forståelse.

3.1.1 Strukturell utforming av bæresystem

Når et bæresystem skal utformes er det en rekke ulike faktorer som må tas hensyn til – som blant annet: funksjonskrav, estetiske krav, grunnforhold, byggetid, miljøutslipp og økonomi. Mange av faktorene styres i stor grad av byggherre og arkitekt. Dermed er friheten for utforming av bæresystemet ofte liten for konstruktør, ettersom planløsningen er satt på forhånd.

Bæresystemet i en konstruksjon kan deles inn i tre ulike typer [8]:

- Bærende vegger
- Søyle-/bjelkesystem
- En kombinasjon av disse



Figur 3.1-1 Kombinert bæresystem [9]

Veggene virker både bærende og avstivende og kan oppta store laster, de gir også en strukturell utforming som gjør det mulig å lese hvordan lastene føres ned til grunn.

Søyle/bjelkeløsninger velges ofte i tilfeller hvor det er ønskelig med store frie arealer. Ved å benytte søyle/bjelkeløsninger i de indre bærende delene, istedenfor vegger vil man også oppnå større fleksibilitet med tanke på planløsningen. [8]

3.2 Laster og lastkombinasjoner

Dette kapittelet vil ta for seg teori bak laster som opptrer på bygningskonstruksjoner.

Generelt

De ulike lastene som kan opptre på en konstruksjon avhenger av konstruksjonens formål og utforming. Lastene kan deles inn i: egenlast, nyttelast og naturlast. Varigheten til de ulike lastene skiller mellom permanente laster, variable – og ulykkeslaster. [10]

3.2.1 Lasters varighet

Karakteristiske verdier for ulike laster finnes i Eurokode 1.

Permanent

Under de permanente lastene finnes egenlast, jordtrykk og vanntrykk. Dette er laster som konstant påvirker konstruksjonen. [10, pp. 33-72]

Variable

For variable laster har man nyttelast, snølast og vind. Disse lastene inntreffer med varierende hyppighet. [10, pp. 33-72]

Ulykke

Ulykkeslaster er laster som ikke kan forutsees for normale bygg. Eksempler på dette er påkjørsel, jordskjelv og steinsprang. Lastene har varierende sannsynlighet for å inntreffe og avhenger av konstruksjonens funksjon og lokasjon. [10, pp. 33-72]

3.2.2 Vertikale laster

Egenlast

Egenlast er vekten fra konstruksjonen i sin helhet. Fastmontert utstyr regnes også som egenlast, eksempelvis rulletrapper og heismaskiner. [10, pp. 33-72]

Nyttelast

Laster fra personell, maskiner/kjøretøy og møbler regnes som nyttelaster. Nyttelast vil inntreffe med ulik hyppighet. For å bestemme karakteristiske verdier for nyttelast, må først brukskategorien defineres. Denne klassifiseringen gjøres i henhold til tabell 6.1 i Eurokode 1 1-1. [11]

Snølast

Snø er en nyttelast som er avhengig av variabler som byggets geografiske beliggenhet, høyde over havet og byggets utforming. Endringen fra ulik lokasjon skyldes temperaturforskjeller og at nærhet til fjell kan gi økt nedbør. Takets helning er også avgjørende. Dersom taket har en spiss vinkel vil snøen lettere skli av. Vinkelen på taket kan også virke negativt ved at det kan oppstå en skjevfordelt last, da snøen legger seg lettere på le side av taket, som illustrert på figur 3.2-1. [10, pp. 33-72]



Figur 3.2-1 Skjevfordelt snølast [12].

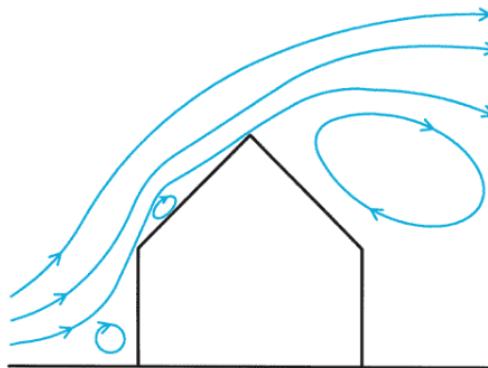
Karakteristiske verdier for snølast på mark, samt omregningsformler for å få belastning på tak, hentes fra Eurokode 1-1-3. [13]

3.2.3 Horisontale laster

Vind

Vindlasten bestemmes av faktorer som topografi, geografisk plassering og høyde over havnivå. Med tanke på plassering virker også det omkringliggende landskapet inn, da dette kan virke som en skjerming for bygget. Eksempler på dette er tett vegetasjon kontra flat dyrket mark. [10]

Byggets geometri har også betydning for hvordan konstruksjonen påvirkes av vind. Dette blir tatt hensyn til i Eurokoden gjennom å dele konstruksjonen inn i soner avhengig av geometri. I Eurokode 1-1-4 finner man både karakteristiske verdier og formfaktorer. Illustrasjonen i figur 3.2-2 viser hvordan vinden beveger seg over et saltak, og gir trykk på lo-siden og sug (turbulens) på lesiden. [14]



Figur 3.2-2 Vindlaster på bygg [15]

3.2.4 Areal- og etasjereduksjonsfaktor

Eurokode 1 har innført reduksjonsfaktorer på nyttebelastningene, q_k (tabell NA.6.2), for areal og etasjer for brukskategori A til E. Denne er innført da sannsynligheten for å ha maksimal nyttebelastning på hele arealet i alle etasjene er liten. Det er her viktig å poengtere at det enten brukes arealreduksjonsfaktoren eller etasjereduksjonsfaktoren, og ikke begge samtidig. [11]

Reduksjonen gjelder for tilfeller der man ser på summen av laster som føres ned fra flere overliggende etasjer og ned i en komponent. Det er dermed aktuelt for fundamenter og vertikale komponenter, som for eksempel søyler og vegger. For at arealreduksjonsfaktoren skal tre i kraft må arealet være over 30m^2 . Dette kommer frem av ligning (NA.6.1) i Eurokode 1. Her står det også hvordan arealet skal defineres. Videre vil man for bygg over to etasjer kunne bruke etasjereduksjonsfaktoren som er gitt i Eurokode 1 NA.6.3.1.2(11). [11]

3.2.5 Lastkombinasjoner

Når kapasiteten til en konstruksjon skal bestemmes, må en verifisere at lastene ikke overskrider byggets evne til å motstå de dimensjonerende lastsituasjonene som opptrer. Hensikten med å bestemme lastkombinasjonene er for å finne ut hvordan konstruksjonen vil håndtere situasjoner hvor man har flere laster som virker samtidig på konstruksjonen. Lastene som virker, kan ha både positiv og negativ påvirkningskraft på konstruksjonen. Å definere lastenes amplitude, varighet og sannsynlighet for å inntreffe, er derfor en del av prosessen når det kommer til lastkombinasjoner. Lastkombinasjoner håndteres etter Eurokode 0. [10, pp. 33-72] [16]

3.2.6 Lastfaktorer

For dimensjonerende lastsituasjoner må de karakteristiske lastene multipliseres med en lastfaktor. De aktuelle lastfaktorene finnes ved hjelp av Eurokode 0, og videre multipliseres de numeriske verdiene i samsvar med Eurokode 0, kapittel 6.3.1 [16]. Det finnes flere forskjellige verdier for lastfaktorer avhengig av hvilken grensetilstand og type last som vurderes. Egenlast, nyttebelastning, snø- og vindlast har alle egne lastfaktorer, faktorene kan også variere ut ifra om den påførte lasten vil virke gunstig, eller ugunstig på konstruksjonen. Verdiene man finner skal ta hensyn til usikkerheter, unøyaktigheter og lastavvik. Dette betyr i praksis at man legger inn en sikkerhetsmargin for å unngå at konstruksjonen skal bryte sammen på grunn av feil og mangler av prosjekterende. [10, pp. 33-72]

3.2.7 Grensetilstander

I Eurokodene defineres to grensetilstander: bruddgrense og bruksgrense. Når grensetilstandene skal bestemmes, multipliseres lastene med tilhørende lastfaktorer.

Bruddgrense

I bruddgrensetilstanden ser en på muligheten for at en konstruksjon skal gå til brudd. Fra Eurokoden kan man trekke ut fire ulike basissituasjoner: Tap av likevekt, brudd i konstruksjonen, brudd i grunnen, eller utmattingsbrudd [16]. I bruddgrense settes kapasiteten opp mot lastkombinasjoner med dimensjonerende laster. Det innebærer at man må finne ut hvilke laster som med sannsynlighet kan inntreffe samtidig, og hvilke laster som vil være gunstige og ugunstige. I noen tilfeller er det komplisert å bestemme hvilken av lastene som vil være den mest ugunstige - da vil det være nødvendig å prøve ut flere lastkombinasjoner. Dette generes normalt ved hjelp av et

beregningsprogram. [10]

Bruksgrense

I bruksgrensetilstanden ser en på konstruksjonens oppførsel under normal daglig bruk. I fra Eurokode 0 kan man se at det i bruksgrense skal vektlegges menneskers komfort og byggets estetikk. Dette innebærer at man ønsker å redusere uønskede effekter som deformasjoner, omfattende rissing og svingninger i bygget. I bruksgrense vil lastfaktorene være lavere, ettersom sannsynligheten er lavere for at lastene fra daglig bruk blir overskredet. [16]

3.3 Fundamentering

I det følgende kapitlet vil det bli gitt en gjennomgang av teori benyttet til fundamentering i rapporten.

Generelt

Et fundament har i oppgave å oppta lastene fra overliggende konstruksjon og fordele dem ned i grunnen. Ved oppføring av konstruksjoner er kontroll av grunnforhold og god fundamentering helt essensielt og avgjørende for byggeprosjektet.

3.3.1 Grunnforhold

Før oppstart av prosjektering og bygging er det viktig å kjenne til grunnforholdene. Forundersøkelser er derfor en svært viktig del av fundamenteringsprosessen og i stor grad bestemmende for valg av fundamenttype. I Norge finnes det mange typer jordmasser og egenskapene til de forskjellige massene på ei tomt kan være vidt forskjellige. [17, p. 18]

Når grunnforholdene skal kontrolleres benyttes geologiske kartgrunnlag og det foretas geotekniske undersøkelser. Undersøkelsene utføres som stikkprøver over området hvor konstruksjonen skal stå. Dybden ned til fast berg måles og massens kvalitet og type kontrolleres. Dersom massene er svake og det ikke er mulig å komme seg ned til berg på grunn av stor avstand, undersøkes mulighetene for dypfundamentering. [17]

En av de største utfordringene knyttet til fundamentering av større konstruksjoner, er setninger. Ved setning vil jorden under fundamentet sige og konstruksjonen synke ned i grunnen. Er egenskapene til grunnen varierende vil det oppstå differensialsetninger og bygget vil sige med ulik dybde. Dette vil føre til en helning av bygget og det vil skapes store spenninger og deformasjoner i konstruksjonen. Differensialsetninger kan skyldes flere årsaker: bærekapasiteten i grunnen, dårlig kompresjon, endring av fuktigheten i jorda og vibrasjoner/jordskjelv. [17, pp. 448-449] Setninger kan imidlertid forhindres ved å utføre grundige forundersøkelser og godt forarbeid før fundamenteringen. [18]

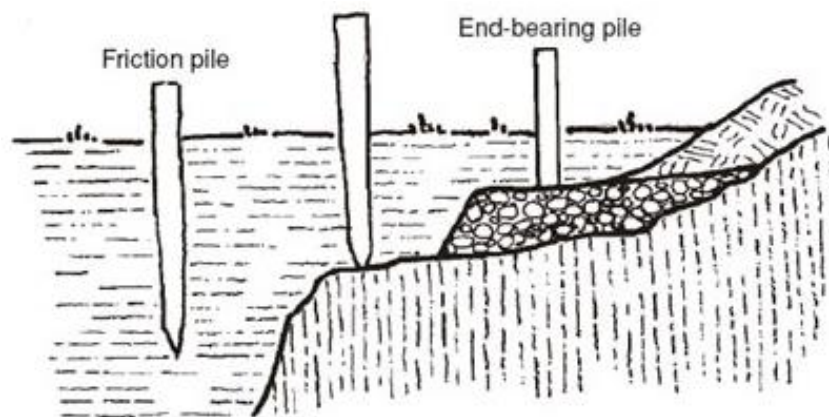
3.3.2 Fundament

Fundament kan deles inn i to hovedgrupper - grunt fundament og dypfundament. Valg av fundamenttype avhenger av lastbilde og grunnforhold, og utformingen på fundamentet vil variere fra prosjekt til prosjekt. [17, pp. 442-423]

Grunt fundament benyttes når grunnforholdene er gode eller når avstanden ned til fjell er liten. For at det kan kalles et grunt fundament må forholdet mellom tykkelsen og bredde (t/b) være mindre enn 2,5. Dersom forholdet t/b er større en 2,5 regnes det som et dypfundament. Dersom konstruksjonen skal stå over vann, eller på svake løsmasser med stor avstand ned til fjell, benyttes ofte dypfundamentering. [17, pp. 442-423]

3.3.3 Pelers

Pelers kan deles inn i to type hovedgrupper - friksjonsbærende pele og spissbærende pele. Friksjonsbærende pelers holdes oppe av friksjon mellom pelens overflate og jordmassen rundt. Mens spissbærende pele, også kalt endebærende holdes oppe av spissen som støtter mot fjellet eller fast grunn [17, pp. 509-521] [19]. I figur 3.3-1 vises en illustrasjon av de to ulike peletypene.



Figur 3.3-1 Illustrasjon av friksjon og spissbærende pele. [20]

Det finnes mange forskjellige typer pelers, i forskjellige materialer. Materialvalg baseres ofte på hvilke laster som virker på pelene, grunnforhold og miljøet de skal stå i. Nedenfor er det satt opp en oversikt over tre av de vanligste peletypene: stål, betong- og stålkernepele. [21]

Stålpelers

Stålpelers deles hovedsakelig inn i to kategorier, valsede profiler eller stålørspelers. For å utnytte tverrsnittet til en stålele blir det normalt benyttet spissbærende pelers ned til berg. Stålpelers kan også brukes som friksjonspelers, men da reduseres kapasiteten på grunn av jordas bæreevne. Felles for både valsede profiler og stålørspelene er at de både kan ta relativt store trykkrefter, og strekkrefter dersom den er forankret i friskt berg. Korrosjon er en utfordring om pelene står i korrosivt miljø. [22]

Pelers settes på plass ved ramming (hamring) ned til ønskelig dybde [22]. De valsede profilene kan enkelt sveises sammen slik at man får rett lengde, men dette er en tidkrevende prosess [21]. Ulemper med pelers av valsede profiler er at de er relativt kostbare og at de utsettes for korrosjon. I noen tilfeller er det også en ulempe at de må rammes, da dette skaper mye vibrasjon og støy. [22]

Stålørspelers kan bli brukt der man har svake grunnforhold og/eller strenge krav til støy og vibrasjoner. Pelers kan bli boret ned, noe som ikke skaper like mye vibrasjoner i grunnen som

ramming. Etter at stålrøret er satt på plass blir det armert og støpt ut. [22]

Stålrøret blir bare sett på som en forskaling slik at kapasiteten til stålrørspelen regnes kun til å være kapasiteten til det armerte betongtverrsnittet. Sammenlignet med andre peler har man store tverrsnitt, normal diameter på stålrøret er mellom 400-700 mm. Større størrelser kan anskaffes, men ofte begrenses diameteren av installasjonsutstyr, spesielt ved boring. Stålrørspeler egner seg blant annet godt der det er store laster, fyllinger, grove steinmasser og store bergdybder. [22]

Betongpeler

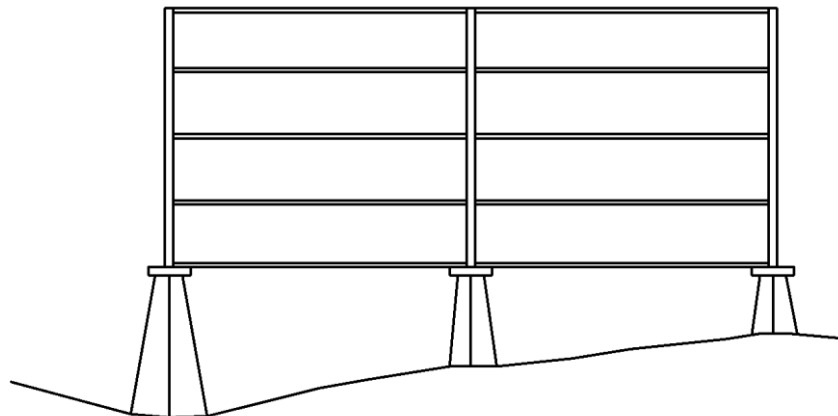
Prefabrikkerte betongpeler er ofte brukt i Norge. Disse blir som regel rammet ned som spissbærende peler, men kan også brukes som friksjonspeler i «mykere» grunn. Ved ramming av pelene er det viktig å ta hensyn til at det kan oppstå store massefortrengninger, da fortrengingene vil kunne påvirke nærliggende konstruksjoner. Det vanligste er å bruke slakkarmerte peler, men om man ønsker at de skal ta strekkrefter eller større momenter er det mulig å bruke spennarmerte peler. Betongpeler er godt egnet for: moderate fundamentlaster, moderate bergdybder, ikke vanskelige bergforhold og ikke grove steinmasser. [22]

Stålkjernerpeler

Stålkjernerpeler blir ofte brukt der det er vanskelig byggegrunn og/eller lite sidestøtte over berg. Dermed er stålkjernerpeler godt egnet i tilfeller hvor konstruksjoner skal stå over vann. I likhet med stålpelene vil stålkjernerpelene både kunne ta opp trykk- og strekkrefter dersom den har god innfestning i friskt berg. Korrosjonsbestandigheten kan justeres ved overdekning til stålkjernen. [22]

3.3.4 Utforming av pelefundamenterte konstruksjoner

Figur 3.3-2 viser hvordan peler i samvirke med overliggende konstruksjon kan danne et statisk bæresystem.



Figur 3.3-2 Prinsippkisse av bæresystem [Revit].

Utformingen og plasseringen av pelene avhenger av oppbyggingen til den overliggende konstruksjonen. Den strukturelle oppbyggingen til konstruksjonen avgjør hvordan lastbilde vil se ut og dermed hvilke laster og deformasjoner som pelene må kunne motstå. Utformingen av det totale bæresystemet er dermed et tett tverrfaglig samarbeid hvor det geotekniske må bli sett på i sammenheng med konstruksjonen over. [22]

For konstruksjoner hvor lastene føres ned fra søyler, kan pelene plasseres direkte under disse. I tilfeller hvor lastene føres ned av veggene må det bli gjort en vurdering. Lastene kan blant annet fordeles ut til pelen ved hjelp av bjelkeløsninger i, eller under dekket. En annen mulighet er at vegger/skiver danner en «høy bjelke» som fordeler lastene ut til pelene. For begge tilfellene plasseres pelene på linje under vegg med jevne mellomrom. Uansett løsning vil vekt fra overliggende konstruksjon være avgjørende for både størrelse og antall peler. Gode løsninger er dermed avgjørende for å få til materialbesparelser.

Pelegruppe

Pelene kan settes i grupper av to eller flere, for å kunne oppta større last enn én enkelt pel kan bære alene. Pelegrupper kan bestå av vertikale og skrå peler, alt ut ifra hvor omfattende prosjektet er og hvordan kreftene virker. God utforming og dimensjonering av en pelegruppe er et tverrfaglig arbeid og ofte kan små justeringer på konstruksjonen eller pelegruppen gjøre at prosjektet forenkles betraktelig. [22, p. 193]

Kombinert vertikal og horisontal last

Den vertikale lasten fordeles på de vertikale pelene, mens de horisontale lastene må bli tatt opp av enten [22, p. 194]:

- Skråpeler
- Lateral bæreevne av enkelt-peler
- Jordtrykk mot fundamentet
- Forankring til sideliggende konstruksjon/fast punkt

Skråpelens kapasitet til å ta opp horisontal last begrenses av hvor mye vertikallast de skal bære og skråningsvinkelen. Gitt en pel med helning på 4:1 er pelen begrenset til å kunne bære ¼ horisontalt i forhold til vertikalt. [22, p. 194]

Den laterale bæreevnen går på støtten fra det passive jordtrykket mot pelen. Står pelen i sjø mister man denne muligheten. [22, p. 194]

Jordtrykk for fundamentet baseres på en forskyving på selve fundamentet. Man må da forsikre seg om at jordstøtten ikke fjernes og at eventuelle forskyvinger av fundament ikke ødelegger konstruksjonen over. [22, p. 194]

Opptas den horisontale forskyvningen ved hjelp av forankring til sideliggende konstruksjon/fast punkt, trenger ikke pelene oppta horisontallast. Løsning er godt egnet for peler stående i vann, hvor lateral bæreevne og jordtrykk ikke er mulig. [22]

3.3.5 Forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon

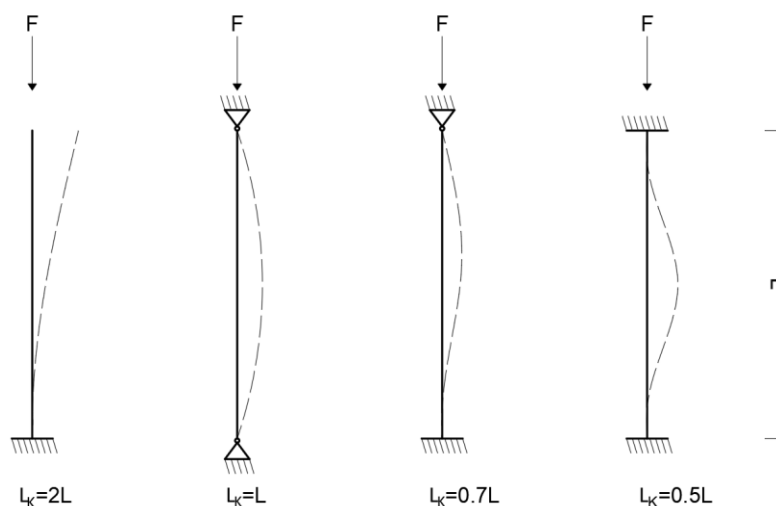
Forbindelsen mellom pel og overliggende konstruksjon danner et opplager for konstruksjonen. Forbindelsen skal ta opp de vertikale lastene, samtidig som den er nødt til å kunne oppta de horisontale lastene og momentet som måtte oppstå. Forbindelsen kan hovedsakelig utformes på to ulike måter – leddet eller med en innspenning. Betingelsene som velges her vil ha stor betydning for resten av pelen og konstruksjonen. [23]

Ofte er knekking et stort problem for peler. Ved å endre på opplagerbetingelsene mellom pel og overliggende konstruksjon endres automatisk knekk lengden til pelen. Et fast innspent opplager vil føre til en redusert knekk lengde i motsetning til et leddet opplager som tillater rotasjon. For knekking vil dermed den optimale løsningen være et totalstivt opplager, men dette er en lite konservativ løsning da det i praksis er vanskelig å utføre en stiv forbindelse. Et rent leddet opplegg er mer konservativ og sikkert å benytte ved beregning, men det øker knekk lengde og er dermed ugunstig med tanke på knekking. [23]

3.3.6 Dimensjonering av peler

Knekkning av peler

Ved tilstrekkelig høy vertikal belastning vil peler bøye seg ut i det man kaller knekking, illustrert i figur 3.3-3. Formen av knekkingen vil avhenge hovedsakelig av stivheten i forbindelsene, men også tverrsnittets symmetri. Ved et dobbelt-symmetrisk tverrsnitt og sentrisk-vertikalbelastning vil knekkingsretningen være mer eller mindre tilfeldig. Dersom tverrsnittet har en sterk og en svak akse (ulikt arealmoment), vil pelen knekke om sin svake akse. [24]



Figur 3.3-3 Knekk lengder og former av staver [AutoCAD, Inspirert av [24]].

Peletversnittets trykkkapasitet

Ved dimensjonering av et peletversnitt, prosjekteres det etter standarden som er aktuell for materialet som benyttes i pelen. Den dimensjonerende kapasiteten N_d , blir beregnet som en sentrisk last som er påkjent en knekkavstivet søyle. [22, p. 24]

Installert kapasitet

Installert kapasitet N_i , beregnes med å multiplisere dimensjonerende kapasitet N_d med en reduksjonsfaktor f_a . Faktoren fastsettes etter at alle forhold som er aktuell for den spesifikke pelen er gjennomgått. [22, p. 24]

$$N_i = N_d \cdot f_a \quad (3.1)$$

3.4 Betong

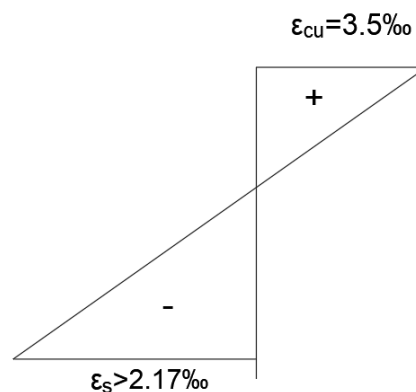
I dette kapitlet gjennomgås betongens egenskaper og formål i en konstruksjon. Teorien vil underbygge metoder benyttet under prosjekteringen, og hva som kreves for en sikker utførelse av betongkonstruksjoner. De antatt viktigste komponentene vil bli gjennomgått og det forutsettes bruk av Eurokode 2 for beregningsmetodene.

3.4.1 Duktilitet

For å unngå sprø og uforutsigbare brudd er det viktig at en konstruksjonsdel utføres duktil. For bjelker og dekker under bøyning gjøres dette ved å underarmere tverrsnittet. Et underarmert tverrsnitt vil gi flytning i armeringen før betongen knuses og dermed gi et duktilt brudd. [24, p. 37]

For å oppnå dette betraktes tverrsnittet lineærelastisk under bøyning. Et trykkbrudd som følger av bøyning vil forekomme ved en tøyning på 3,5‰ (gjelder for <B50). Er tøyningen større enn 2,17‰ i armeringen når trykkbrudd i betongen finner sted (ved 3,5‰ tøyning) betegnes tverrsnittet som underarmert. [24]

Tøyningen i betong er avhengig av trykkfastheten, mens tøyningen i armeringen er avhengig av armeringsarealet. I figur 3.4-1 skisseres tøyninger i et underarmert bjelke-tverrsnitt. (+ indikerer trykk, - indikerer strekk). [24]



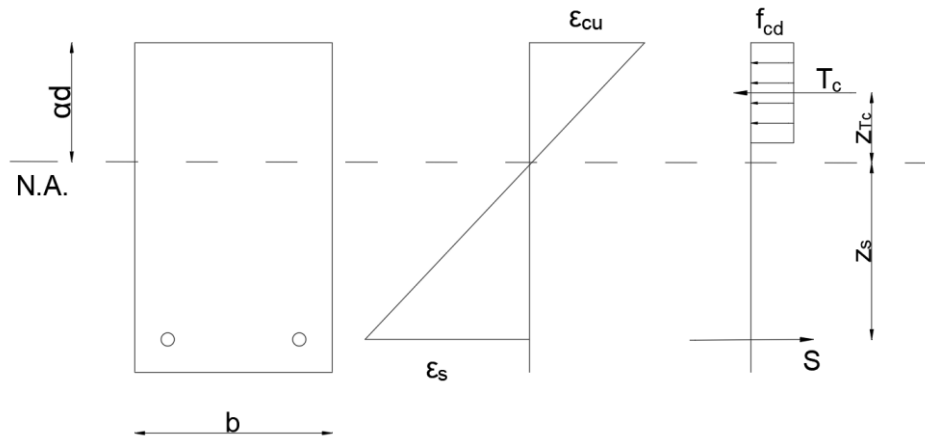
Figur 3.4-1 Skisse av et underarmert bjelke-tverrsnitt [tegnet i AutoCAD]

3.4.2 Bøyning

Eurokode 2 punkt 6.1(2)P gir oss forutsetninger for å bestemme momentkapasiteten til et armert betongtverrsnitt [25]:

- «plane tverrsnitt forblir plane;
- tøyningen i armeringen eller spennkabler med heft, uavhengig av om de er i strekk eller trykk, er den samme som for betongen omkring;
- det ses bort fra betongens strekkfasthet;
- spenningen i betongen under trykk er utledet fra dimensjonerende spennings-tøyningssammenheng gitt i 3.1.7.
- spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjonerende kurvene i 3.2.8 (figur 3.8) og 3.3 (figur 3.10);
- den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmelsen av spenningene i spennkablene.»

Figur 3.4-2 viser en skisse av et bjelketverrsnitt som er utsatt for bøyning. Bøyningen gir oss tøyningene ϵ_{cu} og ϵ_s for henholdsvis betongen og armering. Siste delen av figuren viser hvilke krefter som må holdes i likevekt. T_c er her trykkresultanten til trykksonen med en tilhørende momentarm, z_{Tc} , som er avstanden fra trykksonens angrepslinje ned til nøytralaksen. S er kreftene som virker i armeringen, og z_s er avstanden opp til nøytralaksen.



Figur 3.4-2 Skisse av bjelketverrsnitt utsatt for bøyning. [tegnet i AutoCAD]

Momentkapasiteten i et tverrsnitt kan beregnes ved hjelp av nøytralaksen, T_c , z_{Tc} , S og z_s . Dette gjøres ved at man finner nøytralaksen når tøyningen i betongen er 3,5‰, for så å finne tøyningen i armeringen når man har likevekt mellom T_c og S . For betongkvalitet lavere enn B50 kan man anta at betongens trykksoneresultant er lik $T_c = 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b$. Kraften fra armeringen regnes som $S = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_s$. Videre multipliseres kraftresultantene med tilhørende momentarm, og endelig momentkapasitet fås videre ved summasjon av disse. [24]

3.4.3 Nedbøyning

Nedbøyning av bjelker (herunder også plater betraktet som striper) kan beregnes ved bruk av grunnleggende statikk som sier at nedbøyningen for en fritt opplagt bjelke påvirket av en jevnt fordelt last er lik:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \quad (3.2)$$

For toveisplater brukes tabell 3.4-1 i plateberegninger. Enten man har bjelke eller plater skal det tas hensyn til at vi har korttidslaster og langtidslaster. Nedbøyningen sjekkes ofte ved tilnærmet permanent lasttilfelle med en grense på $L/200$ til $L/300$. [24, pp. 113-136]

E-modulen endrer seg over tid ved konstante laster, og er grunnen for at langtidslastene og korttidslastene må behandles forskjellig. Det betyr at man beregner nedbøyning for langtidslaster og korttidslaster separat, for så å summere disse. I tillegg bidrar svinn til nedbøyning, og må derfor være med i den endelige nedbøyningen. Dette gir $\delta_{total} = \delta_{lang} + \delta_{kort} + \delta_{svinn}$. [25, pp. 126-130]

3.4.4 Kombinert moment og aksialkraft i søyler

Vanligvis blir søyler belastet av moment og aksialkraft samtidig. Normalt regner man at tre mulige bruddkriterier kan opptre for et slikt tilfelle [24, p. 88]. Kriteriene er følgende:

A - Armeringstøyning på strekkside.

- Brudd i armering når $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$

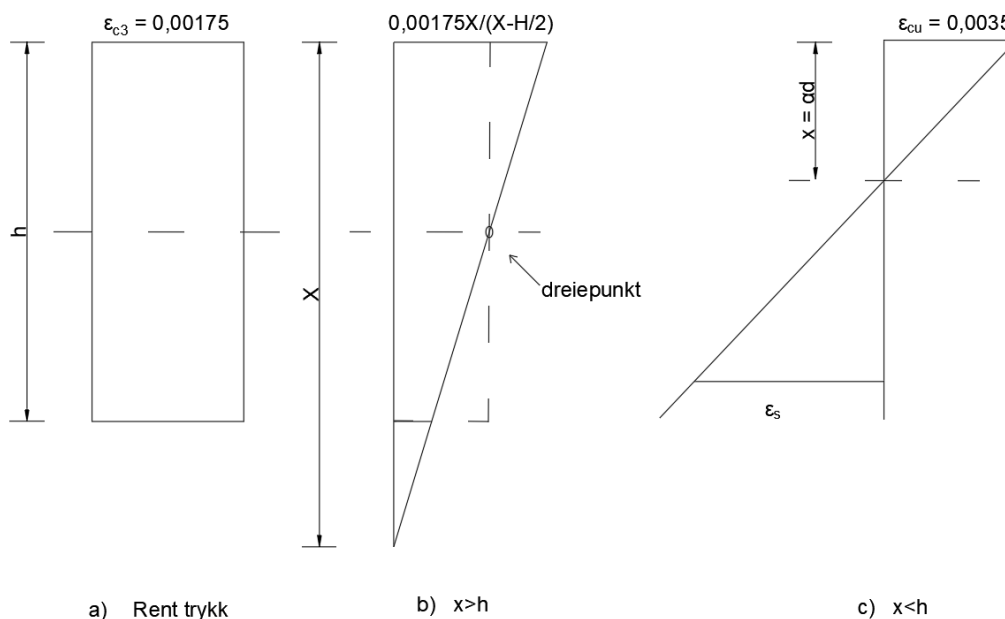
B – Betongtøyning ved trykkrand

- Trykkbrudd i betong når $\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$ (eller ϵ_{cu3})

C – Beregnet aksialkapasiteten skal ligge under gjennomsnittlig trykktøyning ϵ_{c2}

- Trykkbrudd i betong når $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$ (eller ϵ_{c3}) ved rent trykk

For et armert tverrsnitt kan kapasiteten for kombinasjon av bøyemoment og aksialkraft kontrolleres ved å vurdere ulike spenningstilstander hvor momentlikevekt og aksiallikevekt må være tilfredsstilt. Aktuelle spenningstilstandene blir veidd opp imot overnevnte bruddkriterier. Figur 3.4-3 viser tre typiske tøyningstilstander. Tilfellene er gjeldene for betongfasthetsklasser $\leq B50$. For å forenkle beregningen er det valgt et bilineært spennings-tøyningsforløp for betongen. [24, pp. 88-89]



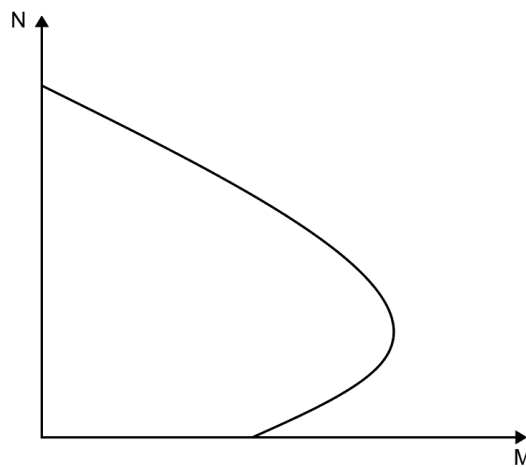
Figur 3.4-3 Typiske tøyningstilstander ved beregning av kapasitet for moment og aksialkraft [24, p. 89]

En kombinasjon av ulike tøyningstilstander framstilles som en kapasitetskurve i et aksesystem som et moment langs x-aksen og aksialkraft langs y-aksen [24, pp. 88-102]. Kapasitetskurven betegnes «M-N diagram» og bestemmes ved å betrakte fem tøyningstilstander:

1. Rent trykk
 - Bruddkriterium C
2. Trykkbrudd i betongen
 - Bruddkriterium B og C samtidig

3. Trykkbrudd i betongen samtidig med flytning i armeringen
 - Bruddkriterium B
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering
 - Bruddkriterium B
5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning
 - Bruddkriterium B

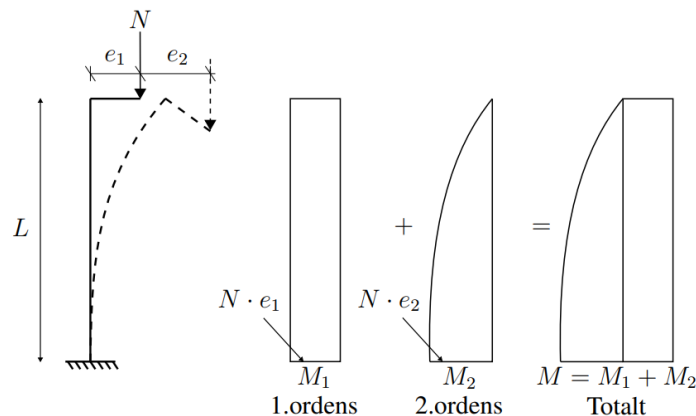
Tøyningstilstandene danner en kapasitetskurve i et aksessystem som vist på figur 3.4-4. Kombinert opptreden av moment og normalkraft godkjennes for verdier innenfor kurven. [24, pp. 88-102]



Figur 3.4-4 M-N diagram [AutoCAD]

3.4.5 Slanke konstruksjonsdeler

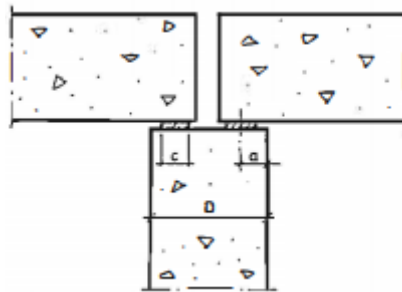
I henhold til Eurokode 2 skal slanke konstruksjonsdeler dimensjoneres med 2. ordens teori. Det vil si at man tar hensyn til tilleggs-lastvirkninger som skyldes konstruksjonens deformasjoner [25, p. 63]. I figur 3.4-5 er det vist hvordan man tar hensyn til 2. ordens effekt i en søyle med eksentrisk påført last. 2. ordens effekter kan finnes ved hjelp av Eurokode 2 kapittel 5.8.8.2(3) [25]. Dersom man ser på en søyle, som anses som en slank trykkstav, kan man få brudd på grunn av at tverrsnittskapasiteten blir overskredet eller på grunn av stabilitet (knekking). [24]



Figur 3.4-5 1.- og 2.ordens effekter [24, p. 157]

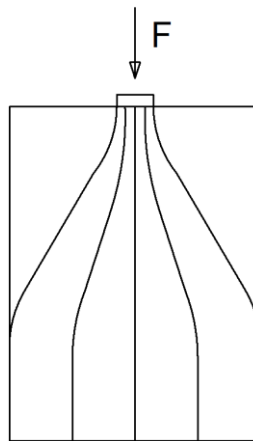
3.4.6 Spaltestrekk

Spaltestrekk kan oppstå når store krefter overføres gjennom små kontaktflater. Spaltestrekk er særlig utbredt for spennarmerte bjelker og dekker, søyletopper hvor bjelkene opplages på små plater og for fritt opplagte vegger. I figur 3.4-6 nedenfor er det vist et eksempel på to bjelker opplageret på en søyletopp med en liten shims som kontaktflate mellom bjelke og søyle. [26]



Figur 3.4-6 Opplagring på søyletopp [26].

Det er nærliggende å tenke at de høye trykkspenningene mellom shims og søyle ville føre til lokal knusning, men ettersom det oppstår triaksiale spenninger vil vanligvis ikke dette bli et problem. Normalt er det spaltestrekk som blir dimensjonerende [26]. Prinsippet bak spaltestrekk bygger på teorien bak tverrkontraksjon - dersom man belaster et betongprisme i aksial z-retning, vil prismet få en breddeutvidelse i x- og y-retning. Dette skyldes at kraften som overføres gjennom den lille kontaktflaten vil bre seg ut, som vist på figur 3.4-7. Utbredelsen vil videre føre til strekkrefter i x- og y-retning. Strekkreftene må dermed tas opp av armering som legges normalt på den påførte trykkraften. [27]



Figur 3.4-7 Spenningsutbredelse under en konsentrert last [Revit].

3.4.7 Plateberegninger

Plateberegninger kan utføres på mange ulike måter og valg av metode har ofte stor innvirkning på armeringsmengden som kreves, ettersom metodene gir ulike moment. Metoder som ofte blir benyttet er elastisitetsteori, stripemetoden og bruddlinjeteori. Anvendbarheten for de forskjellige metodene er ulik fra oppgave til oppgave, og styres av kompleksitet og omfang. Det anses dermed som en nødvendighet å legge frem alle metodene i korte trekk.

For en enveisplate blir det antatt at alle lastene bæres i én retning x , men for en toveisplate fordeles lastene i to retninger, x og y . Hvor mye som bæres i retningene avhenger av spennviddeforholdet mellom x - og y -retningen. En plate blir normalt kategorisert som enveisplate ved spennviddeforhold $L_y/L_x > 2$. [24, p. 327]

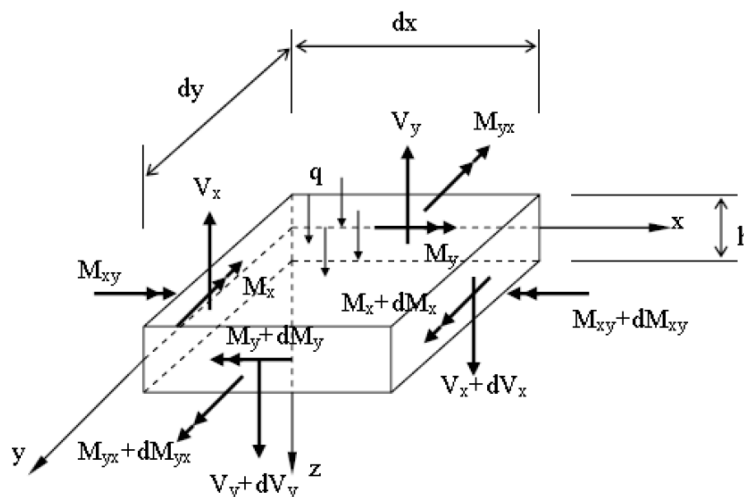
Toveisplate – Beregning med elastisitetsteori

Krav for plater etter beregning med elastisitetsteori er angitt i Eurokode 2 [25].

Eurokode 2, 5.4:

- (1) Lineær elastisk beregning av konstruksjonsdeler basert på elastisitetsteorien kan benyttes for både bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstander
- (2) Lastvirkningene kan bestemmes basert på lineær elastisk beregning

For en toveisplate vil platen få bøyemomenter i to retninger, M_x og M_y samt torsjonsmomenter M_{xy} . For å ta hensyn til både bøyning- og torsjonsmoment er det nødvendig å kunne benytte elastisitetsteorien for plater. I figur 3.4-8 er det vist en figur av et infinitesimalt plateelement - med bøyemomenter M_x og M_y , torsjonsmomenter M_{xy} og M_{yx} , og skjærkrefter V_x og V_y . [24, p. 329]



Figur 3.4-8 Infinitesimalt plateelement [24]

Ettersom elementet holdes i likevekt kan man danne en likevektsligning. Ligningen blir ikke påvirket om materialet er elastisk eller plastisk, den er også uavhengig av tverrkontraksjon og om materialet i platen er isotropt eller ortotropt [24]. Likevektsbetingelsene gir følgende ligning [24]:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \cdot \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -q \quad (3.3)$$

M_{xy} settes lik M_{yx} ettersom skjærspenningen opptrer parvis $\tau_{xy} = \tau_{yx}$.

Svein Ivar Sørensen lister i boken: «Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2» opp kriterier som er nødvendig for anvendelse av ligningen [24]:

1. Materialet er lineært elastisk og isotropt, dvs. Hookes lov gjelder
2. Utbøyningene er små i forhold til tykkelsen av platen
3. Plane tverrsnitt forblir plane og normale til middelflaten under bøyning
4. Plan spenningstilstand i xy-planet

Med disse betingelsene ivaretatt kan man utrykke bøye- og torsjonsmomentene som følgende:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (3.4)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (3.5)$$

$$M_{xy} = -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \cdot D \cdot (1 - \nu) \quad (3.6)$$

w = nedbøyning av platen

ν = tverrkontraksjonstall (poisson's ratio)

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (3.7)$$

D = platestivheten

Ved å sette inn overnevnte ligninger med hensyn på $\frac{q}{D}$ fås følgende fjerde ordens partielle differensialligning.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (3.8)$$

Ligningen blir kalt Lagrange-ligningen og er gjeldende for elastisk bøyning av isotrope plater. Det er videre et kriterium at platen må være tynn nok til at skjærdeformasjon kan utelukkes og tykk nok til at virkningen av membrankrefter kan utelukkes. For at dette skal bli ivaretatt må høyden på platen ha forhold $h \leq \frac{L_x}{8}$ og $w \leq \frac{h}{2}$. En vanlig armert plate vil normalt imøtekomme disse kravene. [24, p. 330]

Det finnes en rekke ulike tabeller for forskjellige opplagerbetingelser og spennviddeforhold. Et eksempel på dette er gjengitt i tabell 3.4-1. Tabellen er gyldig for en fritt opplagt plate, og viser nedbøyning midt i platen. Lasten er jevnt fordelt og tverrkontraksjon $\nu=0$. M_x er gjeldende for den korteste spennretningen. [24]

Tabell 3.4-1 Bøyemomenter og nedbøyning for fritt opplagt rektangelplate, $v=0$ [24]

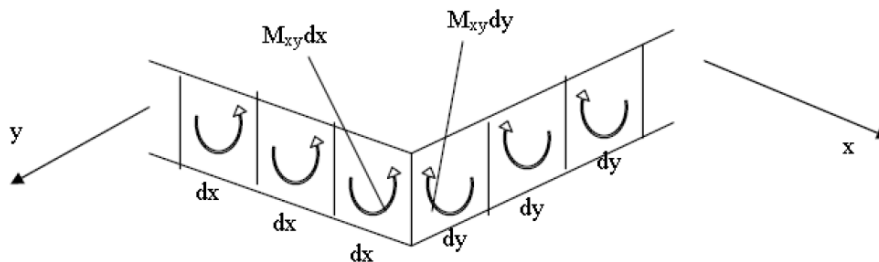
L_y/L_x	Moment		Nedbøyning
	$M_x=qLx^2/\alpha$	$M_y=qLx^2/\beta$	$w=\gamma qLx^4/Eh^3$
	α	β	γ
1	27,2	27,2	0,0485
1,1	22,4	27,8	0,058
1,2	19,1	29	0,0675
1,3	16,8	30,8	0,0765
1,4	15	32,3	0,0845
1,5	13,7	34,7	0,0925
1,6	12,7	36,1	0,0995
1,7	11,9	37,3	0,106
1,8	11,3	38,5	0,112
1,9	10,8	39,4	0,117
2	10,4	40,3	0,122
3	8,5	192	0,147
4	8,1	667	0,154
5	8	770	0,156
∞	8	∞	0,156

Normalt settes tverrkontraksjonstallet $v=0,2$ for en midlere betong, mens for en armert betongplate under bøyning settes ofte $v=0$. Dette skyldes opprissingen som oppstår under bøyning av en slakkarmert plate. Rissingen begrenser overføringen av armeringsspenninger mellom armeringslagene ettersom spenningen kun kan overføres via betongen mellom lagene. Ettersom betongplater burde være underarmert med delvis utnyttet trykksone, vil trykkspenningen i betongen i liten grad påvirkes av tverrkontraksjon og effekten på momentfordeling være liten. [24, p. 331]

Det kan også benyttes tabeller for å finne torsjonsmoment M_{xy} skjærkrefter V_x og V_y samt opplagertrykk V_x og V_y .

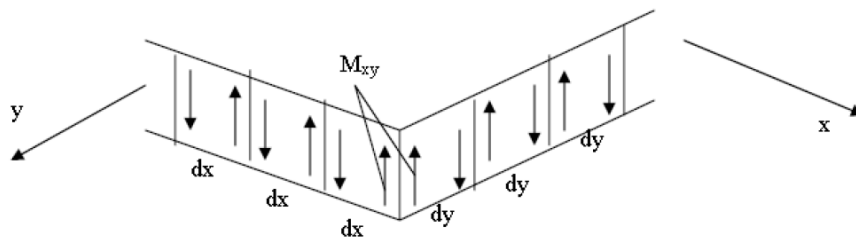
Virkning av torsjon ved platehjørne

For fritt opplagte plater vil det opptre positive og negative torsjonsmomenter langs oppleggskantene [24]. Effekten vises nedenfor i figur 3.4-9.



Figur 3.4-9 Torsjonsmomenter mot platehjørne [24]

Torsjonsmomentet vist i figur 3.4-9 kan anses som ekvivalente kraftpar. Kraftparene erstatter da torsjonsmomentet, som vist på figur 3.4-10.



Figur 3.4-10 Ekvivalente kraftpar som erstatter torsjonsmomentene [24]

De ekvivalentene kraftparene vil utligne hverandre langs kanten, unntagen hjørnet. Her vil kraftparene opptre i samme retning og man vil få en løfteeffekt. Løfteeffekten kan uttrykkes som følgende:

$$R = 2 \cdot M_{xy} \quad (3.9)$$

Videre er det viktig å forsikre at løftekraften R holdes igjen, med tilstrekkelig forankring. Skulle det oppstå løft i hjørnet vil ikke lenger snittkreftene i platen være riktige ettersom disse er bestemt for randbetingelse $w=0$ langs hele oppleggskanten. [24, p. 334]

Dimensjonering av toveisplater i armert betong

Det forutsettes bruk av Eurokode 2 etter punkt 5.4 og 9.3.

Bruddgrensetilstand

I likhet med en enveisplate dimensjoneres x - og y -retning hver for seg selv. Det er viktig å huske på at hovedretningen er den korteste retningen, x . Dermed må armeringen som legges i x -retning plasseres ytterst, slik at det oppnås størst effektiv høyde i denne retningen. [24, p. 336]

Bruksgrensetilstand

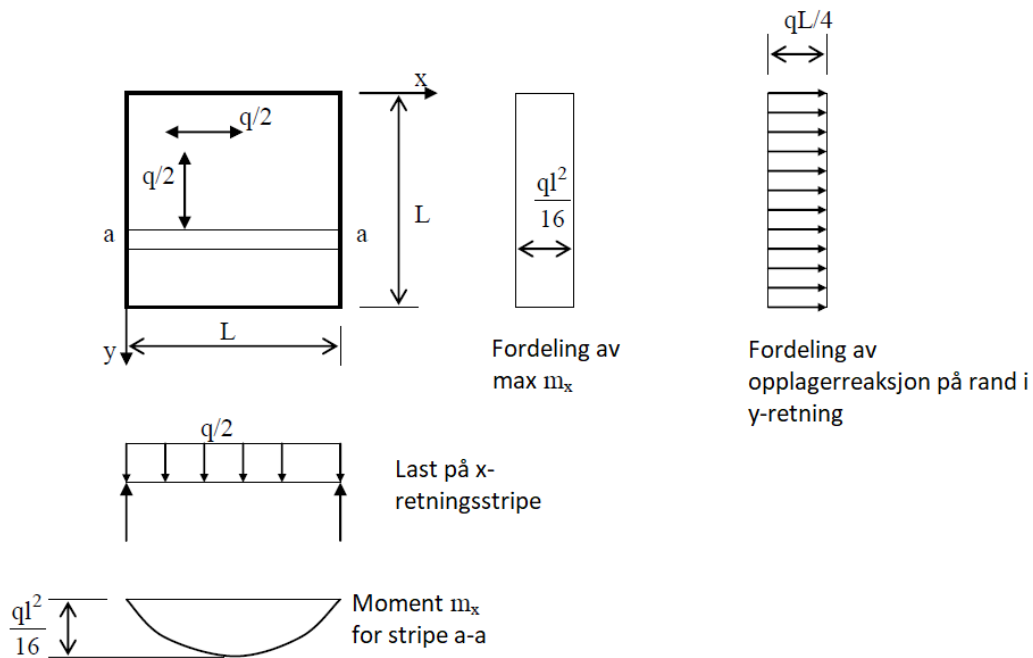
For å beregne nedbøyning etter elastisitetsteorien er det en forutsetning at materialet er homogent og isotropt. For å imøtekomme disse kravene for en armert betongplate i opprisset tilstand - stadium II er man nødt til å gjøre noen antakelser. [24, p. 337]

Stripemetode for plater

En alternativ metode til overnevnte elastisitetsteori er at man ser bort ifra virkning av torsjon, og betrakter enkle striper i x - og y -retning uten torsjonsstivhet. Ettersom platen deles inn i striper er metoden kalt «stripemetoden». Stripene blir ansett som enveisbærende bjelker som bærer all last ved bøyning. Ved å neglisjere torsjonsvirkningen vil bøyemomentet bli noe større ettersom man ser bort ifra lastandelen som egentlig bæres av torsjonsmomentene - dermed er det en mer konservativ metode. [24, p. 328]

Lastfordelingen mellom x - og y -retning avhenger i stor grad av spennviddeforholdet. Lastfordelingen betegnes som en γ -verdi hvor γ lik 1 betyr at all last bæres i x -retning mens γ lik 0 bæres all last i y -retning. Verdien kan variere over platen. [24, p. 361]

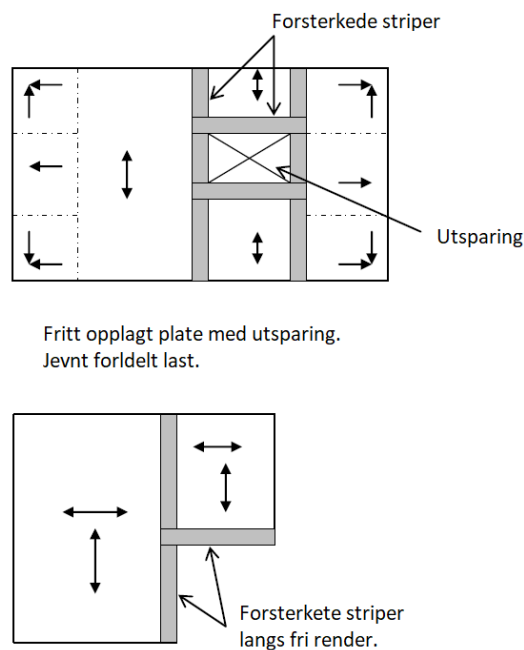
I figur 3.4-11 er det vist et eksempel for en kvadratisk, fritt opplagt plate med jevnt fordelt last. Her velges $\gamma = 0,5$ over hele platen.



Figur 3.4-11 Kvadratisk plate - Tilfelle 1, $\gamma = 0,5$ over hele platen [24, p. 362]

Plater med fri render og store utsparinger

I tilfeller hvor en plate har fri render eller store utsparinger er man nødt til å gjøre noen tiltak om metoden skal benyttes. Ved å anse de frie rendene og utsparingene som forsterkede striper, vil disse stripene virke som opplager for de andre stripene og videre fordeler laster ut mot plateoppleggene, slik som vist på figur 3.4-12. Stripene blir da å betrakte som forsterkningsbjelker, og de må tilleggsarmeres. [24, p. 368]

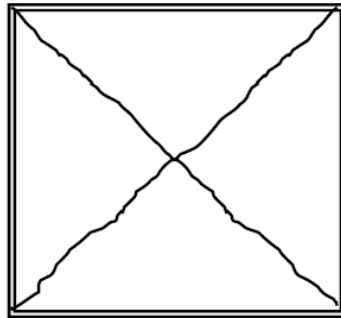


Figur 3.4-12 Plater med innvendige hjørner - med og uten opplegg [24, p. 368]

Bruddlinjeteori for plater

Bruddlinjeteorien baserer seg på en bruddmekanisme overstemmende med opplagerbetingelsene. Momentkapasiteten til tverrsnittet bestemmes etter det opptredende momentet i bruddlinjene, hvor lastekapasiteten blir beregnet med et virtuelt arbeid, hvor ytre arbeid settes lik indre arbeid. Metoden blir betraktet som en øvre grensemetode og betyr at lastekapasiteten som beregnes ut ifra bruddlinjemønsteret, vil enten være riktig eller for høy. [24, p. 343]

Figur 3.4-13 viser et eksempel på et bruddlinjemønster for en fritt opplagt plate, med jevnt fordelt last.



Figur 3.4-13 Fritt opplagret kvadratisk plate med jevnt fordelt last [24, p. 348]

Momentkapasiteten mellom bruddlinjene i platen blir ikke kontrollert. Dette skyldes at kapasiteten i platen ikke vil bli overskredet, med mindre bruddlinjemønsteret er feil. For en normal plate vil bruddmekanismen være kjent, men for mer kompliserte plater, som for eksempel fri render eller store utsparinger vil bruddmekanismen være vanskeligere å bestemme. [24, p. 343]

3.4.8 Veggskiver og skjærvegger

En konstruksjonsdel blir definert som veggskive når forholdet mellom lengde og høyde er større eller lik 4. Det finnes flere beregningsmetoder å behandle en vegg på - den kan blant annet bli behandlet som en stavmodell, eller de kan bli sett på som en plate - ved store bøyninger ut av planet. Utforming, opplager- og lastbetingelser er avgjørende når dette skal bestemmes.

Horisontal- og vertikalarmering

For å oppta den vertikale lasten må betongveggen ha tilfredsstillende trykkapasitet. Normalt blir dette ivaretatt ved å benytte minimumsarmering. Minimumsarmeringen skal ligge mellom en nedre, og en øvre verdi i både vertikal og horisontal retning. Minimumsarmeringen beregnes i henhold til EC 2 9.6.2 og EC 2 9.6.3. [25]

Tverrarmering

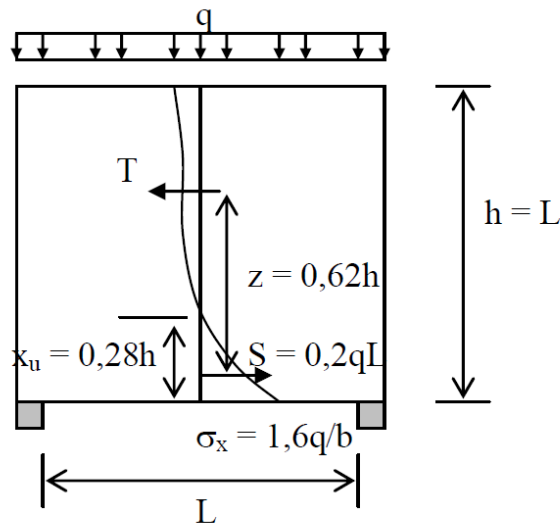
Det er i hovedsak to tilfeller hvor det er nødvendig å legge inn tverrarmering.

- Dersom de vertikale armeringsjernene er plassert på utsiden av de horisontale
- Når veggens vertikale armering overstiger $0,02A_c$

Tverrarmeringen er enten bøylor eller kroker som legges inn for å hindre at den vertikale armeringen vippes ut. I tilfeller hvor de vertikale jernene er større eller lik $\varnothing 16$ og overdekningen er mer enn $\varnothing 2$ er det ikke nødvendig med tverrarmering. [28]

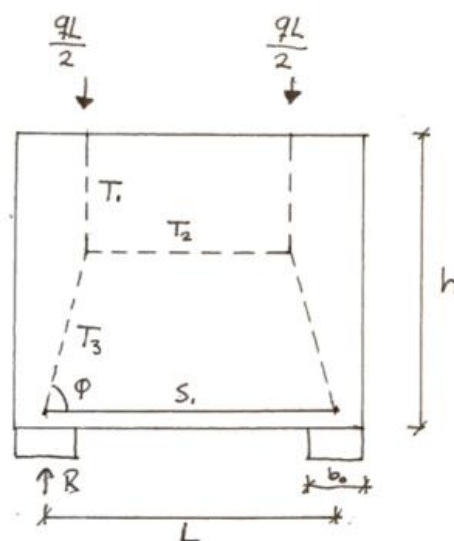
Fritt opplagt veggskive

Fritt opplagte vegger går inn under kategorien D-regioner. D-regioner er regioner der Bernoulli's hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane og Navier's formel som beskriver en lineær spenningsfordeling over tverrsnittet ikke gjelder. Dette vil si at den ikke kan behandles som en bjelke. Spenningsfordelingen blir som vist på figur 3.4-14. [24]



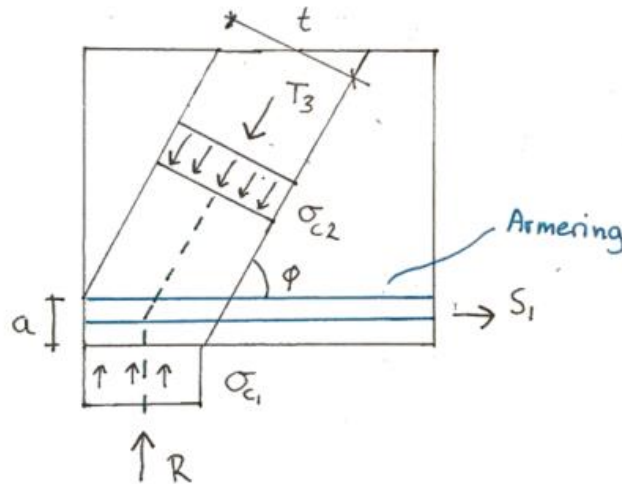
Figur 3.4-14 Spenningsfordeling av en fritt opplagt veggskive [24]

Dersom en fritt opplagt vegg skal benyttes som «en høy bjelke» kan den bli betraktet som en stavmodell. Stavmodellen baserer seg på teorien bak et fagverk, bestående av trykk- og strekkstag. Trykkstagene er tiltenkte/fiktive stag som utnytter trykkapasiteten til betongen. Trykkstagene må kontrolleres opp mot en redusert trykkapasitet, hvor reduksjonen avhenger av antall stag som møtes i det tiltenkte knutepunktet (se Eurokode 2, 6.5.4). Strekkstagene i modellen er armeringsjern. I figur 3.4-15 vises en skisse over hvordan man kan se for seg de forskjellige stagene. Her er de stiplede linjene trykkstag, mens den heltrukne linjen er strekkstag. [24]



Figur 3.4-15 Stavmodell for veggskive. Inspirert av [24]

I figur 3.4-16 ser man et utsnitt av ovennevnte figur 3.4-15. Figuren viser hvilke trykkstag som må kontrolleres (σ_{c1} og σ_{c2}) i snittet, hvor σ_{c1} er spenningen over oppleggsflaten mens σ_{c2} er spenningen i den fiktive trykkstaven. Videre viser den a , som er området armeringen skal fordeles ut over. For en kontinuerlig vegg med flere opplegg er det viktig å ta hensyn til at oppleggene i midten vil oppta mer last enn de ytterste oppleggene. Det kan dermed være nødvendig å øke oppleggsflaten her for å unngå knusning. [24]

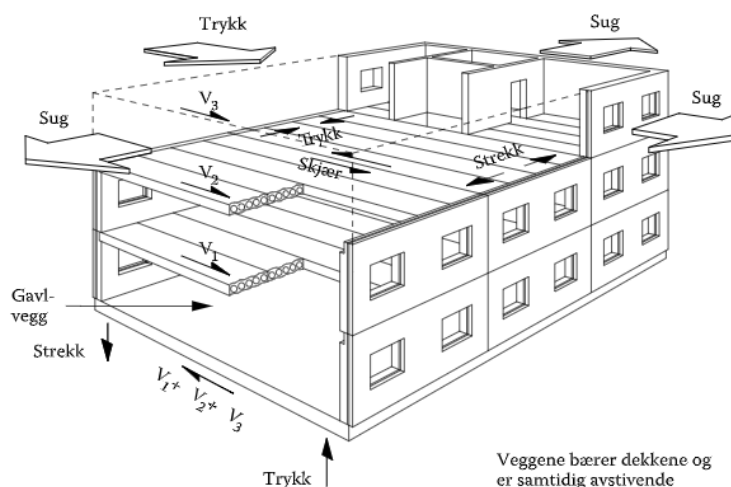


Figur 3.4-16 Knutepunkt i veggskive (inspirert av [24])

Skjærvegger

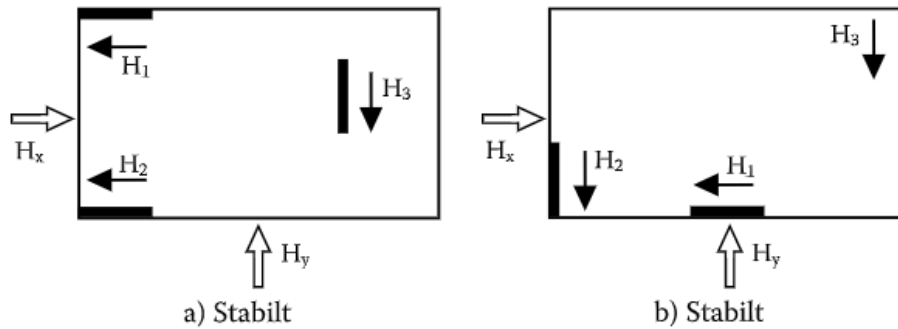
I tillegg til å oppta vertikale laster kan en veggskive ha virkning som en skjærvegg. En skjærvegg har i oppgave å tilføre stivhet i konstruksjonen under lastpåvirkninger som vind og jordskjelvlaster. For eksponerte og utsatte konstruksjoner kan lastpåkjenningene bli veldig store så en stiv utforming er avgjørende for å unngå store deformasjoner. [29]

Et avstivet system bestående av vertikale og horisontale skiver kan omtales som et skivebygg. Horisontale laster som for eksempel vind, blir ført fra ytterveggene, inn til dekket for så å bli tatt opp av de avstivende skjærveggene. Videre ledes kreftene ned i fundamentet. Figur 3.4-17 viser samvirket for et slikt system. [30]



Figur 3.4-17 System av hulldekkeelementer og skjærvegger [29].

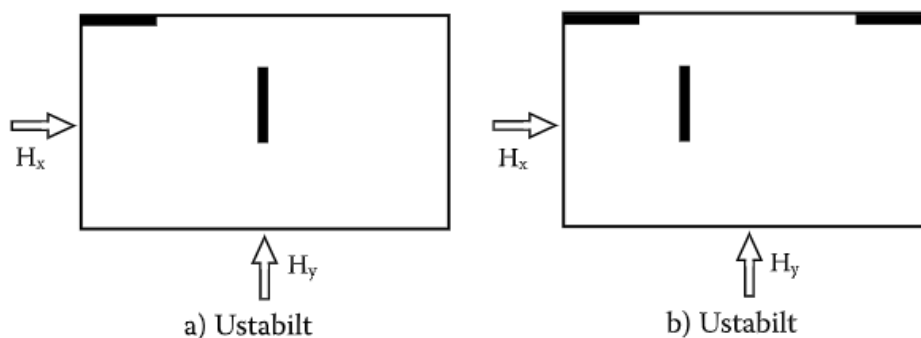
For et skivebygg er det skjærveggene som skal oppta de horisontale kreftene på bygget. Dette gjøres ved at veggene balanserer de horisontale påkjenningene, og danner et statisk stabilt system. I tilfeller hvor veggene er plassert slik at det vil oppstå rotasjon, vil denne tas opp ved at skivene virker som kraftpar. Fra figur 3.4-18 kan man se et eksempel på et statisk stabilt system. [29]



Figur 3.4-18 Statisk stabilt system [29]

For bygg a vil kraften H_x bli tatt opp av H_1 og H_2 . Dersom kraften kommer fra H_y vil den i y -retning bli tatt opp av H_3 , og rotasjonen som skapes vil bli tatt opp av kraftparet H_1 og H_2 . For bygg b vil kraften H_x bli tatt opp av H_1 , rotasjonen som skapes, tas opp av H_2 og H_3 . En last H_y vil håndteres av H_2 og H_3 . [29]

Figur 3.4-19 viser to ustabile system. Bygg a har bare to skiver. Dette vil ikke være nok til å danne et statisk bestemt system, og det er derfor ustabil. I bygg b er det et tilstrekkelig antall skiver, men to av skivene er plassert i samme virkelinje, dermed blir det ikke dannet noen kraftpar som kan oppta rotasjonen som skapes ved belastning. [29]



Figur 3.4-19 Statisk ubestemt system [29]

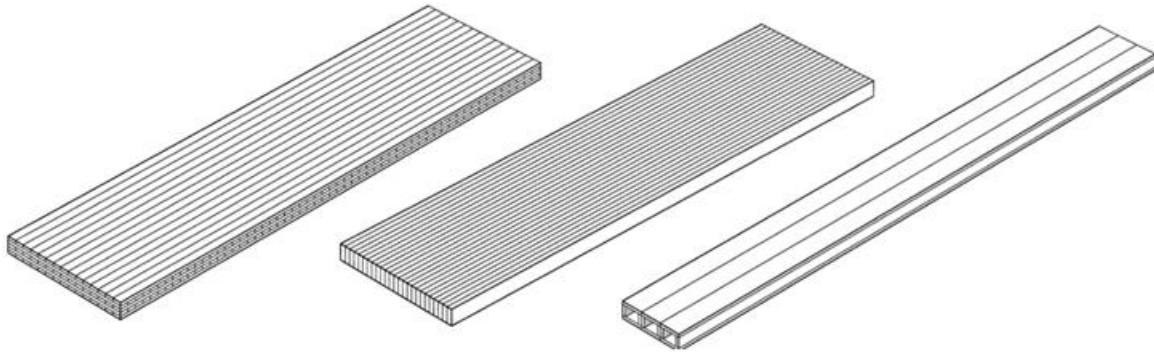
For at et system av skjærvegger skal være statisk stabilt må det dermed, som vist på de to figurene ovenfor, være et minimum antall skiver og de må være plassert slik at de kan oppta alle de horisontale kreftene som måtte opptre. [29]

3.5 Massivtre

I dette kapittelet vil det bli gitt en generell gjennomgang av massivtre som bygningsmateriale og dets oppbygging, samt teori som ligger bak beregningene.

3.5.1 Massivtreets oppbygging og egenskaper

Det finnes tre hovedtyper massivtre, illustrert i figur 3.5-1. Disse er krysslagte-, kantstilte- og hulromselementer.



Figur 3.5-1 Hovedtyper av massivtreelementer [24]

Denne rapporten fokuserer på krysslagte elementer, ofte kalt CLT (Cross Laminated Timber). Krysslagt massivtre er bygd opp av lameller av sammenkoblede treplanker. Lamellene legges i kryssretning relativt til hverandre på samme måte som plater av kryssfinér, og settes sammen som et samvirke ved hjelp av lim eller dybler. Ved å bygge opp elementet på denne måten kan elementet tilpasses etter ønskelig utforming og kapasitet. [31]

I et element kan tykkelsen og fasthetsklassen variere i de ulike sjiktene, men det vil alltid være symmetri på tykkelse og fasthetsklasse, om midtsnittet til elementet. Yttersjiktene vil alltid ha størst betydning for bøyestivheten og styrken til elementet, det er også normalt her spenningen er størst, da det ofte er bøyning elementet blir utsatt for. For element med 3 eller 5 sjikt vil kapasiteten til de ytre sjiktene være dominerende; en økning av fasthet for de indre sjiktene vil ikke tilføre mer enn maks to prosent økning i bøyestivhet. For et 7-lags element vil man kunne få en økning opp imot 10 prosent ved å øke kvaliteten på de indre sjiktene. Innersjiktene består normalt av C14 eller C18 og yttersjiktene av fasthetsklasse C24 eller bedre. [8]

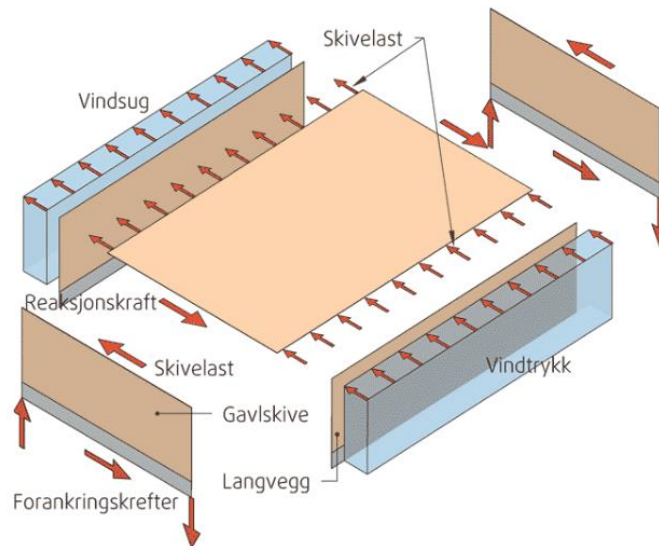
I noen tilfeller kan det være aktuelt at alle sjiktene har høyere fasthet, for eksempel når man ønsker å forbedre brannbelastning eller når man ønsker at elementet skal virke som en toveisplate.

For at elementet skal virke som en toveisplate, er det nødvendig å ha stor bøyestivhet i begge retninger av elementet. Forskjellen i bøyestivhet vil imidlertid være stor mellom lengderetningen og tverretningen. Da yttersjiktene er orientert i elementets lengderetning, er de tverrgående sjiktene plassert nærmere nøytralaksen. Dette gjør at de indre sjiktene vil få en kortere momentarm sammenlignet med de ytre, som igjen resulterer i mindre bøyestivhet. I tillegg vil det være ett mindre sjikt i denne retningen sammenlignet med hovedretningen. [8]

Massivtreelementer danner en plate/skive som kan oppta krefter både vinkelrett og aksielt i planet. Et element kan oppta store konsentrerte og fordelte laster. Ved dimensjonering av et element vil

normalt kontrollene i bruksgrensetilstand bli de dimensjonerende for spennvidden. Spennvidden vil dermed begrenses av krav til nedbøyning og vibrasjon. [8]

Horisontallaster fra vind, føres inn gjennom dekke og tas opp av utvalgte skjærvegger som videre fører kraften ned i grunn som forklart i kapittel 3.4.8. Dette prinsippet illustreres i figur 3.5-2.



Figur 3.5-2 Skive- og platekrefter [32]

Dimensjonsstabilitet

Tre er som kjent et levende materiale som endrer volum i takt med endring av fuktinnhold. Ettersom det også er anisotrop vil volumet/dimensjonsendringen være forskjellig i de ulike retningene. Vinkelrett på fiberretningen vil endringen normalt være mye større enn parallelt. Her bidrar massivtreets krysslagte oppbygging til at volumendringen blir minimal siden det kryssende sjiktet med kryssende fiberretning har større styrke og stivhet, vil det bidra til en låsingeffekt. Dette fører til at volumendringen vil bli minimal og elementet blir veldig dimensjonsstabil. [31]

3.5.2 Dimensjonering av massivtre

Ettersom massivtre er et forholdsvis nytt produkt som stadig er under utvikling, finnes det dessverre ikke direkte kontroller for produktet etter Eurokode 5. Massivtre blir kun behandlet i Eurokode 2 i form av spenningslaminerte brudekker. Det forutsettes likevel bruk av Eurokode 5 for kontrollene i rapporten, men da for vanlig konstruksjonsvirke. Utfordringen blir da å finne spenningstilstandene og regne styrke- og stivhetsegenskapene til elementet. [33, p. 115]

Det finnes i hovedsak tre ulike metoder å regne ut styrke- og stivhetsegenskapene til massivtreelementene. Følgelig vil de ulike metodene bli kort presentert. [8]

Kompositteori-metoden

Kompositteori-metoden går ut på å beregne styrke- og stivhetsegenskapene i hvert sjikt av massivtreelementet. Da E-modulen vinkelrett på treets fiber (E_{90}) er veldig lav sammenlignet med E-modulen parallelt med fiberretningen (E_0) blir det gjort en konservativ antagelse at sjikt som belastes vinkelrett på fiberretningen ikke gir noe bidrag til elementet. Bidragene fra hvert sjikt summeres så sammen for å finne elementets totale styrke- og stivhetsegenskaper. Denne metoden egner seg bra

dersom lengden på spennet er over 25 ganger tykkelsen til elementet ($L/t \geq 25$), da skjærdeformasjonene på grunn av bøyning ikke blir tatt hensyn til. [8]

Gamma-metoden

Gamma-metoden tar utgangspunkt i en beregningsmetode for mekanisk sammensatte bjelker som blir beskrevet i Eurokode 5 tillegg B. Gamma-metoden tar for seg skjærdeformasjonen som skjer i de tversgående sjiktene, istedenfor glidningen i forbindelsen. Formel (3.10) (B.1 i Eurokoden [34]) tar for seg glidningen i forbindelsen med den fiktive reduksjonsfaktoren γ_i . γ_i er en verdi mellom 0 og 1, der 1 betyr at man har 100% samvirke mellom de betraktede sjiktene (typisk ved bruk av lim). For å kunne bruke formel (3.10) for massivtreelementer ble reduksjonsfaktoren modifisert ved å erstatte $\frac{s_i}{K_i}$ leddet i formel (3.11) (B.5 i Eurokoden [34]) som beskriver med $\frac{d_i}{G \cdot b}$ som vist i formel (3.12). [8] [35]

Dette gjøres ved å gjøre beregninger med en fiktiv reduksjonsfaktor, γ_i .

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (3.10)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot l^2} \right]^{-1} \quad (3.11)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot d_i}{G_R \cdot b \cdot l^2} \right]^{-1} \quad (3.12)$$

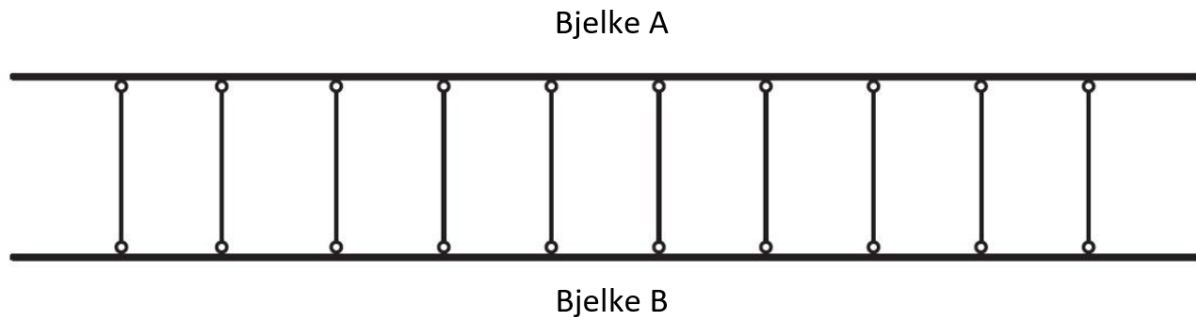
Der

$(EI)_{eff}$	- effektiv bøyestivhet for elementet
a_i	- avstand fra lokalt til globalt tyngdepunkt
E_i	- E-modul til langsgående sjikt i
I_i	- arealregningsmomentet for sjikt i
A_i	- tverrsnittsareal for sjikt i
s_i	- avstand mellom festemidler
K_i	- glidningsmodul
l	- lengden på elementet
d_i	- tykkelse på sjikt i
G_R	- skjærmodul vinkelrett på fiber
b	- bredde på sjikt, settes normalt til 1000mm
γ_i	- reduksjonsfaktor

Gamma-metoden gir best resultat for tre- eller femsjiktselement, og når elementet kan betraktes som fritt opplagt med jevnt fordelt last (parabelformet lastfordeling). Der det er skjærdeformasjoner i de tverrgående sjiktene vil denne metoden egne seg best om forholdet mellom spenn og elementtykkelse er lavt. [8]

Skjæranalogimetoden

Skjæranalogimetoden betrakter massivtreelementet som to fiktive bjelker som går parallelt med hverandre. Disse to bjelkene er forbundet med uendelig stive staver, det vil si at både deformasjon i x- og y-retning som følge av ytre laster vil være lik for begge bjelkene slik som i figur 3.5-3. Denne metoden tar både hensyn til elastisitetsmodulen og skjærmodulen i langsgående- og tverrgående sjikt. Dette gjør at skjæranalogimetoden blir sett på den mest presise beregningsmetoden. I motsetning til de to foregående metodene vil man heller ikke ha noe begrensning på antall sjikt ved bruk av skjæranalogimetoden. [35]



Figur 3.5-3 Prinsippskisse for skjæranalogimetodens bjelkebetraktning [8]

Bjelke A er gitt summen av bøyestivheten for hvert sjikt uten å betrakte det statiske samvirket mellom sjiktene. Skjærmodulen til bjelke A er satt til å være uendelig stor. Dette kan beskrives med følgende formler:

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n E_i \cdot I_i = \sum_{i=1}^n E_i \frac{b_i \cdot d_i^3}{12} \quad (3.13)$$

$$(GA)_A = \infty \quad (3.14)$$

Bøyestivheten for bjelke B er gitt ved formel (3.15) som bruker Steiners sats for å ta hensyn til det statiske samvirket mellom sjiktene. Skjærmodulen for bjelke B er gitt ved formel (3.16)

$$(EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 \quad (3.15)$$

$$(GA)_B = a^2 \cdot \left[\frac{1}{\frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b}} \right] \quad (3.16)$$

Massivtreelementets effektive bøyestivhet er gitt ved å summere bidraget fra bjelke A og bjelke B, og gir med dette:

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i \frac{b_i \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot z_i^2 \quad (3.17)$$

Videre kan vi bruke formel (3.18) til å finne elementets endelige E-modul. Dette gjøres ved å dele effektiv bøyestivhet med elementets arealtreghetsmoment.

$$E_{element} = \frac{(EI)_{eff}}{\frac{b_i \cdot d_{tot}^3}{12}} = \frac{12 \cdot (EI)_{eff}}{b_i \cdot d_{tot}^3} \quad (3.18)$$

Den effektive skjærstivheten til elementet (GA) settes lik $(GA)_B$ og ved å dele skjærstivheten på arealet $a \cdot b$, får man elementets skjærmodul.

$$G_{element} = \frac{(GA)}{a \cdot b} \quad (3.19)$$

3.5.3 Nedbøyning

For å beregne nedbøyning for elementene benyttes ligning (3.2) med et tilleggsledd som tar hensyn til skjærkreftene. Dette gir en ny ligning (3.20) som viser nedbøyning som følge av en jevnt fordelt last. [35]

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{(EI)_{eff}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{q \cdot l^2 \cdot \kappa}{(GA)_{eff}} \quad (3.20)$$

Ettersom massivtre er utsatt for kryp må lastene deles inn, avhengig av om de virker langsiktig eller kortsiktig. Deretter må bidragene beregnes separat i henhold til Eurokode 5 punkt 2.2.3(5). [34]

3.5.4 Vibrasjon

Ifølge Eurokode 5 skal det tas hensyn til vibrasjoner som kan skape ubehag hos brukere. Vibrasjonene som skal tas hensyn til i bolig kommer av dynamiske laster fra vanlig menneskelig aktivitet, for eksempel ved vanlig gange. Eurokoden har satt et krav om at egenfrekvensen til etasjeskilleren ikke skal være lavere enn 8 Hz. Dersom egenfrekvensen er lavere vil man lettere kunne få resonans av vibrasjonene. Egenfrekvensen kan beregnes ved hjelp av formel (3.21). [34]

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (3.21)$$

Der

- $(EI)_l$ – Stivheten til elementet i lengderetning
 m – massen per arealenhet

Videre har Eurokoden satt krav til øyeblikksnedbøyning og hastighetsrespons. Øyeblikksnedbøyning måles ved at man setter en vertikal punktlast på 1 kN midt på etasjeskilleren. For en fritt opplagt

bjelke med punktlast midt i spennet kan formel (3.23) brukes. Nedbøyningen kontrolleres opp mot et krav, a , som finnes i det nasjonale tillegget (NA.7.3.3). [34]

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (3.22)$$

$$w = \frac{1}{48} \cdot \frac{F \cdot l^3}{EI} \quad (3.23)$$

Hastighetsrespons ved en enhetsimpuls blir definert av Eurokode 5 som «den største initialverdien for gulvets vibrasjonshastighet forårsaket av en ideell enhetsimpuls påført det punktet i gulvet som gir maksimal respons». Formel (3.24) viser kravet slik det står i Eurokoden. Der er her verdt å nevne at b i formelen ikke står for bredde, men for en parameter som er relatert til nedbøyningskravet, a , fra formel (3.22). b finnes ut fra figur 7.2 i Eurokode 5. Den relative dempingsfaktoren ζ skal settes lik 1% for gulv dersom ikke noe annet er påvist. Selve hastighetsresponsen ved en enhetsimpuls kan finnes ved hjelp av formel (3.25) og (3.26). [34]

$$v \leq b(f_1 \zeta^{-1}) \quad (3.24)$$

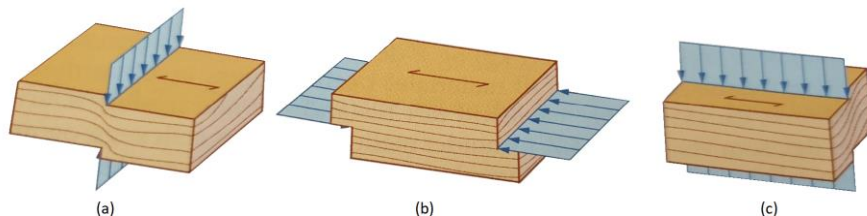
$$v = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6n_{40})}{m \cdot b \cdot l + 200} \quad (3.25)$$

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right)^{0.25} \quad (3.26)$$

3.5.5 Skjær

Man regner med tre ulike tilfeller for skjær. Tilfellene er opplistet og vist på figur 3.5-4 [33]:

- Avskjæring på tvers av fibre
- Avskjæring langsetter fibre
- Rulleskjær

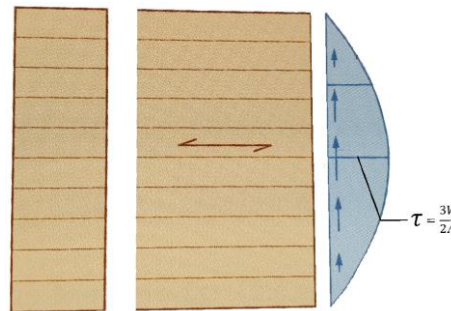


Figur 3.5-4 Ulike skjæropptredener [33, p. 58]

I og med at trevirket er anisotrop er skjærfastheten ulike for alle tilfellene. Kapasiteten for avskjæring tvers på fibre (a) er størst deretter følger avskjæringer langsetter fibre (b) og til slutt rulleskjær (c). [33]

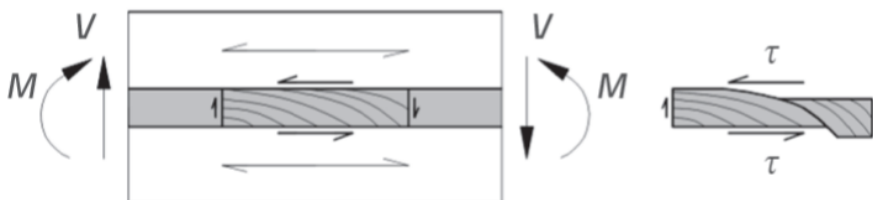
Normal opptreden for skjær, slik det opptrer i en bjelke vil være at skjærspenningene opptrer parvis – med en komponent tvers på fibre (a) og en langsetter (b). Da spenningene opptrer parvis (samtidig) er det fastheten langsetter som avgjør skjærfastheten f_v , i og med at denne er svakest. [33]

Da skjærspenningen opptrer parvis vil man i et punkt i tverrsnittet måtte ha ekvivalente spenninger vertikalt og horisontalt. For at det skal være likevekt i et slikt tilfelle må skjærspenningen variere som en parabel over tverrsnittet. Største verdi for skjærspenningen finnes dermed i nøytralaksen, som vist på figur 3.5-5. Skjærspenningen finnes ved å multiplisere V med $3/2$. [33]



Figur 3.5-5 Skjærspenning i et rektangulært tverrsnitt [33, p. 156]

I tilfeller hvor massivtre-elementer blir belastet vinkelrett på elementplanet vil lamellene som utgjør de tverrgående sjiktene bli belastet, og brudd på grunn av rulleskjær kan oppstå. Rulleskjær oppstår når et brudd tangerer årringene i det tverrgående sjiktet og er nærmere illustrert på figur 3.5-6. [36]



Figur 3.5-6 Brudd i lamell som følge av rulleskjær [37]

I henhold til Eurokode 5 6.1.7 er fastheten for rulleskjær lik 2 ganger strekkfastheten normalt på fiberretningen ($f_{t,90,k}$). Dette gir en kapasitet lik $2 \times f_{t,90,k} = 0.8 \text{ N/mm}^2$. Skjærmodulen utgjør ca. 10 % av skjærmodulen, $G_R=40-80 \text{ N/mm}^2$. [34]

3.6 Brann

I dette kapitlet vil det bli foretatt en gjennomgang av prosjektering med hensyn på brann i konstruksjoner. Det vil bli fokusert på veggene, etasjeskillerne og stålet som inngår i byggene.

Generelt

I henhold til plan- og bygningsloven må bygninger prosjekteres og sikres mot brann. Kravene som stilles er ulike fra bygg til bygg. For eksempel er brannsikringen ulik for et sykehus sammenlignet med en carport. Dermed må konstruksjonen utføres etter forskrift og tekniske krav som er gjeldende for det spesifikke bygget. [38]

Grunner for å sikre en bygning mot brann er mange, men det er først og fremst fare for liv og deres sikkerhet som er viktigst. Det er også et mål og forhindre store materielle tap. [38]

Krav (funksjonsbaserte) til brannsikkerhet kan dokumenteres på tre måter, og blir opplistet i «Dimensjonering av trekonstruksjoner» av Kolbein Bell som følgende [33, p. 503]:

- Ved at bygget utføres i samsvar med ytelsesnivåer gitt av veiledningen til forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK)
- Ved analyse/beregninger som dokumenterer at sikkerhet mot brann er tilfredsstillende.
- Ved blandingsløsning; bygget utføres i samsvar med ytelsesnivåene gitt av veiledningen til forskrift om tekniske krav til byggverk der det er mulig, og der det er avvik dokumenteres dette ved analyser/beregninger.

3.6.1 Inndeling i risiko- og brannklasse

Oversikt over brannkrav finnes i byggteknisk forskrift TEK17. Forskriften gir retningslinjer for inndeling av risiko- og brannklasser. [39]

Risikoklasser

Det finnes seks ulike risikoklasser. Risikoklassen velges etter type bruksområde og forutsetningene menneskene i bygget har for å komme seg i sikkerhet når det brenner. Risikoklassene gir bestemmelser for hvilke tiltak og handlinger som kreves for sikker rømning, og gode forhold under redning ved brann. Tabell 3.6-1 viser inndelingen av de ulike risikoklassene. [39]

Tabell 3.6-1 Risikoklasser [40]

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

Brannklasser

Brannklasse skal sammenfalle med konsekvensen brannen har for liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljø. Kriteriene gir grunnlag for å knytte brannklassen opp imot konsekvens, som vist i tabell 3.6-2. [40]

Tabell 3.6-2 Konsekvens av brann etter brannklasser [39].

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Brannklassen velges etter risikoklassen til bygget og antall etasjer det er i bygget eller brannseksjonen [40]. Brannklassen legges videre til grunn for prosjektering og utførelse, for å sikre byggets strukturelle styrke ved brann. [39]

Et bygg som klassifiseres med ulike risikoklasser vil også kunne ha ulike brannklasser. I slike tilfeller skal brannklassen være minst like høy som for etasjen (del av etasjen) over. Alternativt kan bygget utformes slik at seksjonene med ulik brannklasse plasseres ved siden hverandre, avskilt med en seksjoneringsvegg. [40]

TEK17 oppgir kriterier for brannklasse 1-3. For brannklasse 4 gjelder særskilte kriterier – disse er ikke oppgitt med preaksepterte ytelser i TEK17. I tabell 3.6-3 nedenfor vises inndeling av brannklasser, med hensyn på risikoklasse og antall etasjer. [40]

Tabell 3.6-3 Brannklasse (BKL) for byggverk [40].

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

For bygninger i brannklasse 1 og 2 skal konstruksjonen ha tilstrekkelig bæreevne og stabilitet til at personer og husdyr får evakuert i tide. For klasse 3 (og 4) skal bæreevnen og stabiliteten holde gjennom hele brannforløpet. Sekundære konstruksjonsdeler må ha tilstrekkelig bæreevne og stabilitet til at personer og husdyr kommer seg i sikkerhet. Overflaten til bærende konstruksjonsdeler må også utføres som ubrennbart eller begrenset brennbart materiale. [40]

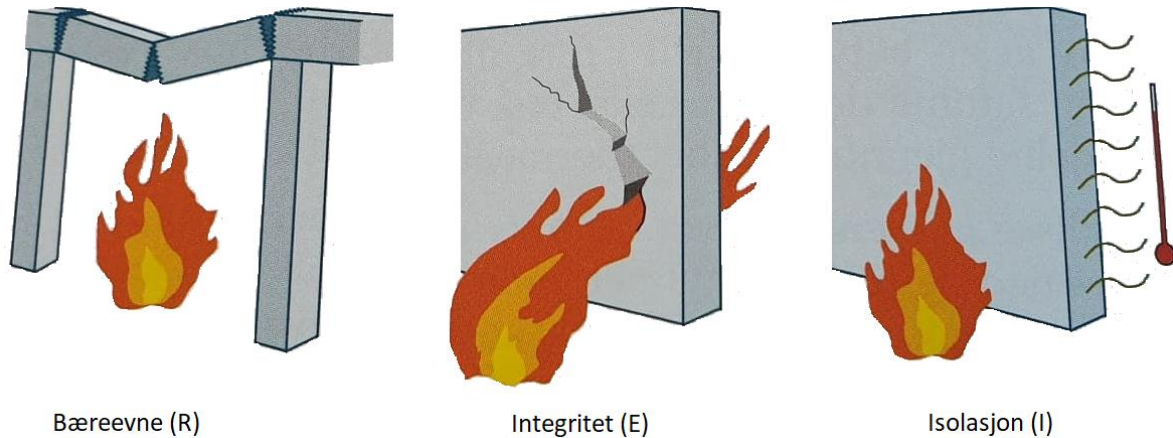
Kriterier for brannmotstand (R, E, og I)

En bygningsdels brannmotstand/ytelseskriterier karakteriseres ved ulike symbol. Symbolene er definert i NS-EN 13501-2 og er illustrert i figur 3.6-1. Byggforsk definerer ytelseskriteriene for brannmotstand som følgende [40]:

R - for bæreevne ved brann

E - for integritet. Det vil si bygningsdelens evne til å motstå brannpåkjenningen på en av sidene uten at brann smitter igjennom som følge av gjennomtrenging av flammer og/eller varme gasser

I - for isolasjon. Det vil si evnen til å motstå brannpåkjenning på en av sidene uten at temperaturstigningen på ikke-eksponert side blir så høy at brannen overføres til baksiden som følge av varmeledning



Figur 3.6-1 Ytelseskriterier for brannmotstand [33]

Etter bokstavene vil det stå en tid i minutter. Tiden angir minimum brannmotstanden til bygningsdelen. Tiden bestemmes blant annet ut ifra hvilken brannklasse bygningsdelen er i. Tabell 3.6-4 viser et utsnitt av tiden for noen ulike bygningsdeler - kategorisert med bokstav og tid. [40]

Tabell 3.6-4 Bærende bygningsdeler motstand, avhengig av bygningers brannklasse [40].

Bygningsdel	Brannklasse 1	Brannklasse 2	Brannklasse 3
Bærende bygningsdeler	R 30	R 60	R 90
Trappeløp	Ingen krav	R 30	R 30 A2-s1,d0
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0	R 90 A2-s1,d0	R 120 A2-s1,d0

R etterfulgt med A2 betegner at materialet må være begrenset brennbart, s1 betegner røykproduksjon og d0 brennende dråper. [40]

3.6.2 Brannmotstand for vegg og etasjeskiller

En bolig med flere boenheter må i henhold til TEK17 deles inn i brannceller. Dette gjøres for å begrense konsekvensene i en eventuell brann. En brannvegg benyttes som skille mellom ulike boenheter. Til disse stilles det krav om en brannmotstand EI90 A2-s1, d0 i vegger og EI60 A2-s1, d0 i etasjeskillere. [41]

TEK17 definerer også krav gitt til brannseksjoner. Brannseksjoner blir bestemt ut ifra en mengde parametere, blant annet overflateareal i tillegg til branntiltak, som varsling og sprinkler. En seksjoneringsvegg brukes til å skille mellom brannseksjoner. Både brann- og seksjoneringsvegger må bestå av begrenset brennbart materiale A2-s1,d0, samtidig må de kunne motstå mekanisk

påkjønning. I tabell 3.6-5 vises en oversikt over brannmotstand som kreves for bærende brann- og seksjoneringsvegger. Brannmotstanden er avhengig av bygningens brannklasse og brannbelastning. [42]

Tabell 3.6-5 Nødvendig brannmotstand for brannseksjoneringsvegg [42].

Brannklasse 1	Brannklasse 2 og 3
REI 90-M (A 90)	REI 120-M (A 120)
REI 120-M (A 120)	REI 120-M (A 180)
REI 180-M (A 90)	REI 120-M (A 240)

Bærende vegger av betong

En viktig faktor for bærende betongkonstruksjonsdeler under brann er avstand fra senter av konstruktiv armering til betongoverflaten. Avstanden overholdes normalt ved å tilfredsstille krav til overdekning, etter eksponeringsklasse. [43]

Tabell 3.6-6 viser en oversikt over sammenhengen mellom brannmotstand og veggtykkelse, armeringsdybde og utnyttelsesgrad. Faktoren μ_{fi} angir utnyttelsesgraden til veggen under bruddgrensetilstand. Det er en forutsetning for tabellen at forholdet $l_k/t \leq 25$ (l_k = knekk lengde). [43]

Tabell 3.6-6 Brannmotstand for bærende vegger med slankhet, $l_k/t \leq 25$ [43].

Minste veggtykkelse/armeringsdybde [mm] avhengig av utnyttelse				
Brannmotstand	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,70$	
	Eksponert på én side	Eksponert på to sider	Eksponert på én side	Eksponert på to sider
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	100/10	120/10	120/10	120/10
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	110/10	120/10	130/10	140/10
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	120/20	140/10	140/25	170/25
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	180/45	200/45	210/55	300/55
REI 240 A2-s1,d0 (A 240)	230/60	250/60	270/70	360/70

Etasjeskillere av betong

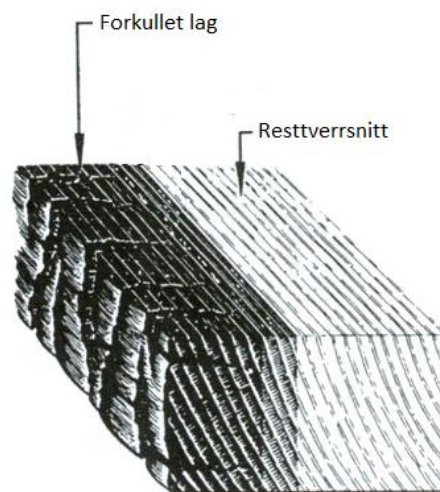
I tabell 3.6-7 vises en oversikt over minste tykkelse for fritt opplagte betongplate, avhengig av kravet til brannmotstand. [44]

Tabell 3.6-7 Minste tykkelse og overdekning for fritt opplagte betongplate, avhengig av kravet til brannmotstand [44].

Brannmotstand	Dekketykkelse [mm]	Armeringsdybde (toveisplater)	
		$L_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 \leq L_y/l_x \leq 2,0$
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	60	10	10
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	80	10	15
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	100	15	20
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	120	20	25
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	150	30	40
REI 240 A2-s1,d0 (A 240)	175	40	50

3.6.3 Massivtreelementer

Vegg og etasjeskillere i massivtre blir dimensjonert for brann ved å kontrollere at restverrsnittet etter forkulling (i branntiden) har nødvendig bæreevne [45]. Restverrsnittet antas å ha full fasthet og kapasitet etter en brannbelastning [46]. Forkullingssonen og restverrsnittet kan man se ut ifra figuren nedenfor. Forkullingshastigheten velges etter NS 3470-2 lik $\beta_n = 0,70$ mm/min. I henhold til NS-EN 13501-1 har massivtreelementer brennbart materiale med klassifisering lik D-s2,d0. [44]



Figur 3.6-2: Forkullet konstruksjonsvirke [8]

3.6.4 Stålfiler

Stål mister mye av sin bæreevne tidlig i en brann - ved en temperatur på 500°C vil bæreevnen omtrent være halvert. For å gi tilstrekkelig bæreevne igjennom et brannforløp er det nødvendig å brannisolere stålfiler. Dette kan gjøres ved bruk av steinullsplater som omslutter stålet. Tabell 3.6-8 tilsvarer SINTEF Byggforsks tabell 53c i dokumentet «*Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*» og gir veiledende minimumstykkelse for steinullsplater som skal gi 90 minutters brannmotstand ut fra profiltipe og dimensjon. [47]

Tabell 3.6-8 Brannisolering med steinullplater [47]

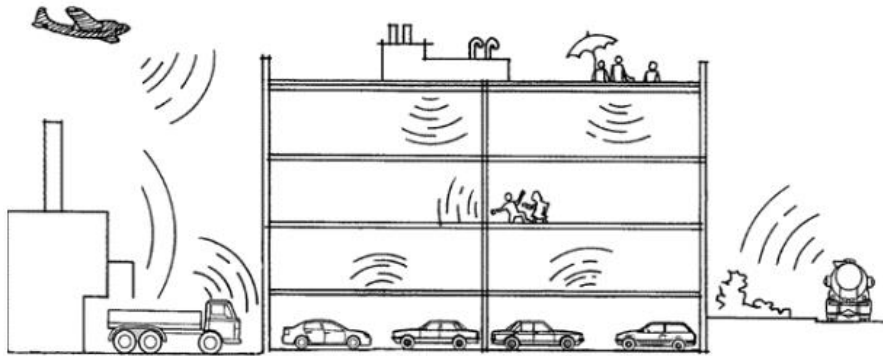
Profiltype	Profilhøyde (mm)		Isolasjonstykkelse i mm ved romvekt i kg/m ³	
	Firesidig brannpåkjenning	Tresidig brannpåkjenning	150-200	300
IPE	160-220	100-160	60	40
	240-360	180-270	50	40
	400-450	300-330	40	30
	500-600	360-500	35	30
	-	550-600	30	20
HE-A	100-200	-	50	40
	220	100-140	40	30
	240-300	160-200	35	30
	320-400	220-260	30	20
	450-600	280-400	25	20
	-	450-600	20	15
HE-B	100	-	50	30
	120-140	-	40	30
	160-200	100-120	35	30
	220-280	140-160	30	20
	300-320	180-240	25	20
	340-600	260-600	20	15
HUP Kvadratisk	100-120	60-80	60	40
	150-250	100-120	50	30
	300-350	150-250	40	30
	-	300-350	25	20

3.7 Lyd/Akustikk

I dette kapittelet vil det bli foretatt en generell gjennomgang av lyd, hvor beregningsmetode og krav vil bli gjennomgått. Fokuset vil ligge på endringen lyd vil ha for valg av bæresystemet og materialvalg.

Generelt

Ved prosjektering av leilighetsbygg må det tas hensyn til lydforhold i en boenhet. Dette for å ivareta beboernes ve og vel. Uønsket støy kan virke veldig forstyrrende og reduserer brukerens trivselsfaktor. Fra figur 3.7-1 kan man se eksempler på kilder som kan skape støy i en boenhet.



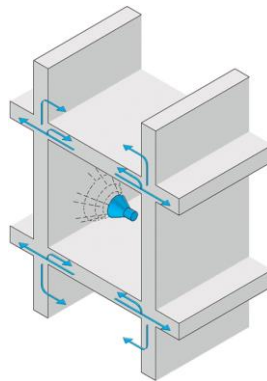
Figur 3.7-1 Støykilder [48]

3.7.1 Krav til lydforhold

Lydforhold er i stor grad med på å bestemme valg av material og oppbyggingen til bæresystemet. Kravene til ulike konstruksjoner og brukerområder er oppgitt i NS 8175. Forskriften angir grenseverdier for lydtekniske egenskaper for luftlydisolasjon, trinnlyd, romakustikk og lydnivå for rom i ulike bygningskategorier. Klassifiseringen av grenseverdiene blir oppgitt fra klasse A-D, hvor klasse A har de strengeste grenseverdiene. Grenseverdier er gitt for bygningskategoriene: bolig, skoler, barnehager helsebygninger, overnattingssteder, kontorer og restaurantbygninger. I henhold til forskriften skal ikke nye bygninger ha dårligere klasse en lydklasse C. [49]

Flankeoverføringsgrad

Verdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå avhenger av flankeoverføringsgraden. Flanketransmisjon er lyd som ikke overføres direkte gjennom skillekonstruksjonen, men via flankerende konstruksjonsdeler. På figur 3.7-2 er det vist hvordan en lydkilde sprer seg ut til tilstøtende rom via flankeoverføring. [49]



Figur 3.7-2 Flankeoverføring mellom bærende dekke- og veggelementer [49]

Flankeoverføringsgraden deles inn i: liten, middels og stor. Graderingen avhenger av bæresystemet, opplegget for dekket, spennvidde og veggssystem. I tabell 3.7-1 vises betingelser for de ulike flankeoverføringsgradene, angitt av SINTEF Byggforsk. [49]

Tabell 3.7-1 Betingelser for de ulike flankeoverføringsgradene [49].

Grad av flankeoverføring	Betingelser/kriterier
Liten	-Store spenn (>8m) over flere rom -Opplegg på søyle/bjelke -Lette, utfyllende skillevegger -Yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene
Middels	-Middels spenn (5-7m) over to rom -Opplegg på massiv vegg eller søyle/bjelke -Lette eller massive skillevegger -Yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene
Stor	-Små spenn (<5m) over ett rom -Opplegg på massive veggskiver -Massive skillevegger -Yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående

3.7.2 Beregning

Ved beregning av lydisolasjonsverdier for tunge konstruksjoner er det i stor grad tykkelsen på konstruksjonsdelen og flankeoverføringsgraden som er avgjørende for isolasjonseffekten. For lettere konstruksjoner som massivtre velges luft- og trinnlyd på bakgrunn av elementtykkelsen og flatevekten. Beregnede verdier for vegg og etasjeskiller veies opp imot grenseverdiene oppgitt i NS 8175. [49]

Etasjeskiller

For tunge etasjeskillere danner tykkelsen og flankeoverføringen basisverdiene R'_w for luftlydisolasjon og trinnlydnivå L'_w for konstruksjonen. For lettere etasjeskillere som massivtre velges basisverdiene på bakgrunn av elementtykkelse og flatevekt. Videre velges eventuelle forbedringstiltak på over- og undersiden av dekke med trinnlydforbedringstall $\Delta L'_w$ og endring i luftlydisolasjon $\Delta R'_w$. Forbedringstiltak kan for eksempel være oppføring av gulv eller nedlekting av tak. Basisverdiene og forbedringsverdiene danner lydisolasjonsverdien for hele sjiktet/etasjeskilleren og kan utregnes som følger. [49]

Luftlyd: R'_w (basis) + $\Delta R'_w$ (gulv) + $\Delta R'_w$ (himling)

Trinnlyd: L'_w (basis) – $\Delta L'_w$ (gulv) + $\Delta L'_w$ (himling)

Vegg

For massive vegger er det først og fremst flatemassen (kg/m^2) som styrer lydreduksjonstallet. For vegg tar man bare hensyn til R'_w for luftlydisolasjon og må ut ifra den øke dimensjonen på veggkonstruksjonen og/eller legge til en eventuell tilleggskonstruksjon. [50]

Intern lydisolering

Det stilles ikke krav til lydisolering mellom rom innad i en enhet. Da det likevel kan være ønskelig for mange å ha bedre lydskille i noen deler av leiligheten, burde man tenke ut gode planløsninger og danne såkalte «bufferområder», eventuelt og dele leiligheten inn i flere «lydceller». [48]

3.8 Klimapåvirkning

I dette kapittelet vil det bli foretatt en gjennomgang av livssyklusanalyser, viktige prinsipper i en livssyklusanalyse, samt en kort beskrivelse av de viktigste påvirkningskategoriene analysen gir.

3.8.1 Livssyklusanalyse

En Livssyklusanalyse (LCA) er, ifølge Henrikke Baumann og Anne-Marie Tillmann, en metode for å beskrive hvordan et produkt, fra utvinning av materiale, til avfallshåndtering, påvirker omgivelsene og miljøet. Det innebærer at både bruk av naturressurser, energibehov og utslipp blir behandlet og satt inn i et kvantitativt system. [51]

3.8.2 Fasene i en LCA

En LCA er en analyse som har til hensikt å vise miljøaspektene og mulige miljøpåvirkninger et gitt produkt har i løpet av levetiden sin. Dette inkluderer anskaffelse av råmateriale, bruk, vedlikehold, sluttbehandling, gjenvinning og endelig avhending. ISO14040 har definert fire faser i en LCA-studie [52]:

- Fastsettelse av hensikt og omfang
- Livsløpsregnskapsfasen
- Livsløpeffektvurderingsfasen
- Tolkningsfasen

Fastsettelse av hensikt og omfang

Denne fasen går ut på å definere analysens mål og systemgrenser. Igjennom systemgrensene skal det komme frem avgrensninger og detaljnivået på studien. Videre beskrives hvordan man skal gå frem for å gi resultater som er i overensstemmelse med de satte målene og grensene. [52]

For å kunne gjøre en rettferdig sammenligning av produkter er det viktig å definere en felles funksjonell enhet. En funksjonell enhet har som oppgave å definere hvilken funksjon produktene skal sammenlignes med hensyn på, ettersom et produkt kan ha flere funksjoner. Videre brukes den funksjonelle enheten som referanse for alt av inputs og outputs til produktet. Med inputs menes alt av energi, produkter, biprodukter og råmaterialer som inngår i produksjonen til produktet. Outputs er, i motsetning med inputs, alt som går ut av produksjonen. [53]

Livsløpsregnskapsfasen (LCI)

Livsløpsregnskapsfasen, som også blir kalt LCI-fasen (life cycle inventory), er et regnskap av data som går inn og ut av systemet [52]. Den skal ta med alt av data som er nødvendig for å kunne tilfredsstille hensikten med studien. For eksempel inn- og utdata av råmaterialer, energi og andre fysiske materialer. [51]

Livsløpeffektvurderingsfasen (LCIA)

I en livsløpsvurdering skal resultatene fra livsløpsregnskapsfasen vurderes. Disse vurderes med hensyn til de mulige miljøpåvirkningene man kan få, og tilordnes i effektkategorier [52]. Dette gjøres for å få et overordnet bilde som viser den totale påvirkningen av miljøet [51]. Denne vurderingen gjøres ved å hjelp av fire steg [54]. Første steg går delvis inn under «hensikt og omfang», og dreier seg om å velge ut hvilke miljøpåvirkninger kategorier en ønsker å vurdere. Steg to handler om å

klassifisere. Det vil si at man skal sortere komponentene og resultatene fra livsløpsregnskapsfasen etter hvilken type miljøbidrag den gir, eksempelvis acidification (forsuring av vann), eller global warming potential (utslipp av CO₂-ekvivalenter). Deretter følger karakteriseringen. Her blir bidragene fra utslipp og materialforbruket til hver type miljøpåvirkning beregnet [55]. Dette er viktig ettersom ikke alle miljøbidrag bestemmes av de samme parameterne. Eksempelvis bestemmes den tidligere nevnte forsuring av vann av SO₂-ekvivalenter. Til sist må det foretas en normalisering, vektning og vurdering. Dette steget er ikke nødvendig å gjøre i alle tilfeller, og det er valgfritt å gjennomføre. Steget innebærer at man omregner resultatene til et dimensjonsløst svar, som på den måten kan vurderes og veies opp mot andre resultater fra analysen. [54]

Tolkningsfasen

Tolkningsfasen er den fjerde og siste fasen. Her blir det laget et sammendrag av resultatene fra LCI- og/eller LCIA-fasen. Resultatene diskuteres slik at det kan dannes et grunnlag for beslutninger, anbefalinger og konklusjoner i henhold til studiens hensikt og omfang. [52]

3.8.3 Tidsramme for livssyklusanalysen

Resultatene fra livssyklusanalysen styres i stor grad av tidsrammen som settes i analysen. Med tidsramme menes det hvor lenge produktet følges. Her skilles vanligvis mellom tre ulike kategorier. De tre er «Cradle to Gate», «Cradle to Grave», og «Cradle to Cradle». Ved å utføre en Cradle to Gate følges produktet fra uthenting av råstoffene, frem til produktet er leveringsklart. En Cradle to Grave er en analyse som følger materialet fra uthenting av materialer, helt til produktet er i slutten av sin levetid. Det betyr at denne fasen inkluderer miljøpåkjenninger knyttet til vedlikehold av produktet. Den siste nevnte tidsrammen, Cradle to Cradle innebærer at man følger produktet fra uthenting av materialer og frem til produktet er helt resirkulert og kan bli brukt på ny. [56]

3.8.4 Påvirkningskategorier

Når en LCA utføres kommer resultatet i form av påvirkningskategorier (Impact categories). Kategoriene er med på å bedømme miljøpåvirkningen fra et produkt på en kvantitativ måte. Kategoriene bli her kort forklart.

Abiotic Depletion (ADPM)

Abiotisk reduksjon handler om bruk av «ikke levende» ressurser. Det betyr ressurser som ikke vokser tilbake etter at de er benyttet. Eksempler på abiotiske ressurser er olje og kull. Dette kan inngå som energibruk, eller i produktet (eksempel på ikke-abiotiske ressurser er skog). [57]

Global Warming Potential (GWP)

Globalt oppvarmingspotensial er en måleenhet for ulike drivhusgassers påvirkning på global oppvarming sammenliknet med CO₂ [58]. SSB definerer globalt oppvarmingspotensial som følgende «GWP-verdien for en gass defineres som den akkumulerte påvirkningen på drivhuseffekten, fra ett tonn utslipp av CO₂ over et spesifisert tidsrom». Videre står det at ved hjelp av GWP-verdien blir utslippene av klimagasser veid sammen til CO₂-ekvivalenter. [59]

Ozone layer Depletion (ODP)

Ozon molekyler (O₃) dannes og brytes ned naturlig i stratosfæren. Denne påvirkningskategorien handler om reduksjonen av ozonlaget som konsekvens av utslipp av CFC-gass. Gassen svever opp i

stratosfæren og reagerer med ozon-molekylene [60]. CFC-gassen forstyrrer den naturlige nedbrytningsprosessen og gjør at skadelig UV-stråling i større grad treffer jorda. [61]

Photochemical Oxidation (POCP)

Annengrads luftforurensing er en effekt som kommer av er NO_x og hydrokarboner som reagerer med solstråler i den lavere delen av atmosfæren. Denne effekten er det som vanligvis kalles smog. [51]

Acidification (AP)

Forsuring kommer som følge av utslipp av svoveldioksid. Forbrenning av kull og olje i forbindelse med produksjon av energi, er store bidragsyttere til svoveldioksidet som er i atmosfæren. En økning i svovelinnhold i atmosfæren fører for eksempel til mer sur nedbør. [62]

Eutrophication (EP)

Utslipp av fosfor i vann skaper en oppblomstring av uønskede organismer. Når disse organismene dør synker de til buns og råtner. Forråtnelsen forbruker oksygen, som videre forringer vannkvaliteten. Dette leder igjen til mindre artsmangfold. [63]

3.9 Programvarer

I dette kapittelet presenteres programvarene benyttet i rapporten. Det vil bli gitt en generell beskrivelse av programvarenes funksjonaliteter og hovedverktøy.

Generelt

Ved prosjektering av bygg- og anleggsprosjekt er man i dag helt avhengig av å kunne benytte tilpassede programvarer for å holde tritt med bransjen. Programvarene gjør det mulig å visualisere og verifisere byggeprosjektene på en helt ny måte. De er også med på å effektivisere og sikre en god flyt i prosjektet.

Det er en nødvendighet at brukeren av programmet har den nødvendige kunnskapen som kreves. Ofte stoles det blindt på programmet som benyttes, og kontroller utelates – dette kan få fatale konsekvenser. Det er derfor viktig at bruker har god kjennskap til faget og teorien som ligger til grunn for programmet. [33, pp. 641-659]

3.9.1 FEM-Design

FEM-Design er et brukervennlig modelleringsprogram, mye brukt innenfor konstruksjonsteknikk. Programmet utfører kontroller for stål, betong og tre - i henhold til gjeldende Eurokoder. Programvaren baserer seg på CAD verktøyet som innebærer at konstruksjon og tegning gjøres ved maskinbaserte programvarer og redskaper, også kalt DAK (Dataassistert konstruksjon). [64]

Kontrollene som blir utført i programmet er basert på «finite element-analyser» som betyr at programvaren generer et automatisk rutenett også kalt mesh. Rutenettet gjør det mulig å hente ut spenninger over hele tverrsnittet, til enhver komponent. Dette kan være veldig nyttig ved tolkning og anvendelse av resultatet fra kontrollene etter Eurokoden. [64]

3.9.2 Revit

Revit er et BIM-verktøy (byggningsinformasjonsmodellering) som benyttes av arkitekter og ingeniører innen henholdsvis bygg, VVS og anlegg. I likhet med FEM-Design åpner Revit for muligheten til å

samarbeide med andre kompatible programvarer. Dette gjør det mulig for andre faggrupper å jobbe med den samme filen selv om de ikke benytter det samme programmet. Sammenstilling gjør dermed at informasjon og tegninger er samlet på én modell.

3.9.3 SimaPro

SimaPro er en «faktabasert» programvare som benyttes for å utføre en «Life Cycle Analysis» (LCA). Programmet vurderer påvirkninger på miljøet i henhold til materialene som er brukt i det enkelte bygningsprosjektet. Etter en analyse i SimaPro vises flere ulike miljøpåkjenninger, i form av karbonutslipp, forsuring av ferskvann, etc. Resultatene fra miljøpåvirkningene tolkes og bedømmes etter hvilken hovedprosess som bidrar mest til miljøpåvirkningen, og hvilke underliggende prosesser disse består av. [65]

Ved å benytte lite utfyllende informasjon, blir resultatet unøyaktig, men utfører man grundige undersøkelser og søk, bedres resultatene og nøyaktigheten øker. For sistnevnte kan miljøavtrykket spores ned til mindre deler av produksjonen, levetiden eller rivningen (avfallshåndteringen). [66]

3.9.4 MathCAD

MathCAD er en programvare som fungerer som et regneark og brukes av ingeniører for å utføre håndberegninger [67]. Programvaren kan deriblant benyttes for å verifisere analyser som har blitt gjort i modelleringsprogram som FEM-Design eller lignende. [68]

4 Forskerspørsmål

I dette kapitlet vil forskerspørsmålet og tilhørende underpunkter bli presentert. Forskerspørsmålet er utarbeidet i samarbeid med oppdragsgiver og intern veileder, og lyder som følgende:

Hvordan kan den bærende konstruksjonen i et leilighetsbygg prosjekteres for å gi det minste miljøavtrykket?

For å svare på dette settes forutsetningen om at vi skal prosjektere og sammenligne miljøavtrykket til to bæresystemer etter samme tegningsgrunnlag, utført som følgende:

1. Plasstøpt betong
2. Massivtre bæresystemet

Miljøavtrykket bestemmes ved å utføre en livssyklusanalyse fra «cradle to gate», ved å betrakte det totale bæresystemet til de to alternativene.

4.1 Avgrensninger

For å konkretisere forskerspørsmålet og avgrense rapportens omfang er det gjort flere avgrensninger:

- Byggene som blir vurdert i denne oppgaven er en del av en større utbygging. Alle enhetene i byggetrinn er plassert på et felles areal. Det blir derfor sett bort fra felles konstruksjonsdeler som fundamentplate og parkeringskjeller. Disse er identiske for begge konstruksjonene og vil ikke utgjøre noen forskjell i livsløpsanalysen.
- Konstruksjonsdeler utover bæresystemet er sett bort fra i livsløpsanalysen, men lastene disse konstruksjonsdelene gir blir medregnet.
- Jordskjelv- og global stabilitetsanalyse er ikke utført grunnet oppgavens omfang. I tidligere byggetrinn er dette ivare tatt ved at horisontale krefter tas opp i felles fundamentplate forankret til kjellerkonstruksjon og sideliggende konstruksjoner.
- Forbindelser og knutepunkt er ikke vurdert.
- Kostnadene ved de forskjellige bæresystemene er ikke vurdert.

5 Case

I dette kapitlet vil rapportens case bli utdypet og nødvendig informasjon rundt prosjekteringen av leilighetsbyggene vil bli gjennomgått. Casen tar utgangspunkt i materiale utgitt av oppdragsgiver JBU.

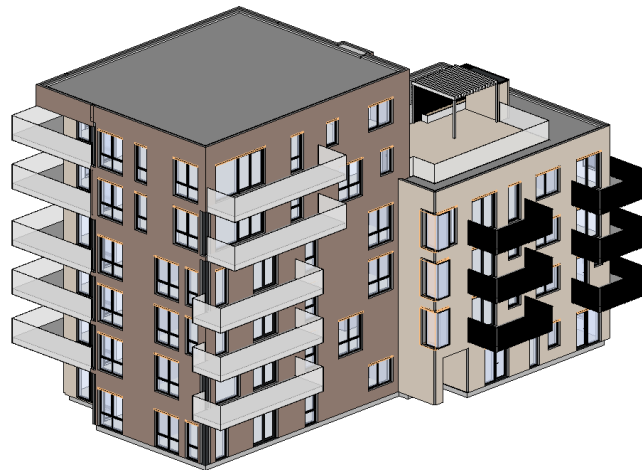
5.1 Bakgrunn

Vi har blitt engasjert gjennom JBU til å sammenligne klimakonsekvensene for et bæresystem i tradisjonell plasstøpt betong opp imot massivtre. Dette ble valgt ettersom det var ønskelig for oppdragsgiver å finne ut om det vil være miljøbesparende å bygge dette og fremtidige leilighetsbygg i massivtre fremfor betong.

En viktig forutsetning var at byggene skulle tilfredsstille de samme funksjonskravene, i tillegg skulle de ha tilsvarende utforming og rominndeling. Kravene som ble gitt var basert på at bygget skulle oppføres i betong.

5.1.1 Orientering

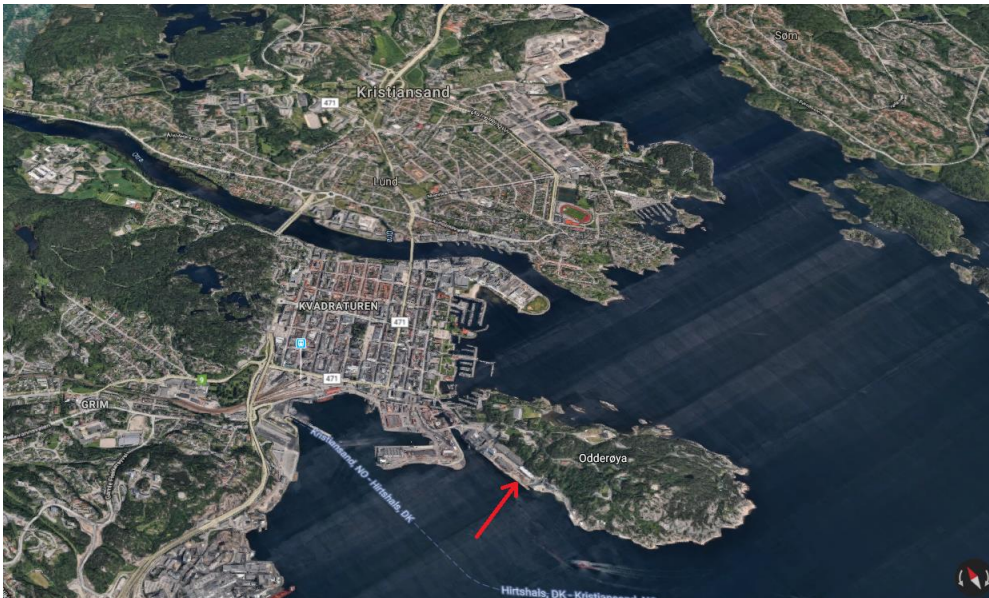
Figur 5.1-1 viser en 3D-illustrasjon av leilighetsbygget som skal prosjekteres i rapporten.



Figur 5.1-1 3D-fremvisning av leilighetsbyggene [Arkitekttegnet modell]

Byggene er del av et byggetrinn kalt «2C», som er del av et større utbyggingsprosjekt kalt «Kanalbyen». Kanalbyen er lokalisert i Kristiansand.

Nærmere plassering er vist på oversiktsbilde av Kristiansand på figur 5.1-2, hvor pilen indikerer plasseringen.



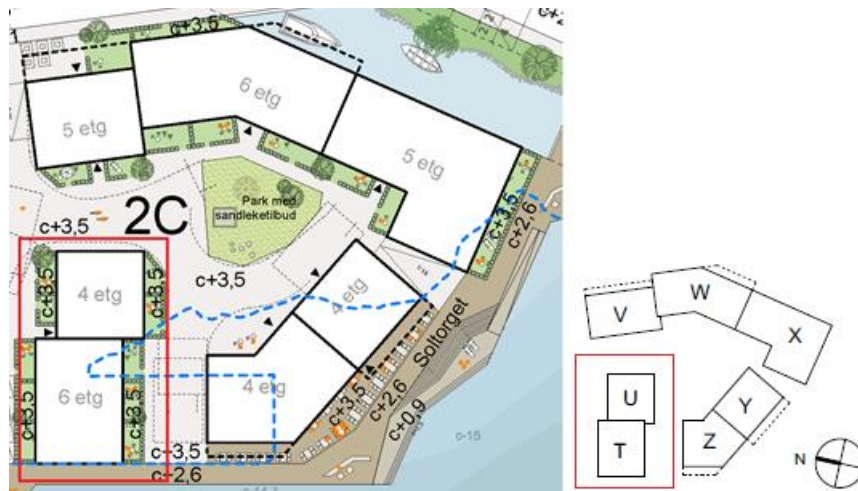
Figur 5.1-2 Geografisk plassering av Kanalbyen [Google maps]

I kanalbyen er det er tenkt en bygningsmasse på rundt 700 enheter. Utbyggingen vil skje trinnvis, hvorav leilighetsbyggene i denne rapporten er del av det tredje byggetrinnet i prosessen. I figur 5.1-3 illustreres seks ulike byggetrinn, deriblant 2C.



Figur 5.1-3 Trinnvis utbygging [69]

I byggetrinn 2C finner vi leilighetsbyggene T og U. Plasseringen av disse er vist på figur 5.1-4.



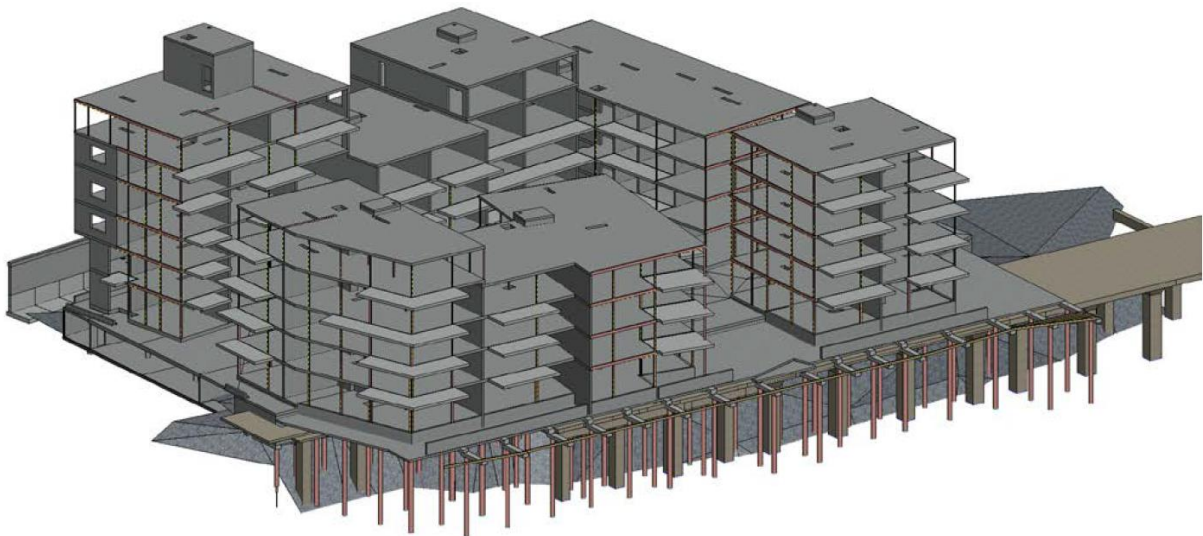
Figur 5.1-4 Plassering av Bygg T og U [69]

Bygg T og U danner grunnlaget for rapportens hovedmål.

5.1.2 Forutsetninger

Leilighetsbygg T og deler av U bæres og forankres i dekket over parkeringskjeller samt en ny frittstående betongplate på eksisterende kai. Eksisterende kai benyttes kun som hjelp til forskaling av ny fundamentplate og vil ikke være en del av endelig bærende konstruksjon. Delene av bygget som strekker seg utover eksisterende kai vil stå på knekkavstivede peler i vann.

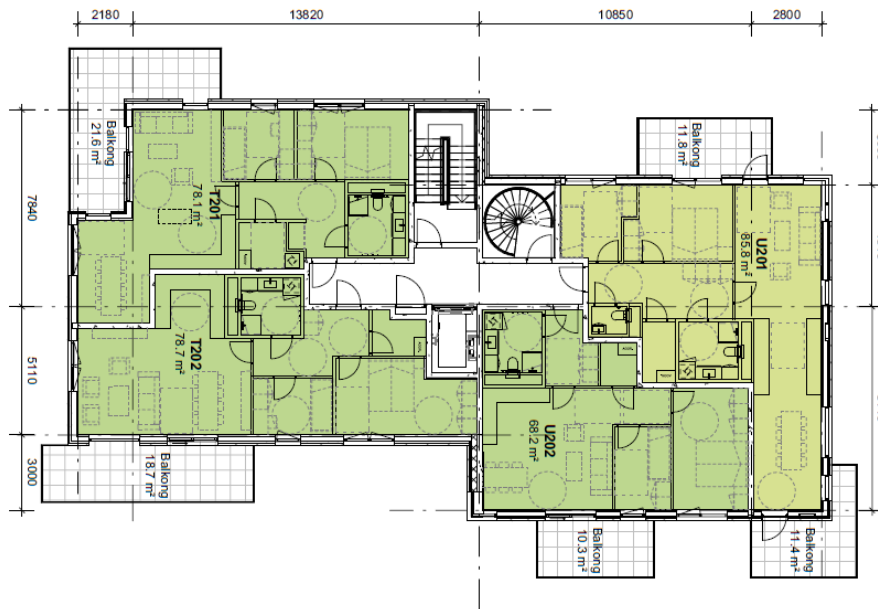
Figur 5.1-5 viser et perspektivbilde av hele konstruksjonen med leilighetsbygg fra byggetrinn 2B. Selv om figuren er fra byggetrinn 2B er prinsippet bak utformingen likt som for byggetrinn 2C.



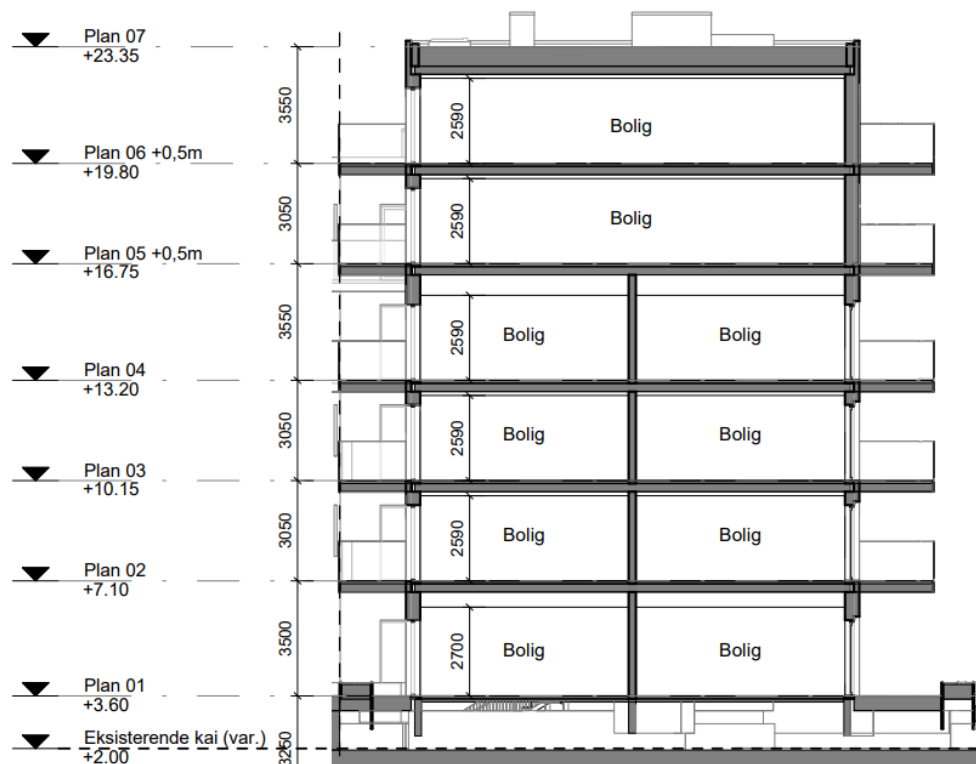
Figur 5.1-5 Perspektivbilde av hele konstruksjonen med leilighetsbygg fra byggetrinn 2B [70].

Tegningsgrunnlag

Byggene T og U er sammenkoblet, men blir definert som to ulike enheter. Bygg T har 6 etasjer mens bygg U 4 etasjer. Figur 5.1-6 og figur 5.1-7 viser to utvalgte plantegninger av bygg T og U. Tegningene viser arealer, brutto høyder og rominndeling for begge byggene, og blir utgangspunktet for prosjekteringen. Resterende tegninger finnes i vedlegg «A. 3. Plantegninger A-Lab».



Figur 5.1-6 Plantegning 2. etg [A-lab].



Figur 5.1-7 Etasjehøyder i bygg T [A-lab]

6 Metode

I det følgende kapitlet presenteres metoder benyttet for å komme frem til resultatet i oppgaven. Dette innebærer i hovedsak arbeidsmetodikk og bruk av programvarer.

6.1 Benyttede metoder

Metodene har til hensikt å underbygge og gi troverdige resultat, slik at det kan finnes nytte i rapporten for den enkelte leser og fremtidig bruker. For å kunne svare på oppgavens formål er følgende kvantitative metoder benyttet:

- Litteraturstudie
- Konstruksjonsanalyse
- Håndberegninger
- Livssyklusanalyse

6.1.1 Litteraturstudie

Hensikten med litteraturstudie er å øke kunnskapsnivået og få et godt teoretisk grunnlag innenfor feltet man skal undersøke. Dette gjelder både med tanke på teori, metoder og empiri. I tillegg vil det være med på å forme oppgavens mål.

Litteraturstudiet er todelt hvorav én del er teoribakgrunn, plassert i kapittel 3 Teori og del to er en litteraturstudie plassert i kapittel 7 Resultat.

Gjennomføring

For teoribakgrunnen har det vært nødvendig å finne litteratur relatert til flere fagfelt grunnet oppgavens omfang. Informasjonen ble innhentet fra biblioteket, tidligere lærebøker og søk på internett. Relevant informasjon som beregningsmetoder, tekniske løsninger og lovverk om konstruksjoner ble gjennomlest og vurdert.

For litteraturstudiet plassert i resultat er det tatt for seg tidligere studier med lignende problemstillinger som den som ligger til grunn i denne rapporten. Resultatene ble drøftet og det ble gjort en oppveining mot resultatet funnet i livssyklusanalysen.

6.1.2 Konstruksjonsanalyse

I konstruksjonsanalysen ble det bygd opp to bæresystemer, ett i betong og ett i massivtre. Modelleringen baseres på oppgavens spesifikasjoner og kriterier gjennom utgitt tegningsgrunnlag og standarder aktuelle for konstruksjonens egenart. Modelleringen gjør det mulig å sammenlikne bæresystemene i en livssyklusanalyse ved at materialmengde og materialtype hentes ut av programmet.

Gjennomføring

Modellene ble konstruert i programvaren FEM-Design som er basert på elementmetoden. Oppbygningen av modellene ble gjort ved å plassere ut og oppgi opplagerbetingelsene og

innspenningsforhold for vegg, dekke, bjelke og søyler. For å finne kreftene som føres ned i pelefundamentene ble det plassert opplagere i punktene hvor pelene treffer konstruksjonen.

Ved elementinndelingen av modellen var det ønskelig å få en inndeling slik at spenningsforholdet ble tilnærmet lik det faktiske. Deretter ble laster med tilhørende kombinasjoner lagt til og det ble utført en analyse. Analysen ble lest og tolket og det ble vurdert om komponenter måtte endres i henhold til utnyttelsesgrad.

6.1.3 Håndberegninger

Hensikten med håndberegningene var å verifisere resultatene fra konstruksjonsanalysen, slik at man kunne utelukke feil og mangler fra modelleringen. Beregningene ble utført i programmet Mathcad.

Gjennomføring

Det ble laget omfattende regneark med fremgangsmåter og formler i henhold til Eurokodene. Under kontrollene var det avgjørende å kunne gjøre ingeniørmessige betraktninger ut ifra lastbilde og geometri på modellen. Momenter, aksial- og skjærspenninger og nedbøyninger ble ut ifra våre betraktninger vurdert opp imot verdier fra konstruksjonsanalysen. Her ble det ikke satt et krav til minste avvik, men større avvik måtte forklares og argumenteres for før man gikk videre.

6.1.4 Livssyklusanalyse

Hensikten med å utføre en livssyklusanalyse i denne oppgaven har vært å finne klimakonsekvensene ved å bygge et bæresystem i massivtre fremfor tradisjonell plasstøpt betong.

Gjennomføring

For å gjennomføre en livsløpsanalyse har det vært nødvendig å dimensjonere to bæresystem så fullstendig som mulig, der det blir tatt hensyn til kravene som stilles i standarder og forskrifter. Dette gjelder særlig krav relatert til brann og akustikk, slik at bæresystemene er fullt funksjonelle. I prosessen med å hente utslippsinformasjon ble det brukt «Environmental Product Declaration» (EPD/Miljødeklarasjon) fra de valgte produsentene. Der produsent ikke hadde utslippsinformasjon ble det brukt miljødeklarasjoner for tilsvarende produkt. Miljødeklarasjonene som ble funnet, ble igjen sammenliknet med andre liknende produkter fra flere uavhengige produsenter for å gi et godt analysegrunnlag. Der det var betydelige avvik ble produsent kontaktet. Litteraturstudiet ble i etterkant av analysen brukt som en verifisering.

Under analysen har tidsperioden i denne rapporten blitt definert som en «cradle to gate» studie der det i tillegg er tatt med transport til byggeplass. Den funksjonelle enheten i analysen er satt til å være «Et bæresystem».

Selve analysen ble gjort ved hjelp av programmet SimaPro. I programmet har informasjon fra EPDen blitt lagt inn. Der avstander var nødvendig har google.maps.no blitt benyttet. Det har også vært nødvendig å velge en karakteriseringsmetodikk i programmet. Valget falt på «CML-IA Baseline» som inneholder karakteriserte faktorer for «Life Cycle Impact assessment» (LCIA). CML-IA Baseline ble valgt på grunn av at EPDen er en «black box», som vil si at man får utslippsdata, men vet ikke

detaljert hva som går inn i prosessene og hvordan utslippsdataen blir allokert om det lages flere produkter i samme fabrikk.

Etter informasjonen var lagt inn ble analysen utført. Resultatene herfra ble vurdert ut ifra påvirkningskategoriene analysene gir.

7 Resultat

I dette kapitlet presenteres de viktigste resultatene funnet under litteraturstudiet, prosjekteringen og livssyklusanalysen. Resultater utover det som finnes i rapporten er lagt ved som vedlegg.

7.1 Litteraturstudie

I dette kapitlet presenteres tidligere studier som har tatt for seg problemstillinger som er lignende den som ligger til grunn i denne rapporten.

Det karakteristiske for studiene er at de har tatt for seg et spesifikt system i et bygg, og sett på hvilke endringer man får i miljøavtrykk ved å benytte ulike materialer på systemet. Dette for å kunne konkludere med hvilket material som gir det minste miljøavtrykket. De belyser fordeler og ulemper med hvert material og trekker en slutning på hvilket som har det minste miljøavtrykket. De fleste av studiene tar for seg hele livsforløpet til materialet cradle-to-grave, i motsetning til cradle-to-gate, som det blir sett på i denne rapporten.

7.1.1 Helhetlig vurdering av byggematerialer – Asplan Viak

I 2015 utarbeidet Asplan Viak en rapport med tema «Helhetlig vurdering av byggematerialer». Det ble her gjort en grundig analyse av 4 ulike materialtyper hvorav limtre, stål, aluminium og betong ble vurdert. Som funksjonell enhet for analysen ble det brukt bæring i et søyle- og dragersystem for et gitt areal. I figur 7.1-1 vises resultatene for klimapåvirkningen per mengdeenhet for hver materialtype. Framstillingen av resultatene viste imidlertid at det var et stort sprik mellom de ulike materialtypene. Forfatterne begrunnet dette med at de ulike løsningene krever ulike mengder materialer for å kunne ta opp de påførte lastene, og de resonerte dermed at resultatene er avhengig av type bygningsformål, bygningsdel, men også at resultatene dermed ikke kan overføres uten å gjøre en ny vurdering. [71]

Materialtype	Stål (per kg)	Aluminium (per kg)	Tre (per m3)	Betong (per m3)
Resultat-range (min-max) [kg CO2-ekv.]	0,7 - 2,8	2,5 - 9,1	÷ 558 - 275	234 - 380
Viktigste bestemte forutsetninger for resultat	Overordnet analyseperspektiv og markedsituasjon for skrap er veldig viktig Tidsperspektivet er viktig i forhold til gevinst ved avhending og resirkulering	Overordnet analyseperspektiv og markedsituasjon for skrap er bestemte for resultatet Tidsperspektivet er viktig i forhold til gevinst ved avhending og resirkulering Klimautslipp fra elektrisitetsmiksen brukt i produksjonen har stor påvirkning på resultatet	Klimaeffekt av biogent karbon er meget viktig i forhold til klimapåvirkning i produksjon (forbrenning av biomasse til tørking) og klimaeffekt fra forbrenning i avhending. «Lagringseffekten» byttes i større klimapåvirkning fra forbrenning når man inkluderer klimaeffekt fra biogene utslipp. Tidsperspektivet påvirker også klimaeffekten av gevinst ved avhending og varmeproduksjon.	Overordnet analyseperspektiv og markedsituasjon for flyveaske og avfallsforbrenning (klinkerproduksjon) er ganske viktig for resultatet.

Figur 7.1-1 Variasjon i klimapåvirkning [71]

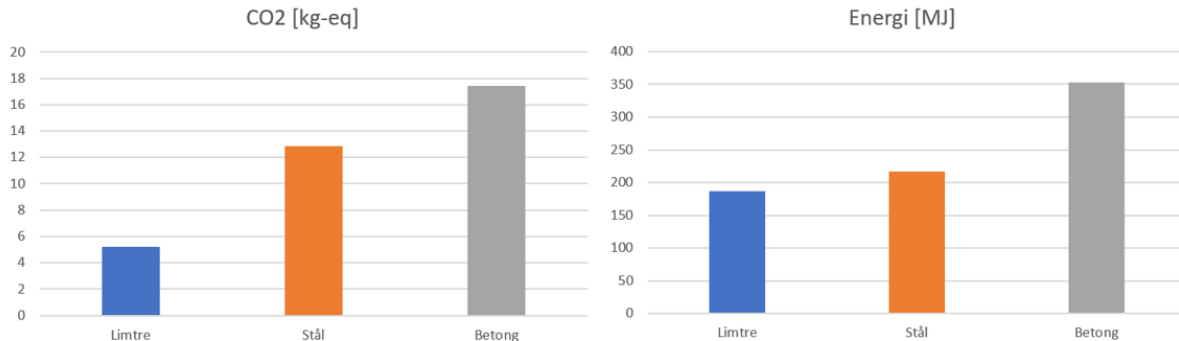
7.1.2 Carbon dioxide balance of wood substitution – Leif Gustavsson et. al.

I 2006 utarbeidet Leif Gustavsson, Kim Pingoud og Roger Sathre en studie hvor de tok for seg forskjellen i CO₂-utslippet for bærende konstruksjoner i betong og tre. Metoden ble benyttet i en analyse hvor de tok for seg to 4-etajers bygg av tre og sammenliknet deretter disse opp imot tilnærmet like bygg av betong. I analysen tok de med faktorer som: produksjonsfasen, erstatning av fossilt brensel med biobrensel fra tømmerproduksjonsrester, byggefase, rivningsfase, endring i karbonlager i biosfæren og karbonatisering av betong. Resultatene viste at bærekonstruksjonene av tre var det beste under alle sammenligningene som ble foretatt, men differansen var varierende, med en forskjell på alt fra 30 til 130kg CO₂ per m² bygningsareal. Basert på funnene trakk de konklusjonen om at tre er å foretrekke fremfor betong, når målet er å redusere CO₂-utslipp. [72]

7.1.3 A comparative life cycle assessment of alternative material for Australian building construction – Hangyong Ray et. al.

I 2017 utgav Hangyong Ray, Ali El Hanandeh, Benoit Gilbert og Henri Bailleres en rapport der de gjennomførte en grundig LCA-analyse av limtre, stål og betong og sammenlignet disse opp imot hverandre. Den funksjonelle enheten som ble benyttet var en 1 m lang bjelke i et bjelkesystem med 6 meter langt spenn, i henhold til australsk standard. I analysen ble GWP og det totale energiforbruket (embedded energy) vurdert. Studien tar for seg en «cradle-to-grave»-analyse og ser derfor på tre livsyklusfaser: utvinning av råmaterialer, produksjon og avfallshåndteringen. Energiforbruket og GWP fra analysen vises i figur 7.1-2.

[73]



Figur 7.1-2 GWP og energiforbruk i studie 3

Man ser fra resultatet av studien at limtreet dermed er det mest egnede materialet for å oppnå det laveste miljøavtrykket. Materialet som hadde det høyeste miljøavtrykket var betongen. Det skyldtes at betong krevde mer energi under produksjon og transport. Forfatterne kommer til slutt med anbefalinger som kan redusere miljøkonsekvensene. De anbefaler at man fokuserer på å hente råmaterialene fra steder nær produksjon, dette vil kunne bidra til en reduksjon av utslipp og kostander knyttet til langtransport. [73]

7.2 Eksterne forhold

7.2.1 Karakteristiske laster og lastkombinasjoner

I dette kapittelet vil variable laster og dimensjonerende lastkombinasjoner som opptrer på konstruksjonene presenteres.

Karakteristiske laster

De karakteristiske lastene i leilighetsbyggene er funnet i henhold til Eurokode 1 og gjengitt i tabell 7.2-1.

Tabell 7.2-1 Karakteristiske lasttilfeller

Lasttilfelle	Last	Varighet
Egenlast betong	25.0 kN/m ³	Permanent
Egenlast massivtre	400 kg/m ³	Permanent
Egenlasttillegg dekke	1.5 kN/m ²	Permanent
Egenlast takteking	0.5 kN/m ²	Permanent
Egenlast baderomskabin ¹	4.0 kN/m ²	Permanent
Egenlast yttervegg ²	1.83 kN/m ²	Permanent
Egenlast takterasse	1.0 kN/m ²	Permanent
Innvendige vegger	0.5 kN/m ²	Permanent
Nyttelast dekke	2.0 kN/m ²	Lang-Tid
Nyttelast balkong	4.0 kN/m ²	Lang-Tid
Nyttelast takterasse	4.0 kN/m ²	Lang-Tid
Nyttelast trapp	3.0 kN/m ²	Lang-Tid
Snølast	4.0 kN/m ²	Kort-Tid
Vindlast (referansevind 26 m/s)	1.36 kN/m ²	Kort-Tid

¹ Hentet fra produsent (BOXEN) [98]

² Hentet fra SINTEF Byggforsk [99]

Lastkombinasjoner

I konstruksjonen har både SLS og ULS blitt beregnet i FEM-Design. Disse er gjengitt i tabell 7.2-2.

Tabell 7.2-2 Lastkombinasjoner

Lasttilfelle	Lastfaktor	
	SLS (Kvasi-permanent)	ULS
Egenlast	1.0	1.35
Egenlast betong	1.0	1.35
Egenlast massivtre	1.0	1.35
Egenlasttillegg dekke	1.0	1.35
Egenlast takteking	1.0	1.35
Egenlast baderomskabin	1.0	1.35
Egenlast yttervegg	1.0	1.35
Egenlast takterasse	1.0	1.35
Innvendige vegger	1.0	1.35
Nyttelast dekke	0.3	1.05
Nyttelast balkong	0.3	1.05
Nyttelast takterasse	0.3	1.05
Nyttelast trapp	0.3	1.05
Snølast	0.2	1.05
Vindlast (referansevind 26 m/s)	0.0	0.9

7.2.2 Brann

Risiko- og brannklasse velges i henhold til tabeller gitt i kapittel 3.6.1.

Tabell 7.2-3 Risikoklasser [40]

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

I tabell 7.2-3 vises det at leilighetsbygget faller inn under Risikoklasse 4.

Tabell 7.2-4 Brannklasse (BKL) for byggverk [40].

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

Leilighetsbygget faller inn under brannklasse 3. Dette vises i tabell 7.2-4. Konstruksjonen må i henhold til kapittel 3.6.1 utføres som begrenset brennbart materiale.

På bakgrunn av brannklassen vurderes konstruksjonsdelene til å utføres etter følgende krav:

REI 60 - Sekundære, bærende bygningsdeler gjeldende elementer i etasjeskillere.³

REI 90 – Hovedbærekonstruksjonen gjeldende vegg og søyler.⁴

7.2.3 Lyd

Bygningskategori er satt til «Bolig, lydklasse C». I henhold til NS 8175 er lavest grenseverdi, veid lydreduksjonstall, $R'w$ oppgitt til 55 dB mellom boenhetene. Høyest grenseverdi for feltmålt, veid trinnlydnivå $L'n,w$ er oppgitt 53 dB.

Grad av flankeoverføring velges i henhold til tabell gitt i kapittel 3.7.1 for massivtremodellen og betongmodellen til «Middels».

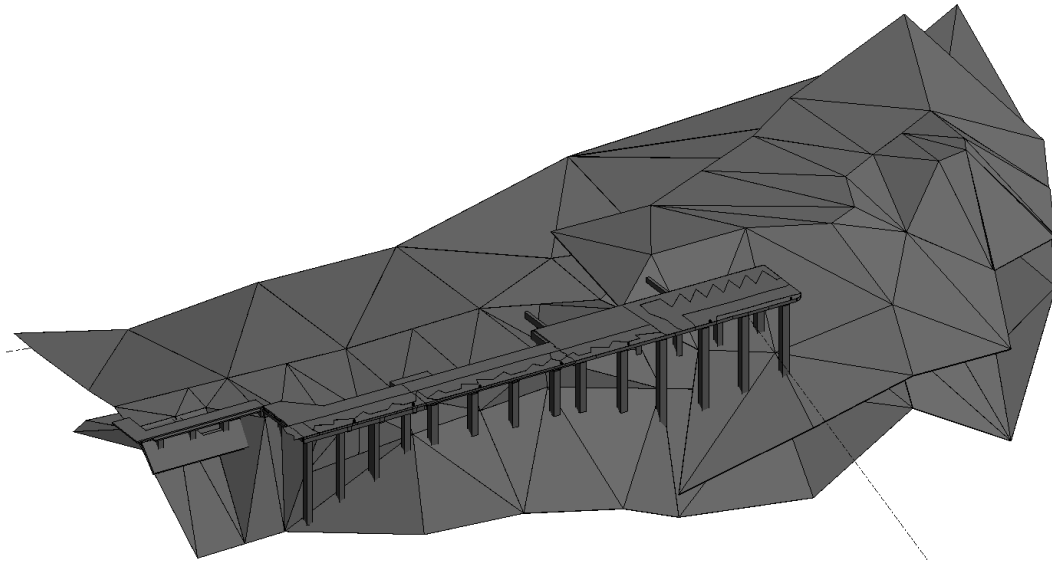
7.2.4 Grunnforhold

Resultat om grunnforhold er basert på geotekniske undersøkelser, utlevert av oppdragsgiver.

Større deler av bygg U vil stå direkte på fjell. Bygg T og resterende deler av U vil stå plassert på en eksisterende kaikonstruksjon. Under hele kaikonstruksjonen er det mulig å bore seg ned til fast fjell. Sjøbunnen under kaien er bratt og det er store variasjoner i jordprofilen. Massen består av sand, grus og rester av betongslam. Løsmassenes høyde og kvalitet varierer og betegnes stedvis som meget bløte. Figur 7.2-1 viser topografien til det aktuelle byggetrinn 2C.

³ Sekundære bygningsdeler defineres som konstruksjonsdeler som er bærende for én etasje, eller tak.

⁴ Hovedbærekonstruksjon defineres som bærende konstruksjonsdeler som påvirker bæring i flere etasjer.

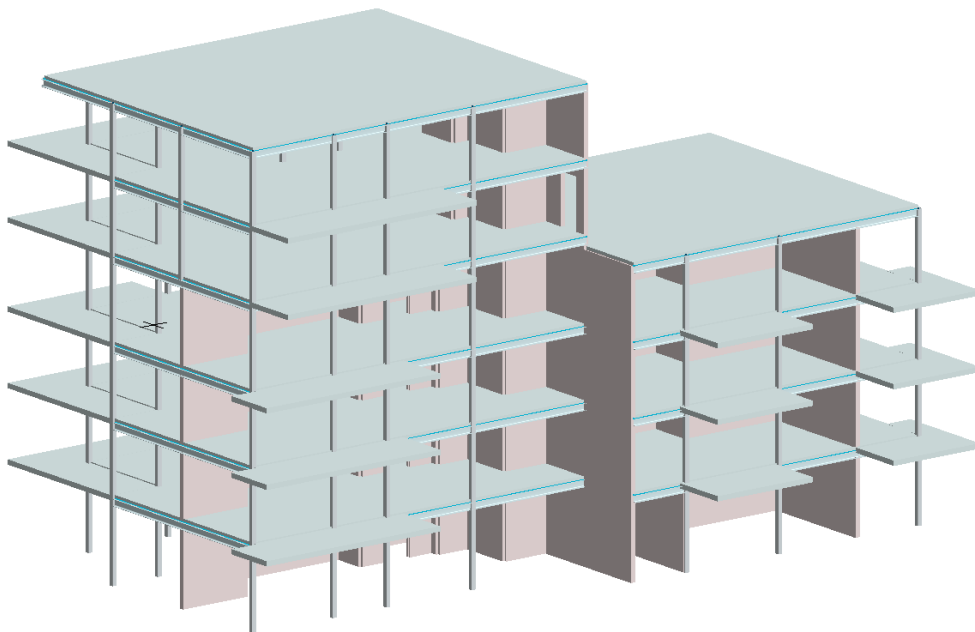


Figur 7.2-1 Topografi for byggetrinn 2C [Multiconsult]

7.3 Presentasjon av betongmodell

I det følgende kapitlet presenteres strukturell oppbygging og materialvalg for betongmodellen. Oppbyggingen er basert på utgitt tegningsgrunnlag fra oppdragsgiver.

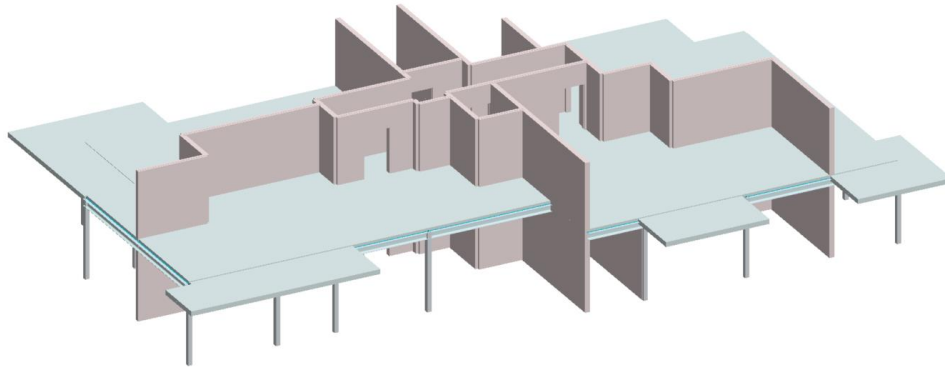
I figur 7.3-1 vises den strukturelle oppbyggingen for betongmodellen.



Figur 7.3-1 Betongmodell for hele bygget [FEM-Design]

7.3.1 Vegg

Veggene er satt til 220 mm med fasthetsklasse lik B30. Armeringsmengden er satt til minimumsarmering i henhold til teori gitt i kapittel 3.4.8. Veggene er tiltenkt leddet i topp og bunn ved modellering. I tillegg til å føre ned vertikallast tilfører også veggene nødvendig stivhet i bygget - alle veggene regnes dermed som skjærvegger. I figur 7.3-2 vises vegger for 1 og 2. etasje.



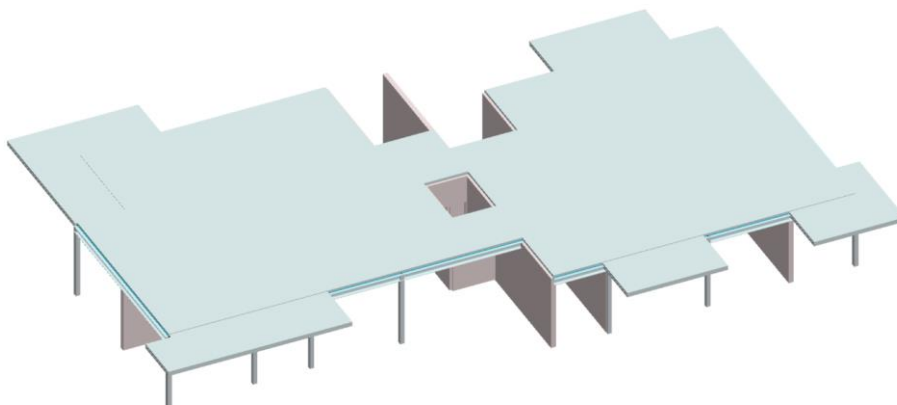
Figur 7.3-2 3D skisse av vegger for betongmodellen [FEM-Design]

Veggene virker også som brannskille mellom alle boenhetene. Brannkrav REI 90 for vegg overholdes med nødvendig overdekning på 35 mm og tykkelse på vegg i henhold til minimumskravene gitt i tabell 3.6-6. Krav til lydklasse C er overholdt med å velge veggtykkelse lik 220 mm i henhold til kapittel 3.7.1.

7.3.2 Dekke

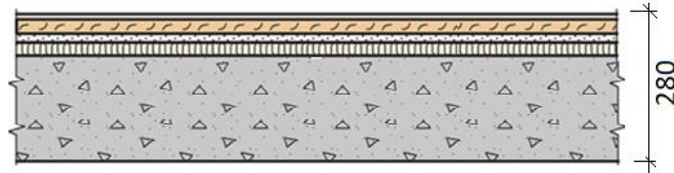
Betongdekkene er valgt til 250 mm i fasthetsklasse B30. Armeringsmengden er valgt etter kontroller i FEM-Design og er satt $\varnothing 12$ c.200 i felt, over støtter er det lagt til nødvendig tilleggsarmering i overkant. Dekket er fritt opplagt på vegger og bjelker.

I tillegg til å holde vertikale laster virker også dekket avstivende, og fører krefter inn fra ytterveggene til skjærveggene, som forklart i kapittel 3.4.8. I Figur 7.3-3 nedenfor vises dekke over 1. etasje.



Figur 7.3-3 Dekke over 1. etasje [FEM-Design].

Dekkene virker også som brannskille mellom alle boenhetene hvor brannkrav REI 60 er overholdt med nødvendig overdekning på 35 mm og tykkelse på dekke i henhold til minimumskravene gitt i tabell 3.6-7. Lydreduksjon og trinnlydnivået er overholdt med dekkets tykkelse på 250 mm, 14 mm parkett, 13 mm gipsplate, 3 mm ekspandert PE og en trinnlydsplate av mineralull på 20 mm. Dekket med tilleggskonstruksjonen er vist i figur 7.3-4.



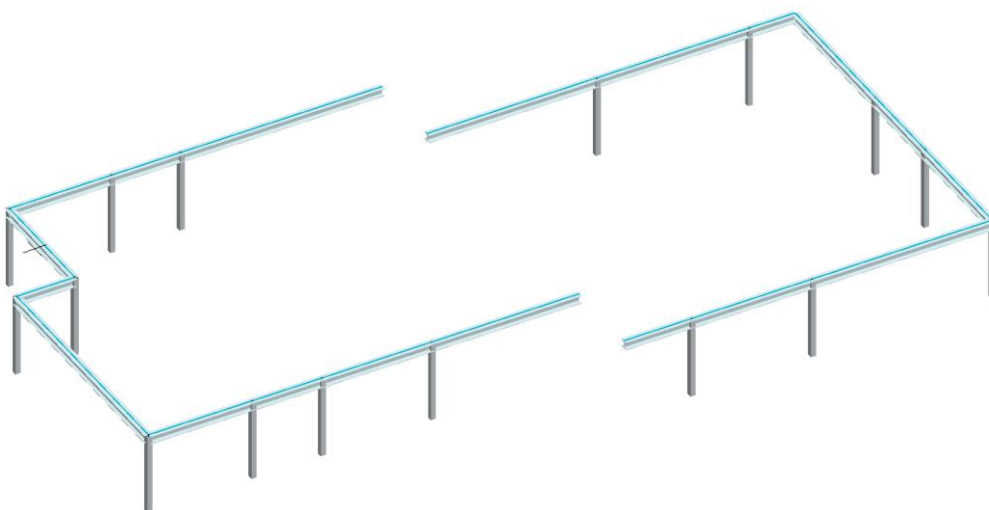
Figur 7.3-4 Etasjeskiller med nødvendig luft- og trinnlydisolering [74]

7.3.3 Stålbjelker og stålsøyler

Tabell 7.3-1 er en oversiktstabell som viser hvilke stålprofiler som er valgt i de forskjellige etasjene. Det er valgt å bruke stål kvalitet S355. HUP-profilene og HEA-profilene brannisoleres med omsluttende isolasjon i henholdsvis 30mm og 40mm steinullsplater, i henhold til kapittel 3.6.4.

Tabell 7.3-1 Oversikt over stålprofil

Etasje	Bjelkeprofil	Søyleprofil
D.o.1 ⁵	HEA 120	HUP 180x180x8.0
D.o.2	HEA 120	HUP 180x180x6.3
D.o.3	HEA 120	HUP 150x150x6.3
D.o.4	HEA 100 / HEA 160	HUP 140x140x5.0
D.o.5	HEA 100	HUP 150x150x6.3
D.o.6	HEA 120	HUP 120x120x4.5

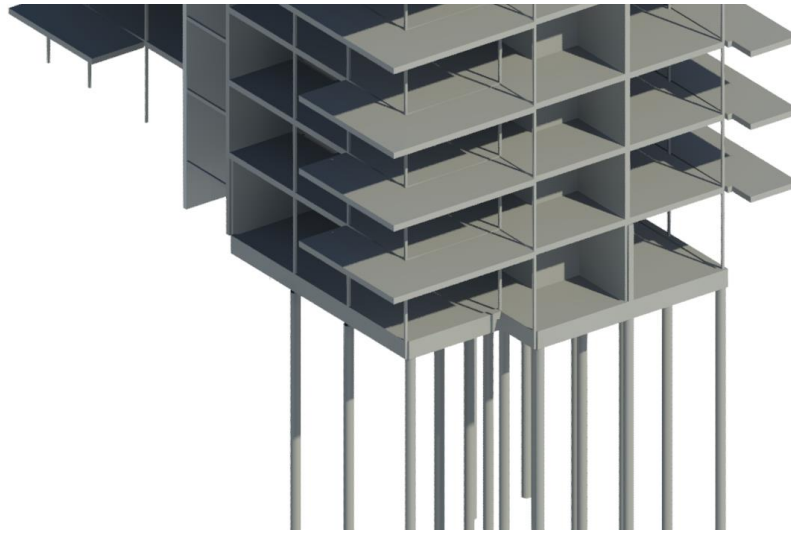


Figur 7.3-5 Plassering av søyler og bjelker [FEM-Design]

⁵ Dekket over etasje *n*

7.3.4 Fundamentplate

Fundamentplaten er valgt til B35 med tykkelse 400 mm. Fundamentplaten til leilighetsbygget er en del av hele utbyggingen for byggetrinn 2C, og er dermed kun tatt med for å angi vekt som overføres til pel. Videre utregninger for dekket er dermed ikke utført. Bæresystemet for delen av bygget plassert på peler vises på figur 7.3-6.



Figur 7.3-6 Fundamentplate med peler [Revit]

Laster fra overliggende konstruksjon føres ned til pelene gjennom vegger og søyler.

7.4 Presentasjon av massivtremodellen

I det følgende kapitlet presenteres strukturell oppbygging og materialvalg for massivtremodellen.

Figur 7.4-1 viser den strukturelle oppbyggingen for massivtremodellen.

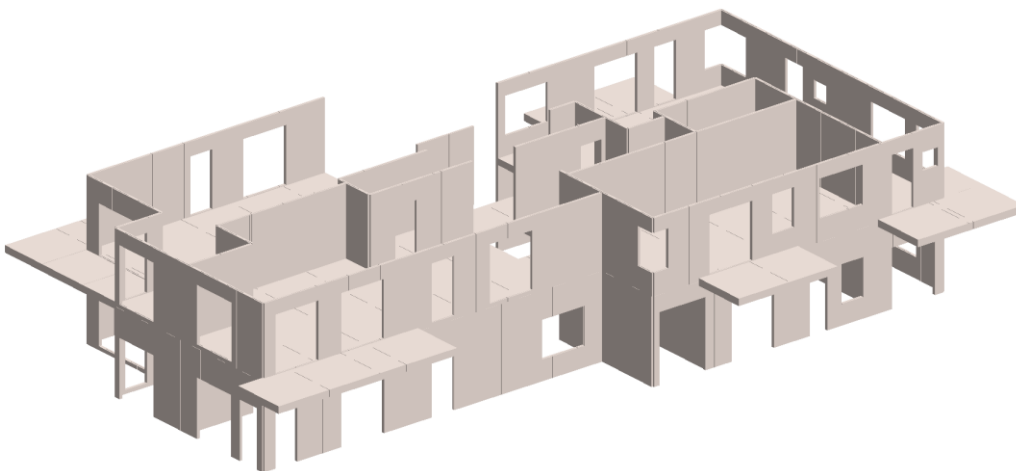


Figur 7.4-1 Bæresystem i massivtre [FEM-Design]

Massivtremodellens bæresystem er hovedsakelig bygget opp av bærende vegger og dekker. For store spenn er det også lagt inn ståldragere. Elementene har en bredde og lengde som er innenfor produksjonsstandarden til produsent. I tillegg tilfredsstillende de kravene til transport på norske veier i henhold til «forskrift om bruk av kjøretøy». [75]

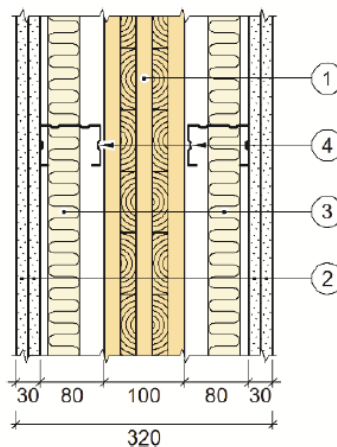
7.4.1 Vegg

Veggelementenes tykkelse varierer over høyden til bygget, ettersom belastningen øker nedover bygget. Veggelementene i 1. etasje har en tykkelse på 130 mm og i 2. etasje, 120 mm. De resterende etasjene har tykkelse på 100 mm, oppbygd av 5 x 20 mm lameller. Hvert element er 2.4 m bredt, unntagen heis- og trappesjakt hvor bredden er lik sjaktenes bredde. Vegger inkludert heis- og trappesjakt virker som skjærvegger. I figur 7.4-2 vises veggene for 1. og 2. etasje, (sjaktene er utelatt fra bildet).



Figur 7.4-2 Veggelementer for 1. og 2. etasje [FEM-Design]

Brannkrav REI 90 mellom boenhetene overholdes med 30 mm branngips på hver side av vegg. Krav til lydklasse C er overholdt med veggtykkelsen på 100mm, og tilleggskonstruksjon bestående av 80 mm luft/isolasjonssjikt, lydbøylere og 30 mm gips. Oppbyggingen av veggkonstruksjonen med alle komponenter vises i figur 7.4-3.

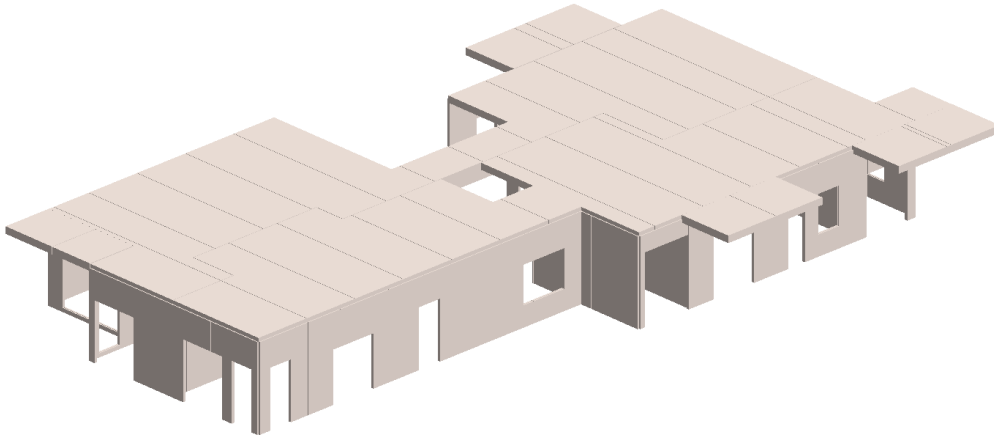


1	Massivtreelement	3	50 mm mineralull
2	15 mm branngipsplater	4	Tynnplateprofiler

Figur 7.4-3 Isolering mot brann og lyd [76]

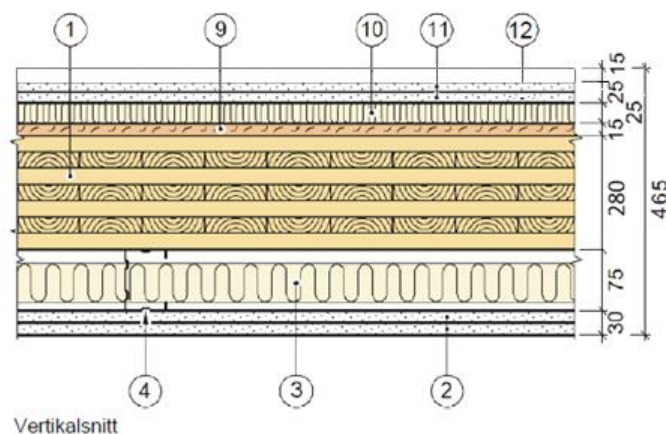
7.4.2 Dekke

Dekkeelementenes tykkelse for 1-4. og 6. etasje er valgt til 280 mm, oppbygd av 7 x 40 mm lameller. Dekkeelementene i 5. etasje er 7-lags-elementer med tykkelse på 300 mm, oppbygd av 4 x 45 mm pluss 3 x 40 mm lameller. Hvert element er 2.4 m bredt. Figur 7.4-2 viser dekkene over 1. etasje.



Figur 7.4-4 Dekkeelementer for dekke over 1. etasje [FEM-Design].

Brannkrav REI 60 mellom boenhetene overholdes med 40 mm gipsplater på oversiden og 30 mm på undersiden av dekket. Krav til lydklasse C er overholdt med dekketykkelsen på 280 mm, og tilleggskonstruksjon bestående av 25 mm trinnlydsplater, 40 mm gips og 15 mm parkett på oversiden, og 75 mm luft/ isolasjonssjikt og lydbøylere og 30 mm gips på undersiden. Etasjeskilleren med tilleggskonstruksjoner samt nødvendig isolasjon for brann og lyd vises i figur 7.4-3.



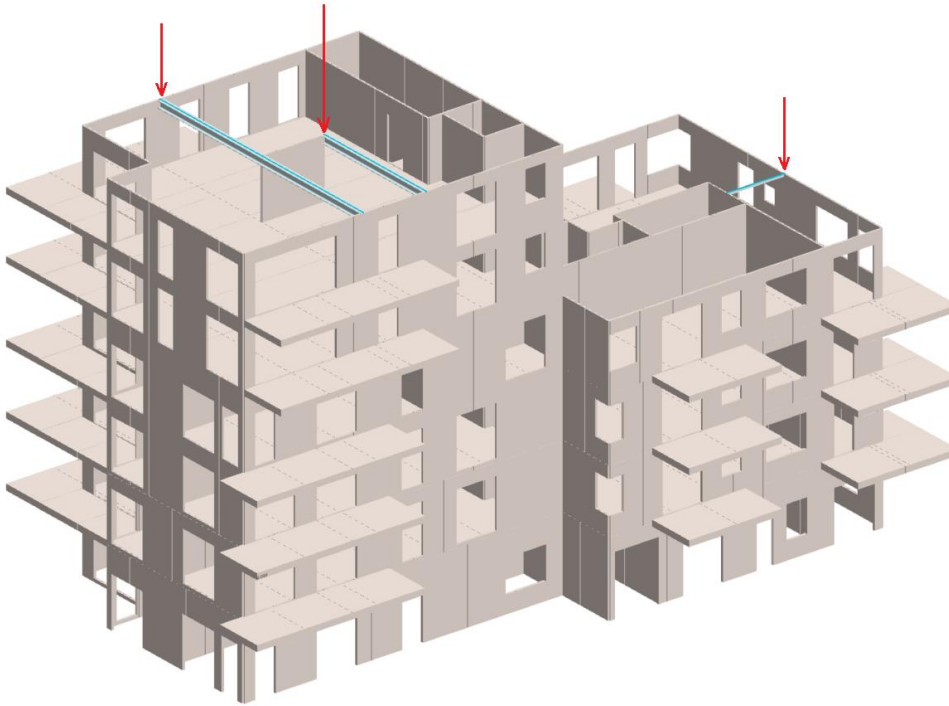
Vertikalsnitt

1	Massivtreelement	9	15 mm gipsplate
2	12,5 mm gipsplater	10	Mineralull trinnlydplate
3	50 mm mineralull	11	12,5 mm gulvgipsplater
4	Tynnplateprofil	12	Parkett og gulvvarme

Figur 7.4-5 Oppbygging av dekkeelementer i massivtremodellen [76]

7.4.3 Stålbjelker

Bjolkene i 5. og 6. etasje er HEA 340 S355 og bjolkene i 1-4. etasje er IPE-120 S355. Bjolkene er plassert for å redusere spennlengdene i henhold til elementenes maksimale spennlengder oppgitt i tabell 7.7-2 og tabell 7.7-3.



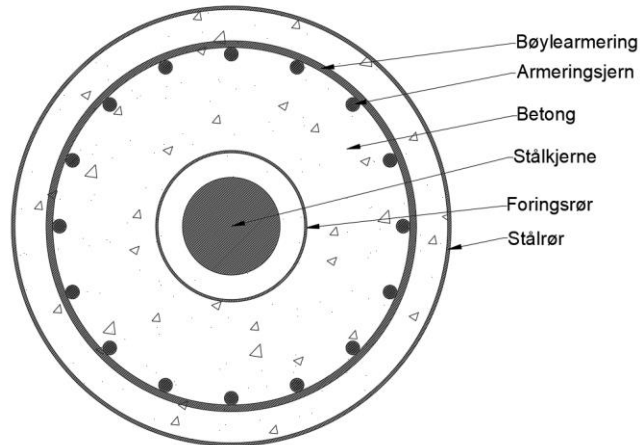
Figur 7.4-6 Bæresystem i massivtre uten dekker [FEM-Design]

7.4.4 Fundamentplate med pel

Fundamentplaten er valgt til B35 med tykkelse 400 mm. Fundamentplaten til leilighetsbygget er en del av hele utbyggingen for byggetrinn 2C, og er dermed kun tatt med for å angi vekt som overføres til pel. Videre utregninger for dekket er dermed ikke utført. Laster fra overliggende konstruksjon føres ned til pelene gjennom vegger. I massivtremodellen må det legges inn forsterkende bjelkerstriper. Disse bjolkene blir 700mm høyde, og bidrar dermed 300mm i tillegg til dekket. Systemet vil bli videre forklart i kapittel 8.2.

7.5 Peler

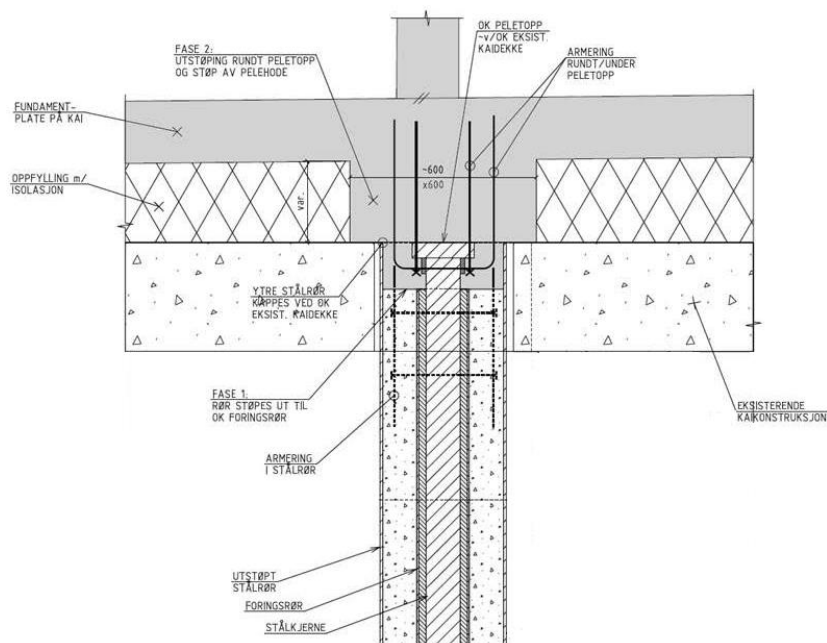
I konstruksjonen har det blitt valgt spissbærende stålkjernepeler av varierende diameter funnet etter dimensjonerende kapasitet N_i fra tabell [77]. Omkring stålkjernen står et utstøpt stålrør fylt av B35 MF45 betong armert med 14 $\varnothing 25$ jern, med 70 mm overdekning. Oversikt over dimensjoner og antall peler blir gitt i tabell 7.5-1 og tabell 7.5-2. Illustrasjonen i figur 7.5-1 viser en prinsippskisse av valgt pele.



Figur 7.5-1 Prinsippskisse av valgt pele [AutoCAD]

Forbindelse pel

I figur 7.5-2 kan man se forbindelsen mellom pel og dekke for betongmodellen. Forbindelsen er modellert leddet. Nærmere informasjon om forbindelse mellom pel og dekke for begge modellene blir kommentert i kapittel 8.2.3.

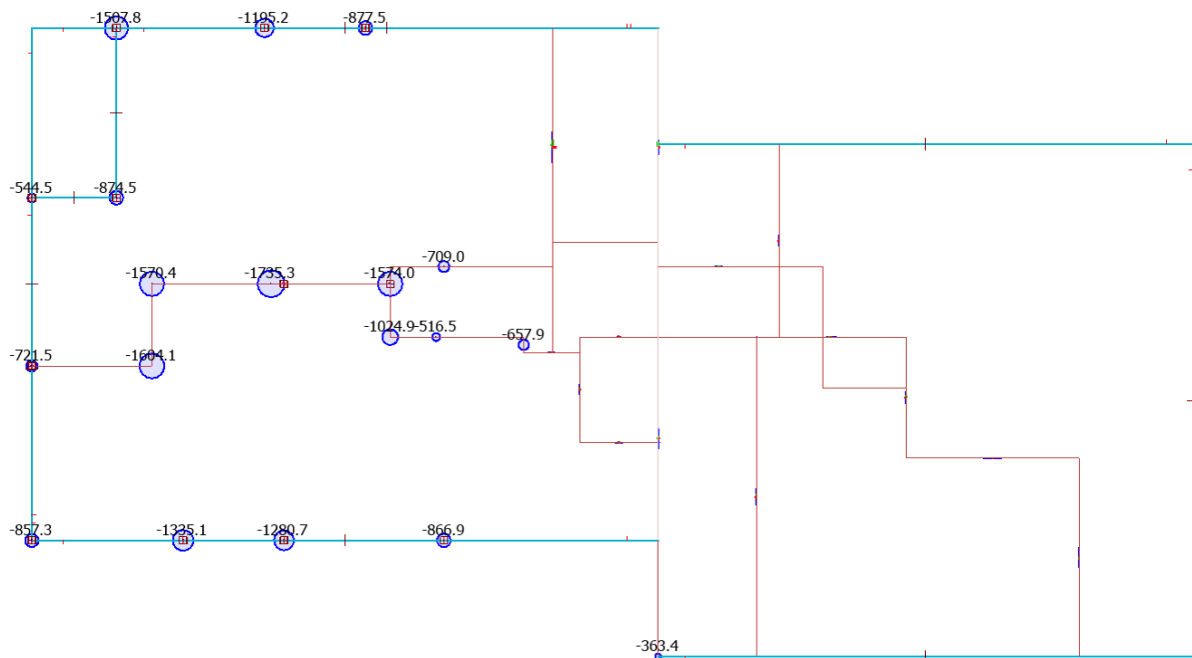


Figur 7.5-2 Forbindelse mellom pel og dekke for betongmodellen [Multiconsult]

7.5.1 Plassering

Pelene har blitt plassert med hensyn til lastene fra den overliggende konstruksjonen. Det er valgt å plassere peler under alle punktlaster (søyer). I tillegg er det plassert peler under bærende vegger i hjørner og i utvalgte felt.

Figur 7.5-3 og tabell 7.5-1 viser plassering og belastning (kN) tatt opp av de ulike pelene i betongmodellen.

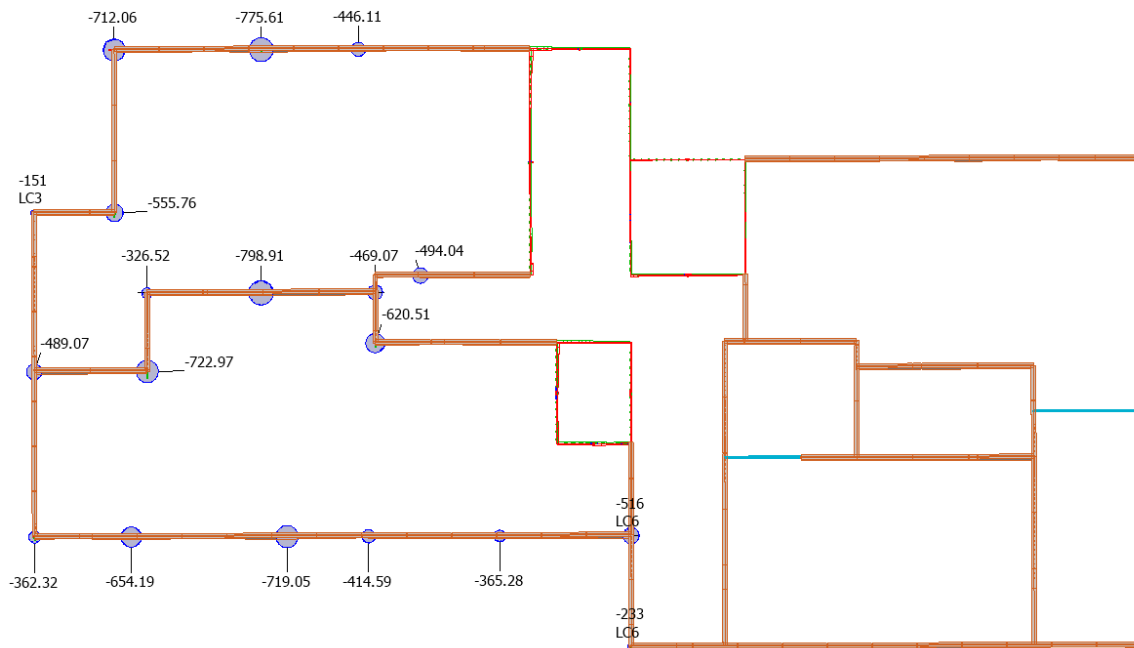


Figur 7.5-3 Plassering av peler for betongmodellen med tilhørende laster [FEM-Design].

Tabell 7.5-1 Oversikt over peler i betongmodell

Pele	Antall	Lengde (m)	Last (kN)	Diameter-Stålkjerne	Diameter-Foringsrør	Diameter-Stålrør	Knekkapasitet
1	1	10	544.5	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
2	2	15	721.5	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
3	2	17	857.3	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
4	2	10	1507.8	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
5	2	15	874.5	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
6	1	8	1570.4	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
7	1	9	1604.1	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
8	1	10	1335.1	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
9	1	6	1195.2	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
10	1	7	1735.3	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
11	1	9	1280.7	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
12	1	4	877.5	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
13	1	7	1574.0	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
14	1	7	1024.9	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
15	1	7	709.0	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
16	1	7	516.5	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
17	1	7	866.9	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
18	1	6	657.9	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK
19	1	1	363.4	90 mm	139.7 mm	406.4 mm	OK

Figur 7.5-4 og tabell 7.5-2 viser plassering og belastning (kN) tatt opp av de ulike pelene for massivtremodellen.



Figur 7.5-4 Plassering av pelar for massivtremodellen med tilhørende laster [FEM-Design].

Tabell 7.5-2 Oversikt over pelar i massivtremodell

Pele	Antall	Lengde (m)	Last (kN)	Diameter - Stålkjerne	Diameter - Foringsrør	Diameter - Stålrør	Knekkkapasitet
1	1	10	151.3	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
2	1	15	489.1	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
3	1	17	362.3	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
4	1	10	712.1	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
5	1	15	555.8	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
6	1	8	326.5	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
7	1	9	723.0	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
8	1	10	654.2	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
9	1	6	775.6	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
10	1	7	798.9	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
11	1	9	713.1	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
12	1	4	446.1	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
13	1	7	469.1	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
14	1	7	620.5	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
15	1	7	414.6	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
16	1	7	494.0	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
17	1	7	365.3	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
18	1	6	40.8	70	139.7 mm	406.4 mm	OK
19	1	1	34.2	70	139.7 mm	406.4 mm	OK

7.6 LCA

I dette kapittelet presenteres analyseresultatene fra miljøanalysen og forholdene rundt materialene som er valgt.

7.6.1 Materialbehov

Materialbehovet for de to modellene er vist i tabell 7.6-1, og er brukt som inngående data i livssyklusen.

Tabell 7.6-1 Materialbehov

	Betongmodell [kg]	Massivtremodell [kg]
Betong (Konstruksjon; B30)	1 823 051 (715m ³)	-
Massivtre (CLT)	-	308 171 (770m ³)
Konstruksjonsstål	17 383	3 751
Armering (Konstruksjon)	54 344	-
Gips (Brannisolering)	-	199 748
Steinull (Brannisolering)	2 720	8 982
Betong (Pel; B35 MF45)	62 426	47 216
Stålkjerne	10 867	4 862
Stålrør	6 495	4 804
Foringsrør	1 477	1 093
Armering (Pel; Ø25)	11 739	8 683
Betong (Bjelke; B35 MF45)	-	20 734

Tabell 7.6-2 viser en oversikt over produsentene, produksjons-/lagringslokasjoner, avstanden fra lokasjon til byggeplass og til slutt miljødeklarasjonen som er benyttet. For massivtre er det brukt to miljødeklarasjoner på grunn av stort avvik for OPD.

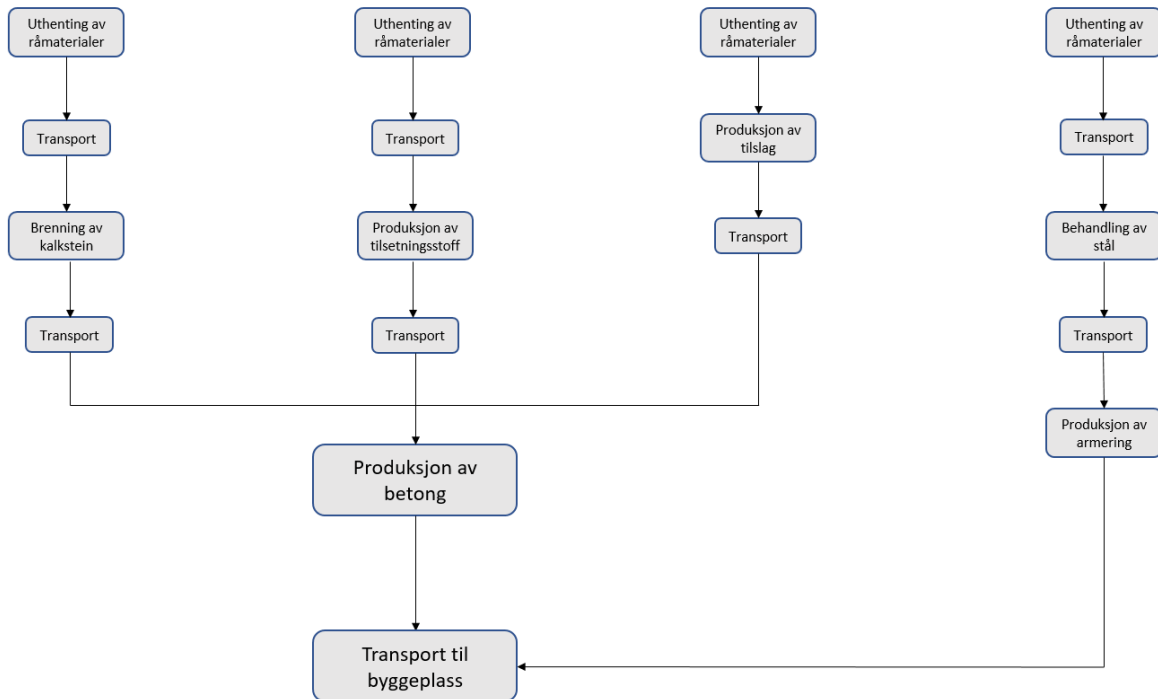
Tabell 7.6-2 Transportdistanser

Material	Produsent	Produksjons- /lagringslokasjon	Avstand [km]	EPD
Massivtre	Martinsons Såg AB	Bygdsiljum (Sverige)	1483	[78], [79]
Gips	Norgips Norge AS	Svelvik	281	[80]
Rockwool	Rockwool	Moss	254	[81]
H-profil	Norsk stål AS	Søgne	19.4	[82]
HUP-profil	Norsk stål AS	Søgne	19.4	[83]
Armeringsjern	Norsk stål AS	Søgne	19.4	[84]
Betong	Ribe Betong AS	Odderøya	0	
Sement	Norcem AS	Brevik	164	[85]
Pukk	Ringknuten Pukkverk AS	Ringknuten	7.6	[86]
Sand	Joar Grørdum Sandtak og transport	Grørdum Sandtak	17.3	[86]
Tilsetningsstoff (betong)	Mapei	Sagstua	411	[87]
Stålrør	Ferrometall AS	Horten	243	[88]
Stålkjerne	Ferrometall AS	Drammen	284	[89]
Pelehode	Ferrometall AS	Drammen	284	[90]

7.6.2 Flytskjema

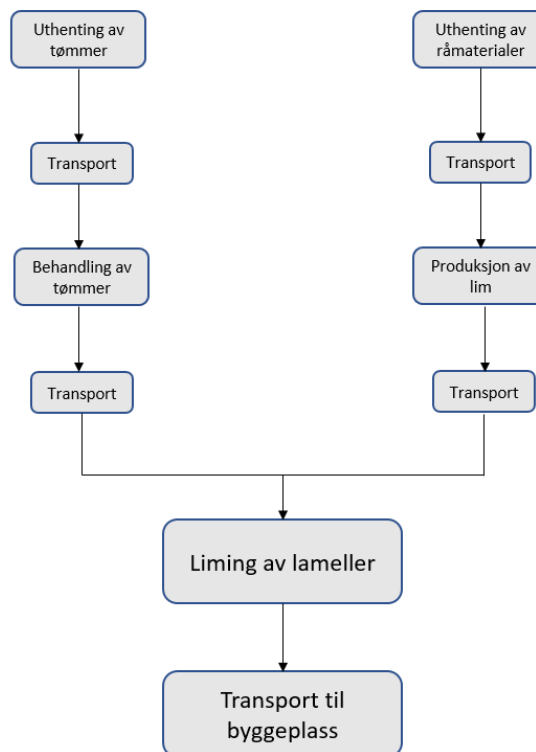
Flytskjema gjør det mulig å vise hvilke prosesser som skal til for å produsere et materiale på en oversiktlig måte. Under vises flytskjemaer for betongen, massivtreet og til slutt stålet i henholdsvis figur 7.6-1, figur 7.6-2 og figur 7.6-3.

Figur 7.6-1 viser hvordan betongen ble utformet i SimaPro. Det er tatt utgangspunkt i fire miljødeklarasjoner: sement, tilsetningsstoff, tilslag og armering.



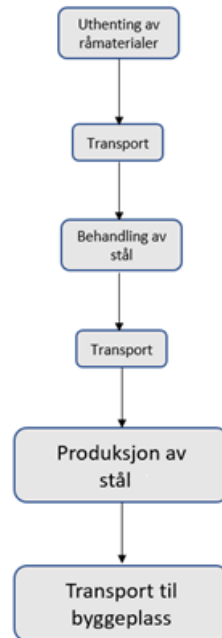
Figur 7.6-1 Flytskjema for armert betong

Oppbyggingen av massivtreet kan sees ifra figur 7.6-2. I livssyklusanalysen ble det brukt en miljødeklarasjon som tok for seg både produksjonen av tømmer og lim slik man ser i den følgende figuren.



Figur 7.6-2 Flytskjema for massivtre

Flytskjemaet til stål, som er vist i figur 7.6-3, har en prosess som er kalt behandling av stål. Denne prosessen er lagt inn for å belyse at det ikke bare blir brukt råmaterialer i stålproduksjonen, men også resirkulert stål. I EPDene som er gjennomgått er det oppgitt forskjellige resirkuleringsprosent, alt fra 16% [89] til 85% [91].



Figur 7.6-3 Flytskjema for stål

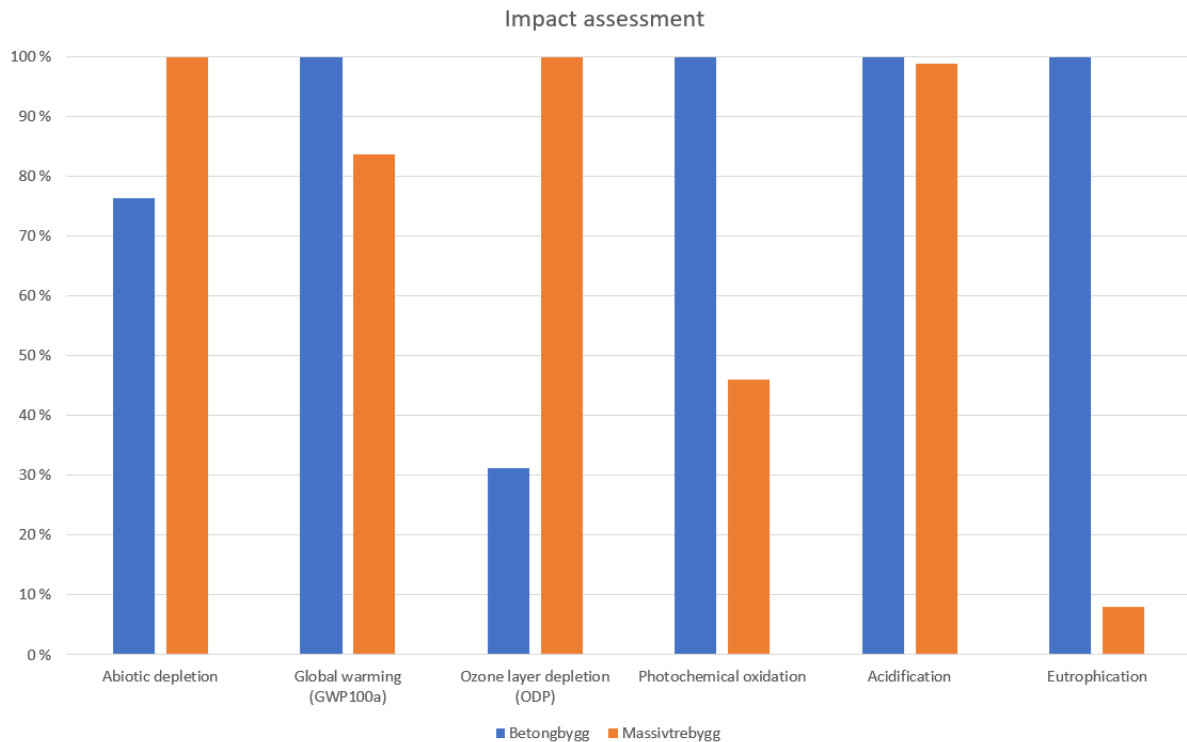
7.6.3 SimaPro

I dette kapitlet vil resultatene fra SimaPro bli presentert. Stolpediagrammene vist i figurene i dette kapitlet tar utgangspunkt i det høyeste utslippet per påvirkningskategori, og viser det andre utslippet som en prosentandel av det høyeste. En kategori kan derfor ikke sammenlignes med en annen kategori.

Tabell 7.6-3 viser resultatene av livssyklusanalysen for bæresystemet i betongbygget sammenlignet med massivtrebygget. De resterende resultatverdiene funnet fra LCAen finnes i vedleggene:

- «E. 2. Sammenligning av dekkene»
- «E. 3. Sammenligning av veggene»
- «E. 4. Sammenligning av pelene»
- «E. 5. Bidragsyttere - Massivtrebygg»
- «E. 6. Bidragsyttere - Betongbygg»
- «E. 7. Sammenligning av Norcem og SimaPro Sement».

Figur 7.6-4 viser resultatene av utvalgte påvirkningskategorier (kategoriene som oppgis i EPDer) for henholdsvis betong- og massivtremodellen. Det kommer frem av figuren at for GWP har betongen mer enn 16% flere CO₂-ekvivalenter sammenliknet med massivtremodellen.



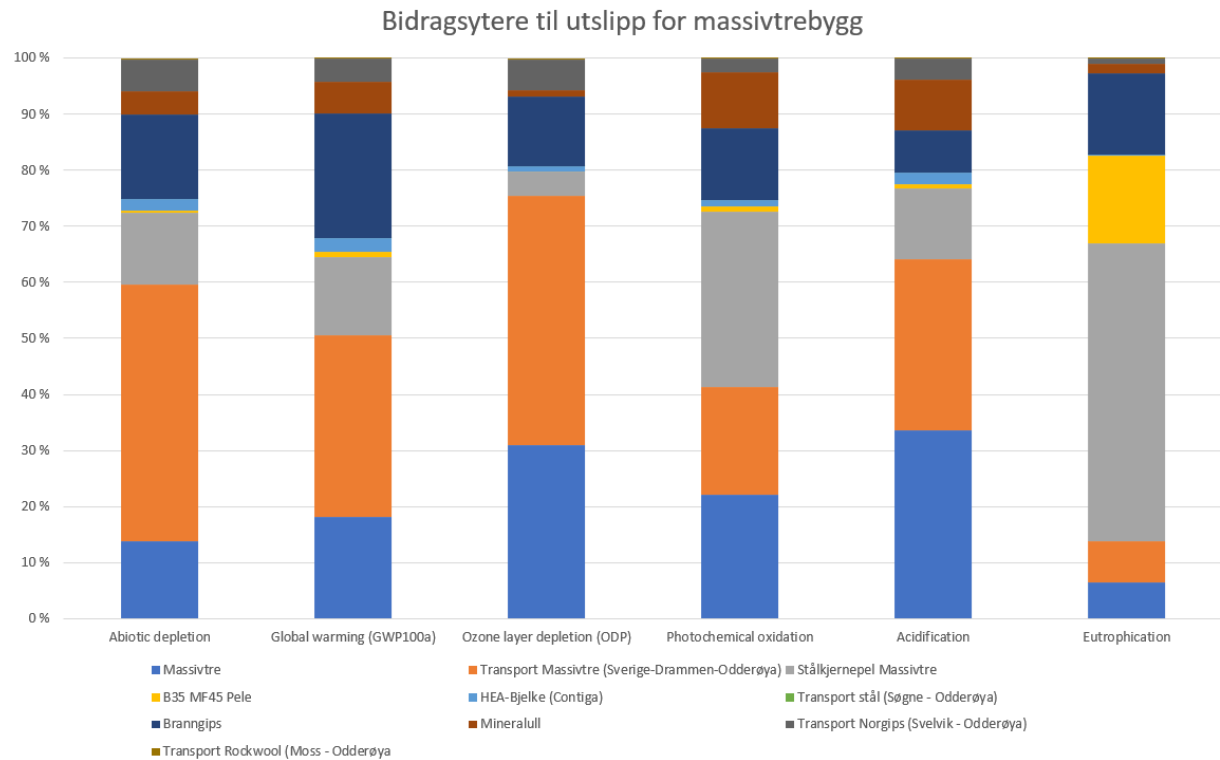
Figur 7.6-4 Sammenligning av byggene i forhold til miljøpåvirkning

Tallverdiene fra denne analysen er gjengitt i tabell 7.6-3.

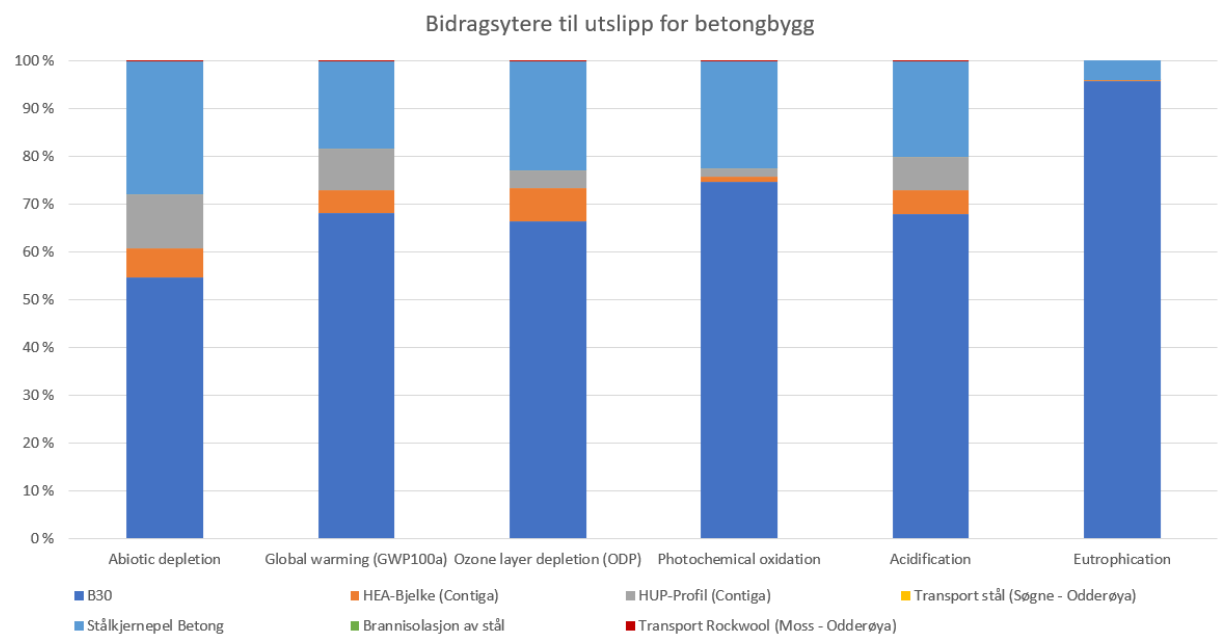
Tabell 7.6-3 Miljøpåvirkning i kg ekvivalenter

Impact category	Betongbygg [kg eq]	Massivtrebygg [kg eq]
Abiotic depletion [Sb]	0.344	0.451
Global warming (GWP100a) [CO ₂]	282 819	236 531
Ozone layer depletion (ODP) [CFC-11]	0.009	0.031
Photochemical oxidation [C ₂ H ₄]	141.6	65.20
Acidification [SO ₂]	817.7	807.81
Eutrophication [PO ₄]	9 372	752

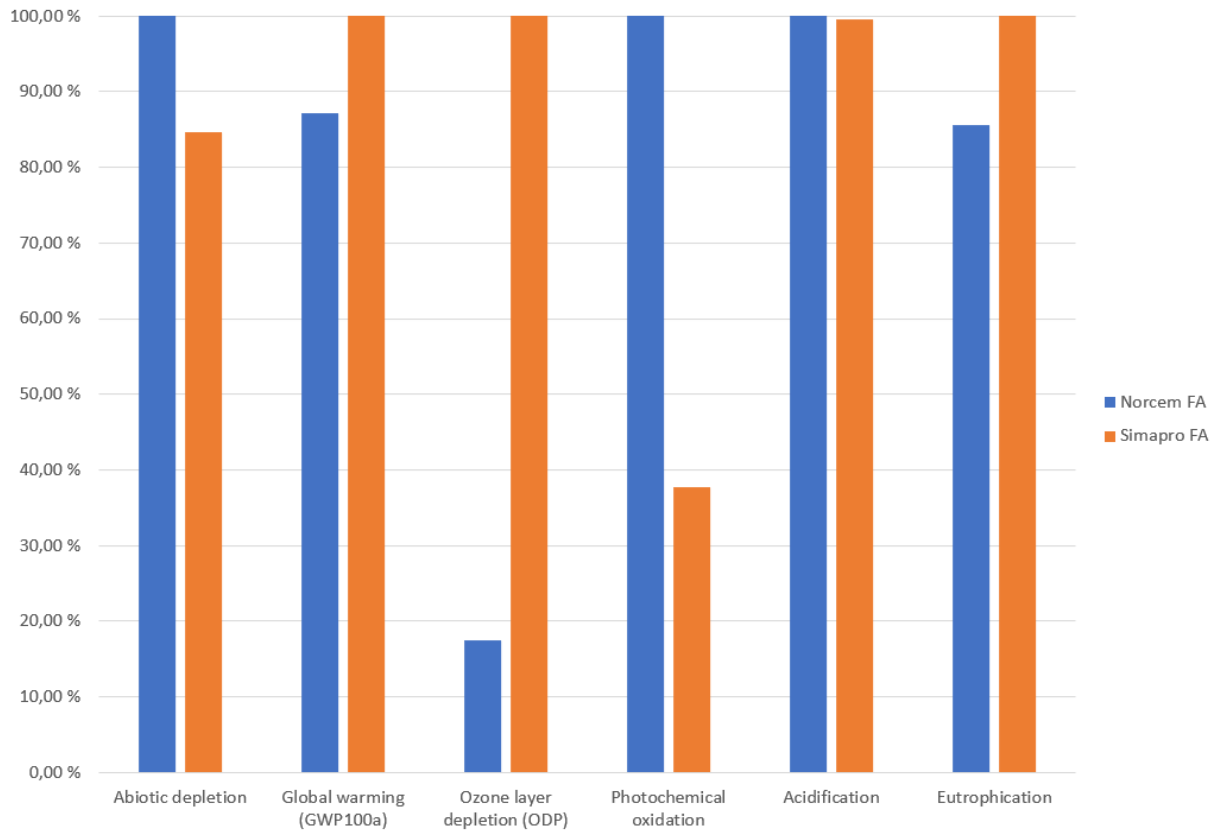
Figur 7.6-5 og figur 7.6-6 viser de forskjellige bidragsyterne for utslipp til modellene. Dette gir oss mulighet for å se hva som gjør størst utslag i den totale analysen. For massivtremodellen, figur 7.6-5, ser man at massivtreet (i blått) har forholdsvis lave bidrag til de forskjellige kategoriene. Transport av massivtre (i oransje) og pelene (i grått) er de største bidragsyterne. Det kommer også frem at tiltakene som er gjort for brann og lyd spiller stor rolle for massivtremodellen (mørkeblå og brun).



Betongmodellens bidrag kommer frem i figur 7.6-6. GWP-utslippene kommer hovedsakelig fra betongen (i mørkeblå) og stålet (i oransje og grå). Utslippene fra pelene (i lys blå) spiller også en vesentlig rolle, men har ikke like store utslag for alle kategorier som i massivtremodellen.

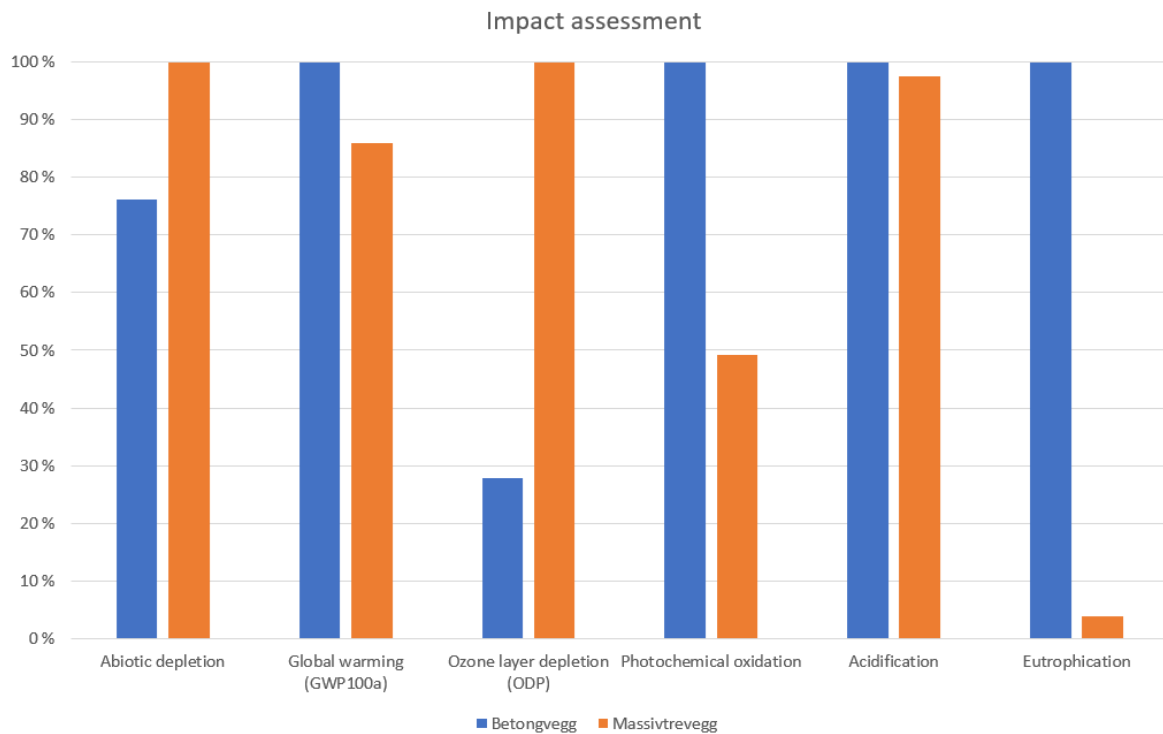


Figur 7.6-7 viser en sammenlikning av resultater funnet ved å benytte EPDer som informasjonskilde, sammenliknet med sementverdien som ligger inne standardisert i programvaren. Den viser at det er godt samsvar for de fleste påvirkningskategoriene.

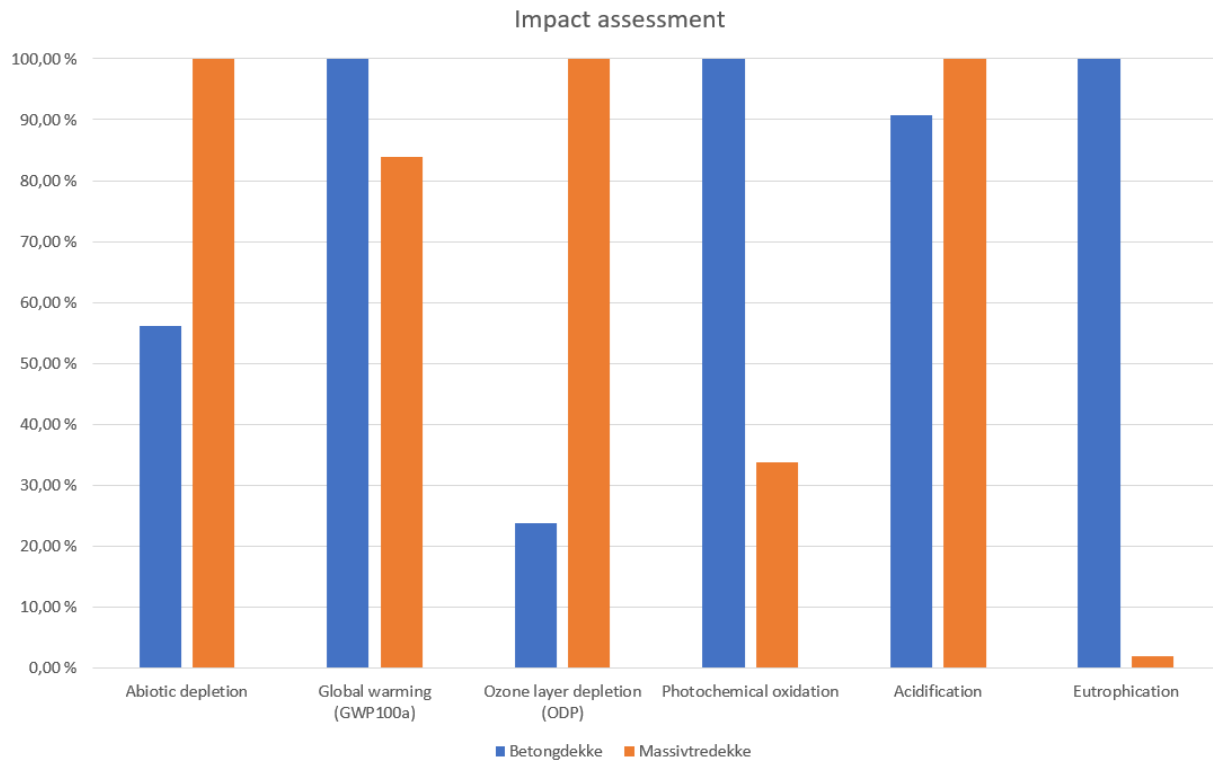


Figur 7.6-7 Sammenlikning av sement fra EPD mot «standardsement» i SimaPro

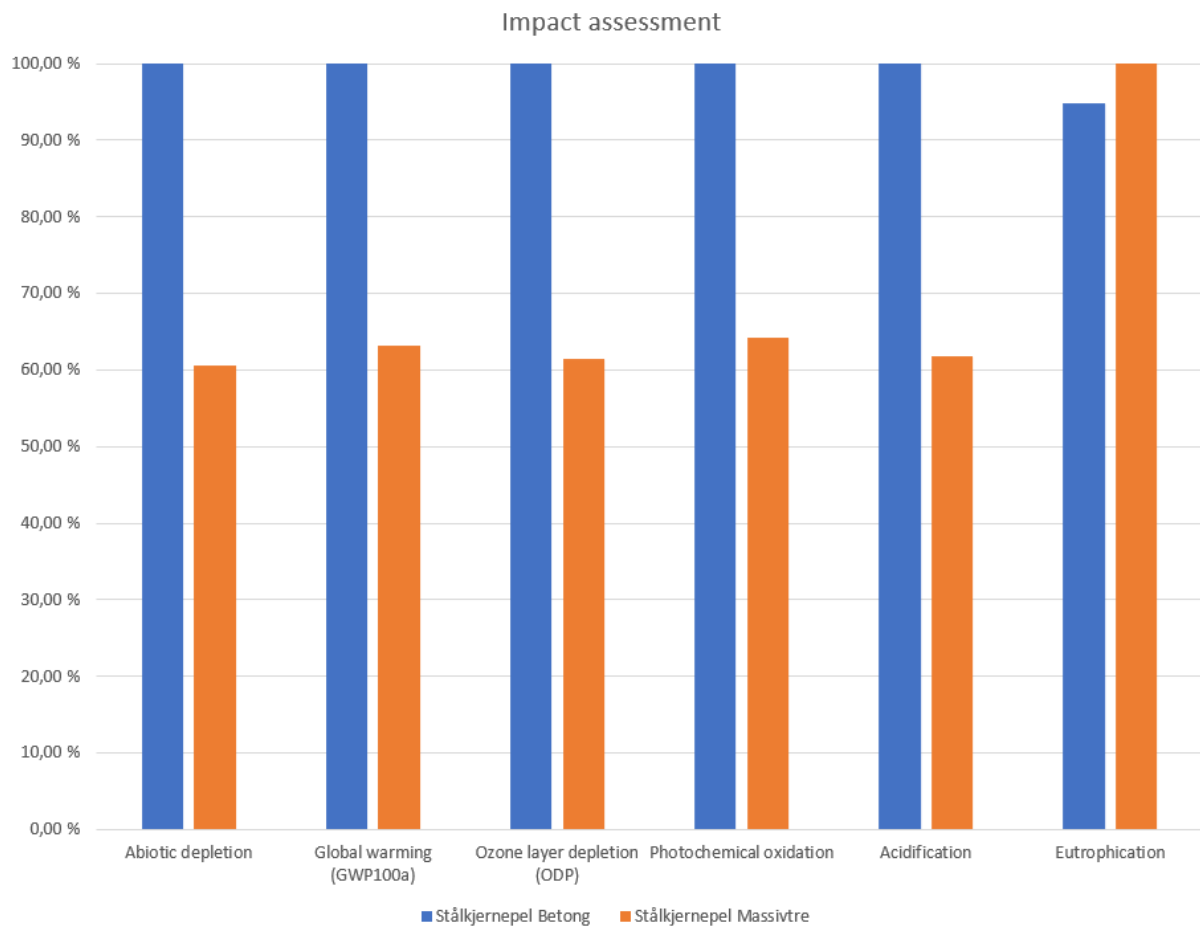
Videre følger tre figurer som sammenligner forskjellige komponenter i modellene. Det blir vist vegg mot vegg, dekke mot dekke og til slutt pele mot pele.



Figur 7.6-8 Sammenlikning av vegger



Figur 7.6-9 Sammenligning av dekker



Figur 7.6-10 Sammenligning av peler

7.7 Dimensjonerende kontroller

I dette kapitlet vises det til kontroller for nedbøyning og vibrasjon – kontrollene har vært avgjørende for dimensjoner og utforming for modellene. Andre kapasitetskontroller i henhold til gjeldende Eurokode er lagt ved som vedlegg.

Nedbøyning for betongmodell

Sammendrag av nedbøyningskontrollen for betongdekke er gitt nedenfor i tabell 7.7-1. Figurer fra FEM-Design og beregninger er vist i vedlegg «B. 2. 10. Figurer til nedbøyning - Betong».

Tabell 7.7-1 Nedbøyning, tilnærmet permanent lasttilfelle for betongmodell

	Spennlengde [m]	Nedbøyning [mm]	Maksimal nedbøyning (L/300) [mm]
D.o.1 – D.o.4	6.29	11	21
D.o.5	6.62	12	22
D.o.6	6.62	15	22

Nedbøyning og vibrasjon for massivtremodell

Lengden til massivtreelementet har blitt begrenset av nedbøyningskrav og vibrasjonskrav. Tabell 7.7-2 angir de lengste spennlengdene til dekkene i tillegg til de målte nedbøyningene og maksimal tillatt nedbøyning.

Tabell 7.7-2 Nedbøyning, tilnærmet permanent lasttilfelle for massivtremodell

	Spennlengde [m]	Nedbøyning [mm]	Maksimal nedbøyning (L/300) [mm]
D.o.1 – D.o.4 (280mm dekke)	6.55	14	22
D.o.5 (300mm dekke)	7.34	22	24
D.o.6 (280mm dekke)	7.34	15	24

I tabell 7.7-3 vises de lengste spennene til dekkene samt maksimalt tillatt spenn og krav relatert til vibrasjon. Det er ikke krav til vibrasjon i dekket over 6. etasje da det ikke er beregnet for menneskelig aktivitet på dekket.

Tabell 7.7-3 Vibrasjon

	Spennlengde [m]	Maksimalt spenn [m]	Frekvens [Hz]	Laveste frekvens [Hz]
D.o.1 – D.o.4 (280mm dekke)	6.83	7.16	8.8	8
D.o.5 (300mm dekke)	7.34	7.53	8.4	8

Figurer fra FEM-Design og beregninger er vist i vedlegg «B. 3. 9. Figurer til nedbøyning og vibrasjon – Massivtre». Komplette håndberegninger finnes i følgende vedlegg:

- B. 3. 3. Dekke i massivtremodell; E-modul, vibrasjon og nedbøyning 280 mm, D.o.1-D.o.4
- B. 3. 4. Dekke i massivtremodell; E-modul, vibrasjon og nedbøyning 300 mm, D.o.5
- B. 3. 5. Dekke i massivtremodell; E-modul, vibrasjon og nedbøyning 280 mm, D.o.6

7.8 Verifisering av resultater

I dette kapitlet utføres det kontroller og stikkprøver for å sikre at resultatet i rapporten er valid. Kontrollene er i hovedsak gjort for å sikre at modelleringen som er utført i FEM-Design er utført riktig.

Ettersom utformingen av bygget gir oss kompliserte lastbilder har det blitt gjort flere forenklinger under verifiseringen. Kontrollene som er blitt gjort er følgende:

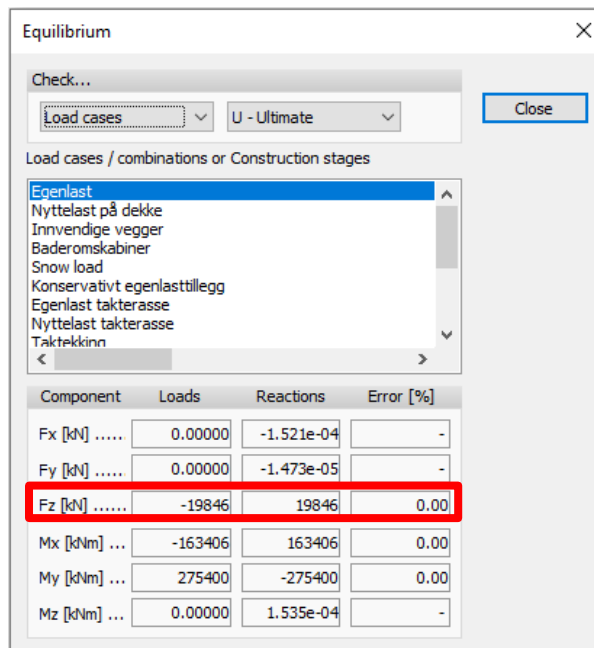
1. Regne summen av egenvekt påført modellen og kontrollere at disse blir ført ned i opplagene.
2. Kontrollere deformasjon og moment- og aksialdiagram.

7.8.1 Verifisering av betongmodell

Sum av egenvekt for betongmodell

For å kontrollere at hele egenlasten blir ført ned til opplagene er det gjort beregninger av volum på alle dekker, vegger, søyler og bjelker, og sammenlignet resultatene med de fra FEM-Design.

Fullstendige beregninger av dette finnes i vedlegg «B. 2. 1. Krefter i Fz- Betongmodell», mens det i figur 7.8-1 vises en oppsummering.



Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	0.00000	-1.521e-04	-
Fy [kN]	0.00000	-1.473e-05	-
Fz [kN]	-19846	19846	0.00
Mx [kNm] ...	-163406	163406	0.00
My [kNm] ...	275400	-275400	0.00
Mz [kNm] ...	0.00000	1.535e-04	-

Figur 7.8-1 Summen av egenlast i [FEM-Design]

Figur 7.8-1 viser hvor store vertikale krefter som skal tas opp av opplagerne, hvor mye som er tatt opp som reaksjonskrefter, og til slutt differansen. FEM-Design gir en sum på 19846kN. Figur 7.8-2 viser reaksjonskraften, funnet ved håndberegninger. Resultatet viser samsvar mellom håndkalkulasjoner og FEM-Design, og med et avvik på 0.9% godkjennes kontrollen.

$$F_{z.tot} := m_{betong} + m_{steel} = 20030.532 \text{ kN} \quad \text{Kalkulert kraft}$$

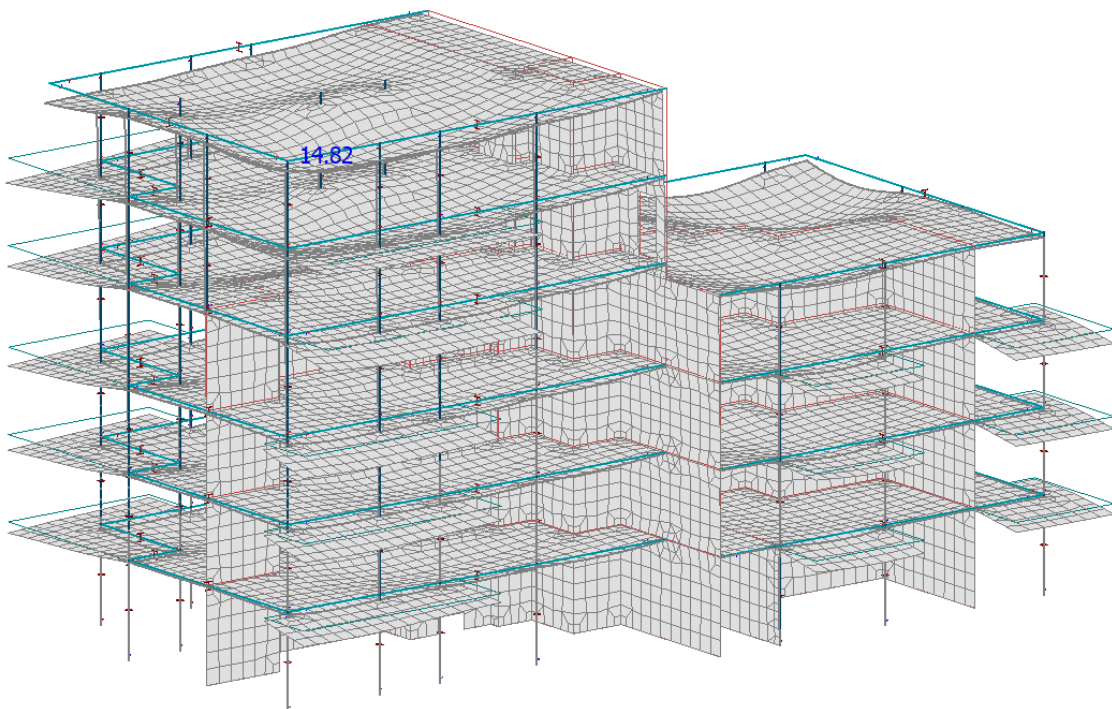
$$F_{z.FEM} := 19846 \text{ kN} \quad \text{Kraft fra FEM-design}$$

$$Differanse := \left(1 - \frac{F_{z.FEM}}{F_{z.tot}}\right) \cdot 100 = 0.921 \quad \text{Differanse i \%}$$

Figur 7.8-2 Sammendrag av krefter som virker i z-retning [Mathcad]

Deformasjon

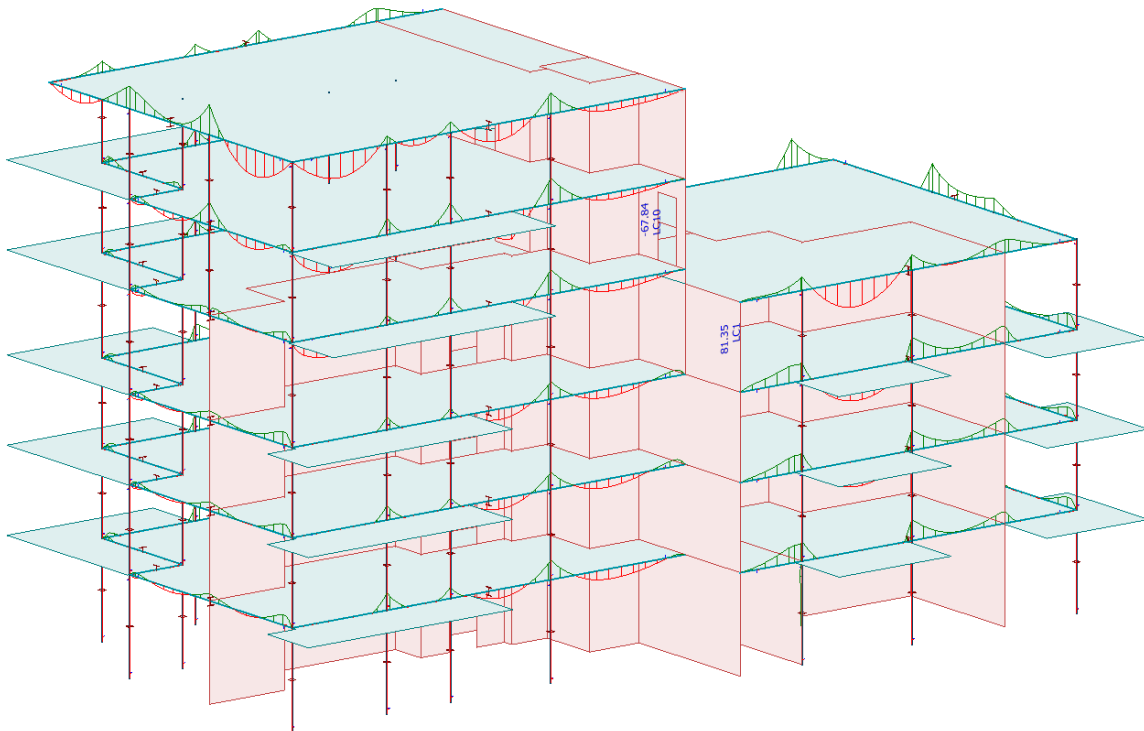
Figur 7.8-3 viser deformasjonene i hele konstruksjonen. FEM-Designmodellen viser maksimal nedbøyning i spenn og ved utkragede ballkonger, slik som en ville forventet. Det er ingen uforutsette sprang eller deformasjoner i positiv z-retning. Etter en grundig gjennomgang av modellen er den vurdert til å være korrekt.



Figur 7.8-3 Grafisk bilde på nedbøyning fra [FEM-Design]

Moment

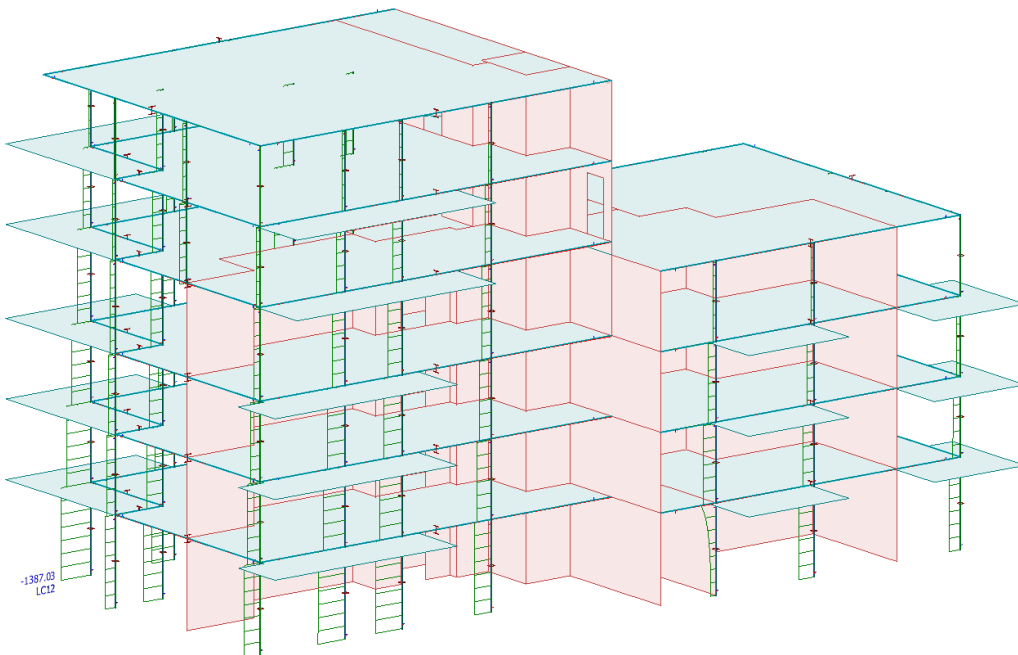
Figur 7.8-4 viser momentdiagrammet til stålbjelkene. Her kommer det frem at diagrammene har en form tilsvarende det en kan forvente over søyler og vegger. Man har store støttemoment over søyler og vegger og noe mindre feltmoment. Bidragene fra balkongene gjør at feltmomentet i nabospennet reduseres og støttemoment øker. Diagrammene stemmer med lastbilde og godkjennes.



Figur 7.8-4 Momentdiagram til bjelker [FEM-Design]

Aksialkraft

Fra figur 7.8-5 kan man se at aksialkreftene i stålsøylene øker lengre ned i konstruksjonen man kommer, slik en kan forvente. I første etasje i bygg U kan man se at aksialkraften reduseres. Dette er et resultat av at betongveggen også opptar noe av lasten som føres ned.



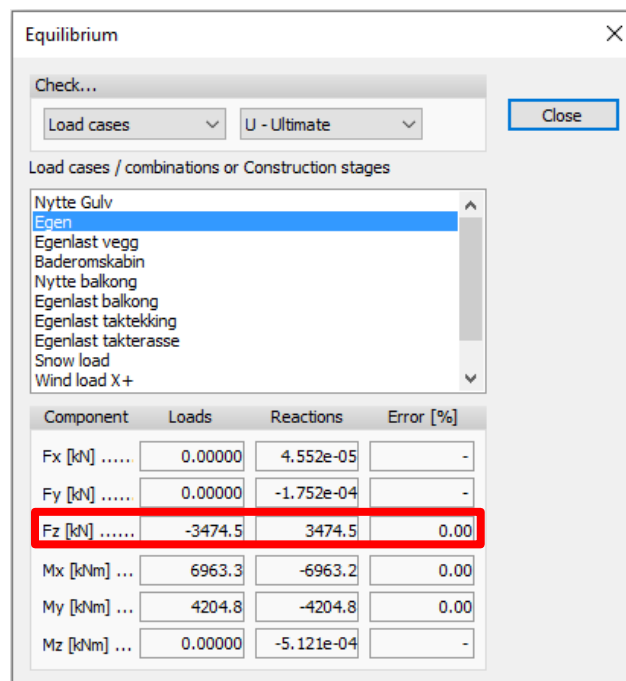
Figur 7.8-5 Aksialkraft i søyler [FEM-Design]

7.8.2 Verifisering av massivtremodell

Grunnet materialegenskapene, tegningsgrunnlaget og tidligere nevnte tilleggskrav har oppbyggingen av massivtremodellen blitt ulik sammenlignet med betongmodellen. Man har for eksempel måtte dele opp dekket i mindre elementer for å simulere effekten dette gir, da det er slik den bygges. Samtidig er det bærende vegger i ytterkant. Utformingen gjør at det blir vanskelig å vise gode figurer av modellen. Flere bilder vil bli lagt i vedlegg «D. 2. 1. Bilder av massivtremodellen».

Sum av egenvekt for betongmodell

Egenlasten som FEM-Design har beregnet er gjengitt i figur 7.8-6. Denne er verifisert med håndberegninger gjort i MathCAD. Sammendraget av beregningene er vist i figur 7.8-7. Differansen er på 1,5%, som vil si at det er godt samsvar mellom beregningene som er gjort for hånd, og i FEM-Design.



Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	0.00000	4.552e-05	-
Fy [kN]	0.00000	-1.752e-04	-
Fz [kN]	-3474.5	3474.5	0.00
Mx [kNm] ...	6963.3	-6963.2	0.00
My [kNm] ...	4204.8	-4204.8	0.00
Mz [kNm] ...	0.00000	-5.121e-04	-

Figur 7.8-6 Summen av egenlast i FEM-Design

$$F_{z,tot} := Vekt \cdot g = 3422.794 \text{ kN}$$

Kalkulert kraft

$$F_{z,FEM} := Vekt_{FEM} \cdot g = 3474.506 \text{ kN}$$

Kraft fra FEM-design

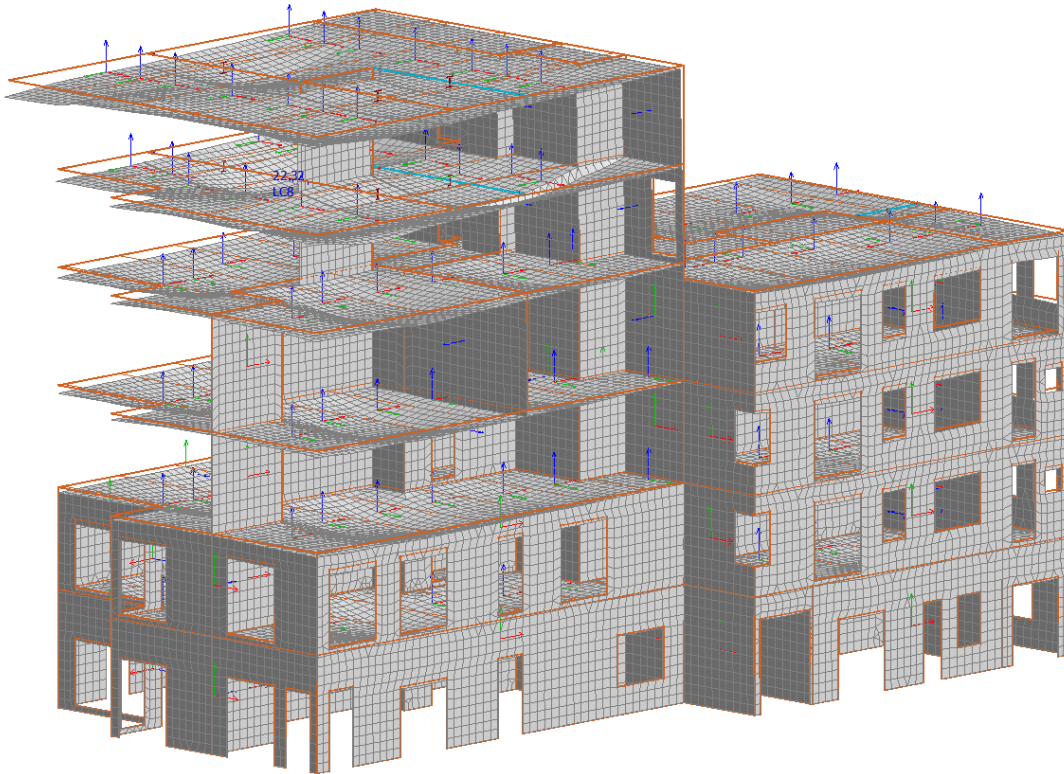
$$Differanse := \left(\frac{F_{z,FEM}}{F_{z,tot}} - 1 \right) \cdot 100 = 1.511$$

Differanse i %

Figur 7.8-7 Sammendrag av krefter som virker i z-retning [Mathcad]

Deformasjon

I figur 7.8-8 skjules noen yttervegger og balkonger, slik at man enklere kan se deformasjonen. (Effekten av veggene og balkongene er fortsatt med). Nedbøyningen er størst i midten av spenn, og det er ingen uforutsette sprang eller deformasjoner i positiv z-retning. Etter en grundig gjennomgang av modellen er den vurdert til å være korrekt.



Figur 7.8-8 Nedbøyning fra FEM-Design

Det er gjort beregninger for nedbøyning ved tilnærmet permanent lasttilfelle. Sammendraget fra håndberegningene er vist i figur 7.8-9, og viser at det er godt samsvar mellom FEM-Design verdiene og verdiene gitt i figur 7.8-9 (15mm). Fullstendige beregninger finnes i følgende vedlegg:

- B. 3. 3. Dekke i massivtremodell; E-modul, vibrasjon og nedbøyning 280 mm, D.o.1-D.o.4
- B. 3. 4. Dekke i massivtremodell; E-modul, vibrasjon og nedbøyning 300 mm, D.o.5
- B. 3. 5. Dekke i massivtremodell; E-modul, vibrasjon og nedbøyning 280 mm, D.o.6

$$L := 7.339 \text{ m}$$

$$u_{fin,G} = 6.249 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga egenlast

$$u_{fin,Q1} = 8.78 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga nyttelast (snølast)

$$u_{fin,Qi} = 0 \text{ mm}$$

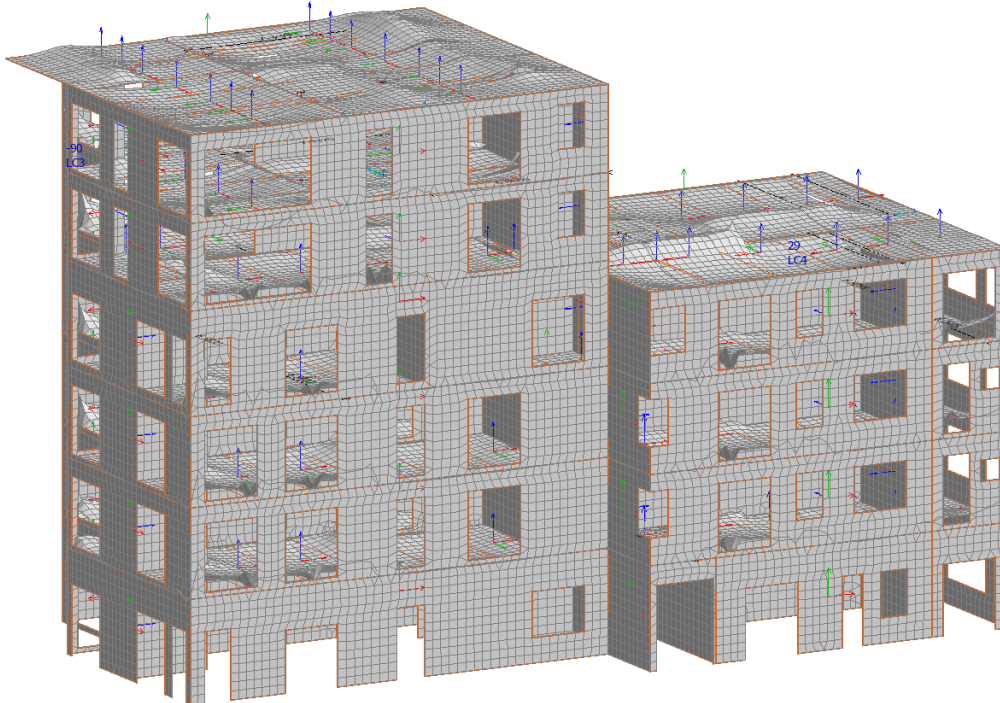
$$u_{net} := u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} = 15.029 \text{ mm}$$

$$u_{max} := \frac{L}{300} = 24.463 \text{ mm}$$

Figur 7.8-9 Nedbøyning D.o.6. [Utdrag fra Mathcad]

Moment

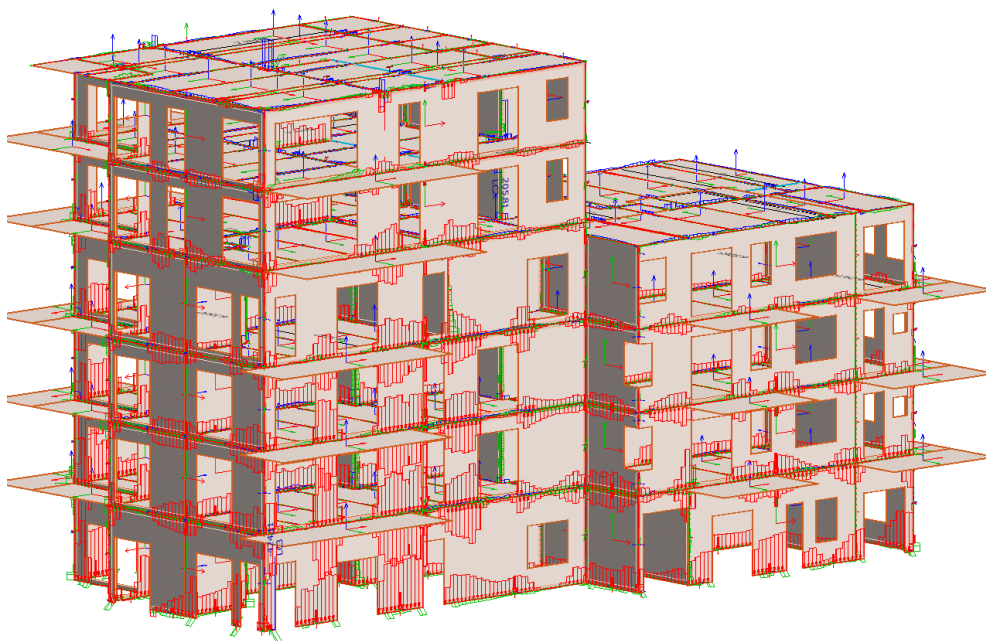
Momentene gitt fra FEM-Design har en form tilsvarende den en kan forvente seg. Der elementet er opplagret på to opplagre gir den et parabelformet feltmoment, går elementet over en vegg eller bjelke, viser diagrammet et støttemoment. Diagrammene ser fornuftig ut, og godkjennes.



Figur 7.8-10 Momentdiagram [FEM-Design]

Aksialkraft

For å vise hvordan kreftene beveger seg ned til grunn vises det i figur 7.8-11 «connection forces». Figuren viser at kreftene akkumuleres nedover i konstruksjonen. Det vises også at kreftene beveger seg «rundt» utsparingene, og skaper spenningstopper på sidene av utsparingene.



Figur 7.8-11 Connection forces [FEM-Design]

8 Diskusjon

I dette kapitlet vil resultatene som fremkommer for de to ulike modellene i kapittel 7 diskuteres. Det vil gjennom hele kapitlet bli lagt vekt på praktiske og miljømessige forskjeller.

8.1 LCA

I dette kapitlet vil det bli lagt frem og diskutert forutsetninger og valg som er blitt gjort for livsløpsanalysen.

Det er viktig å se resultatene av analysen ut fra forutsetningene da disse kan være avgjørende for sluttresultatet. Dette innebærer at analysen er basert på at bæresystemet som analyseres må være statisk fungerende og det må tilfredsstillende krav til brann og lyd. Det gjør at ekstra materialer, knyttet til brann- og lydisolering, har inngått i analysen.

8.1.1 Tidsramme for LCA

Tidsrammen av denne analysen er satt til å være «cradle to gate». Dette skyldes i hovedsak oppgavens omfang, samtidig som det er usikkerheter rundt vedlikehold, rivning og avfallshåndtering etter byggets levetid.

8.1.2 Materialer

Utgangspunktet for betongmodellens materialer og produsenter har vært de to foregående byggetrinnene av Kanalbyen. Ut fra produsenter er det funnet EPDer og avstander til byggeplass. Massivtre har ikke tidligere blitt brukt i Kanalbyen, og det er derfor funnet produsent ut fra avstand og tilgjengelighet av dokumenter. Valget falt på den svenske produsenten Martinsons Såg AB, da det er en produsent som både har teknisk informasjon og EPD tilgjengelig.

8.1.3 Transport

Transport er en betydelig bidragsyter når det kommer til en LCA, som vist i figur 7.6-5. Betongprodusenten som blir brukt i Kanalbyen er plassert på byggeplass, så transport av betong blir neglisjert. Tilsetningsstoffer har relativt stor avstand fra betongprodusent, men bruken av tilsetningsstoffer er lav. Dette gjør at transport-delen for betong er veldig lav. Det kommer frem i figur 7.6-5 at en stor bidragsyter for massivtremodellen er transport. Ut fra transport-forutsetningene lå alt til rette for at betongmodellen skulle gjøre det godt i analysen.

8.1.4 Miljødeklarasjon

Miljødeklarasjonene gir outputs om utslipp på noen områder, men informasjon er selektiv. Det betyr altså at man får vite kvantiteten av utslippene, men ikke hvilke prosesser utslippene kommer fra og heller ingen informasjon om input. For å verifisere miljødeklarasjonene er det, som nevnt i kapittel 6.1.4, gjort sammenligninger med tilsvarende produkter. I kapittel 7.6.3 ble sement fra Norcem og SimaPro-sement sammenlignet. Resultatet viste samsvar på flere kategorier, men ikke alle. Avviket skyldes blant annet at vi ikke har input for Norcem-sementen på alle kategoriene som er lagt inn i SimaPro-sementen. Noe annet som er verdt å nevne er at SimaPro-sementen er et globalt gjennomsnitt som ikke tar hensyn til at produksjonen skjer i Norge.

Generelt sett har EPDene for stålprodukter gitt verdier for ADPM som spriker (fra $7.12 \cdot 10^{-7}$ kg pr kg stål til 0.27 kg pr kg). Noen EPDer gir verdier der produsent har antatt at deler av stålet har blitt resirkulert, men andre ikke. En annen kategori det har vært usikkerheter rundt er ODP. Da massivtre-verdiene for ODP ble sammenlignet med tilsvarende produkt ble det funnet betydelige avvik. Usikkerhetene rundt disse kategoriene gjør at det er valgt å se bort fra dem, og heller fokusere på GWP som har gitt godt samsvar ved sammenligning av EPDer og SimaPro-verdier.

8.2 Fundamentering

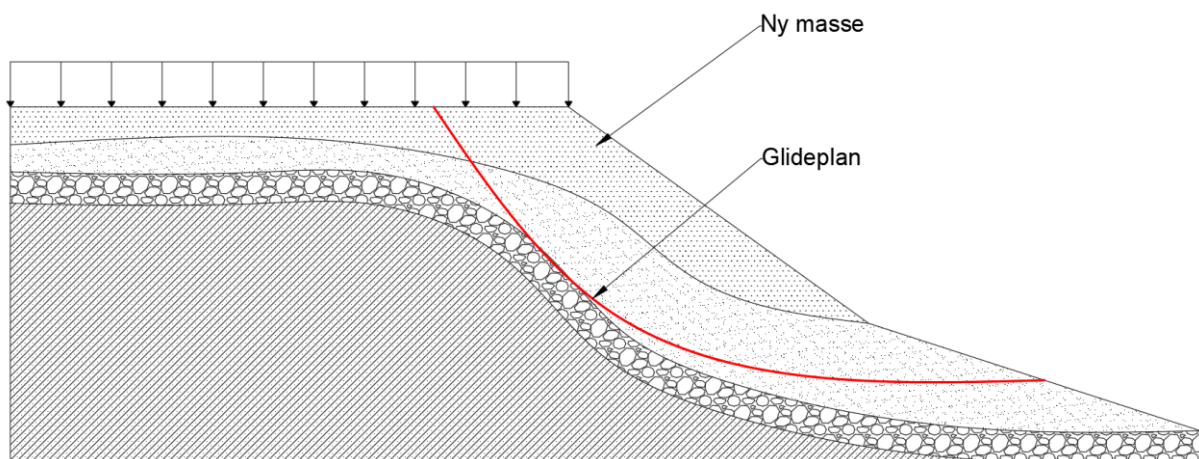
I dette kapittelet drøftes betydningen grunnforholdene og valgene rundt pelene har hatt for prosjekteringen og miljøanalysen.

8.2.1 Grunnforhold

På bakgrunn av forholdene gitt i geoteknisk rapport har det blitt gjort følgende vurderinger.

For indre del av bygget er det kun nødvendig å sprengte bort overflødig fjell, å fundamenter direkte på berg. For ytre del er man nødt til å understøtte bygget med dypfundamentering. Her kreves det større tiltak for å gi nødvendig støtte og stabilitet da fundamenteringen er plassert i sjø. Ut ifra forholdene velges knekkavstivte pelar som dypfundamentering.

For å unngå peling ble det vurdert tiltak som utfylling i sjø, men tiltaket ble vurdert til å være for krevende og risikabelt. Dette skyldes sjøbunnens helning og store variasjoner i jordprofilene. Faren for differensialsetninger er også store, i tillegg til at det fort kan oppstå et glideplan i grunnen som vist på figur 8.2-1.



Figur 8.2-1 Skisse av glideplan [AutoCAD]

8.2.2 Valg av pel

Som nevnt i kapittel 7.5 velges spissbærende stålkjernepel, ned i fjell. Valget er basert på følgende forhold/kriterier:

- Pelen plasseres i sjø, uten ytterligere sidestøtte – friksjonspeler er dermed utelukket
- Pelen må ha god evne til å motstå eventuell sideveis knekking
- Pelen plasseres i skrå helning, boring er nødvendig
- Pelen er plassert i et korrosivt miljø

Stålkjernepelen er som nevnt i kapittel 3.3.3 godt egnet for forhold hvor det er vanskelig byggegrunn og/eller lite sidestøtte over berg. Men forhold som sideveis knekking har likevel vært krevende å ivareta. Stålrøret fylt med betong tilfører en knekkavstivende effekt, men på noen punkter har høyde ned til fjell vært så stort at krav til knekking ikke ble ivaretatt uten at lasten ble fordelt over flere peler. Det ble her benyttet pelegruppe, to og to sammen.

Opptak av horisontale laster

Alle horisontalkrefter utenfor betongkjelleren føres inn via fundamentplaten, og inn til kjellerkonstruksjonen. En alternativ løsning for å oppta de horisontale kreftene kunne som nevnt under kapittel 3.3.4 vært å benytte skråpeler. Dette ville ha økt antall peler. Flere peler ville gitt høyere materialbehov, og når man ser på resultatet fra figur 7.6-5 og figur 7.6-6 ser man at utslippstallene for pelene er veldig høye. Dermed antas løsningen om å benytte eksisterende bygning som den beste.

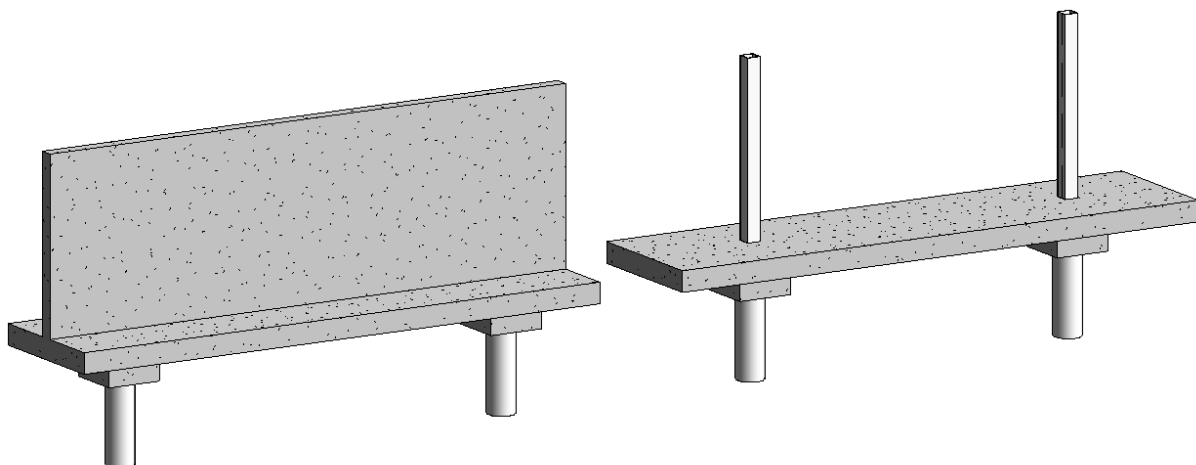
8.2.3 Forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon

I figur 7.5-2 vises en detaljert armeringstegning for forbindelse mellom pel og dekke for betongkonstruksjonen. Innfestningen til dekke/bjelke er tiltenkt likt for massivtremodellen.

Forbindelsen mellom pel og overliggende konstruksjon danner i praksis et semistivt opplegg, men ved beregninger er forbindelsen antatt leddet. Dette er en konservativ antagelse som forringer forholdene under kontroller som knekking og slankhet. Men når det settes ned opptil 17 meter lange peler i sjøen følger det med mye usikkerhet - antagelsen gir dermed større sikkerhet ved beregninger og utførelse.

8.2.4 Plassering av pel

I kapittel 7.5.1 blir det forklart hvordan pelene blir plassert ut med hensyn på lastoverføringen fra overliggende konstruksjonen. Figur 8.2-2 viser en prinsippskisse av hvordan lasten overføres/fordeles for betongkonstruksjonen, gjennom vegg og søyle.

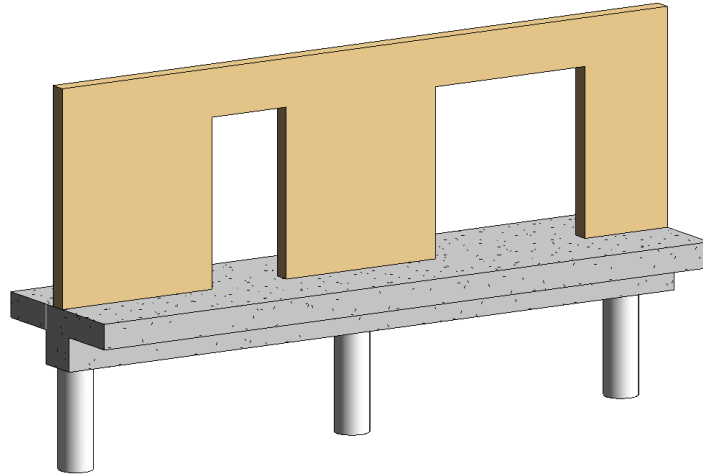


Figur 8.2-2 Lastoverføring mellom vegg/søyle og pel [Revit].

Veggen overfører krefter ut til pelene ved å betrakte veggen som en betongskive og pelene som punktopplager. Veggen regnes som en fritt opplagt veggskive hvor prinsippet bak stavmodeller er

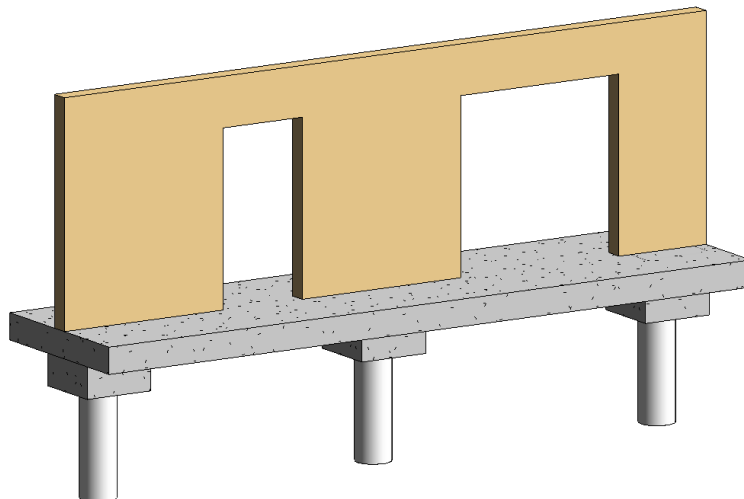
benyttet. Strekkreftene opptas dermed ved å plassere nødvendig armering i nedre del av veggen som forklart i kapittel 3.4.8. For modellen til høyre føres lastene fra søylen direkte ned i pel.

For tilfeller hvor det er utsparinger i veggen fordeles pelene ut slik som i figur 8.2-3. Denne figuren viser løsningen som har blitt valgt for massivtrebygget. Lastene fordeles her ut til pelene ved å benytte en integrert bjelkeløsning i dekket. Bjelken er betraktet som en punktopplagret bjelke – opplagret på leddete koblinger.



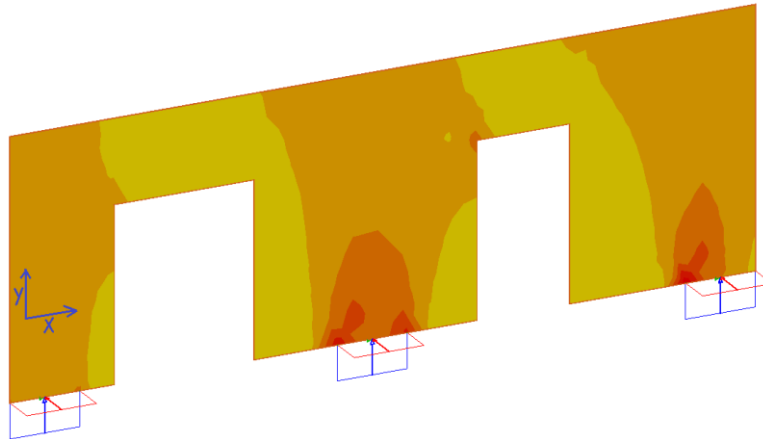
Figur 8.2-3 Lastoverføring mellom overliggende konstruksjon ned i pel [Revit].

Det har imidlertid vært ønskelig å benytte seg av en løsning hvor man kunne utnyttet materialene bedre for å kutte på materialmengdene. Dermed, som et alternativ til dette, er det blitt forsøkt å benytte seg av samme prinsipp som for betongveggen, ved at man benytter veggen som en bjelke som fordeler lastene ut til pelene. Forslaget illustreres på figur 8.2-4.



Figur 8.2-4 Lastoverføring mellom overliggende konstruksjon ned i pel [Revit].

Metoden ble utprøvd i FEM-Design. I figur 8.2-5 ser man spenningsplottet for modellen. Ut ifra spenningsplottet leses det at modellen får store spenningskonsetrasjoner i områder rundt opplager. Det gjør at kontrollene for skjær blir overskredet. I tillegg er utnyttelse for bøyning stor.



Figur 8.2-5 Lastfordeling til pel [FEM-Design].

For å bedre problematikken rundt bøyning kan elementets hoved-bæreretning endres, ved at lamellenes roteres 90°. Dermed ville sterk akse bli orientert i x-retning. Men dette vil redusere veggens opprinnelige egenskaper i y-retning betraktelig. Og som et resultat av dette og problemet rundt store spenningskonsentrasjoner ble metoden ansett som et dårligere alternativ. Det ble dermed konkludert med at man ønsket å gå videre med løsningen vist på figur 8.2-3.

8.2.5 Materialbruk - pel

Det kommer frem i tabell 7.5-1 at det for betongmodellen er benyttet 15 enkeltstående peler og 4 pelegrupper, med 90 mm stålkjerne. Pelene er satt i grupper to og to for betongmodellen, der knekkapasiteten ikke var tilstrekkelig.

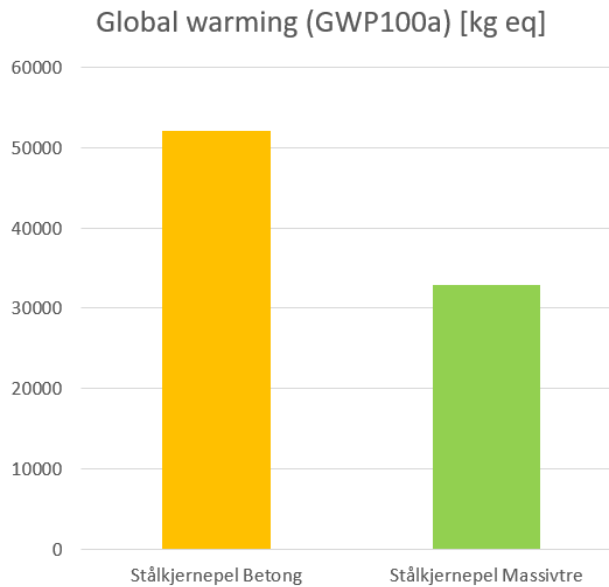
For massivtremodellen er det blitt plassert ut 19 enkeltstående peler med 70 mm stålkjerne. I tillegg til at det er 4 færre peler for massivtremodellen er også pelene utført forskjellig ved at diameteren på stålkjernen er redusert med 20 mm.

Reduksjonen i dimensjon mellom modellene skyldes hovedsakelig vekt differansen mellom modellene. For betongmodellen går det totalt en belastning på 1981.65 tonn ned i pelene, mens pelene i massivtrekonstruksjonen belastes med 914.65 tonn. Dette utgjør en differanse på 1067 tonn. Tabell 8.2-1 vist nedenfor er hentet fra kapittel 7.6.1 og viser igjen materialbruken som inngår i pelene for de to modellene.

Tabell 8.2-1 Materialbruk i peler

	Betongmodell	Massivtremodell
Betong (Pel; B35 MF45)	62 426 kg	47 216 kg
Stålkjerne	10 867 kg	4 862 kg
Stålrør	6 495 kg	4 804 kg
Foringsrør	1 477 kg	1 093 kg
Armering (Pel; $\varnothing 25$)	11 739 kg	8 683 kg

Som det kommer frem av tabellen har vekten av stålkjernen mer enn doblet seg som følge av økt belastning. Dette har resultert i økt miljøgassutslipp. I figur 8.2-6, som er et utdrag fra figur 7.6-10, kan man se at ettersom massivtremodellen krever et mindre antall peler og dimensjoner, reduseres CO₂-utslippene fra pelene med 37 prosent sammenlignet med konstruksjonen i betong.



Figur 8.2-6 Sammenligning av peler

8.3 Krav til brann

Ettersom konstruksjonen faller inn under brannklasse 3 er det som nevnt i kapittel 3.6.1 krav til at all bærende elementer skal utføres som - begrenset brennbart materiale. Bygningsdelene skal i henhold til kapittel 7.2.2 ha følgende brannmotstand:

- Sekundære, bærende bygningsdeler: REI 60
- Hovedbærekonstruksjonen: REI 90

For betongmodellen blir kravet om «begrenset brennbart materiale» ivaretatt ved at betongen ikke er brennbar, i tillegg til at den støpes med nødvendig overdekning. Stålfilerne brannisoleres med omsluttende isolasjon i henhold til kravene. Isolasjonstykkelsene gitt i kapittel 7.3.3 vil være tilstrekkelig for å tilfredsstille kravene. Dette gir et bidrag til CO₂, men som man ser i figur 7.6-6 er dette bidraget minimalt. For tremodellen kan ikke massivtre benyttes uten videre tiltak. Selv om bæreevnen kunne ha vært akseptabel etter forkulling på 60 og 90 minutter, kan ikke treets motstandsevne medregnes ettersom overflaten faller inn under «brennbart materiale». Dermed er man nødt til å tildekke massivtreet.

I kapittel 7.4 vises løsningen som gjør at kravet overholdes for vegg og dekke, ved å tildekke elementene. Løsningen er at man isolerer over- og underside av dekke og vegg med et «begrenset brennbart materiale» i en tilstrekkelig tykkelse. Løsningen er verifisert opp mot en preakseptert løsning, godkjent av SINTEF Byggforsk. Godkjenningen er imidlertid kun valid for innehaver av

sertifiseringen, så formålet med sertifiseringen i denne rapporten er å vise til at det faktisk er mulig å bygge med massivtre i brannklasse 3.

8.4 Krav til lyd

Som nevnt i kapittel 7.2.3 faller modellene inn under lydklasse C. For betongmodellen har det i stor grad vært tykkelsen på konstruksjonsdelene og flankeoverføringsgraden som har vært avgjørende for isolasjonseffekten. I tillegg til effekten fra betongen er det blitt benyttet en tilleggskonstruksjon på oversiden av dekke for å tilfredsstille krav til luft- og trinnlyd. For massivtremodellen er det lagt til en tilleggskonstruksjon på begge sidene. Sistnevnte har ført til store sjikt.

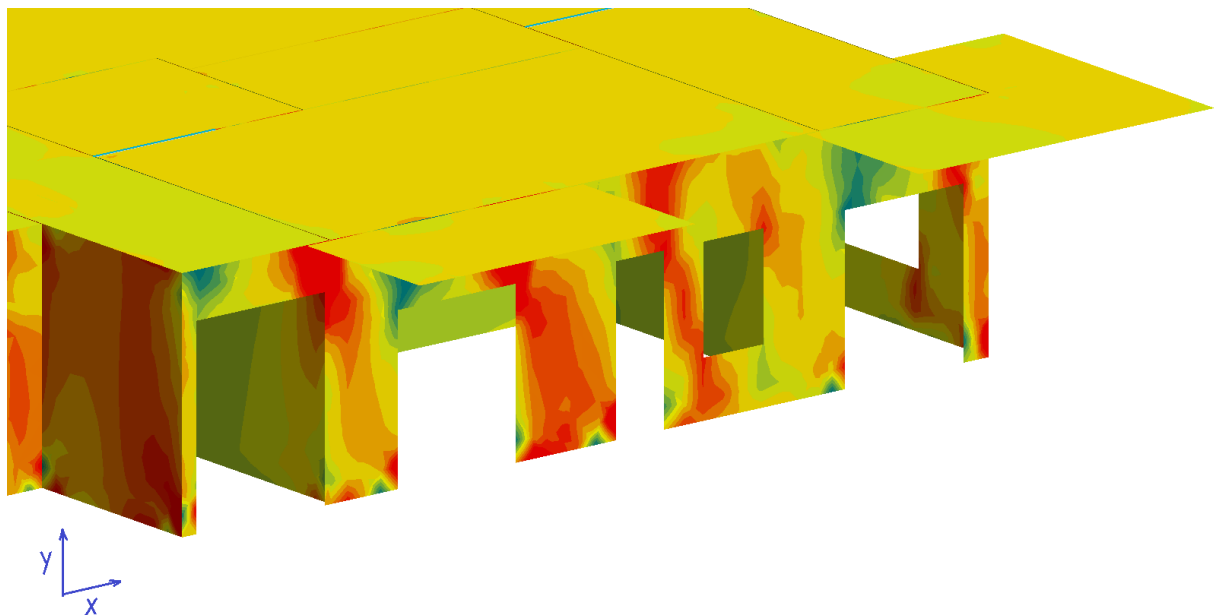
Grenseverdiene for modellene er blitt ivare tatt ved at det for begge modellene er benyttet preaksepterte løsninger. Løsningene er vist i resultatkapittel 7.3 og 7.4.

8.5 Vegger

8.5.1 Massivtrevegg

I kapittel 7.4.1 kommer det frem at veggelementene er blitt valgt til 130 mm for 1. etasje, 120 mm for 2. etasje og 100 mm i de resterende etasjene. Tykkelsesendringen skyldes at belastningen øker nedover i bygget.

Det var nærliggende å tenke at kontroller som kombinert trykk og bøyning ville vært dimensjonerende, men den høyeste utnyttelsen skyldes høy skjærbelastning i elementets hovedretning (y-retning i henhold til figur). Kontroller for rulleskjær er lave, ettersom belastningen vinkelrett på elementplanet er liten. Figur 8.5-1 viser spenningsplottet for τ_{xy} , hentet fra FEM-Design.



Figur 8.5-1 Spenningsplott for τ_{xy} 1. etasje [FEM-Design].

Det ble vurdert 3-lags elementer istedenfor 5-lags, men dette ville resultert i økt utnyttelse, ettersom fv,k- verdien reduseres for 3-lags elementet. Kontroll for skjær har i utgangspunktet vært utfordrende på små punkter som hjørner og geometriske overganger.

8.5.2 Betongvegg

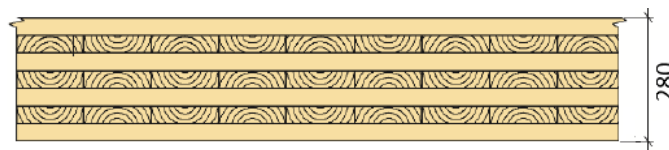
Tykkelsen på 220 mm er valgt etter krav til lyd. I størsteparten av veggene vil minimumsarmering være tilstrekkelig da spenningene sjeldent overskrider betongens egen kapasitet. I utsatte hjørner oppstår spenningskonsentrasjoner – her legges det inn armering for å fordele de lokalt store trykkreftene.

8.6 Etasjeskillere

I dette kapitlet vil kontroller og faktorer som har vært avgjørende for utformingen av etasjeskillerne for massivtre- og betongmodellen bli drøftet.

8.6.1 Massivtredekke

I kapittel 7.4.2 kommer det frem at dekkeelementene over 5. etasje har tykkelse 300mm, mens de resterende dekkeelementene har en tykkelse på 280mm. Kontroller som vibrasjon, nedbøyning og skjær har vært dimensjonerende for valg av dekketykkelse. I figur 8.6-1 vises et 7-lags, 280 mm dekke, valgt for dekket over 1-4. og 6. etasje.



Figur 8.6-1 Dekke over 1-4 og 6 etasje [92].

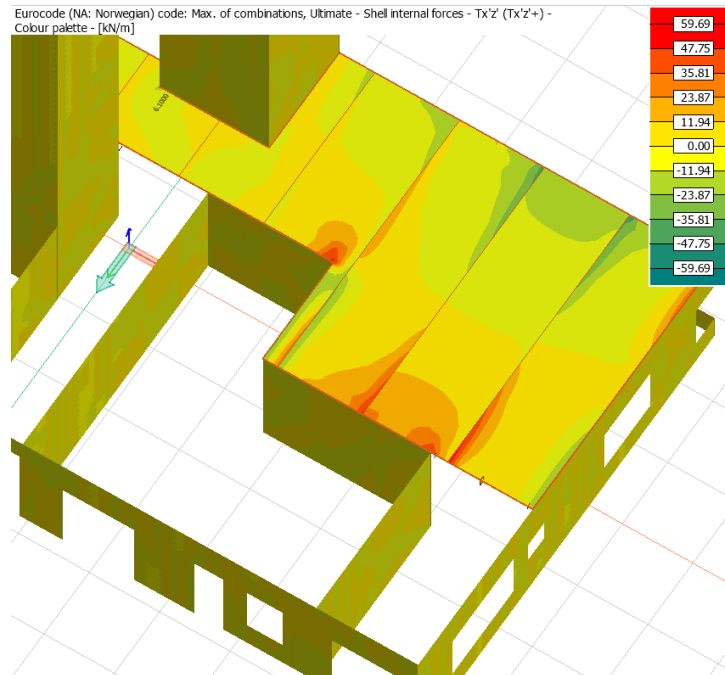
Kontrollen for vibrasjon er utført for å unngå resonans av vibrasjonene, da dette vil skape ubehag hos brukeren. For dekket på 280 mm ble det en lengdebegrensning på 7.16 m med hensyn på vibrasjon, mens det for dekket på 300 mm ble en begrensning på 7.53 m. For å imøtekomme disse kravene er det lagt inn stålbjelker i nødvendige spenn, som vist på figur 7.4-6. Det er gjort en vurdering på å velge stål fremfor limtre, grunnet krav til nettohøyde mellom etasjene.

Lengdebegrensningen grunnet vibrasjon skyldes i hovedsak én variabel. I kapittel 3.5.4 kan man lese at egenvekten m til elementet er avgjørende for kontrollen. Formelen er definert som følger.

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (8.1)$$

I vårt tilfelle er egenvekten m på etasjeskilleren veldig høy. Hovedsakelig grunnet høye krav til isolering mot brann. For dekket på 280 mm er det en total egenvekt på 211,6 kg/m, hvor massivtreelementet utgjør er 111,6 kg/m. Dermed er det 100 kg/m som går med som død vekt til etasjeskilleren. Dette er høyere enn hva som er normalt, og bidrar dermed til at spennet har blitt begrenset.

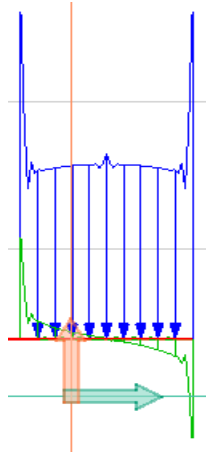
I tillegg til vibrasjon har kontroll for skjær vært utfordrende. Mange steder på modellen har det oppstått store spenningskonsentrasjoner. Dette har spesielt gjort at utnyttelse for skjær har blitt høy. Fra figur 8.6-2 vises et utsnitt fra tidlig designfase i FEM-Design, figuren illustrer spenning τ i planet xz, for dekket over 1. etasje. Spenningskonsentrasjonene er spesielt store ved endringer i geometri – som i områder rundt indre og ytre hjørner.



Figur 8.6-2 Spenningskonsentrasjon for skjær fra tidlig designfase [FEM-Design].

Konsentrasjonene har som nevnt ført til at kontroller for skjær har vært utfordrende. Problemet rundt skjær sammenfaller imidlertid godt med teori beskrevet i kapittel 3.5.5. Hvor det vises til at skjærkapasiteten til massivtre er spesielt lav om den blir påkjent av en kraft vinkelrett på elementplanet, da dette utløser rulleskjær. Dette forekommer for alle dekkene da elementene er krysslåst.

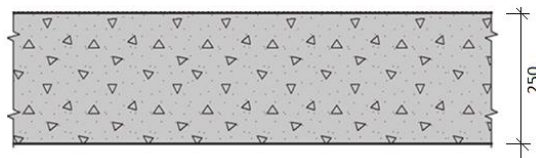
Det burde også nevnes at spenningskonsentrasjonene ofte er blitt unormalt store i forhold til hva lastbilde skulle tilsi. Dette skyldes delvis inndelingen av rutenett og ulikheter mellom stivheter som har ført til singulariteter. Flere punkter på modellen har man vært nødt til å ta ingeniørmessige tolkinger for å godkjenne resultatet – et slikt tilfelle vises på figur 8.6-3 hvor fordelingen av kraften FZ over dekkeelementet vises.



Figur 8.6-3 Fordeling av FZ over dekkeelement [FEM-Design].

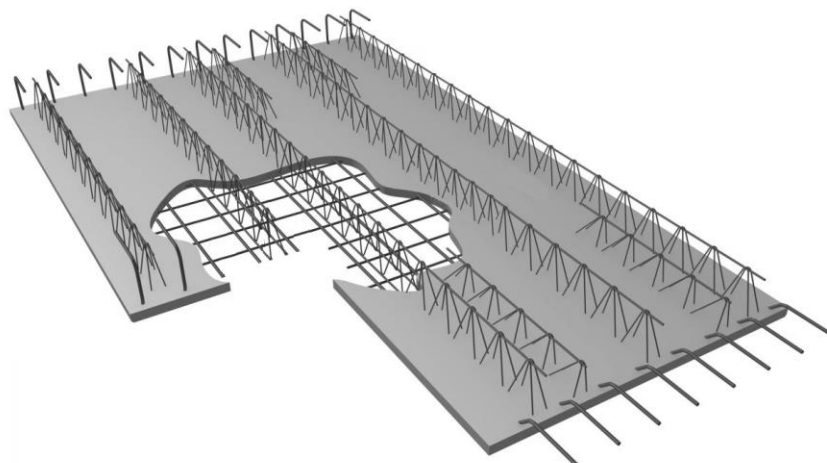
8.6.2 Betongdekke

I kapittel 7.3.2 ser man at dekketykkelsen for betongmodellen er valgt til 250 mm. Tykkelsen er hovedsakelig styrt av krav til lyd, og kunne vært redusert dersom man bare hadde vurdert lastbæring. Dette ble beskrevet ytterligere i kapittel 7.3.2. På figur 8.6-4 vises et utsnitt av valgt dekketykkelse.



Figur 8.6-4 Dekketykkelse for betongmodellen [74]

Armeringsmengden er bestemt ut fra største opptredende feltmoment i x- og y-retning. Over vegger og søyler overskrider støttemomentet feltmoment flere steder. Dette er løst ved å legge inn tilleggsarmering i overkant av dekket. Figur 8.6-5 viser et utsnitt av plattendekke, for felt, med tilhørende armering i x- og y-retning samt gitterdragere.



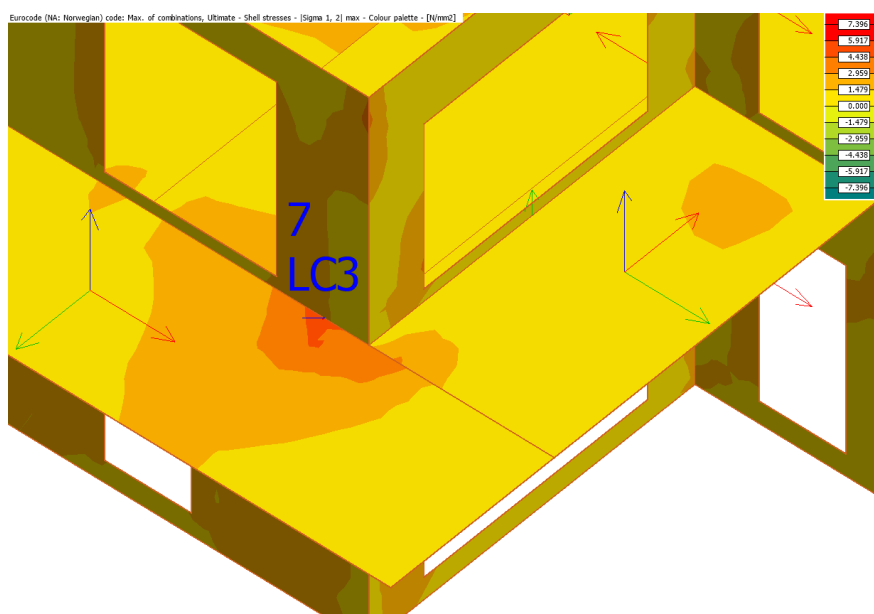
Figur 8.6-5 Armert plattendekke [93]

Armeringen er definert som armeringsnett i overkant og underkant, med $\varnothing 12$ c.200 i begge retninger, med 35 mm overdekning. Når mengden er blitt valgt i FEM-Design er det valgt ut ifra største

feltmoment. Dette gjør at dekket flere steder er overdimensjonert. Alternativet til dette hadde vært og dele opp dekket i mindre soner/bjelker ved hjelp av metoder fra kapittel 3.4.7. Metoden ville trolig gitt en materialbesparelse, men den er lite anvendelig for vanskelige geometrier som vårt tilfelle. Det er derfor valgt å se bort ifra dette.

8.6.3 Balkonger

I konstruksjonen benyttes utkragede, prefabrikkerte balkonger. Dette er en løsning som ikke er uvanlig for betongkonstruksjoner. For utkragede balkonger kan nedbøyning bli et problem. Dette kan løses ved å støpe balkongene inn i dekket med en overhøyde i tillegg til å ha armeringsløsninger i balkongen som er designet for å ta opp rotasjonskreftene og lede dem inn i dekket. Utkragede balkonger i massivtre er imidlertid vanskelig å få til. Dette skyldes i hovedsak forankringen inn i dekket. Man får spenningskonsentrasjoner i knutepunkter mellom vegg, balkong og dekke. I disse spenningskonsentrasjonene vil skjærkreftene være så store at kapasiteten blir overskredet. Spenningskonsentrasjonen er typisk lik den som vises i figur 8.6-6. Samtidig som skjærkreftene blir et problem, vil også nedbøyningen overskride $L/300$ med god margin (48mm). Et annet system for balkonger vil nok være et bedre alternativ. Det er valgt å ikke se videre på et annet system, da det vil gi store endringer i utformingen, og burde blitt tatt hensyn til tidlig i utforming. Det er derfor valgt å se bort fra balkonger i begge løsningene for å gi en rettferdig sammenligning.



Figur 8.6-6 Spenningskonsentrasjon rundt balkongelement [FEM-Design]

8.7 Sammenligning av vegg og etasjeskillere

I dette kapittelet vil løsningene valgt for etasjeskillere og vegger veies opp mot hverandre og det vil gjennomføres en vurdering på bakgrunn av miljøpåvirkning. Som en del av rapportens hovedmål er det ønskelig å gjøre en sammenligning med hensyn på miljømessige forskjeller.

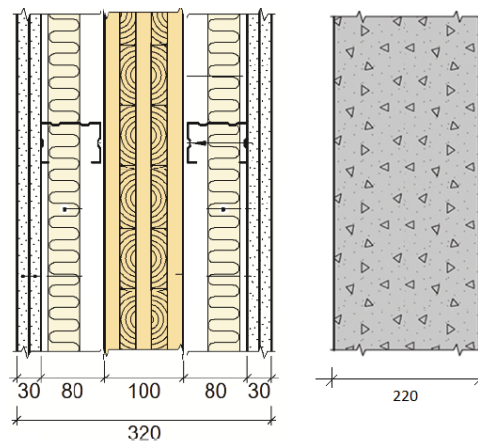
Forutsetninger for sammenligning

Under sammenligningene av bæresystemene er det også blitt tatt hensyn til isolerende materialer mot brann og lyd – da disse blir ansett som helt nødvendige for vegg og etasjekiller, i henhold til funksjonskrav gitt i kapittel 3.6 og 3.7.

8.7.1 Funksjonelle ulikheter

Vegg

Den ulike oppbyggingen for veggene skyldes ulik last og isoleringen mot brann og lyd. På figur 8.7-1 vises de to veggløsningene med tilhørende tykkelse.

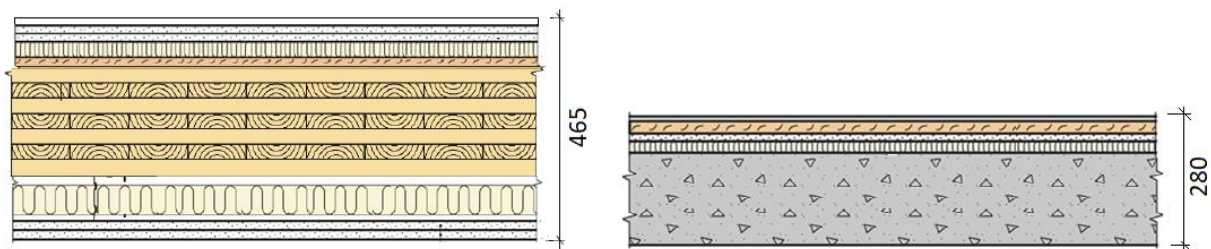


Figur 8.7-1 Sammenligning av bærevegg i massivtre og betong [Basert på [76] og [50]]

Ettersom det har vært et mål at de indre arealene skal holdes like for begge modellene er man nødt til å øke størrelsen på hele massivtremodellen - som følge av den økte veggtykkelsen for massivtreveggen. Det er også flere bærende vegger for modellen. Dette skyldes at flere av lettveggene er byttet ut til bærevegger, og ytterveggene som for betongmodellen består av søyler og bjelker er byttet ut til massive bærevegger.

Etasjeskillere

Fra figur 8.7-2 kommer det fram at etasjeskilleren økes med 185 mm dersom massivtre benyttes.

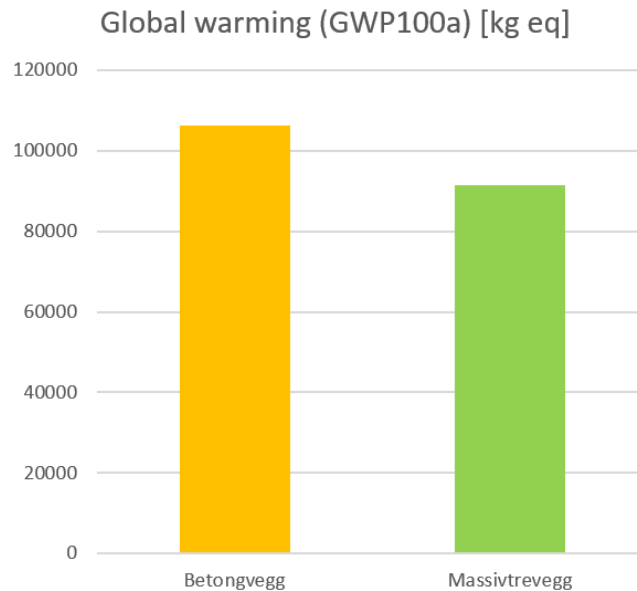


Figur 8.7-2 Sammenligning av etasjeskiller-løsning i massivtre og betong [Basert på [76] og [74]]

Differansen akkumuleres oppover i konstruksjonen og skaper dermed en høyere konstruksjon. For å kompensere for etasjeskillerens økte høyde, må veggene øke høyden for å oppnå samme netto-etasjehøyde. Dette gir en økning i materialbehovet og virker inn på miljøanalysen.

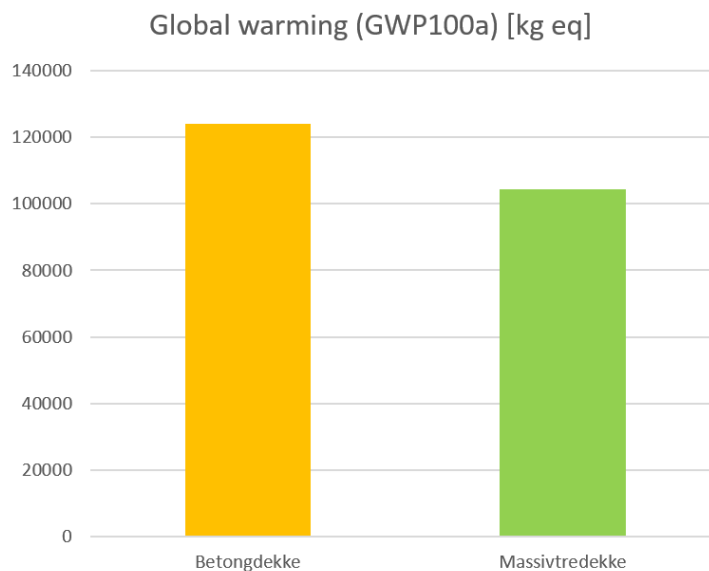
8.7.2 Miljøpåvirkning

I henhold til beslutningen tatt i kapittel 8.1.4 måles miljøpåvirkningen i CO₂-ekvivalenter. Ut ifra figur 8.7-3, som er et utdrag fra figur 7.6-8, kommer det frem at veggene i massivtre slipper ut 15 prosent færre CO₂-ekvivalenter.



Figur 8.7-3 Sammenligning av vegger

I likhet med massivtreveggene kommer også massivtredekkene godt ut av sammenligningen med betongen. Resultatet fra figur 8.7-4 vist at betongdekkene har 17 prosent høyere utslipp av CO₂-ekvivalenter.



Figur 8.7-4 Sammenligning av utslipp fra etasjeskillere

Grunner til at differansene ikke er større skyldes i stor grad materialvolumet som kreves for å imøtekomme krav til brann og lyd, i tillegg til transport. Dette samsvarer godt med funnene i litteraturstudiet i kapittel 7.1.

8.7.3 Forbedrende miljøtiltak

For å bedre GWP-faktoren for massivtrebygget er det flere løsninger som kan hjelpe, men i første omgang burde det gjøres noen tiltak for å redusere isolasjonsmengden mot brann. Det settes her opp tre mulige løsninger:

1. Redusere bygget til 4 etasjer, slik at det faller inn under klasse 2, i henhold til tabell 7.2-4.
2. Bygge en seksjoneringsvegg mellom bygget på 4 og 6 etasjer, i materialer og dimensjoner gitt i tabell 3.6-5. Dette hadde gjort at man kunne bygde det ene bygget i brannklasse 2 og det andre i 3. For at løsningen skal benyttes er det imidlertid flere tiltak som må utføres. Bygg U og T må blant annet ha egne rømningsveier som ikke er avhengig av hverandre, dermed hadde man vært nødt til å gå bort ifra det opprinnelige tegningsgrunnlaget.
3. Bygge brancelleveggene i betong, og resterende vegger i massivtre. Dette ville ikke ha redusert brannklassen for bygget, men det vill gjort at man kunne holdt seg til opprinnelige tykkelser og likevel benyttet massivtre i større deler av bygget. Plantegningene måtte for dette forslaget blitt endret drastisk.

For å bedre GWP-faktoren for betongbygget kan disse tiltakene utføres:

1. Krav til brann og lastbæring krever i henhold til tabell 3.6-6, en veggtykkelse på 170 mm. Dette gir en reduksjon på 50 mm betong. Kravene til lyd krever dog at man trenger en lydisolerende-tilleggskonstruksjon. Den miljømessige gevinsten avhenger dermed av miljøgassutslippene til denne tilleggskonstruksjonen sammenlignet med den reduserte betongen.
2. Fra figur 7.6-6 kommer det frem at betongen bidrar til mer enn halvparten av betongkonstruksjonens klimagassutslipp. Ved å bytte ut FA-sement med miljøsement vil man kunne redusere dette bidraget betraktelig. Til sammenligning produseres det 5,5 kg CO₂-ekvivalenter for FA-sementen mot 4 kg for miljøsementen, ved produksjon av ett tonn sement.
3. Et alternativ til de bærende HEA bjelkene kunne vært og benyttet U-profiler i stål. Ved å gjøre dette kunne tverrsnittet blitt redusert og CO₂-utslippet kunne muligens blitt redusert.

8.8 Litteraturstudie

I dette kapittelet vil resultatene av livssyklusanalysen bli drøftet opp mot litteraturstudiene funnet i kapittel 7.1.

8.8.1 Avvik mellom resultatene

Det første avviket som må nevnes er at denne rapporten har utført en «Cradle to Gate»-studie, mens i litteraturen beskrevet i kapittel 7.1 ble det gjort «Cradle to Grave»-studier. Det betyr at alt som

gjøres med produktet etter materialene ankommer byggeplassen gir usikkerheter ved sammenligningen av resultatene.

LCAen utført i denne oppgaven har tatt for seg massivtre. I studie 2 ble en bindingsverk-konstruksjon vurdert, mens studie 1 og studie 3 vurderte limtrebjelker. Materialmessig er studie 1 og 3 noe mer sammenlignbart da disse studiene også må ta hensyn til produksjon av lim og produksjonen av selve elementene.

De funksjonelle enhetene avviker også. Med dette menes at det analyserte «produktet» ikke samsvarer med hva som har blitt analysert i denne oppgaven. Bæresystemet analysert i denne oppgaven gir en større kompleksitet sammenlignet med bjelkene analysert i litteraturen.

8.8.2 Funn i litteraturstudie

Et viktig funn i denne rapporten som er blitt bekreftet av litteraturstudie, er at betingelsene som settes på forhånd er veldig avgjørende for det endelige miljøregnskapet. Materialtype velges ofte på bakgrunn av byggets formål, økonomi og tidligere erfaringer. Videre når materialtype er valgt begrenses forhold som spenn og generell utforming på bakgrunn av egenskapene til det spesifikke materielt. I flere tilfeller er det derfor urimelig å utføre en sammenligning med andre materialer ettersom bygget er utformet for å tilpasse det spesifikke materiale. Med andre ord vil materialet som bygget er tiltenkt å oppføres i ha et stort fortrinn ved en type sammenligning som i denne rapporten.

I rapporten til Asplan Viak har det kommet frem at bygningsdeler som analyseres bare på bakgrunn av deres lastbærende evne gir et misvisende bilde av sannheten. Derfor blir materialenes tilleggsegenskaper i tillegg til funksjonen vektlagt. Dette samsvarer godt med resultat funnet i denne rapporten – eksempel på dette er at betongveggen er styrt av krav til lyd. Det kom også frem i rapporten til Asplan Viak at det er viktig å belyse hvordan ulike andeler resirkulert materiale spiller inn i en miljøanalyse. Dette samsvarer også godt med resultatet funnet i denne rapporten, og usikkerheter rundt resirkulerte materialer vært en av grunnene til at GWP er valgt som bestemmende påvirkningskategorien i livssyklusanalysen.

Et av resultatene funnet i rapporten utarbeidet av Leif Gustavsson et. Al. viser at dersom en gjør endringer i parameterne som inngår i analysen kan resultatene variere stort. For eksempel ved å endre energi under produksjon, varierer CO₂-utslippene fra 30 til 130 kg CO₂ per m² bygningsareal. Funnet kan knyttes opp imot vår rapport ved se på sammenligningen av SimaPro-sementen og sementen fra miljødeklarasjonen. SimaPro-sementen baserer seg på den globale energimiksen, og sementen fra miljødeklarasjonen er basert på norsk energimiks.

Til tross for ulikhetene nevnt i kapittel 8.8.1 sammenfaller resultatene i litteraturen godt med resultatet funnet i LCAen utført i denne oppgaven. Og litteraturstudiet er med på å underbygge i analyseresultatene.

9 Konklusjon

Målet med oppgaven har vært å finne ut hvordan den bærende konstruksjonen i et leilighetsbygg kan prosjekteres for å gi det minste miljøavtrykket. For å svare på dette har vi prosjektert og sammenlignet miljøavtrykket for to bæresystem etter samme tegningsgrunnlag, i henholdsvis plasstøpt betong og massivtre.

Mange av de praktiske og miljømessige forskjellene funnet under prosjekteringen kan kobles direkte til tegningsgrunnlaget. Tegningsgrunnlaget ble gitt som en forutsetning for oppgaven, og var basert på at bygget skulle oppføres i betong. Funksjonskrav og geometriske utforminger var blant forholdene som lå til rette for dette. Dette gav utslag i økt bruttoareal og etasjehøyde for massivtremodellen, noe som ledet til økt materialvolum og dermed også økt utslipp fra transport.

Ved å prosjektere veggene i massivtre fremfor betong reduseres klimagassutslippet med 14 prosent CO₂-ekvivalenter. Prosjekteres etasjeskilleren i massivtre reduseres utslippet med 16 prosent CO₂-ekvivalenter. Et betydelig punkt i miljøregnskapet har også vært pelene. Konstruksjonsanalysen viser en vekt differanse mellom bæresystemene i massivtre og betong på 1067 tonn. Differansen har resultert i færre og slankere peler for massivtremodellen. Samles all materiell som har gått med til pelene, reduseres klimagassutslippet med 37 prosent CO₂-ekvivalenter for bygget i massivtre.

Livssyklusanalysen viser at bæresystemet i plasstøpt betong og massivtre slipper ut henholdsvis 283 og 237 tonn CO₂-ekvivalenter. Differansen utgjør en reduksjon på 16 prosent. Det kan dermed konkluderes med at den bærende konstruksjonen for dette leilighetsbygget burde prosjekteres i massivtre fremfor betong for å gi det minste miljøavtrykket.

10 Anbefalinger

Ved videre utarbeidelse ville det vært interessant og sett på noen alternative løsninger.

- Kombinere betong og massivtre. Løsningen kunne ført til ytterligere CO₂-kutt samtidig som det kunne ha løst mye av problematikken rundt brann ved å oppføre skilleveggene i betong.
- La massivtre bli «malen» for funksjonskrav og geometrisk utforming. Dette ville satt helt andre betingelser og resultatet ville trolig blitt en enda større differanse i CO₂-utslipp mellom byggene.
- Utføre en mer omfattende livssyklusanalyse der man unngår bruk av EPD, og ser på «cradle to grave» istedenfor «cradle to gate». Dette ville gitt et mer fullstendig bilde.
- Se på alternative konstruksjonsdeler for begge modellene. For eksempel «bubbledeck» for betongbygget eller hulromselementer for massivtrebygget.
- Prosjekttere det eksisterende bygget i brannklasse 2. Dette vill satt helt andre betingelser for bygget med tanke på brann, slik at sjiktene til massivtrebygget ville blitt kuttet drastisk.

11 Referanser

- [1] L. R. V. V. G. P. o. A. C. Luisa F. Cabeza, «Life cycle assessment (LCA) and life cycle energy analysis (LCEA) of buildings and the building sector: A review,» GREA Innovació Concurrent, University of Lleida og Business Council for Sustainable Development, Lleida (Spania) og Buenos Aires (Argentina), 2014.
- [2] R. K. o. M. Hurme, «Cement industry greenhouse gas emissions – management options and abatement cost,» Aalto University, Aalto, 2016.
- [3] Regjeringen, «Klima og miljø,» 2016. [Internett]. Available: https://www.regjeringen.no/no/tema/utenriksaker/utviklingssamarbeid/klima_miljo/id2515395/.
- [4] Statistisk sentralbyrå, «Sentralisering - årsaker, virkninger og politikk,» 18 April 2007. [Internett]. Available: <https://www.ssb.no/offentlig-sektor/artikler-og-publikasjoner/sentralisering-aarsaker-virkninger-og-politikk>. [Funnet 14 Mai 2019].
- [5] H. Ertzeid, S. Balci og S. Nøra, «Slik bør vi møte eldrebølgen,» forskning, 9 Juli 2018. [Internett]. Available: <https://forskning.no/partner-sykepleie-oslomet/slik-bor-vi-mote-eldrebolgen/1200896>. [Funnet 23 Mai 2019].
- [6] Klimapartnere Agder, «Kristiansand kommune,» [Internett]. Available: <https://www.klimapartnere.no/agder/medlemmer/kristiansand-kommune/>. [Funnet 25 April 2019].
- [7] Klimapartnere Agder, «Klimapartnere Agder,» [Internett]. Available: <https://www.klimapartnere.no/agder/om-klimapartnere/>. [Funnet 25 April 2019].
- [8] Norsk Treteknisk Institutt, «Hefte 3 - Dimensjonering,» i *Håndbok - bygge med massivtreelementer*, Oslo, Norsk Treteknisk Institutt, 2006, pp. 1-32.
- [9] N. Arjun, «The Constructor,» The Constructor - Civil Engineering Home, 2019. [Internett]. Available: https://theconstructor.org/building/load-bearing-structure-components/24879/?fbclid=IwAR0zjsca6dlaXiyfNhAeF9imK4mLjarmQaKa_GN2LAW9nkO-jXHk6rtt5wM. [Funnet 18 05 2019].
- [10] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, 2008.
- [11] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Almenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008,» Standard Norge, Oslo, 2008.
- [12] Seimen, «Seimen,» [Internett]. Available: http://www.seimen.no/album_18/albumbilder.htm?DID=4991. [Funnet 23 April 2019].
- [13] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Almenne laster. Snølaster. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008,» Standard Norge, Oslo, 2008.
- [14] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Almenne laster. Vindlaster. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009,» Standard Norge, Oslo, 2009.
- [15] SINTEF Byggforsk, «Vindlaster på bygninger,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2003.
- [16] Standard Norge, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008,» Standard Norge, Oslo, 2008.
- [17] M. Budhu, *Soil Mechanics and Foundations*, Hoboken: John Wiley & Sons, Inv, 2011, pp. 207-578.
- [18] J. Rodriguez, «The Balance Small Business,» The Balance Small Business, 1 Juli 2018. [Internett]. Available: <https://www.thebalancesmb.com/differential-settlements-844692>. [Funnet 21 Januar 2019].

- [19] S. A. Mahdi, «Civil Engineering,» Civil Engineering, Ukjent Ukjent Ukjent. [Internett]. Available: <https://civiltoday.com/geotechnical-engineering/foundation-engineering/180-difference-between-shallow-and-deep-foundation>. [Funnet 18 Januar 2019].
- [20] «U.S. Forest Service,» United States Forest Service, 2007. [Internett]. Available: <https://www.fs.fed.us/eng/pubs/htmlpubs/htm07232804/page06.htm>.
- [21] B. M. Das, «Pile foundations,» i *Principles of foundation engineering*, Boston, CENGAGE Learning, 2015, pp. 391-504.
- [22] Den norske pelekommité, Pelevedledningen 2005, Oslo: Norsk geoteknisk forening, 2005.
- [23] K. M. R. o. T. E. Stenlund, «Laterally loaded pile cap connections,» Brigham Young University Department of Civil & Environmental Engineering, Utah, 2010.
- [24] S. I. Sørensen, Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, Trondheim: Fagbokforlaget, 2015.
- [25] Standard Norge, «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018,» Standard Norge, Oslo, 2018.
- [26] T. I. Svare, «Spaltestrekk i bjelke/søyleforbindelser. Beregningsgrunnlag for dimensjonering av spaltestrekk i kraftoverførende forbindelser,» Norges byggforskningsinstitutt, 1976.
- [27] B. F. Hagen og M. B. Nordlid, «D-Regioner i betongbruer,» Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, Trondheim , 2015.
- [28] E. Lomtev, «Design of Densely Reinforced Concrete Walls and Columns,» Metropolia University of Applied Sciences, Helsinki, 2018.
- [29] J. Hopp og S. Alexander, Betongelementboka Bind B, Avstivning og Kraftoverføring, Asker: Betongelementforeningen, 2012.
- [30] P. Kataria, «Civil Digital - Shear wall,» Civil Digital , 6 Juni 2017. [Internett]. Available: <https://civildigital.com/shear-wall-functions-loads-transfer-mechanism-design-example-shear-wall/>. [Funnet 8 Februar 2019].
- [31] Treteknisk hefte 1, Hefte 1 - Generelt, Oslo: Strandberg & Nilsen Grafisk AS, 2006.
- [32] SINTEF Byggforsk, «Skivekonstruksjoner av tre,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2011.
- [33] K. Bell, Dimensjonering av trekonstruksjoner, Fagbokforlaget, 2017.
- [34] Standard Norge, «Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010,» Standard Norge, Oslo, 2010.
- [35] S. Gagnon og M. Popovski, «Analytical Procedures for Determining Stiffness of CLT Elements in Bending,» 2012. [Internett]. Available: http://www.forestprod.org/buy_publications/resources/untitled/summer2012/Volume%2022,%20Issue%20%20Popovski.pdf. [Funnet 30 Januar 2019].
- [36] M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber og K. Pock, «Cross Laminated Timber Structural Design Basic design and engineering principles according to Eurocode,» proHolz, Østerrike, 2014.
- [37] D. V. V. R. Mario Jeleč, «Cross-laminated timber (CLT) – a state of the art report,» Osijek, 2018.
- [38] «FRAM INGENIØRKONTOR AS,» FRAM INGENIØRKONTOR AS, [Internett]. Available: <https://byggesoknad.no/relevant-informasjon/brannprosjektering/>. [Funnet 16 april 2019].
- [39] Direktoratet for Byggkvalitet, «Direktoratet for Byggkvalitet,» Direktoratet for Byggkvalitet, 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/>. [Funnet 30 Januar 2019].
- [40] SINTEF Byggforsk, «Oversikt over krav og løsninger ved brannteknisk prosjektering av bygninger,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2017.
- [41] Direktoratet for Byggkvalitet, «Veiledning til kapittel 11 - Sikkerhet ved brann,» Direktoratet for Byggkvalitet, Oslo, 2017.

- [42] SINTEF Byggforsk, «Brann- og seksjoneringsvegger i større bygninger,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2005.
- [43] SINTEF Byggforsk, «Brannmotstand for vegger,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2008.
- [44] «Brannmotstand for etasjeskillere,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2008.
- [45] SINTEF Byggforsk, «Etasjeskillere i massivtre,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2009.
- [46] Norsk Tretekniske Institutt, Hefte 4 - Brann, Oslo: Stranberg & Nilsen Grafisk AS, 2006.
- [47] Byggforsk, «Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner,» 2004. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner. [Funnet 24 April 2019].
- [48] «Planlegging av gode lydeforhold,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2004.
- [49] S. Hveem, «Lydisolerende, tunge etasjeskillere,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2015.
- [50] SINTEF Byggforsk, «Lydisolasjonsegenskaper til tunge innervegger,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2000.
- [51] H. Baumann og A.-M. Tillman, «The Hitch Hiker's Guide to LCA,» i *The Hitch Hiker's Guide to LCA*, Malmø, Studentlitteratur, 2004, pp. 19-33, 73-203.
- [52] Standard Norge, «Miljøstyring - Livsløpsvurdering - Prinsipper og rammeverk (ISO 14040:2006),» Norsk Standard, Lysaker, 2006.
- [53] A. Rønning, K.-A. Lyng og M. Vold, «Kunnskapsplattform for beregning av klimableastning fra bygg og byggematerialer,» Østfoldforskning, Østfold, 2011.
- [54] J. L. Skullestad, «Bygging av høyhus i tre som et klimatiltak,» Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, Trondheim, 2016.
- [55] I. L. Larsen, I. G. Aasbakken, R. O'Born, K. Vertes og R. T. Thorstensen, «Determining the environmental benefits of UHPC as a bridge,» Universitetet i Agder, Grimstad, 2017.
- [56] H. Baumann og A.-M. Tillman, *The Hitch Hiker's Guide to LCA*, Lund : Studentlitteratur AB, 2015.
- [57] K. Pikon, «Abiotic depletion in energy and waste management systems,» Silesian University of Technology, Gliwice, Polen, 2012.
- [58] H. M. Rinholm, «En sammelignende LCA av optimale etasjeskillere i høye bygg,» Norges teknisk - naturvitenskapelige universitet, Trondheim, 2018.
- [59] Statistisk sentralbyrå, «Klimagasser og oppvarmingspotensial,» 18 Desember 2015. [Internett]. Available: <https://www.ssb.no/natur-og-miljo/klimagasser-og-oppvarmingspotensial>. [Funnet 19 Februar 2019].
- [60] H. Ritchie og M. Roser, «Ozone Layer,» Our World in Data, Online, 2018.
- [61] Miljødirektoratet, «Ozonlaget,» 25 Mars 2019. [Internett]. Available: <https://www.miljostatus.no/Tema/Klima/Ozonlaget/>. [Funnet 19 Mai 2019].
- [62] Miljødirektoratet, «Miljøstatus.no,» Miljødirektoratet, [Internett]. Available: <https://www.miljostatus.no/Tema/Luftforurensning/Sur-nedbor/Svoveldioksid-SO2/>. [Funnet 25 April 2019].
- [63] H. Ødegaard, Vann- og avløpsteknikk, Hamar: Norsk Vann, 2014.
- [64] Strusoft, «Strusoft,» Strusoft, [Internett]. Available: <https://strusoft.com/products/fem-design>. [Funnet 30 Januar 2019].
- [65] Asplan Viak, «Asplan Viak - SimaPro,» Asplan Viak, [Internett]. Available: <https://www.asplanviak.no/simapro/>. [Funnet 31 Januar 2019].
- [66] SimaPro, «Simapro - About,» SimaPro, [Internett]. Available: <https://simapro.com/about/>. [Funnet 31 Januar 2019].

- [67] PTC, «Data Sheet Mathcad Prime,» 2018. [Internett]. Available: https://www.ptc.com/-/media/Files/PDFs/Mathcad/Datasheet_Mathcad_Prime_5_EN.pdf. [Funnet 31 Januar 2019].
- [68] Alfasoft, «Alfasoft - MathCad Prime,» Alfasoft, [Internett]. Available: <https://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>. [Funnet 31 Januar 2019].
- [69] Kanalbyen, «Kanalbyen - Illustrasjonsplan,» Kanalbyen, 11 12 2014. [Internett]. Available: <http://www.kanalbyen.no/om-prosjektet/illustrasjoner/>. [Funnet 20 05 2019].
- [70] Multiconsult, «Bergningsrapport,» Multiconsult, Kristiansand, 2018.
- [71] C. S. o. O. D. Anne Sigrid Nordby, «Helhetlig miljøvurdering av byggematerialer,» Asplan Viak, Oslo, 2015.
- [72] K. P. o. R. S. Leif Gustavsson, «CARBON DIOXIDE BALANCE OF WOOD SUBSTITUTION,» EcotechnologyMid Sweden University, Finnish Forest Research Institute og VTT Proesse, Östersund, 2006.
- [73] A. E. H. B. G. o. H. B. Hangyong Ray, «A comparative life cycle assessment (LCA) of alternative material for Australian building construction,» Griffith University, Australia, Nathan, 2017.
- [74] H. Ovesen, «Lydisolerende, tunge etasjeskillere; Konstruksjonseksempler,» SINTEF Byggforsk, Oslo, 2015.
- [75] «Forskrift om endring i forskrift om bruk av kjøretøy,» 2013. [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/LTI/forskrift/2013-12-16-1521>. [Funnet 26 April 2019].
- [76] SINTEF Certification, «Teknisk Godkjenning Nr. 20460,» SINTEF Certification, Oslo, 2016.
- [77] Kynningrud, «Stålkjernepeler, produktblad,» Kynningrud Fundametering AS, 2017. [Internett]. Available: <https://www.kynningsrud.no/wp-content/uploads/2017/04/St%C3%A5lkjernepeler-produktdatablad-2017-rev-1.pdf>.
- [78] Martinsons Såg AB, «KL-tre,» 13 Mars 2019. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/135789-1552483462/EPDer/Byggevarer/Heltreprodukter/NEPD-345-236-NO_KL-tre.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [79] Cross Timber Systems Ltd., «Cross laminated timber panels,» Mars 14 2017. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/137187-1489474635/EPDer/Byggevarer/Heltreprodukter/NEPD-1269-410_Cross-laminated-timber-panels.pdf. [Funnet 2019 April 24].
- [80] Norgips Norge AS, «Norgips Fireboard/Brann type DF (BRN),» 15 Juni 2015. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/138196-1510905785/EPDer/Byggevarer/Bygningsplater/NEPD-111-177-EN_Norgips-Fireboard-Brann-type-DF-_1.pdf. [Funnet 2019 April 24].
- [81] ROCKWOOL International A/S (ROCKWOOL Nordics), «ROCKWOOL stone wool thermal insulation,» 17 April 2019. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1310353-1556196117/EPDer/Utenlandsk%20registrerte%20EPD/NEPD-1762-738_ROCKWOOL-stone-wool-thermal-insulation.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [82] Contiga AS, «I, H, U, L, T and wide flats hot-rolled sections,» 2013 November 2013. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/135964-1469040852/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/81_Type-22--IHULT-and-wide-flats-selections.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [83] Contiga AS, «Hot finished structural hollow sections (HFSHS),» 25 November 2013. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/135958-1469040667/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/78_Type-42--Hot-finished-structural-hollow-sections.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [84] E.A Smith AS, «Ribbed bars made frim reinforcementsteel,» 9 April 2015. [Internett]. Available: <https://www.epd-norge.no/getfile.php/135916->

- 1469037804/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-321-200-EN_Ribbed-bars-made-from-reinforcement-steel--in-the-form-of-mesh-as-well-as-straight-and-shaped-bars.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [85] Norcem AS, «CEM II, Standardsement FA (CEM II/B-M),» 14 November 2016. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/136920-1481274085/EPDer/Byggevarer/Sement/NEPD-1195-357_CEM-II--Standardsement-FA--CEM-II-B-M.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [86] Skanska Industrial Solutions AB, «Bergkrossprodukter,» 8 Mai 2017. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/139362-1537176670/EPDer/Byggevarer/Asfalt/NEPD-1257-403_Crushed-Stone-Bergkrossprodukter_1_1.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [87] Mapei, «DYNAMON SR-N,» 2 Mai 2016. [Internett]. Available: <http://www.mapei.com/public/NO/products/epd-dynamon-sr-n-no.pdf>. [Funnet 24 April 2019].
- [88] Ferrometall AS, «Welded steel tubes,» 18 Mars 2019. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1310063-1552899895/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-1729-708_Welded-steel-tubes.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [89] Ferrometall AS, «Threaded steel core piles,» 15 Oktober 2015. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/135901-1469025639/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-360-250-EN_Threaded-steel-core-piles.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [90] Ferrometall AS, «Pile heads made from hot rolled steel plates,» 2 Desember 2016. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/136855-1480692592/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/NEPD-1212-380_Pile-heads-made-from-hot-rolled-steel-plates.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [91] Skanska Norge AS, «I, H, U, L, T and wide flats hot-rolled sections,» 13 Januar 2014. [Internett]. Available: https://www.epd-norge.no/getfile.php/135937-1469039703/EPDer/Byggevarer/St%C3%A5lkonstruksjoner/239_I--H--U--L--T-and-wide-flats-hot-rolled-sections.pdf. [Funnet 24 April 2019].
- [92] S. Byggforsk, «Teknisk godkjenning,» 2018. [Internett]. Available: <https://www.sintefcertification.no/Product/Index/3342>. [Funnet 27 April 2019].
- [93] EBAWE, «Lattice girder floor,» EBAWE, [Internett]. Available: <https://www.ebawe.de/en/lattice-girder-floor>. [Funnet 2 Mai 2019].
- [94] Autodesk, «Revit - About Worksharing,» Autodesk, 27 September 2018. [Internett]. Available: <https://knowledge.autodesk.com/support/revit-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/Revit-Collaborate/files/GUID-0FC44807-DF06-4516-905A-4100281AC486-htm.html>. [Funnet 31 Januar 2019].
- [95] Autodesk, «Revit - Structural Modeling,» Autodesk, 27 September 2018. [Internett]. Available: <https://knowledge.autodesk.com/support/revit-lt/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/RevitLT-Model/files/GUID-8DBD5510-BB44-48E8-A37F-6D370234E23A-htm.html>. [Funnet 31 Januar 2019].
- [96] Autodesk, «Revit - Structure,» Autodesk, [Internett]. Available: <https://www.autodesk.no/products/revit/structure>. [Funnet 31 Januar 2019].
- [97] Autodesk, «Revit - The structural analytical model,» Autodesk, 9 April 2018. [Internett]. Available: <https://knowledge.autodesk.com/support/revit-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/Revit-Analyze/files/GUID-264F079B-0134-4C34-A753-B4561C30F300-htm.html>. [Funnet 31 Januar 2019].
- [98] Boxen, «BOXEN brosjyre,» [Internett]. Available: <http://www.trivselbobad.no/wp-content/uploads/2017/10/171004-BILLAG-A4-BOXENmappe.pdf>. [Funnet 20 Mars 2019].

- [99] Byggforsk, «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler,» August 2013. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler#i6. [Funnet 12 Februar 2019].

12 Vedlegg

Vedlegg finnes i vedlagt mappe med navnet Vedlegg.