

Analyse av arealutnyttelse, vibrasjoner og knutepunkter i moderne trekonstruksjoner

Analyse av vibrasjoner i krysslåstredet og
optimalisering av vinkelbeslag ved bruk av analytiske og
numeriske metoder



SAMAN MIRZA



DHANUSSHANTH
THARMARAJAN

VEILEDERE

Zhiyu Jiang (Intern)

Øystein Flakk (Ekstern)

Universitetet i Agder, 2022

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for ingeniørvitenskap

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)?

JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- 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 er det avsluttende arbeidet på den 2-årige sivilingeniørutdanningen Bygg ved Universitetet i Agder. Oppgaven er skrevet på vårsemesteret 2022 i emnet BYG508 Masteroppgave Bygg og utgjør 30 studiepoeng.

Målet med masteroppgaven er å prosjektere et bæresystem for et skolebygg i krysslitre for så å utforske noen identifiserte problemområder innen arealutnyttelse, vibrasjoner og knutepunkter. Denne masteroppgaven er utført i samarbeid med Rambøll og Universitet i Agder.

Vi vil benytte anledningen til å takke vår veileder ved Universitet i Agder, Zhiyu Jiang for både gode råd innen rapportoppsett, faglig innsikt og ikke minst ukentlige oppfølgende veiledningstimer.

Vi vil også takke vår veileder ved Rambøll, Øystein Flakk for alt engasjement, gode råd og kunnskap og ikke minst tilgjengeligheten for ukentlige oppfølgninger underveis i prosessen.

Saman Mirza, Dhanusshanth Tharmarajan

Grimstad, 27.05.2022

Summary

Cross-laminated timber (CLT) is a popular construction material combining good structural properties and environmental advantages. In the last decade, CLT has been playing a key role in increasing the use of timber construction due to upward production in CLT, especially in Europe. Consequently, codes and reliable standards are struggling to keep up with the rapid advancements of timber technologies. And therefore, CLT is a part of the currently ongoing revision of Eurocode 5. This master's thesis investigates the behaviour of the CLT vibration and analysis the connection capacity of angular brackets with the use of analytical and numerical methods. For the vibration part, a study using the Eurocode 5, revised Eurocode 5 and non-linear FE-analysis using FEM-Design is used. For the analysis of the angular bracket, a material and geometric non-linear FE-analysis using ANSYS Workbench is used.

Due to the lightweight properties and relatively high bending stiffness, CLT has a disadvantage when it comes to vibration induced by human walking. The study indicates that the new method to determine and evaluate vibration according to revised Eurocode 5 give a more promising results compared to FE-analysis. This study also proves that boundary condition of the floor support, especially when the floor edges is free from support, has the largest effect on the floor frequency and RMS-acceleration and needs to take further account for in the ongoing revised Eurocode 5 to improve the design.

When it comes to sound insulation, a recent study indicated that the use of screw or nail fasteners impairs the effect of soundproofing profile between CLT-floor and CLT-wall and recommends the use of angular brackets. Therefore, in this master thesis the structural capacity of this reinforced angular bracket is investigated further under the uplifting and shear forces which are transferred from the wall to the connection. As a result, the study shows that the way fasteners are arranged across the holes has the largest effect upon the capacity of the connection. An innovative solution of the arrangement shows that it is possible to increase the capacity of the bracket without increasing the amount of the fasteners.

Innholdsfortegnelse

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	i
Publiseringsavtale.....	ii
Forord.....	iii
Summary	iv
Figurliste.....	ix
Tabelliste	xii
1 Innledning	1
2 Samfunnsperspektiv.....	2
3 Kunnskapsbakgrunn	4
3.1 Tre som konstruksjonsmateriale	4
3.1.1 Krysslimtrem.....	6
3.1.2 Limtre	8
3.2 Prosjektering av trekonstruksjoner	9
3.2.1 Eurokode 5 (EC5).....	9
3.2.2 Ny revidert eurokode 5 2022 (EC5-22).....	9
3.2.3 Lastberegning egenlast og nyttelast.....	9
3.2.4 Lastberegning snølast og vindlast	10
3.2.5 Lastkombinasjon i bruddgrensetilstand	10
3.2.6 Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand	12
3.3 Vibrasjoner	14
3.3.1 Vibrasjoner på krysslimtregulv	15
3.3.2 Demping	16
3.3.3 Lavfrekvente og høyfrekvente gulv.....	17
3.3.4 Transient og steady-state respons	17
3.3.5 RMS, modal masse og responsfaktor	18
3.3.6 Responsfaktor.....	19
3.4 Mekaniske forbindelser og knutepunktløsninger	20
3.4.1 Flanketransmisjon	21
3.5 Finite Element Method (FEM).....	23
3.5.1 Analytisk og numerisk metode.....	23
3.5.2 Meshkvalitet og elementtyper	23
3.5.3 Kraft og forskyvningsmetode	24

3.5.4	Mesh konvergens og singularitet	24
3.5.5	Stivhetsmatrise	25
3.5.6	Lineær og ikke-lineær analyse	25
3.5.7	Ikke-linearitet typer	26
3.5.8	Plastisitetsteori	27
3.5.9	Von Mises flytkriterium	29
4	Forskerspørsmål	30
4.1	Forskerspørsmål	30
4.2	Avgrensninger	30
5	Case og Materialer	31
5.1	Case	31
5.1.1	Beskrivelse av case	31
5.1.2	Prosjektering i krysslitre	33
5.1.3	Vibrasjonsanalyse	33
5.1.4	Knutepunktsanalyse	34
5.2	Materialer	34
5.2.1	FEM-Design 21 student	34
5.2.2	ANSYS Workbench 2022 R1	34
5.2.3	PTC Mathcad prime 3	34
5.2.4	Tekla Tedds	34
5.2.5	MATLAB R2022a	34
5.2.6	Visio og Word	35
5.2.7	Knutepunkt-vinkelbeslag	35
6	Metode	36
6.1	Litteraturstudie	36
6.2	Lastberegning	36
6.2.1	Vindlast	36
6.2.2	Snølast	36
6.2.3	Nyttelast	37
6.2.4	Egenlast	37
6.3	Bruddgrensetilstand	38
6.3.1	Dimensjonerende fasthet og stivhet	38
6.3.2	Beregning av bøyestivhet (EI) <i>eff</i> ved bruk av gamma-metoden	39
6.4	Vibrasjoner i krysslitregulv	42

6.4.1	Beregning av vibrasjoner for krysslitredekker etter eurokode 5 (EC5).....	42
6.4.2	Beregning av vibrasjoner for krysslitredekker etter EC5-22	45
6.4.3	Flytskjema for kontroll av vibrasjoner iht. EC5-22	54
6.5	Analysering i FEM-design	55
6.5.1	Modellering av bæresystem i krysslitre	55
6.5.2	Lastkombinasjoner	56
6.5.3	Analysering	57
6.5.4	Dimensjoneringskontroll i FEM-Design	58
6.5.5	Vibrasjonsanalyse	58
	Analysering i ANSYS.....	59
6.5.6	Modellering	59
6.5.7	Generering av mesh	60
6.5.8	Lasttilstand og forskjellige spikerfordelingene (mønstre).....	60
6.5.9	Flytskjema av FE-analyse prosessen i ANSYS.....	62
7	Resultat	63
7.1	Bæresystemløsning (FEM-Design).....	63
7.1.1	Bæresystem og dimensjoneringsgrupper	63
7.1.2	Gulv 1B: krysslitre 160 mm 5s TL (Kantineområdet).....	67
7.1.3	Gulv 2A: krysslitre 140 mm 5s TL	68
7.1.4	Gulv 2B: 200 5s TL.....	69
7.2	Vibrasjoner i gulvkonstruksjonen.....	70
7.2.1	Håndberegning av vibrasjoner	70
7.2.2	FE-analyse av vibrasjoner	74
7.3	FE-analyse av vinkelbeslag	84
8	Diskusjon	88
8.1	Bæresystemløsning (FEM-Design).....	88
8.2	Vibrasjoner i gulvkonstruksjoner.....	89
8.3	FE-analyse av vinkelbeslag	93
8.3.1	Kapasitet under plastisk-tøyning FEA.....	94
8.4	Feilkilder	97
9	Konklusjon.....	98
10	Anbefalinger	100
11	Referanser	101
12	Vedlegg.....	106

12.1	Resultater dimensjonering bæresystem fagskolen (FEM-Design)	106
12.2	Resultater FEM-analyse av vinkelbeslag i ANSYS (Excel.fil).....	106
12.3	Utdrag vibrasjonskapittelet fra reviderte EC5 2022 (versjon CEN/TC 250/SC 5 N 1489)....	106
12.4	Beregning av vibrasjoner iht. eurokode 5 og ny revidert eurokode 5	106

Figurliste

Figur 2.1 Bærekraftmål nr.3, 9, 12 og 13 [1]	2
Figur 3.1 Til venstre: Anisotrop materiale. Til høyre: ortotrop materiale. (egenprodusert)	4
Figur 3.2 Oppbygging av krysslimtre med de enkelte lamellene. (egenprodusert)	7
Figur 3.3 Fasthet for heltre og limtre. (egenprodusert)	8
Figur 3.4 De 3 basissituasjoner i bruddgrensetilstand. (egenprodusert)	10
Figur 3.5 Grenseverdier for nedbøyninger av bjelker/plater. (egenprodusert)	13
Figur 3.6 Harmonisk svingninger i et system (egenprodusert)	14
Figur 3.7 Skisse av de fire første svinge modulus for en fritt opplagt bjelke. (egenprodusert)	15
Figur 3.8 De 6 første modusformene for flate (gulv) vibrasjoner. (egenprodusert)	16
Figur 3.9 Frekvenskurver for udeмпet, underdeмпet, kritisk deмпet og overdeмпet systemer med y-akse som frekvensamplituden og x-aksen som tid [s]. (egenprodusert)	16
Figur 3.10 Transient og steady state fase i en harmonisk svingningsanalyse. (egenprodusert)	18
Figur 3.11 Vibrasjoner i bygninger z-akse basiskurve for akselerasjon (fot-til-hode) vibrasjonsretning. (egenprodusert)	19
Figur 3.12 forskjellige beslag for krysslimtre forbindelser: Trekkanker (1), vinkelbeslag (2) og forsterket vinkelbeslag (3).	20
Figur 3.13 Til venstre: luftlyd. Til høyre: trinnlyd. (egenprodusert)	21
Figur 3.14 frihetsgradene i en node. (egenprodusert)	23
Figur 3.15 Bjelke-, skall- og volumelementer med tilhørende antall noder. (egenprodusert)	24
Figur 3.16 Newtons raphson graf. (egenprodusert)	27
Figur 3.17 Ingeniørspenning og teoretisk spenningskurve. (egenprodusert)	28
Figur 3.18 Von-Mises og Tresca kriteriet for plan spenningstilstand. (egenprodusert)	29
Figur 5.1 BIM modell av fagskolen i Grimstad oppført i betong og utstrakt bruk av tre [75].	31
Figur 5.2 Plantegning underetasje [65]	32
Figur 5.3 Plantegning 1.etasje [65]	32
Figur 5.4 Plantegning 2.etasje [65]	32
Figur 5.5 Plantegning 3.etasje [65]	33
Figur 5.6 Plantegning Tak [65]	33
Figur 5.7 vinkelbeslaget ARB255 med henvisning til dimensjoner som beskrevet i Tabell 5.1	35
Figur 6.1 Oppbygging av gulv [78]	37
Figur 6.2 Tverrsnittet til 3-sjikt (a) og 5-sjikt (b) krysslimtreelementer med benevning for de forskjellige lagnummerering (#), tilhørende tykkelser (d_i), normal aksen (N.A) og avstandene a_1 og a_3 . (egenprodusert)	40
Figur 6.3 Langs- og tversgående retning for et krysslimtreelement. (egenprodusert)	42
Figur 6.4 Anbefalte grenseverdier og forholdet mellom a og b i henhold til EC5. (egenprodusert)	43
Figur 6.5 forskjellige nedbøyninger for gulv og endebjelkene under tilhørende vertikal statisk punktlast. (egenprodusert)	49
Figur 6.6 Flytskjema for beregning av Vibrasjoner etter EC5-22. (egenprodusert)	54
Figur 6.7 valgt utforming av bæresystemet (Mot nord)	56
Figur 6.8 nodefordeling med 9/6/3 vist i (1) og 4/3/2 nodefordeling (2) som kan brukes i FEM-Design	57
Figur 6.9 meshdetalje av valgt bæresystemet med 1 meter elementlengde.	57

Figur 6.10 Bilineær kinematisk herding kurve med spenning som y-akse og tøyning som x-akse med notasjon for elastisk- og plastisk sone i materialet som definert i ANSYS. (egenprodusert)	59
Figur 6.11 Utforming og tilpassing av meshet generert ved bruk av MultiZone funksjonen.	60
Figur 6.12 Vinkelbeslag mellom vegg- og dekkeskive av krysslimtre under strekkraft (F1) i z-retning, skjærkraft (F2) i y-retning og kombinasjon av disse (F3) zy-planet.(egenprodusert)	61
Figur 6.13 Spikerplassering etter produsentens henvisninger for mønster 1, mønster 2 og mønster 3, mens mønster 4 er egenutviklet.(egenprodusert)	61
Figur 6.14 Flytskjema av prosessen for FE-analyse av vinkelbeslaget ved bruk av ANSYS. (egenprodusert)	62
Figur 7.1 nedbøyningsgradering i krysslimtredekker med lange spenn i første etasjen (gulv 1B)	67
Figur 7.2 utnyttelsesgraden for nødvendige kontroll etter eurokode 5 for gulv 1B	67
Figur 7.3 nedbøyningsgradering i krysslimtredekker med korte spenn i andre etasjen (gulv 2A).	68
Figur 7.4 utnyttelsesgraden for nødvendige kontroll etter eurokode 5 for gulv 2A	68
Figur 7.5 nedbøyningsgradering i krysslimtredekker med korte spenn i andre etasjen (gulv 2B).	69
Figur 7.6 utnyttelsesgraden for nødvendige kontroll etter eurokode 5 for gulv 2B	69
Figur 7.7 Egenfrekvens (f1) for krysslimtre gulvet (200 5s TL) med variable lengdeverdier for hoved og tverrspenn retning etter formel (9.12) eurokode 5 (2022).	71
Figur 7.8 Egenfrekvens (f1) for krysslimtre gulvet (180 5s TL) med variable lengdeverdier for hoved og tverrspenn retning etter formel (9.12) eurokode 5 (2022).	72
Figur 7.9 Egenfrekvens (f1) for krysslimtre gulvet (160 5s TL) med variable lengdeverdier for hoved og tverrspenn retning etter formel (9.12) eurokode 5 (2022).	73
Figur 7.10 Forskyvningskurven og frekvensen for tilhørende moduser for gulv (Case 1)	74
Figur 7.11 Dimensjoner og plassering for gulv (Case 1A) støttes på to stive opplagere (vegger).	75
Figur 7.12 Første-modus utforming og nedbøyning i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].	75
Figur 7.13 Andre-modus utforming og nedbøyning i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].	76
Figur 7.14 Akselerasjonen i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter [m/s ²].	76
Figur 7.15 Responsfaktoren i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter.	76
Figur 7.16 Dimensjoner for gulv (Case 1B) støttes på fire stive opplagere (vegger).	77
Figur 7.17 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 1B) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].	77
Figur 7.18 Akselerasjonen i gulvet (Case 1B) med tilhørende verdier i et fargespekter [m/s ²].	77
Figur 7.19 Dimensjoner og plassering av gulvet i (Case 1C) som støttes på fire bjelker (fleksible opplagere).	78
Figur 7.20 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 1C) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].	78
Figur 7.21 Akselerasjonen i gulvet (Case 1C) med tilhørende verdier i et fargespekter i [m/s ²].	78
Figur 7.22 Dimensjoner og plassering for gulv (Case 2) støttes på kombinasjon av stive og fleksible opplagere (vegger/søyler og bjelker).	79
Figur 7.23 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 2) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm]. (egenprodusert)	79
Figur 7.24 Akselerasjonen i gulvet (Case 1) med tilhørende verdier i et fargespekter i [m/s ²].	79
Figur 7.25 Dimensjoner og plassering for gulv (Case 3) støttes på fleksible opplagere (bjelker).	80

Figur 7.26 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektre i [mm].	80
Figur 7.27 Andre-modus utforming og nedbøyning i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektre i [mm].	81
Figur 7.28 Akselerasjonen i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespekter i $[m/s^2]$.	81
Figur 7.29 Responsfaktoren i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektre.	81
Figur 7.30 viser første fire modusformer og tilhørende frekvenser for gulvet i andre etasjen ved kantine område.	83
Figur 7.31 viser største RMS-akselerasjonsverdi og mest utsatt plassering for slik akselerasjon for gulvet ved kantine område.	83
Figur 7.32 viser responsfaktoren som tilhører RMS-akselerasjonen for gulvet ved kantine område.	83
Figur 7.33 viser von mises spenningen (1) og deformasjonen i z-retning (2) i vinkelen under strekkraft ($F1 = 35kN$) ved mønster 1 (full nailer).	84
Figur 7.34 von Mises spenningen (1) og deformasjonen i z-retningen (2) når vinkelen er full spikret (mønster 1)	84
Figur 7.35 viser ekvivalent elastisk-tøyning (1) og ekvivalent plastisk-tøyning (2) i vinkelen under strekkraft ($F1 = 35kN$) ved mønster 1 (full nailer).	85
Figur 7.36 ekvivalent elastisk-tøyning (1) og ekvivalent plastisk-tøyning (2) i z-retningen når vinkelen er full spikret (mønster 1)	85
Figur 7.37 von Mises spenningen i vinkelen under strekkraft (1), skjærkraft (2) og kombinasjonskraft (3) for de forskjellige spiker mønstre.	86
Figur 7.38 sammenligning av plastisk-tøyning i vinkelen for forskjellige spiker mønstre under strekkraft (1), skjærkraft (2) og kombinasjon (3) og henvisning til 5% øvre grense for plastisk tøyning.	87

Tabelliste

Tabell 3.1 Fasthetsegenskaper for C24 [19]	5
Tabell 3.2 k_{mod} verdier for konstruksjonsvirke, limtre og krysslitre.	5
Tabell 3.3 Klimaklasse 1-4 [20]	6
Tabell 3.4 K_{def} verdier for konstruksjonsvirke, limtre og krysslitre [20]	6
Tabell 3.5 Lastkombinasjon 6.10a og 6.10b.	11
Tabell 3.6 Kombinasjonsfaktor for ulike lastkategori	11
Tabell 3.7 Anbefalte grenseverdi for nedbøyning av bjelker eller plater med et spenn ℓ .	12
Tabell 3.8 Klassifisering av høyfrekvente og lavfrekvente gulv	17
Tabell 5.1 dimensjoner og detaljer til vinkelbeslaget fremvist i Figur 5.7.	35
Tabell 6.1 Oppbygging av sjikt 1-7 [78]	37
Tabell 6.2 Materialfaktorer	38
Tabell 6.3 Viktige materialegenskaper for tre kvalitetsklasser C24.	39
Tabell 6.4 Anbefalte valg av gulv kvalitetsklasse for bruk i kategori A (bolig) og B (kontor)	45
Tabell 6.5 Gulv vibrasjonskriteriet basert på valgt klasse	45
Tabell 6.6 Faktor k_e , 1 for å beregne egenfrekvensen dersom dobbelspenn gulvkonstruksjon med stive opplagere	46
Tabell 6.7 materialdata som FEM-Desing benytter basert på KLH krysslitre.	56
Tabell 7.1 Inndeling og beskrivelse av dimensjoneringsgrupper.	64
Tabell 7.2 Dimensjoneringsgrupper for bæresystemet med maks. og min. utnyttelsesgrad for tilhørende element dimensjoner og dimensjonerende kontrollformel.	66
Tabell 7.3 oversikt for de forskjellige parametere som inngår i beregning av vibrasjon etter EC5-22 for gulvkonstruksjonene.	70
Tabell 7.4 viser resultatene fra håndberegning ved bruk av MathCAD for vibrasjonsberegning iht. EC5-22.	70
Tabell 7.5 viser resultatene fra håndberegning ved bruk av MathCAD av vibrasjoner iht. EC5.	70
Tabell 7.6 Oversikt over viktige parameterer for numerisk vibrasjonsanalysen for Case 1 til 3.	74
Tabell 7.7 egenfrekvens for 5 gulvtilfeller beregnet ved bruk av håndberegning mot FEM-Design resultatene.	82
Tabell 7.8 akselerasjonen og responsfaktoren for fem gulvtilfeller etter eurokodene mot FEM-Design.	82

1 Innledning

Krysslått er et populært materialvalg for bærende konstruksjoner på grunn av sitt miljøvennlig fotavtrykk sammenlignet med betong og stål [2]. Dette materialet er godt egnet for fleretasjesbygg og er et allsidig produkt som kan benyttes innen flere områder som vegger, gulv, tak og i kombinasjon med stål og betong [3]. Krysslått materialet gir arkitektoniske muligheter i byggeprosjekter og et godt innelima i bruksfasen. Selv om miljøbelastningen er mindre for tre enn betong, er betong fortsatt det dominerende materialet for å bygge et fleretasjes bygg. Dette skyldes at det er mangel på detaljert kunnskap for krysslått sammenlignet med betong [4].

Krysslåttregulv er en spesielt viktig komponent fordi den er konstant utsatt for påkjenninger fra menneskelige bevegelser på gulvet. Ved bevegelser på gulvet blir systemet utsatt for eksitasjoner og vibrasjonsresponsen fra gulvet kan oppfattes av menneskene. Dette kan påvirke komfortnivået til beboerne til en viss grad til enhver tid. Derfor er det økende fokus for å ta hensyn til menneskeskapte vibrasjoner som en sentral påvirkningsfaktor ved dimensjonering i bruksgrensetilstand for et regulv. Vibrasjonspraksis i krysslått er varierende i europeiske land og ytterligere harmonisering er nødvendig. Prosjektering av krysslåttregulv med stor spennvidde er ofte begrenset av kriterier som nedbøyning og vibrasjon i bruksgrensetilstanden [5, 6]. De dynamiske egenskapene til gulvet er avhengig for å finne vibrasjonsresponsen til gulvet. Det finnes ikke en standardisert veiledning for vibrasjonsberegning og eksplitt verdier på hva som er akseptabel for vibrasjoner for krysslått [7].

Når det gjelder knutepunktforbindelser i krysslått konstruksjoner kan knutepunkt oppnå høy grad av duktilitet på grunn av kombinert effekt av duktile oppførsel til stålforbindere og trematerialet belastet på tvers av fiberretning [8]. I krysslått konstruksjoner spiller utformingen av knutepunkter en stor rolle for demping. Tidligere studier har anbefalt å benytte vinkelbeslag ovenfor spiker/skrue forbindelser, da det viser seg at ved bruk spikrer/skruer kan en svekke effekten av vibrasjonsdempingsplate mellom vegg og dekke av krysslått [9]. Disse knutepunktforbindelser som kun representerer duktilitet til strukturen, kan ha sprøtt brudd i materialet hvis de ikke er utformet i henhold til kapasitet kriterier [8].

Med bakgrunn på dette skal denne masteroppgaven være en fordypning innen prosjektering bæresystem i krysslått, vibrasjonsanalyse på krysslåttregulv, vibrasjons sammenligning etter dagens Eurokode 5 og en revidert utgave Eurokode 5 (versjon CEN/TC 250/SC 5 N 1489) og en analyse av vinkelbeslag mellom krysslått gulv og vegg.

2 Samfunnsperspektiv

Dagens klimaendringer påvirker alle land rundt om i verden. Været blir mer ekstremt, vannstanden blir høyere, og klimagassutslippene er høyere enn noen gang. For å bekjempe klimaendringene har de fleste land i verden signert Parisavtalen. Parisavtalen er en internasjonal klimaavtale hvor hvert land skal arbeide sammen og individuelt for redusert klimapåvirkning med felles mål om å bremse klimaendringene [4]. Norge har under Parisavtalen påtatt seg en forpliktelse til å redusere utslippene av klimagasser med minst 50 % og opp mot 55 % i 2030 sammenlignet med nivået i 1990 [10]. Bygg- og anleggsbransjen står for om lag 40% av verdens klimagassutslipp, hvor det fortsatt er en god potensial for forbedring [11].

FNs bærekraftsmål er verdens felles arbeidsplan for å utrydde fattigdom, bekjempe ulikhet og stoppe klimaendringene innen 2030. Målene er kategorisert inn i 17 deler med 169 delmål for alle FNs 193 medlemsland [1]. Av de 17 bærekraftmålene så er bærekraftsmål 3: *God helse og livskvalitet*, 9: *Industri, innovasjon og infrastruktur*, 12: *Ansvarlig forbruk og produksjon* og 13: *Stoppe klimaendringene* aktuelle mål å knytte denne masteroppgaven til.



Figur 2.1 Bærekraftsmål nr.3, 9, 12 og 13 [1]

Bærekraftsmål 3 handler om å sikre god helse og fremme livskvalitet for alle, uansett alder. En sammenligningsstudie om sykefraværet på to forskjellige boligblokker i Trondheim, hvor den ene var oppført i krysslimtre mens den andre i stål og betong, viser at sykefraværet i stål og betong bygget var dobbelt så høyt som i krysslimtre bygget [12]. En annen forskning viser at det å bygge i krysslimtre vil kunne bidra til et sunnere bygg og gi positive psykofysiologiske effekter for sluttbrukeren [13].

Bærekraftsmål 9 handler om å bygge solid infrastruktur og fremme inkluderende og bærekraftig industrialisering og innovasjon. Aktuelt delmål er 9.4 som er følgende [1]:

«Innen 2030 oppgradere infrastruktur og omstille næringslivet til å bli mer bærekraftig, med mer effektiv bruk av ressurser og mer utstrakt bruk av rene og miljøvennlige teknologiformer og industriprosesser, der alle land gjør en innsats etter egen evne og kapasitet».

Ved å benytte krysslimtre vil elementene bli produsert på fabrikk, også detaljer som utsparinger for rør, ventil og elektrisitet vil bli utskjæret i millimeterpresisjon på fabrikk. Disse elementene monteres direkte ute på byggeplass. Dette kan bidra med å øke effektiviteten på byggeprosessen, mindre bruk av ressurser som mannskap, fossile anleggsmaskiner og bygningsverktøy.

Bærekraftsmål 12 handler om å sikre bærekraftig forbruks- og produksjonsmønstre. Aktuelt delmål er 12.2 som er følgende [1]:

«Innen 2030 oppnå bærekraftig forvaltning og effektiv bruk av naturressurser».

Og delmål 12.5 som er følgende [1]:

«Innen 2030 redusere avfallsmengden betydelig gjennom forebygging, reduksjon, materialgjenvinning og ombruk».

Trematerialer er en fornybar naturressurs som dannes på nytt i naturen og som kan gjenbrukes. Med krysslimtre kan det bygges med elementbaserte løsninger. Det krever mindre ressurser ute på byggeplass, reduserer byggetiden og dermed kostnaden. Siden krysslimtre monteres som elementer på byggeplassen, gjør det lettere for å demontere elementene og gjenbruke både elementene. Dette kan bidra til lite avfallsmengde på byggeplassen [14].

Bærekraftmål 13 går ut på å handle umiddelbart for å bekjempe klimaendringene og konsekvensene av dem [1]. For å levere et byggeprosjekt på de høye klimaambisjonene innen 2030 er det nødvendig for å substituere de tradisjonelle byggematerialer som stål og betong. Krysslimtre kan være et alternativt byggemateriale da den har lavere klimafotavtrykk enn stål og betong. Stål og betong kan benyttes i områder hvor det egner seg bedre enn krysslimtre, men av klimavennlig produkter som resirkulert stål og lavkarbonbetong. Regjeringen sin plan om å øke CO₂-avgiften i nærmeste fremtid og økt tilgjengelig på lavutslippsmaterial i de kommende årene kan bidra til at flere velger klimavennlige byggematerialer fremfor tradisjonelle byggematerialer [15].

I 2019 åpnet Splitkon verdens største krysslimtrefabrikk i Åmot som bidrar til økt tilgjengelighet for norskprodusert krysslimtre og kortreist materiale. En ny utgave av Eurokode 5 vil være på plass i 2027 som vil kunne gi bidrag til tydeligere retningslinjer og krav for prosjekteringen. Dette kan støtte rådgivere og entreprenører med å skape trygghet i løsninger ved prosjektering i krysslimtrekonstruksjoner. Krysslimtre materialet har sitt potensiale for å gi bidrag for å redusere utslipp i bygg og anleggsbransjen.

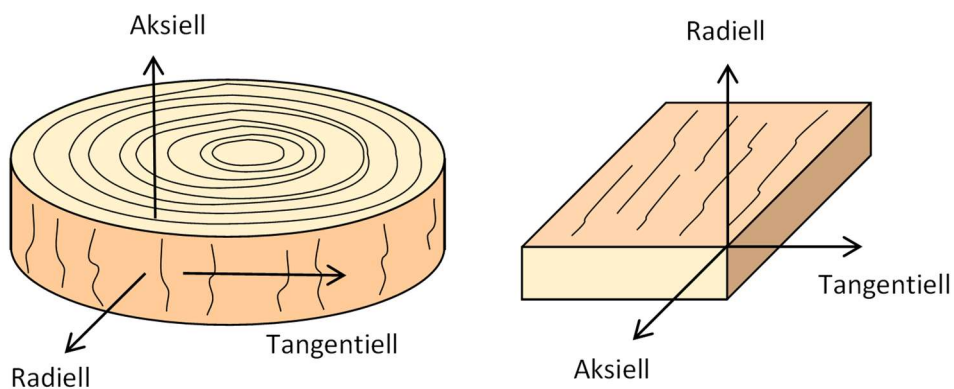
3 Kunnskapsbakgrunn

I dette kapitlet presenteres tilstrekkelig kunnskap innen temaene trematerialer, prosjektering av trekonstruksjoner, vibrasjoner, knutepunkter og Finite element Method.

3.1 Tre som konstruksjonsmateriale

Tre er et anisotrop materiale, men forenklet kan tre betraktes som et ortotropisk materiale. For et ortotropisk materiale er det 3 gjensidig vinkelrette symmetriplan, hvor både den radielle og tangentielle retningen er vinkelrett på fiberretningen. De 3 retningene for et ortotropisk material er illustrert til høyre i Figur 3.1. De ortotrope egenskapene til trevirket skaper ulike fasthetsegenskaper langs- og på tvers av fiberretningen [16].

For et anisotrop materiale er materialegenskapene forskjellige for de ulike retninger det måles fra mens, illustrert til venstre i Figur 3.1. I praksis så antas det at materialegenskapene i radiell og tangentiell retning ikke har store forskjeller, og dette er en viktig forutsetning ved prosjektering av trekonstruksjoner [17].



Figur 3.1 Til venstre: Anisotrop materiale. Til høyre: ortotrop materiale. (egenprodusert)

Konstruksjonstrevirke av gran og furu er dominerende i bruk for nordiske land. Fasthetsklasse C24 er den meste brukte i Norge [18] og Tabell 3.1 viser fasthetsegenskaper for C24 etter NS-EN 338:2016: Konstruksjonstrevirke – Fasthetsklasser. Verdien som oppgis i tabellen er gjeldende for trevirke med fuktighetsinnhold som tilsvarer 65% relativ fuktighet ved 20 °C [17]. Konstruksjonstrevirke av gran og furu er dominerende i bruk for nordiske land. Fasthetsklasse C24 er den meste brukte i Norge [18] og Tabell 3.1 viser fasthetsegenskaper for C24 etter NS-EN 338:2016: Konstruksjonstrevirke – Fasthetsklasser. Verdien som oppgis i tabellen er gjeldende for trevirke med fuktighetsinnhold som tilsvarer 65% relativ fuktighet ved 20 °C [17].

Tabell 3.1 Fasthetsegenskaper for C24 [19]

Fasthetsegenskaper i [N/mm ²]	Symbol	C24
Bøyning	$f_{m,k}$	24,0
Strekk i fiberretning	$f_{t,0,k}$	14,5
Strekk på tvers av fiberretning	$f_{t,90,k}$	0,4
Trykk i fiberretning	$f_{c,0,k}$	21,0
Trykk tvers på fiberretning	$f_{c,90,k}$	2,5
Skjær	$f_{v,k}$	4,0
Stivhetsegenskaper i [N/mm ²]		
Middelverdi av E i fiberretning	$E_{m,0,mean}$	11000
5% fraktilen av E i fiberretning	$E_{0,05}$	7400
Middelverdi av E på tvers av fiberretning	$E_{m,90,mean}$	370
Middelverdi av skjærmodul	G_{mean}	690
Densitet (tetthet) i [kg/m ³]		
Karakteristisk verdi	ρ_k	350
Middelverdi	ρ_{mean}	420

Tre er et hygroskopisk materiale hvor fastheten- og stivheten er avhengig av fuktighetsinnholdet og varighet på belastningen. Fuktinnholdet blir ivaretatt ved å klassifisere klimaklasser etter Eurokode 5. Klimaklassen forteller om hvilket miljø konstruksjonsdeler er eksponert for. Når klimaklassen er bestemt, kan lastvarighetsklassen bestemmes etter k_{mod} -faktor som tar hensyn til lastvarighetens innvirkning på fasthet. k_{mod} skal velges for den lasten som har kortest varighet. Tabell 3.2 viser verdier for k_{mod} [20]. For å klassifisere klimaklasse kan Tabell 3.3 benyttes.

Tabell 3.2 k_{mod} verdier for konstruksjonsvirke, limtre og krysslitre.

Material	Standard eller EAD	Klima-klasse	Permanent -last	Langtids-last	Halvårs-last	Korttids -last	Øyeblikks -last
Konstruksjonsvirke	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,55	0,60	0,70	0,80	1,00
		4	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Limtre	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Krysslitre	EAD 130005-00-0304	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10

Tabell 3.3 Klimaklasse 1-4 [20]

Klimaklasse	Relativ luftfuktighet RF, øvre grense	Fuktighetsinnhold for trevirke (ved 20 °C)	Eksempler
1	65%	12%	Elementer innendørs i isolerte og oppvarmet bygg.
2	85%	20%	Elementer som ikke er direkte utsatte for regn under ikke-isolerte og uoppvarmede område.
3	95%	24%	Elementer som ikke er beskyttet mot regn og vann.
4	Mettet	Mettet	Elementer som er nedsenket i jord eller vann. Slik som fundamentpeler og marine strukturer.

Den øvre grensen for relativ fuktighet bør ikke overskrides mer enn en periode på noen få sammenhengende uker per år. Denne grensen brukes for å beregne styrke og stivhet til elementer og forbindelser.

Stivhetsparametere som E-modul, skjærmodulen er også avhengig av fuktinnholdet. Disse parametere benyttes i bruksgrensetilstand for deformasjonsberegninger. K_{def} tar for seg stivheten i form av krypfaktor, som sier om hvilke materiale det er og ψ_2 faktoren som omgår hvilken lastvarighetsklasse det er. Tabellen for k_{def} er vist i Tabell 3.4.

Tabell 3.4 K_{def} verdier for konstruksjonsvirke, limtre og krysslime [20]

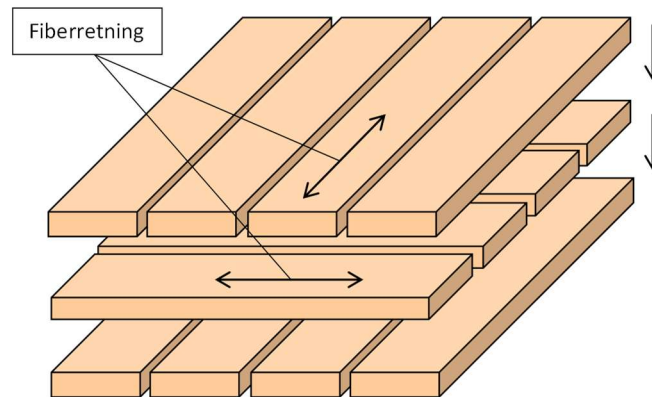
Material	Standard	Klimaklasse		
		1	2	3
Konstruksjonsvirke	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Limtre	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Krysslime	EAD 130005-00-0304	0,80	1,00	-

Fuktendringen kan bidra med variasjoner i volumet for trevirket og jo høyere fuktinnhold det er i trevirke, desto lavere blir fastheten i trevirke. For at treet ikke skal få redusert fasthet kan trevirket tørkes til fuktighet som tilsvarer luftens midlere likevektfuktighet [21]. For et trevirke som over lengre tid oppholder seg konstant miljø ved 20 grader og RF på 65%, vil likevektfuktigheten innstille seg på 12%, som er praktisk definisjon på et tørt virke [17]. Ved likevektfuktighet vil trevirket i bruksfasen krympe, svulle eller deformeres i mindre grad og dermed kan unngå at det bygger seg opp store strekkspenninger på tvers av fiberretningen [16].

3.1.1 Krysslime

Krysslime er et bearbeidet treelement sammensatt av minst tre sjikt limt på flatsiden, med lameller i heltre. Figur 3.2 illustrerer et krysslågt krysslimeelement hvor minst ett lag er ortogonalt orientert i

forhold til de to tilstøtende lagene hvor tykkelsen og sjiktet varierer etter dimensjonerende last og dets bruk [22]. Hvert sjikt er bundet sammen med enten lim eller tredybler.



Figur 3.2 Oppbygging av krysslimtreet med de enkelte lamellene. (egenprodusert)

Den totale bøyestivheten og styrken opptrer i yttersjiktene til krysslimtreet elementet. Dermed er det vanlig å benytte fasthetsklasse C24 for yttersjiktene mens C14 og C18 på innersjiktene [18]. Ved å legge lameller på langs og tvers av fiberretning gjør elementet dimensjonsstabilt. Dette ved at elementet får større styrke og stivhet og redusert dimensjonsendringer på grunn av fuktighetsendringer.

Siden lamellene har lav strekkfasthet på tvers av fiberretning oppstår det såkalte rulleskjær ved stor skjærbelastning på tvers av elementplanet [23]. Dette skyldes treets anisotropi og oppbygging av elementene. Den anbefalte rulleskjærmodulen $G_{R,mean}$ er 100 MPa eller $(30 + 1,75x \frac{bredde}{tykkelse})$ MPa for norsk gran krysslimtreet [24] [25].

Det finnes flere dimensjoneringsmetoder for lastbærende krysslimtreetelementer som er utsatt for bøyning. Gamma metoden er en av metodene som kan benyttes for å finne den effektive bøyestivheten (EI) for krysslimtreet elementet. Tidligere forskning viser at gamma metoden skal benyttes når forholdet mellom spennlengde og tverrsnitthøyde er minst 20 [26]. I et annet forskningsartikkel er det nevnt at dette forholdet skal være over 30 [27].

Gammametoden ble utviklet av professor Karl Möhler, hvor metoden baserer seg på tillegg B: «Mekanisk sammensatte bjelke» i EC5. Denne metoden er opprinnelig brukt for å dimensjonere komposittbjelker med T, I eller kasse tverrsnitt [28]. Den effektive bøyestivheten bestemmes ved virkningsgraden av forbindelsen mellom sjiktene basert på Formel 3.1, om det er fullt eller intet samvirke mellom sjiktene. Det antas også at materialet er i elastiske område. Denne metoden ble modifisert for bruk i krysslimtreetelementer da elementene er limt sammen uten mekaniske forbindere [29]. Konstruksjonslimet antas som fullt samvirke mellom langs og tverrgående lameller. Dette gir en stiv forbindelse uten glidning mellom sjiktene og det antas at bare lameller som ligger i fiberretning er lastbærende.

$$\gamma_i = \left(1,0 + \frac{\pi^2 E_i A_i S_i}{(K_i l^2)} \right)^{-1} \quad \text{Formel 3.1}$$

Hvor

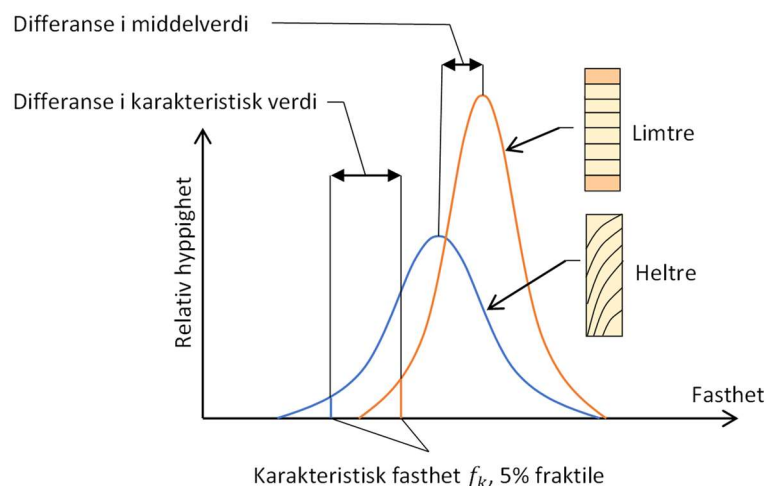
E_i	er elastisitetsmodulen til gjeldene lamell i krysslitre.
A_i	er tverrsnittsarealet for et sjikt
S_i	er innbyderes avstanden mellom sjiktene (gjelder ikke for limt krysslitre)
K_i	er stivhetsmodul for forbinderne (gjelder ikke for krysslitre)
$K_i = K_{ser,i}$	som er glidemodul for beregning av bruksgrensetilstand
$K_i = K_{u,i}$	som er umiddelbar glidemodul for beregning av bruddgrensetilstand
l	er spennvidden til elementet

For γ lik 1 representerer fullt samvirke mellom lagene mens γ lik 0 indikerer ingen samvirke mellom lagene. Denne metoden tar ikke med bidraget fra skjærdeformasjon i langsgående retning for totalbøyning av krysslitreelementet [27]. Gamma-metoden i EC5 er begrenset til 3 eller 5 sjikt i krysslitreelementet. For 7 eller flere sjikt er det nødvendig for en modifisering av gammametoden og gamma verdien kan bestemmes gjennom å løse et lineært ligningssystem med ukjent stivhet [30].

Siden krysslitre er bygd opp av vekslende retning, har den evnen til å oppføre seg som et to-veis lastfordelende plate med bæring i begge retninger. Kompleksiteten for å dimensjonere en to-veis dekke, treets anisotrope materiale og usikkerheten rundt optimalisert løsning med to-veis dekke gjør det at en-veis dekke velges i stedet [31]. En-veis benyttes mest da krysslitre i dimensjoneringspraksis er ortotropiske med symetiske sjikt og sterk og svak akse elementet. Dette egner seg bedre for rektangulære rominndeling som benyttes en del i krysslitre byggeprosjekter [31].

3.1.2 Limtre

Limtre er et bearbeidet materiale hvor flere lameller limes oppå hverandre med fiberretning i elementets lengderetning [32]. Dette gjør det mulig å kunne produsere bjelker av varierende dimensjoner og lengder sammenlignet med standard konstruksjonsvirke. Et eventuelt virkesfeil ved



Figur 3.3 Fasthet for heltre og limtre. (egenprodusert)

limfugen vil gi både høyere og jevnere kvalitet sammenlignet med heltrebjelke av samme kvalitet [17]. Dette illustreres i Figur 3.3 som viser den teoretiske normalfordelte fasthet for to prøveserier, limtre og heltre. Limfugen som holder lamellene sammen må da være minst like sterk som trevirket på begge sider av limfugen.

Når en limer lameller sammen oppnås det en gunstig effekt kalles for lamineringseffekten. Ved å stykke opp trevirke i flere deler vil virkesfeil og uregelmessigheter i trevirke bli spredt utover, og det som var et kritisk punkt med en gjennomgående kvist vil nå bli fordelt utover [33]. Limtrematerialet blir da mer homogent enn vanlig trevirke.

3.2 Prosjektering av trekonstruksjoner

3.2.1 Eurokode 5 (EC5)

Når et bygg skal prosjekteres i tre er det normalt å benytte Eurokode 5: «NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Prosjektering av trekonstruksjoner». Eurokode 5 består av følgende delstandarder:

1. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
2. Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering
3. Del 2: Bruer

Ved å følge Eurokode 5 så tilfredsstilles kravene i plan- og bygningsloven og byggeteknisk forskrift TEK 17. De karakteristiske fasthets- og stivhets-parameterne for konstruksjonsvirker kan finnes i «NS-EN 338: Konstruksjonsvirke-Fasthetsklasser» og «NS-EN 14080: Trekonstruksjoner -Krav til limtre». Videre i denne oppgaven forkortes Eurokode 5 til EC5.

3.2.2 Ny revidert eurokode 5 2022 (EC5-22)

I EC5 finnes det ikke noen standardisert metode og regelverk for prosjektering av krysslåst limtre. På Standard Norge sine nettsider under «Arbeidsprogram for nasjonalt utviklet Norsk Standard» [34] er det oppført at en ny utgave av Eurokode 5 er under høring. Denne utgaven skal inkludere prosjektering av krysslåst limtre og vibrasjonsanalyse i krysslåst limtre. I det tidspunktet denne masteroppgaven pågår så er versjon CEN/TC 250/SC 5 N 1489 den siste revisjonen av Eurokoden. Gjennom mailkorrespondansen med Hauke Burkart, kontaktperson for Eurokode 5, nevnes det at 2. generasjon Eurokode 5 forventes tidligst i utgangen av 2027. Videre i denne oppgaven forkortes 2.generasjon Eurokode 5 til EC5-22.

Det finnes flere internasjonale håndbøker som kan benyttes for prosjektering av krysslåst limtre, derav svenske KL-TRE håndboken 2019, kanadiske krysslåst limtre håndboken 2019, tyske boken Timber Engineering- Principles for Design og den østeriske krysslåst limtre håndboken ProHolz handbook II 2018.

3.2.3 Lastberegning egenlast og nyttelast

I Eurokode 1: NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger kan en finne oversikt over retningslinjer for egenlast og nyttelaster i konstruksjonen.

Egenlast er permanentlasten for konstruksjonsdelene og disse kan enten bestemmes ved å benytte tabeller eller egendefinerte laster basert på materialdensitet og tykkelse.

Nyttelasten er belastningen som konstruksjonsdelene får i bruksfasen. Disse kan være møbler, personer og variable laster i bruksfasen. Nyttelasten kan bestemmes etter nasjonale tilleggset kapittel 6.3.1.1 og 6.3.1.2 i Eurokode 1.

3.2.4 Lastberegning snølast og vindlast

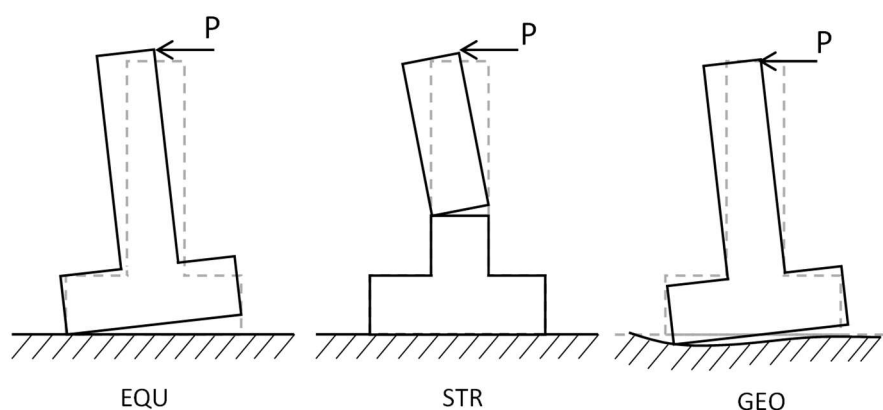
For beregning av snølast på konstruksjoner kan Eurokode 1: NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 «Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster» benyttes. Mens for vindlast kan NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster benyttes. Vindlaststandarden gir også en veiledning for forenklet beregning av vindkasthastighetstrykk.

3.2.5 Lastkombinasjon i bruddgrensetilstand

Når et bygg skal prosjekteres skal blant annet grensetilstander som bruddgrense og bruksgrensetilstand være tilfredsstillt.

Bruddgrensetilstanden er knyttet til konstruksjonsvikt som har betydning for menneskers og konstruksjonssikkerhet [35]. Dette er den tilstanden en konstruksjon utsettes for når de aktuelle påkjenningene er på sitt største. Den største påkjenningen kontrolleres mot momentkapasitet, skjærkapasitet og normalspenningskapasitet. Det er tre basissituasjoner som skal påvises i bruddgrensetilstand og er følgende [36]:

- EQU (A): Global likevekt av konstruksjonen for stabilitet. Grunnens eller konstruksjonsmaterialets fasthet er av underordnet betydning.
- STR (B): Kapasitetsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer. Vanlige kontroller er kapasitet. Byggematerialenes fasthet er av betydning.
- GEO (C): Grunnbrudd.



Figur 3.4 De 3 basissituasjoner i bruddgrensetilstand. (egenprodusert)

For STR/GEO kan den dimensjonerende lastvirkningen E_d beregnes ved to følgende lastkombinasjon etter EK0, 6.4.3.2(3), 6.10a og 6.10b, henholdsvis Formel 3.2 og Formel 3.3.

$$(6,10a) E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Formel 3.2}$$

$$(6,10b) E_d = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Formel 3.3}$$

Hvor

- " + " betyr «kombineres med»
- $G_{k,j}$ er egenlast
- P er forspenningskraften
- $Q_{k,1}$ er dominerende nyttelast
- $Q_{k,i}$ er øvrige nyttelaster
- $\psi_{0,i}$ er kombinasjonsfaktor
- $\xi_j \gamma_{G,j} = 0,89 * 1,35 = 1,20$ (Etter nasjonalt tillegg tabell NA. A1.2(B))

Den minst gunstige kombinasjonen blir dimensjonerende. Lastfaktoren for bruddgrense er hentet fra tabell A2.4(B) [35] og er gjengitt i Tabell 3.5. Verdier for kombinasjonsfaktoren, ψ , for konstruksjoner er gitt i tabell NA.A1.1 [35], gjengitt i Tabell 3.6.

Tabell 3.5 Lastkombinasjon 6.10a og 6.10b.

Situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last	Andre variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
	γ_{Gj}	$\xi \gamma_{G,j}$	$\gamma_{Q1} \psi_{0,1}$	$\gamma_{Qi} \psi_{0,i}$
6.10a	1,35	1,00	1,05	1,05
6.10b	1,20	1,00	1,50	1,05

Tabell 3.6 Kombinasjonsfaktor for ulike lastkategori

Lastkategorier for nyttelaster i bygninger	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikkarealer, kjøretøyvekt ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikkarealer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7	0,5	0,2

Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

3.2.6 Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand er knyttet til når konstruksjonsdelene ikke lenger oppfyller fastsatte krav ved normal bruk [35]. Nedbøyninger, vibrasjoner og stivhet er tilstander som normalt kontrolleres i bruksgrense. Ved prosjektering av krysslimtredekker vil det som oftest bruksgrensetilstand være dimensjonerende [18].

I bruksgrensetilstand skal også komfortkriterier kontrolleres, som er knyttet til svingninger i etasjesskiller som kan forårsake ubehag for mennesker i et bygg.

Det finnes 3 forskjellige lastkombinasjoner for nedbøyning i gulvelementer.

Karakteristisk kombinasjon: Formel 3.4 benyttes normalt ved irreversible tilstander.

$$6.14b) E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Formel 3.4}$$

Ofte forekommende kombinasjon: Formel 3.5 benyttes normalt ved reversible tilstander.

$$6.15b) E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Formel 3.5}$$

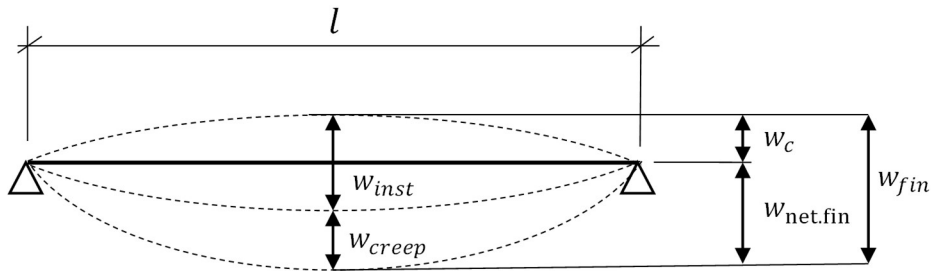
Kvasi-permanent kombinasjon: Formel 3.6 benyttes normalt for langtidsvirkninger som kryp.

$$6.16b) E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Formel 3.6}$$

For trekonstruksjoner hvor nedbøyningen påvirkes av tidsavhengige faktorer, benyttes den kvasi-permanente kombinasjonen. Denne kombinasjonen benyttes normalt for langtidsvirkninger som kryp. Anbefalte grenseverdi for nedbøyning eller plater er gitt i Tabell 3.7.

Tabell 3.7 Anbefalte grenseverdi for nedbøyning av bjelker eller plater med et spenn ℓ .

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	$\frac{\ell}{300}$ til $\frac{\ell}{500}$	$\frac{\ell}{250}$ til $\frac{\ell}{350}$	$\frac{\ell}{150}$ til $\frac{\ell}{300}$
Utkragede bjelker	$\frac{\ell}{400}$ til $\frac{\ell}{600}$	$\frac{\ell}{300}$	$\frac{\ell}{200}$ til $\frac{\ell}{250}$



Figur 3.5 Grenseverdier for nedbøyninger av bjelker/plater. (egenprodusert)

Hvor

W_c	er overhøyden.
W_{inst}	er umiddelbar nedbøyning.
W_{creep}	er nedbøyning som følge av kryp.
W_{fin}	er den endelige nedbøyningen.
W_{net}	er netto endelig nedbøyning.

For en konstruksjonsdel som er utsatt for en konstant last i hele bruksfasen, kan nedbøyningen finnes basert på umiddelbar nedbøyning, W_{inst} , kryp, W_{creep} , og deformasjonsfaktoren k_{def} .

Nedbøyning som følge av kryp kan beregnes med Formel 3.7:

$$W_{creep} = k_{def} W_{inst} \quad \text{Formel 3.7}$$

Den endelige nedbøyningen for permanentlast kan uttrykkes som i Formel 3.8: langtidsdeformasjon

$$W_{fin,G} = W_{inst,G} + W_{creep,G} = W_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad \text{Formel 3.8}$$

Den endelige nedbøyningen for variabellest kan uttrykkes som i Formel 3.9:

$$W_{fin,Q_i} = W_{inst,Q_i} + W_{creep,Q_i} = W_{inst,Q_i}(1 + \psi_{2,i} k_{def}) \quad \text{Formel 3.9}$$

For en frittøplagt gulvkonstruksjon kan nedbøyningen på midten av spennet beregnes med Formel 3.10 [37]:

$$W_m = \frac{5 q L^4}{384 EI} \quad \text{Formel 3.10}$$

Hvor

q	er jevnt fordelt last.
L	er bjelkelagets spennvidde.
E	er bjelkelagets elastisitetsmodul.
I	er bjelkelagets treghetsmoment.

Kortidsdeformasjon av karakteristisk last benyttes Formel 3.11

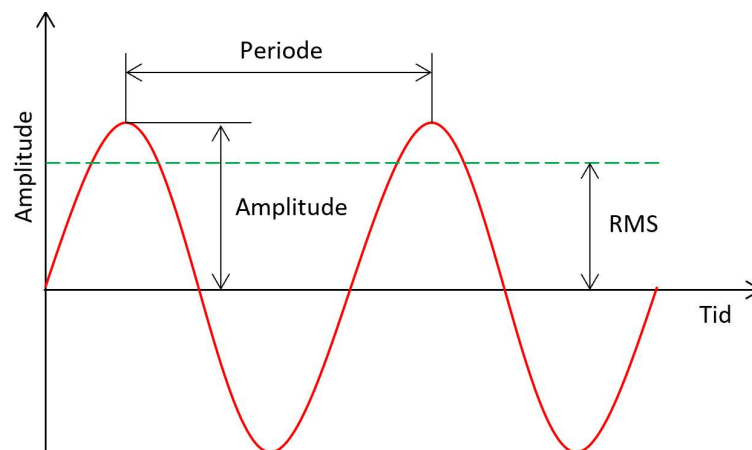
$$W_{inst} = W_{m,G} + W_{m,Q} \quad \text{Formel 3.11}$$

Nedbøyning på grunn av menneskelig bevegelse på krysslimeelementet kan beregnes ved å anta statisk last som simulerer en kraft på 1 kN som virket midt på elementet. Dette inngår i såkalte komfortkriteriet som setter grenseverdikrav for egenfrekvens, vibrasjon og nedbøyning knyttet til menneskelig følsomhet [38]. For 1 kN punktlast kan nedbøyning beregnes etter Formel 3.12.

$$w = \frac{PL^3}{48 EI} \quad \text{Formel 3.12}$$

3.3 Vibrasjoner

Vibrasjoner er den dynamiske oppførselen til et system som er definert med parametre som frekvens, amplitude og demping [39]. Frekvens er et mål på antall svingninger som oppstår i en tidsperiode som normalt er lik ett sekund. Denne frekvensen blir målt i Hertz (Hz) hvor 1 Hz tilsvarer en periode per sekund [39]. Amplituden er maksimal avstanden fra likevektspunktet til toppunktet på svingningen. Når det påføres en ytre belastning på systemet, vil det starte en oscillerende bevegelse i systemet. Dette skaper hurtige og periodiske svingninger i et system. Dersom bevegelsen, som en periodisk kraft, får en lik eller nær elementets egenfrekvens, skaper det resonans i elementet ved at elementet tar opp energien fra ytre belastning på elementet [40]. Resonans er et fenomen som oppstår når frekvensen til eksitasjonen er tilnærmet lik grunnfrekvensen til systemet [41]. I et gulv så kan resonans oppstå når fottrinnet landet i takt med vibrasjonen til gulvet. De dynamiske lastene kan normalt inndeles i kategorier som harmoniske, periodiske, transiente og impulsive laster [42]. Vibrasjoner er den dynamiske oppførselen til et system som er definert med parametre som frekvens, amplitude og demping [39]. Frekvens er et mål på antall svingninger som oppstår i en tidsperiode som normalt er lik ett sekund. Denne frekvensen blir målt i Hertz (Hz) hvor 1 Hz tilsvarer en periode per sekund [39]. Amplituden er maksimal avstanden fra likevektspunktet til toppunktet på svingningen. Når det påføres en ytre belastning på systemet, vil det starte en oscillerende bevegelse i systemet. Dette skaper hurtige og periodiske svingninger i et system. Dersom bevegelsen, som en periodisk kraft, får en lik eller nær elementets egenfrekvens, skaper det resonans i elementet ved at elementet tar opp energien fra ytre belastning på elementet [40]. Resonans er et fenomen som oppstår når frekvensen til eksitasjonen er tilnærmet lik grunnfrekvensen til systemet [41]. I et gulv så kan resonans oppstå når fottrinnet landet i takt med vibrasjonen til gulvet. De dynamiske lastene kan normalt inndeles i kategorier som harmoniske, periodiske, transiente og impulsive laster [42]. Figur 3.6 illustrerer harmonisk svingninger i et system.



Figur 3.6 Harmonisk svingninger i et system (egenprodusert)

3.3.1 Vibrasjoner på krysslåstregulv

Vibrasjoner på et krysslåstregulv er normalt forårsaket av menneskers bevegelser da gulvet er den delen av bærekonstruksjonen som konstant utsettes for menneskelig aktiviteter som gåing, løping, hopping, dansing og sport [43]. Disse svingningene kan påvirke komfortnivået i rommene negativt på grunn av begrenset stivhet og lav modal masse på dekket. Modal masse er den massen som er involvert i enkelt svingform. Den dynamiske påkjenninger i krysslåstregulv styres av faktorer som resonans, eksitasjonsfaktorer, energi dissipasjon og grensebetingelser [43].

I numeriske modellering av krysslåstredette med forskjellige grensebetingelser og dynamisk påkjenning basert på vibrasjon fra menneskers aktivitet [43], ble det funnet ut at jo større avstanden mellom bjelkene som dekket støtter på, desto mindre blir egenfrekvensen samtidig som vibrasjonsakselerasjonen økes betydelig. Det viser seg også at det å øke stivheten til bjelken til en viss grad, vil det kunne øke egenfrekvensen til dekket og forbedre ytelse i bruksgrense.

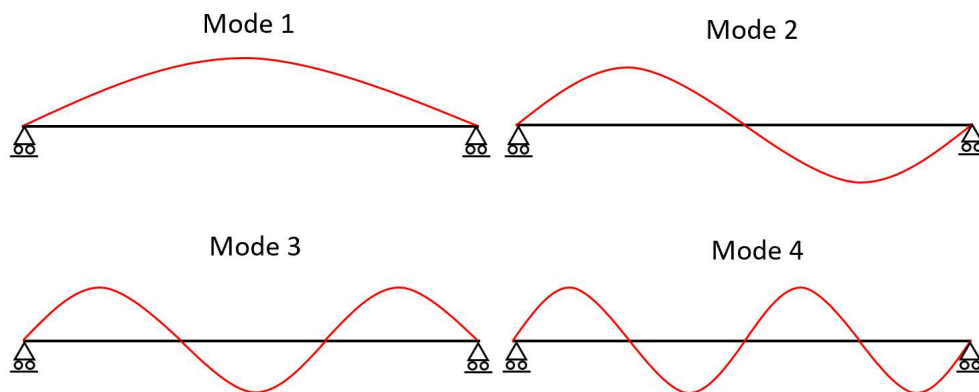
Grunnfrekvensen for et rektangulært gulv som er fritt opplagt på kun to av motstående sider kan beregnes etter Formel 3.13. Hvis bare masse økes, vil det resultere i en lavere grunnfrekvens [28]

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Formel 3.13}$$

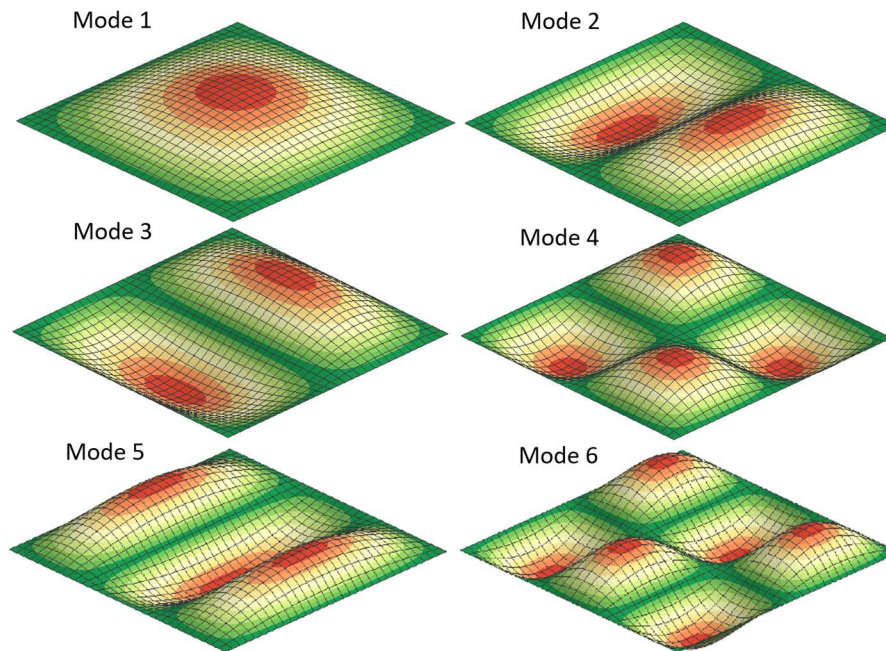
Hvor

k	er bøyestivheten EI_k
m	er massen til krysslåstredette
L	er gulvspennet

Resonansfrekvensen kan finnes ved å benytte modal analyse. Modalanalyse er en prosess der strukturen er preget av dynamiske egenskaper, som en resonansfrekvens, demping og modus former [44]. Disse systemene kan kategoriseres som første-, andre, tredje modus, osv. slik som illustrert i Figur 3.7. Modus 1 begynner på den laveste frekvensen og de neste mode blir frekvensen høyere. Den enkleste modus formen, modus 1 tilsvarer den grunnfrekvensen til gulvet. Det er vanligvis den første vibrasjons modus som er av interesse når menneskeskapt vibrasjoner i gulv skal vurderes [45].



Figur 3.7 Skisse av de fire første svinge modulus for en fritt opplagt bjelke. (egenprodusert)

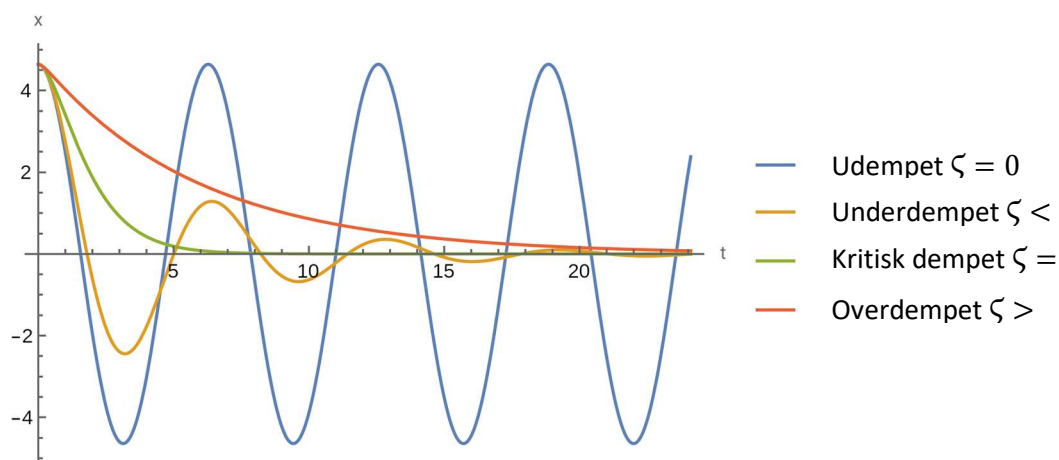


Figur 3.8 De 6 første modusformene for flate (gulv) vibrasjoner. (egenprodusert)

Figur 3.8 viser de seks første modus formene i en flate element.

3.3.2 Damping

For at vibrasjoner skal avta i et system er det nødvendig med damping. Damping bidrar til en reduksjon i amplituden for en oscillerende bevegelse som et resultat av at energien i systemet reduseres på grunn av friksjon. Hvor raskt vibrasjonene avtar til likevektspunktet kalles dempingsforholdet ζ til systemet. I praksis er det komplisert å beregne dempingsforholdet, så i stedet benyttes numeriske verdier basert på resultater fra testing [46]. I EC5-22 er det foreslått å benytte dempingsforhold på 2,5% til 4% for krysslåst gulv [20, 47], som er underdempet som vist i . Dette dempingsforholdsområde finnes også i det østerrikske nasjonal tillegget til 1.generasjon av Eurokode 5 og internasjonale håndbøker for krysslåst [47]. Figur 3.9 viser frekvenskurver for udempet, underdempet, kritisk dempet og overdempet systemer.



Figur 3.9 Frekvenskurver for udempet, underdempet, kritisk dempet og overdempet systemer med y-akse som frekvensamplituden og x-aksen som tid [s]. (egenprodusert)

3.3.3 Lavfrekvente og høyfrekvente gulv

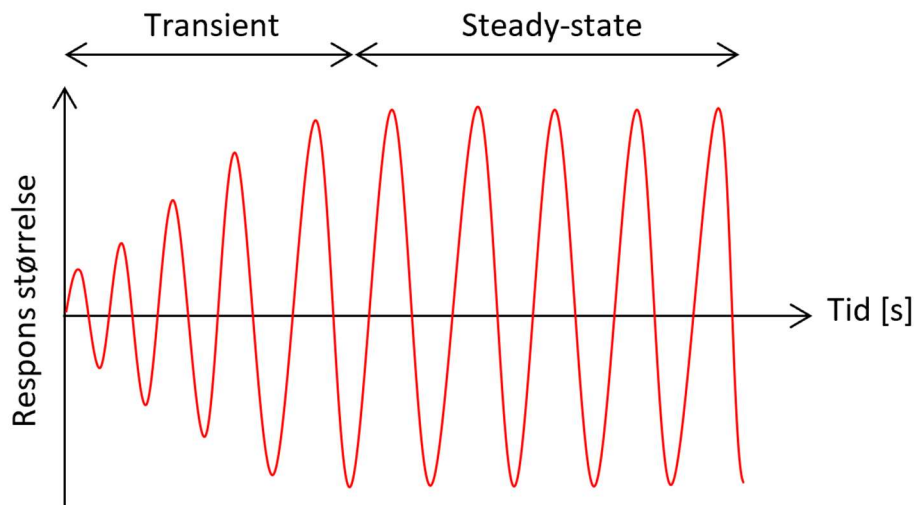
For et gulvkonstruksjonen kan frekvensen inndeles i 2 grupper, lavfrekvente og høyfrekvente gulv. Skillet mellom lav- og høyfrekvens gulv går ved 7-8 Hz og klassifiseringen baserer seg på hvordan gulvene reagerer på menneskelig gange [20]. For lavfrekvente gulv er den lavfrekvente delen av menneskelig gange som vil forårsake resonans. Høyfrekvent gulv er betydelig merkbar for den støtlignede delen av gangen. En person som er i nærheten, vil kunne merke støtene (impuls) og den som går kan oppfatte gulvet som fjærende [48]. Lavfrekvente kan defineres som et gulv som har egenfrekvens lavere enn 4 ganger gangfrekvens (1,5-2,5 Hz) [20]. En person som er i nærheten, vil kunne merke støtene (impuls) og den som går kan oppfatte gulvet som fjærende [48]. Lavfrekvente kan defineres som et gulv som har egenfrekvens lavere enn 4 ganger gangfrekvens (1,5 - 2,5 Hz) [20]. Mens høyfrekvente gulv er egenfrekvens større enn 4 ganger gangfrekvens. For de to gruppene så er lavfrekvente gulv innenfor resonansområdet (3-10 Hz) mens høyfrekvente er utenfor. Krysslimtregulv kan kategoriseres som lavfrekvente gulv hvor den transiente og steady-state responsen må tas hensyn til. Dette skyldes at den transiente delen ikke nødvendigvis er dominerende og at i EC5-22 Annex K.3 (3) så nevnes det gulv med modus høyere enn 4 ganger gangfrekvensen skal kun sjekkes for den transiente responsen [20]. I EC5-22 nevnes det at for lavfrekvente gulv kreves det krav til akselerasjon (a_{rms}) men ved høyfrekvente gulv stilles krav til hastighet (v_{rms}) [20]. Tabell 3.8 viser en oppsummering for klassifisering av høyfrekvente og lavfrekvente gulv.

Tabell 3.8 Klassifisering av høyfrekvente og lavfrekvente gulv

Gulv type		
Klassifisering gulv	Høyfrekvent	Lavfrekvent
Grunnfrekvens	$f_1 > 8 \text{ Hz}$	$f_1 < 8 \text{ Hz}$
Dominerende respons	Transient	Steady-state
Masse	Lettvekt	Tung

3.3.4 Transient og steady-state respons

Når et system blir utsatt for eksitasjonskraft vil systemet begynne å vibrere. Ved begynnelsen av eksitasjonen vil transient vibrasjoner oppstå hvor systemet er utsatt for en tidsvarierende eksitasjon. Transient vibrasjon respons gjør det mulig for å forutsi dempingsforholdet som kan motstå ulike menneskeskapt impulslast, maskinelle vibrasjoner eller naturkrefter som jordskjelv. Når den transiente responsen er dominerende, vil den påførte eksitasjonskraften oppføre seg som en serie impulser i stedet for en kontinuerlig funksjon [49]. Den transiente vibrasjonen kan bli sett på som en serie av dempet fri vibrasjonsrespons av systemet, som illustrert i Figur 3.10. Steady-state-responsen oppstår når bølgefronten har slått seg ned og fortsetter kontinuerlig illustrert i Figur 3.10. I dette tilfellet kan resonans oppstå hvis en av egenfrekvensene til strukturen er lik eksitasjonsfrekvensen. Den transiente løsningen er neglisjerbar, og amplituden til akselerasjonen blir konstant etter en stund som illustrert i Figur 3.10 og dermed er utviklingen av steady-state amplituden tidsavhengig. For en korte bevegelser på gulvet kan den steady-state resonansen oppførsel ikke oppnås på grunn av lite tidsintervall.



Figur 3.10 Transient og steady state fase i en harmonisk svingningsanalyse. (egenprodusert)

3.3.5 RMS, modal masse og responsfaktor

Root mean square (RMS)-verdien er den mest relevante mål for amplituden siden denne verdien tar hensyn til bølgens tidshistorikk og gir en amplitudeverdi som er direkte knyttet til energiinnholdet [50]. Sammenhengen mellom amplitude og RMS er illustrert i Figur 3.6. Energiinnholdet er en viktig egenskap for vibrasjoner og denne egenskapen bidrar til å identifisere destruktiv energi i vibrasjoner som kan forårsake vibrasjonsskader.

For å beregne denne verdien må de øyeblikkelige amplitudeverdiene til bølgeformen kvadreres og disse kvadrerte verdiene beregnes i gjennomsnitt over en viss tidsperiode. Dette tidsintervallet må være minst én periode av bølgen for å komme frem til riktig verdi. De kvadrerte verdiene er alle positive, og det samme er gjennomsnittet deres. Deretter trekkes kvadratroten av denne gjennomsnittsverdien ut for å få RMS-verdien.

I Formel 3.14 vises den matematiske formelen RMS-akselerasjon, hvor RMS er kvadratroten av gjennomsnittet av de kvadrerte verdiene til amplituden.

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a(t)^2 dt} \quad \text{Formel 3.14}$$

Hvor

T er perioden som vurderes
 $a(t)$ er beregnet akselerasjonsrespons

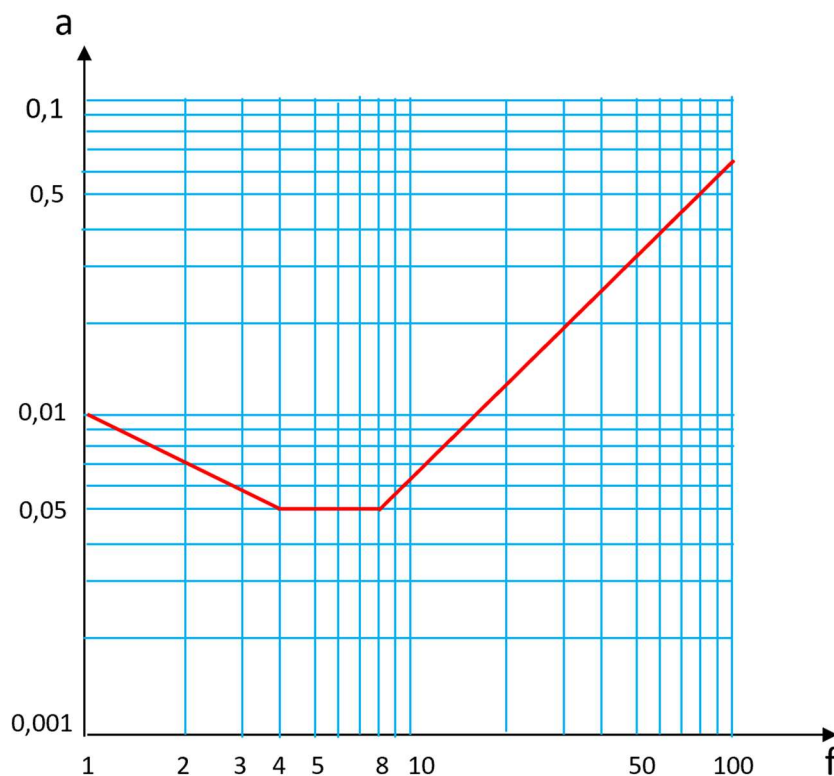
Modal masse er et mål på hvor mye av den totale massen til gulvet, bidrar til en spesifikk modus. Den modale massen, M^* benyttes for å finne RMS og topp hastigheten som er nødvendig for å evaluere henholdsvis akselerasjonen og hastighetskriteriene [51]. Den modale masse er også avhengig av hvor mange sider gulvet er støttet på.

3.3.6 Responsfaktor

Vibrasjoner for menneskelig komfort er generelt målt ved responsfaktorer (R-faktorer). En responsfaktor er forholdet mellom vektete RMS-akselerasjon fra vibrasjonen som skapes og terskelen til knapt merkbar vibrasjon [52]. En responsfaktor på 1 representerer størrelsen på vibrasjonen som er bare merkbar av et menneske [53]. Responsfaktoren er relatert til intensiteten av vibrasjoner som føles av menneskelige beboere og er definert som antall ganger over grunnlinjen for menneskelig oppfatning av vibrasjon, som er omtrent 0,005 for frekvenser fra 4 – 8 Hz [20]. Responsfaktor for gulv bestemmes med gulv akselerasjon sammen med den laveste størrelsen for akselerasjon og vibrasjonsfølsomhet fra ISO-basiskurven i Figur 3.11

Akselerasjonskriteriet er uttrykt som responsfaktoren en multiplisert verdi av basekurven verdien i Figur 3.11 og kan uttrykkes med Formel 3.15

$$a_{rms} = 0,005 * R \quad \text{Formel 3.15}$$



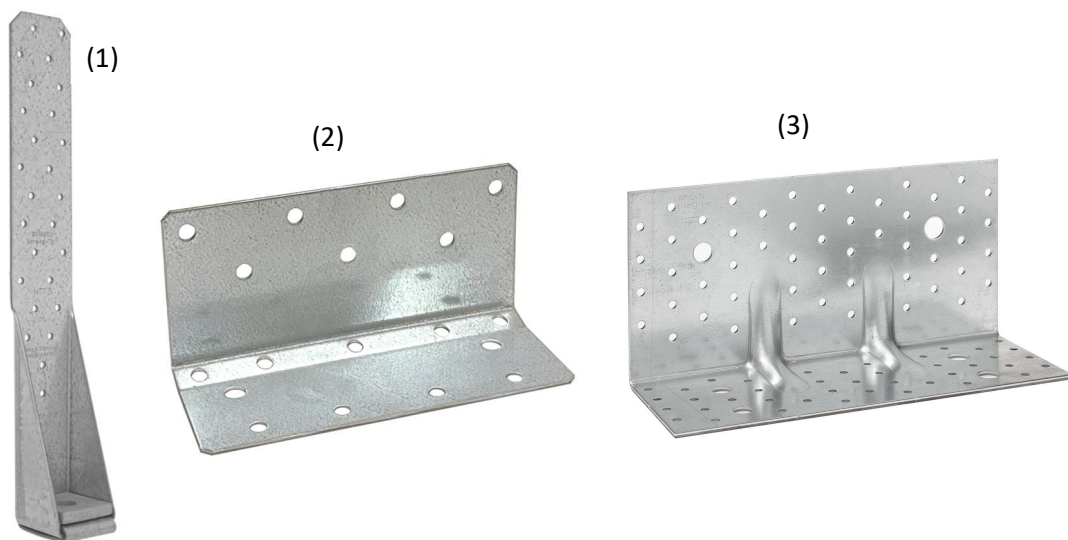
Figur 3.11 Vibrasjoner i bygninger z-akse basiskurve for akselerasjon (fot-til-hode) vibrasjonsretning. (egenprodusert)

3.4 Mekaniske forbindelser og knutepunktløsninger

Mekaniske forbindelser av stål benyttes normalt for å binde sammen trekonstruksjonselementer. Stål har innflytelse på byggets styrke, stivhet, stabilitet og duktilitet [54]. Siden tre er et hygroskopisk materiale kan det forekomme endringer i relativ fuktighet i bruksfasen. Dette vil gi treet volumendring i form av økt fasthet og krymping. Stålforbinderen kan forårsake tvangsspenninger vinkelrett på fiberretning i trekonstruksjoner på grunn av forskjellen i stivhet mellom stål og tre.

Et knutepunkt som ikke er tilstrekkelig dimensjonert, vil resultere i at den totale styrke og stivheten for systemet blir redusert. Derfor er det avgjørende å benytte koblinger og festemidler har høy duktilitet for å motstå vindkrefter og seismiske laster [55]. I et laboratorieforsøk og numeriske analyser er utført for å analysere den mekaniske oppførselen for vinkelbeslagstyper som vinkelbeslag og *trekkanker* viser det at både strekk og skjærstyrke for angle bracket er betydelig høye [55].

Trekkanker forbindelse er dimensjonert for å ta strekkrefter som for eksempel vertikale oppløftkrefter. Mens *angle bracket* er dimensjonert for å ta horisontale skjærkrefter [56]. Det er vanlig å kombinere de to nevnte vinkelbeslag for å ta både horisontale og vertikale krefter som virker på krysslimtre veggen. Forsterket vinkelbeslag er en kombinert vinkelbeslag som tar både strekk- og skjærkrefter. Denne og angle bracket har lavere strekkapasitet sammenlignet med *Trekkanker* på grunn av større lastareal i bredden enn i lengden. Figur 3.12 illustrerer vinkelbeslag type *Trekkanker*, vinkelbeslag og forsterket vinkelbeslag.



Figur 3.12 forskjellige beslag for krysslimtre forbindelser: *Trekkanker* (1), vinkelbeslag (2) og forsterket vinkelbeslag (3).

Kaldformet stål forbindelser har i stor grad erstattet koblinger av sammenføyninger av tre [57]. Dette skyldes enklere montering av stålforbindelsen og eliminering maskinelle ressurser for komplekse utskjæringer av trematerialer som skal kobles sammen. Stålet har normalt en tykkelse mellom 1 til 4 mm og er enten av galvanisert eller laget av rustfritt stål [57]. For å sammenføye stålet sammen med treet benyttes det som oftest spikere og selvbårende skruer.

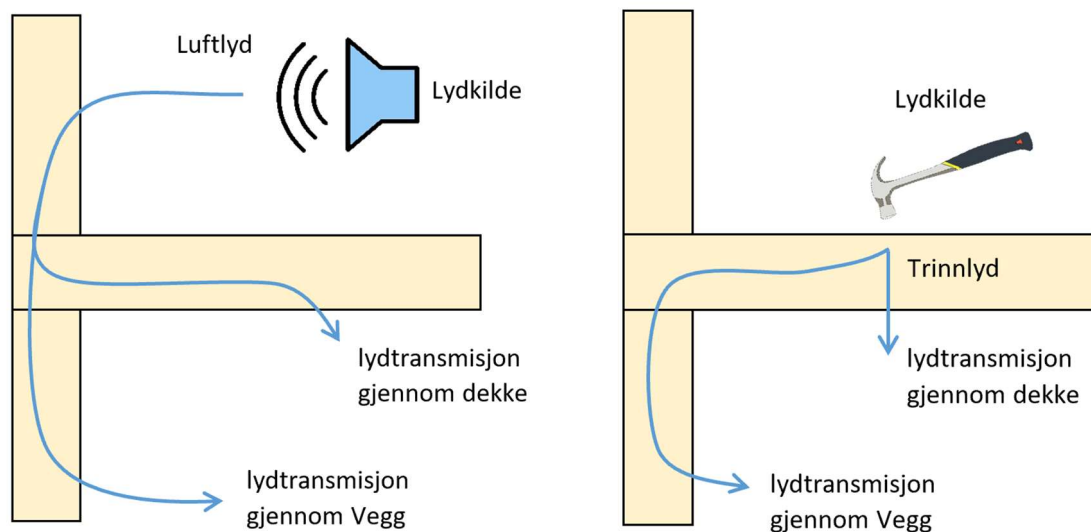
Bæreevnen, $F_{v,Rk}$ til knutepunktet ved bruk av kaldformede stålforbindelser påvirkes av kapasiteten til stål-til-tre forbindelse og kapasiteten til tre- og stålmaterialet. Strekkspenninger som oppstår

vinkelrett på fiberretning kan forårsake svikt selv før bæreevnen kapasiteten til spiker- eller skrukekapasiteten oppnås. De fleste kaldformedene stålforbindere er utsatt for plastiske deformasjoner av stålet før kapasiteten til bæreevne kapasiteten oppnås [57]. Siden mange kaldformede stålforbindere inkluderer minst to stål-til-tre knutepunkter i forskjellige plan, har de tendens til å være eksentrisk belastet, som betyr at de forbindere ofte er utsatt for kombinerte tverr (lateral)- og aksialbelastninger [57]. For beregninger av $F_{v,Rk}$ for stål-til-tre forbindelse beregnes etter EC5 kapittel 8.2.3 [28].

3.4.1 Flanketransmisjon

På grunn krysslitre sitt lave masse og høy stivhet har den dårligere lydisoleringsevne [58]. Dette kan føre til forplantning av lyd gjennom flankerende bygningsdeler som vegg og etasjeskiller av krysslitre. Figur 3.13 illustrer hvordan romlyd og trinnlyd kan forplante seg gjennom konstruksjonsdeler.

Erfaringer viser at flanketransmisjon er utfordrende i krysslitrekonstruksjoner [59]. For å redusere forplantingen er det nødvendig med ulike materialkombinasjoner for å få ønsket lydisolasjon. Det finnes produkter som skillelist i elastomer som kan benyttes i alle elementer som står vinkelrett på hverandre. Elastomer legges som et lag mellom krysslitre vegg og dekke. Alternativt kan en gjennomtenkt romløsning som å unngå at dekker og vegger fortsetter kontinuerlig over flere rom og at minimere plassering av to lydsensitive rom inntil hverandre bidra til å minske flanketransmisjonen [59].



Figur 3.13 Til venstre: luftlyd. Til høyre: trinnlyd. (egenprodusert)

I en FOU-prosjekt [9] i samarbeid med Splitkon, Brekke & Strand Akustikk, Green Advisers, Byggimpuls, Lydgulvsystemer og Ny Struktur, ble det utført testing av lydforhold i krysslitrebygning. Det har blitt testet knutepunktsdemping på 15 ulike situasjoner med ulike innfestninger, hvor et av situasjonen var å teste av ulike løsninger med vinkelbeslag. Målet for FOU-prosjektet er å kvalitetssikre prosjekterte løsninger i boligprosjekter med hensyn på lydforhold, forsøke å finne standardiserte løsninger som gir trygghet for resultater og finne rasjonelle løsninger som møter lydkrav i offentlige bygninger som skoler [9]. 4 forskjellige vinkelbeslag ble testet sammen med skruerinnfestning uten vinkelbeslag. Det

ble testet knutepunktdemping mellom etasjer med bankemaskin som eksitasjon og senteravstand på 1000 mm mellom vinklene. Resultatet fra FOU-prosjektet med vinkelbelag viser at vinkler er bedre enn skrueinnfestning og at elastisk belegg på vinklene gir bedre dempeverdier. Skrueinnfestning svekker effekten av elastisk belegg i knutepunktet.

3.5 Finite Element Method (FEM)

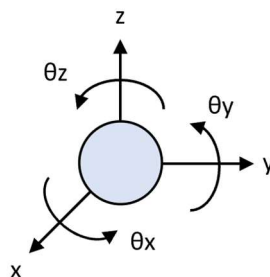
3.5.1 Analytisk og numerisk metode

For å løse konstruksjonstekniske problemer kan analytisk og numerisk metode anvendes [60]. Analytiske metoder kan benyttes for å finne et eksakt løsnings til et strukturelt mekanisk problem som eksempelvis nedbøyning eller spenning. Kompleksitet i geometri, laster eller materialer kan gi begrensning for å anvende den analytiske metoden uten videre bruk av dataverktøy. For slike problemer kan numeriske metoder anvendes i stedet for å estimere løsninger. Fellestrekk for disse to metodene er at de er basert på differensiallikninger, grensebetingelser og geometrien til problemet [60]. Med numeriske metoder kan det løses store datasett med algebraisk likninger-, interpolere funksjoner-, finne deriverte og integrerte av funksjoner numerisk for å finne en tilnærmet løsning på et komplekst problem.

Finite Element Method (FEM) er en numerisk løsningsmetode som kan beskrives med partielle differensiallikninger og er det mest utbredte numerisk verktøyet innen konstruksjonsanalyse [61]. Partielle differensiallikninger blir transformert til algebraiske likninger. I en FEM analyse blir en modell inndelt i mindre elementer som skal analyseres. Disse elementene kobles sammen med noder. Mesh er elementer som inneholder noder som representerer formen til geometrien.

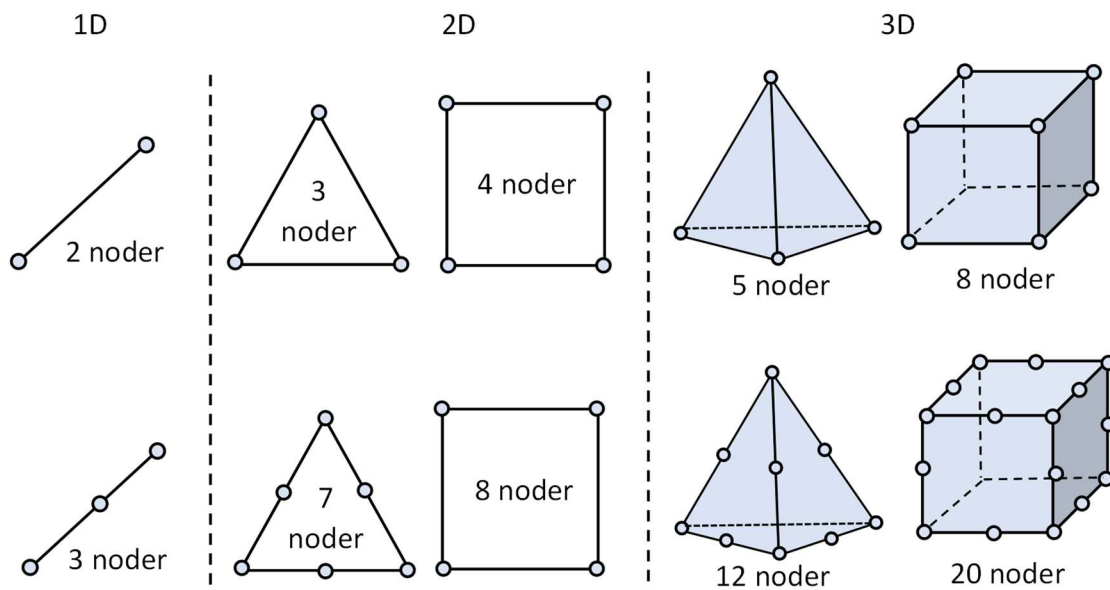
3.5.2 Meshkvalitet og elementtyper

Bjelke-, skall -og volumelementer benyttes for analyse i FEM-analysen. Et bjelkeelement kan ha to noder på hver sin ende og hver enkelt node inneholder tre frihetsgrader. Et skallelement deler opp konstruksjoner i plater med en gitt stivhet ut av planet. Disse elementene inndeles i noder hvor hver node består av seks frihetsgrader, forskyvninger i x-, y- og z-retning og rotasjon om disse tre aksene som vist i Figur 3.14. Et volumelement består av et 3D-element som er utstrakt i tre retninger hvor hver node har 3 frihetsgrader. Disse er forskyvninger i x-, y og z-retning. Tetraederformer (pyramider med trekantet grunnflate) eller heksaederformet er to typer volumelementer som illustreres i Figur 3.15.



Figur 3.14 frihetsgradene i en node. (egenprodusert)

Både volum- og flate elementer er første ordens elementer, men vi kan også benytte andre ordens elementer, som har i tillegg en node midt på hver linje, illustrert i Figur 3.14. Dette vil gi en kurvet form og siden det er en ekstra node mellom hva linje. For økende noder vil også analysetiden i et FEM-programmet øke.



Figur 3.15 Bjelke-, skall- og volumelementer med tilhørende antall noder. (egenprodusert)

For å sjekke om mesh-kvalitet er tilstrekkelig for geometrien kan aspect ratio og jacobian benyttes. Aspect ratio er et mål på hvordan elementer skiller seg fra ideell form. Perfekt form er definert når aspect ratio er lik 1 for tetraeder. Aspect ratio er definert som forholdet mellom en elementets lengste kant og korteste høyde. Jo høyere aspect ratio verdien er, desto dårligere er elementformen.

Skewness er definert som forskjellen mellom formen på elementruten og formen til en likesidet elementrute med ekvivalent volum. Elementruter som er skjeve kan resultere i unøyaktigheter i resultatet.

3.5.3 Kraft og forskyvningsmetode

I konstruksjonsanalyse finnes det to metoder for å analysere strukturen. Hvor den ene metoden er kraftmetoden og den andre er forskyvningsmetoden. I kraftmetoden er kraft eller moment den ukjente variabelen og graden av ubestemthet skal bestemmes. Mens i forskyvningsmetoden er bøyning eller rotasjonen den ukjente og antall frihetsgrader skal finnes ut.

3.5.4 Mesh konvergens og singularitet

Mesh-konvergens bestemmer hvor mange elementer som kreves i en modell for å sikre at resultatene av en analyse ikke påvirkes av å endre størrelsen på meshet [62]. Spenning og deformasjon vil konvergere til en bestemt verdi med avtagende elementstørrelse. En mesh-konvergensstudie utføres for å sikre at elementstørrelsene er tilstrekkelige slik at spenning og deformasjon som oppnås ved bruk av FEM er tilfredsstillende.

En spenning singularitet er definert som et punkt i modellen hvor spenningen ikke konvergerer mot en bestemt verdi ved avtagende elementstørrelse [63]. Teoretisk sett så vil spenningen gå mot uendelig når elementstørrelsen nærmer seg uendelig liten. Områder som ofte oppstår singularitet er ved

påkjennning av punktlast, i skarpe kanter og hjørner på elementer. Spenning går mot uendelig da kraften blir påført i små areal. Siden spenning er kraft delt på areal, vil påføring av en kraft på et enkelt punkt gi en uendelig spenning.

3.5.5 Stivhetsmatrise

Stivhetsmatrisen defineres som hvor mye hver node i elementet vil forskyve seg når krefter og momenter påføres noden, og så løse forskyvningene ved hver node i meshet [64]. Matrisen er kvadratisk med like mange rader og kolonner som antall frihetsgrader for elementet. Stivhetsmatrisen kan benyttes for å beregne kreftene og momentene ved begge nodene i et stavelement. De individuelle stivhetsmatrisene for alle elementene kan settes i en global stivhetsmatrise som definerer hvordan hele strukturen vil forskyves seg når belastninger påføres på strukturen. I likhet med stivhetsmatrisen til elementet er den globale stivhetsmatrisen en kvadratisk matrise og antall rader og kolonner er lik det totale antallet frihetsgrader i modellen. Et system sitt stivhetsrelasjon kan uttrykkes med Formel 3.16.

$$K * r = R \quad \text{Formel 3.16}$$

Hvor

r	er forskyvningsvektor som representerer systemets frihetsgrader, enten 0 (fastholdning) eller 1 (forskyvning eller rotasjon)
K	er stivhetsmatrisen som er avhengig av bøyestivheten (EI) for elementet.
R	er resulterende lastvektor og er avhengig av ytre påkjenninger

3.5.6 Lineær og ikke-lineær analyse

Lineær løsning brukes ved små deformasjoner der modellens stivhet er konstant under påføring av lasten. Hele lasten påføres i ett steg og gir unøyaktige resultater ved node forskyvninger større enn 10% av modellenes karakteristiske lengde. Grafen til lineær løsning vil være lineær på grunn av konstant stivhet når lasten påføres.

Relasjonen mellom kraft, stivhet og forskyvning kan uttrykkes med Formel 3.17.

$$F = k * x \quad \text{Formel 3.17}$$

Hvor

F	kraft
k	stivhet
x	forskyvning

Hooks lov definerer lineær sammenhengen mellom spenning og tøyning innenfor det elastiske området med Formel 3.18

$$\sigma = E * \varepsilon \quad \text{Formel 3.18}$$

Ikke-lineær løsning brukes i tilfeller der modellens stivhet endres når lasten påføres. Det benyttes iterativ løsning hvor lasten påføres gradvis over et valgt tidsrom og stivhetsmatrisen oppdateres etter hvert tidssteg. Programmet utfører en serie med beregninger. Denne type løsning gjør at programmet

bruker mye lengre tid enn lineær løsning, men med større nøyaktighet. Grafen til ikke-lineær løsning vil være kurvet på grunn av endring i stivhet når lasten påføres.

Endringer i stivhet kan uttrykkes med en funksjon av $K(x)$, slik som Formel 3.19.

$$F(x) = K(x) * x \quad \text{Formel 3.19}$$

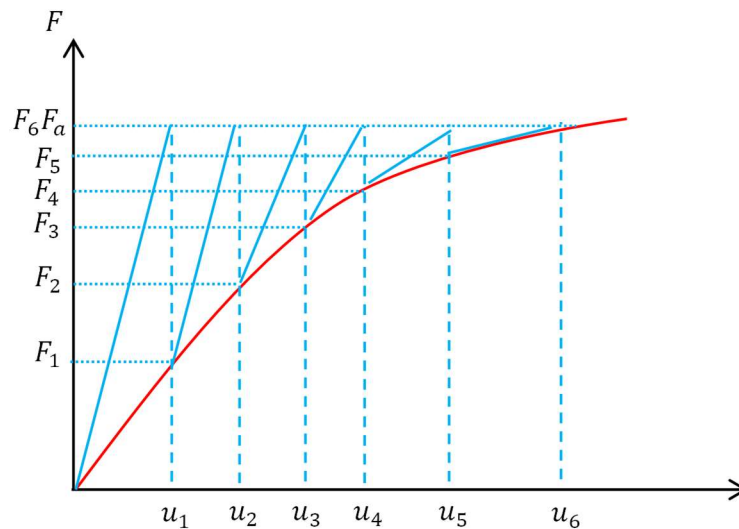
3.5.7 Ikke-linearitet typer

Ikke-lineære geometri er relatert til endringer i geometrien til strukturen under analyse. Dette oppstår når størrelsen på forskyvningene påvirker responsen til strukturen og skyldes store deformasjoner eller rotasjoner [65]. Endring i stivheten på grunn av endringer i geometrien kalles for geometrisk ikke-linearitet.

Ikke-lineære material oppstår på grunn av ikke-lineær relasjon mellom spenning og tøyning, altså spenningen er ikke-lineær funksjon av tøyningen [66]. Faktoren som påvirker materialeegenskaper, er lastmengde, lastvarighet og miljøpåkjønning slik som temperatur. Noen ikke-lineære materialmodeller er stor tøyning, spenning-tøyningsforhold, elasto-plastisitet, plastisitet og kryp [67].

Ikke-lineære randbetingelser (kontakt) er relatert til kontakt mellom elementer. Dette oppstår på grunn av forskjellige deformasjoner av en eller flere deler som er i kontakt, på grunn av friksjonskraft og tangential glidekraft [68]. Ikke-lineære randbetingelser er avhengig av materialoppførsel, friksjonskoeffisient, geometri og belastningsforhold for elementer som er i kontakt [68]. Denne deformasjonen fører til endringer i geometrien til delen som tilfører en endring på stivhetsmatrisen eller på kreftene mellom delene i kontakt og tvinger fram en ny iterasjon til løsningen nærmer seg. Når stivhetsmatrisen endres så må en ny løsning oppnås inntil den gjentatte løsningen slutter å endre seg innenfor toleranser. Dette er med på å øke analyssetiden analysetid FEM baserte dataprogrammer.

Innenfor FE-analyse kan geometrisk- og material ikke-linearitet (GMNA) kombineres. Dette i tilfeller når store deformasjoner og forskyvninger oppstår i analysen. Geometrisk ikke-linearitet er sett i sammenheng med store forskyvninger mens material ikke-linearitet i sammenheng med elastisk-plastisk material modell med arbeidsharding. En kombinasjon gjør det mulig for å både inkludere endringer i stivheten og geometrien under analysen. For å inkludere endringer i stivheten kan Newtons raphson metode benyttes [69]. Dette er en numerisk metode for å løse et system med likninger gjennom en iterasjonsprosess og itereres til kraften og deformasjon er i likevekt. For hver iterasjon beregnes en tangent, illustrert i Figur 3.16. Ved iterasjon dannes det en ny global stivhetsmatrise.



Figur 3.16 Newtons raphson graf. (egenprodusert)

Dersom GMNA analysen forutsier en maksimal belastning etterfulgt av en synkende graf (path trend), bør maksimalverdien brukes til å bestemme belastningsforholdet $r_{R,GMNA}$. Mens hvis GMNA analysen ikke forutsier en maksimal belastning, men gir et økende forskyvningsforhold uten arbeidsherdning til materialet, skal belastningsforholdet være betraktet ikke større enn verdien ved punktet hvor maksimum von Mises spenningen i strukturen oppnår verdien $\varepsilon_{mps} = n_{mps} \frac{f_{yd}}{E}$, etter Eurokode 3 kap.6.1 (5) [70].

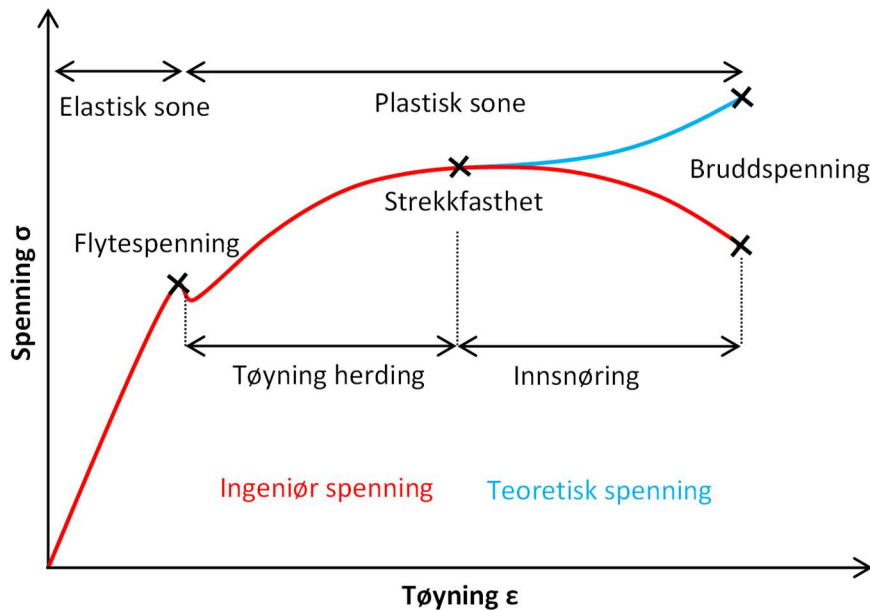
I nasjonale tillegget i Eurokode 3- Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet gis det anbefaling om maks tillat plastisk tøyning på 5% for område som er utsatt for strekk spenning [71].

3.5.8 Plastisitetsteori

Plastisk deformasjon oppstår på grunn av glidning mellom atomplan. Glidning skjer i forhold til hverandre og skyldes innvirkning av skjærspenninger mellom atomplanene [72]. Plastisk deformasjon kan illustreres i to forskjellige spennings-tøyningsgrafer for strekk test av stål illustrert i Figur 3.17.

Den røde grafen illustrerer ingeniørspenning mens den blå illustrerer teoretisk spenningskurve. Fellestrekk for begge kurvene er at spenningen beregnes etter $\sigma = F/A$ men arealet er konstant for ingeniørspenningen mens arealet er varierende for teoretiske spenningen gjennom strekk testen.

Fra Figur 3.17 er flytegrense (yield strength) og strekkfasthet (ultimate strength) er to parametere som er relatert til materialets evne til å motstå plastisk deformasjon. I flytegrensen begynner den plastiske deformasjonen mens ved maksimale strekkfastheten er grensen før brudd oppstår. Den elastiske regionen er i område i Figur 3.17 frem til flytegrensen. Lasten som påføres på stålet innenfor det elastiske området vil tøyning oppstå og når lasten fjernes vil stålet gå tilbake til sin opprinnelige form.



Figur 3.17 Ingeniørspenning og teoretisk spenningskurve. (egenprodusert)

I området etter elastisk regionen kalles for plastisk region og når stålet påføres en last slik at spenningen blir høyere enn flytespenningen, vil ikke stålet kunne gå tilbake til sin opprinnelige form. Da har det skjedd en flyt og stålet har fått en varig forlengelse. Det plastiske området er i fra flytegrense til strekkfasthet på grafen. Strekkfasthet er den maksimale spenning som stålet kan ta før brudd oppstår. I elastiske området er spenningen proporsjonalt med tøyningen og elastisitetsmodulen kan uttrykkes med Formel 3.20.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Formel 3.20}$$

Hvor

σ er spenning

ε er tøyning

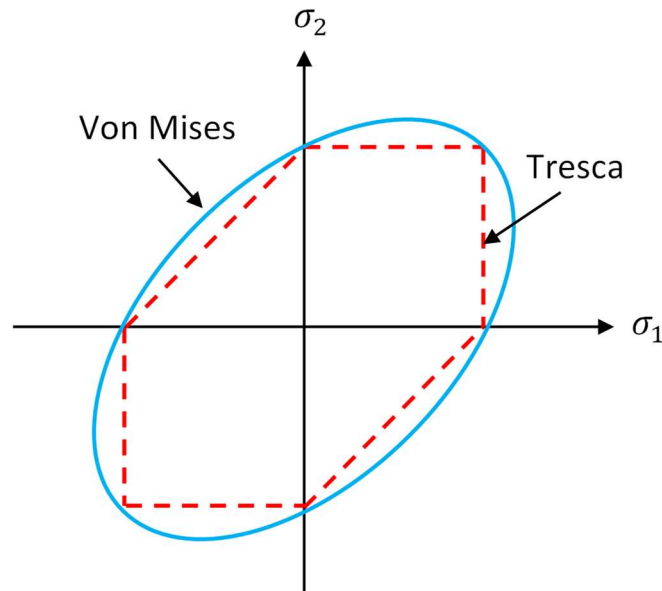
I området mellom flytespenning og strekkfasthet på grafen kalles for arbeidsharding (Strain Hardening) [73]. Arbeidsharding betyr at når lasten holdes påført, vil materialet bli sterkere og dette gjenspeiler seg i stigningen i grafen fra flytepunktet til strekkfastheten. I Necking område vil tverrsnittarealet begynne å minke og dette oppstår ved strekkfastheten [73].

For den teoretiske kurven så øker spenningen i motsetning til ingeniørkurven hvor den avtar etter strekkfasthet. Ingeniørkurven foretrekkes enn teoretiske kurven da det er krevende å finne øyeblikk tverrsnittarealet under lastpåkjenning. I konstruksjonsanalyse er det normalt at deformasjonen analyseres i det elastiske regionen. For det elastiske området i grafen så ser en at kurven beveger seg ganske likt opp til flytepunktet, dette for små tøyningsverdier. For tilfeller hvor det opptrer store plastiske deformasjoner så viser de to grafene forskjeller. Ved FEM-analyse kan store tøyninger opptre og derfor bør den teoretiske grafen benyttes fremfor ingeniørspenningsgrafene [73]. Den teoretiske spenningen, også kalt logaritmisk tøyning, kan bli uttrykt med Formel 3.21

$$\varepsilon_t = \ln(1 + \varepsilon_e) \quad \text{Formel 3.21}$$

3.5.9 Von Mises flytkriterium

Von Mises spenning er en ekvivalent spenningsverdi som kan gi flyt i materialet basert på kombinasjoner av skjær- og normalspenninger. Når flytegrensen oppstår, vil det være starten på en plastisk deformasjon. Dersom Von Mises-spenningen til et stålmateriale er større enn flytegrensen, vil det oppstå flyt i materialet. Von-Mises grafen for plan spenningstilstand er ellipseformet og kan illustreres i Figur 3.18.



Figur 3.18 Von-Mises og Tresca kriteriet for plan spenningstilstand. (egenprodusert)

Von Mises flytkriterium for generell spenningstilstand kan defineres med Formel 3.22.

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) = 2\sigma_y^2 \quad \text{Formel 3.22}$$

Dersom kun spenningene i akseretningene er kjent i plan spenningstilstand kan Von Mises spenning uttrykkes i Formel 3.23.

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad \text{Formel 3.23}$$

4 Forskerspørsmål

I dette kapitlet presenteres forskerspørsmålet i dette masteroppgaven og tilhørende avgrensninger. Forskerspørsmålet er basert på problemområdet introdusert i innledningskapitlet.

4.1 Forskerspørsmål

Gjennom flere iterasjoner basert på problemområdet som er presentert i innledningskapitlet, introduseres det fire forskningsspørsmål som skal gi en fordypning i temaene arealutnyttelse, vibrasjoner og knutepunkter i et krysslimtre bygg.

1. Hvordan kan et bæresystem med store spennvidder løses ved å omprosjekttere et bæresystem i betong over til krysslimtre med tanke på arealutnyttelsen, og hvordan påvirker dette konstruksjonens totalhøyde?
1. Hvor nøyaktig er dagens beregning av vibrasjoner i tregulvkonstruksjoner i henhold til dagens eurokode 5 sammenlignet med ny revidert eurokode 5?
2. Hvordan dekker ny revidert eurokode 5 begrensningene i dagens beregning av vibrasjoner sammenlignet med FE-analyser?
3. Hvor høy kapasitet har vinkelbeslag av stål mot belastninger som et knutepunkt forbindelse blir utsatt for mellom krysslimtredekke og -vegg, og har spikerfordelingen stor betydning for kapasiteten?

4.2 Avgrensninger

For å finne balansen mellom arbeidsomfang, kvalitet og tid for denne masteroppgaven er det nødvendig med å avgrenser og antakelser på noen områder i forskerspørsmålet.

- Det legges vekt på bærende elementer i konstruksjonen, så de ikke-bærende elementene blir ikke inkludert i rapporten.
- Fundamentering med betong på grunn vurderes ikke og antas å være tilstrekkelig prosjektert. Antar også gode grunnforhold og ser bort fra geoteknisk vurdering.
- Trappesjakt, heissjakt og vegger i krysslimtre dimensjoneres i FEM-Design, men ikke satt fokus på videre i oppgaven.
- For vibrasjonsanalysen ble det valgt å sette fokus kun på krysslimtreelementer av 200 mm 5s TL elementer med varierende lengder og randbetingelse.
- Knutepunktsanalysen avgrenses å til å være vinkelbeslag mellom gulv og vegg og det velges å analysere de kun mot oppløft- og skjærkrefter.

5 Case og Materialer

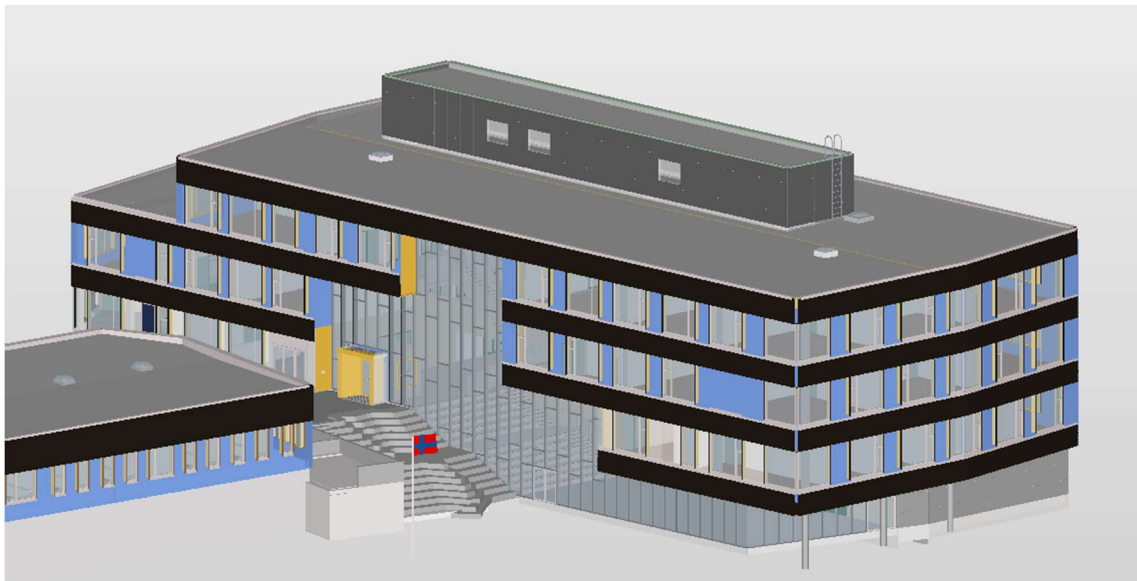
For å svare på forskerspørsmålet ble det tatt utgangspunkt i en fagskole i Grimstad. Denne skolen består i dag av betong og utstrakt bruk av tre i bærende og ikke-bærende konstruksjoner.

5.1 Case

5.1.1 Beskrivelse av case

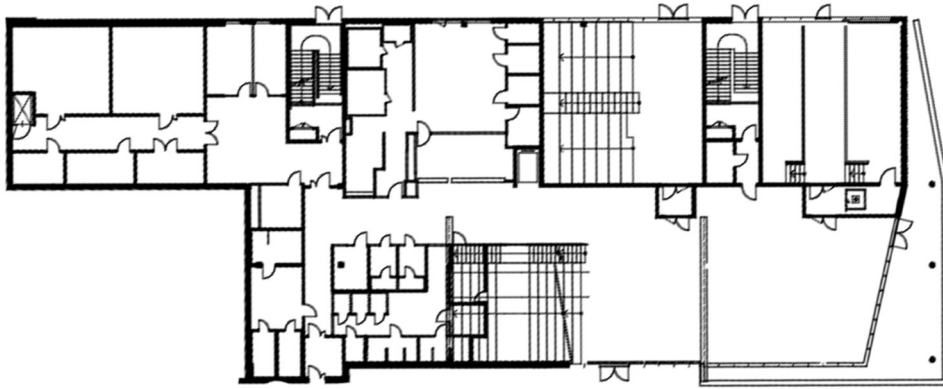
Oppdragsgiveren ønsket å se på hvordan et allerede prosjektert bæresystem i betong kan prosjekteres i krysslitre og limtre. Dette med fokus på konstruksjonstekniske utfordringer som store spennvidder, vibrasjoner og lyd da rommene i bygget besto av store arealer og åpne arealer i fellesområder. Siden prosjektering av et bygg er en kompleks oppgave, ble det gjennom dialog med Rambøll satt rammer for å finne balansen mellom arbeidsomfang (kvalitet) og tid ved gjennomføring av prosjektet. Basert på dette ble oppgaven innsnevret til dimensjonering av bæresystem, vibrasjonsanalyse på gulv etter EC5 og EC5-22 og knutepunktsanalyse mellom gulv og vegg.

Figur 5.1 viser fagskolen prosjektert i betong og utstrakt bruk av tre i bærende og ikke-bærende konstruksjoner. Skolen har 4.etasjer og er dimensjonert for 550 studenter og 50 ansatte og skal være klar for innflytting i august 2022 [74]. Bruttoarealet for fagskolen er på ca. 6500 m². Ved siden av fagskolen så bygges det en tannklinikk som sees i bort fra i masteroppgaven.



Figur 5.1 BIM modell av fagskolen i Grimstad oppført i betong og utstrakt bruk av tre [75].

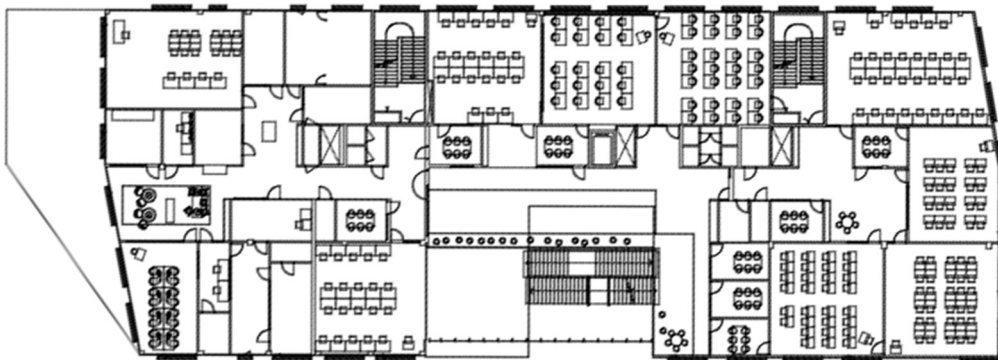
I Figur 5.2 til Figur 5.6 presenteres eksisterende plantegninger for alle etasjer og tak. Hver etasje har ulike rominndelinger. De fleste grupperom, auditorium og laboratorium befinner seg i 2- og 3.etasje mens resterende etasjene er knyttet til åpne områder som samlingsmuligheter, kantine, kontorer etc. Taket består av solcellepaneler og ventilasjonssystem.



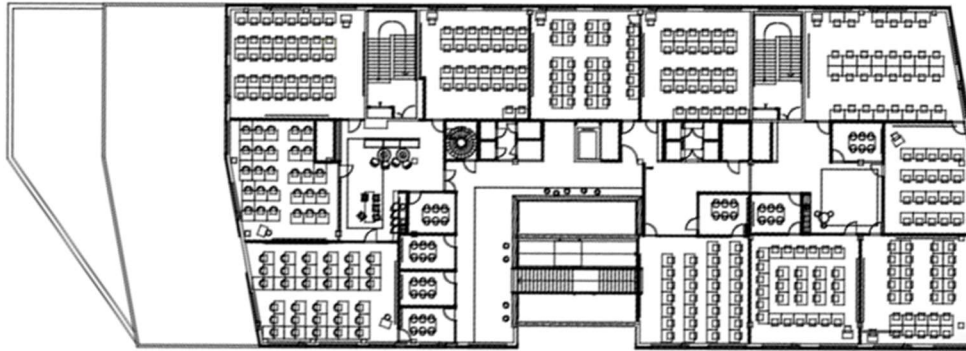
Figur 5.2 Plantegning underretasje [65]



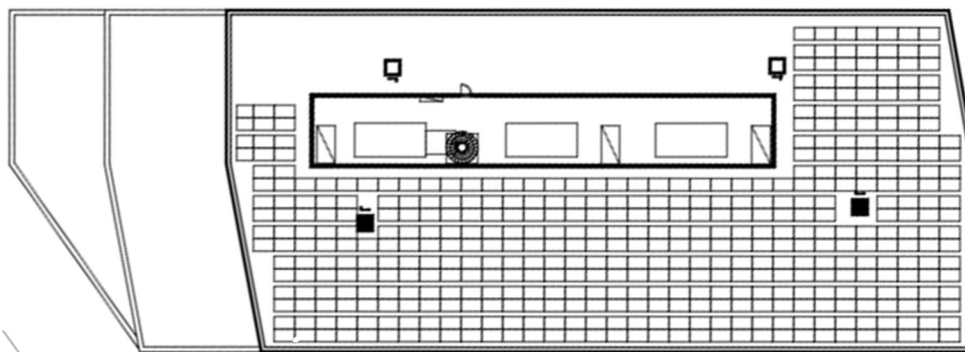
Figur 5.3 Plantegning 1.etasje [65]



Figur 5.4 Plantegning 2.etasje [65]



Figur 5.5 Plantegning 3.etasje [65]



Figur 5.6 Plantegning Tak [65]

5.1.2 Prosjektering i krysslitre

Et bæresystem i krysslitre skal prosjekteres med mest mulig med samme areal og bruksområde som det opprinnelige bygget. Store spennvidder og nedbøyninger i åpne arealer skal vurderes når krysslitre benyttes. Og hensiktsmessig plassering av krysslitre elementer med tanke på flanketransmisjon skal også tas til betraktning i dimensjoneringen. Det prosjekterte bæresystemet i krysslitre skal legges til grunn for videre analyse av vibrasjoner og knutepunkter.

5.1.3 Vibrasjonsanalyse

For krysslitregulvet skal det utføres en vibrasjonsanalyse etter 1.generasjon Eurokode 5 (EC5) og ny revidert Eurokode 5 2022 (EC5-22). Dette skal utføres siden vibrasjoner ofte er det begrensede med tanke på spennvidde og at det ikke finnes eksplisitte vibrasjonsgrenser eller standardisert veiledning innen dynamiske oppførselen til gulvet. For validering av resultatene fra eurokodene blir det også utført FE-analyse ved bruk av FEM-Desing for *footfall analysis*. Alle analysene og beregninger blir utført for 5 forskjellige valgte gulvkonstruksjoner med forskjellige lengder og opplagerbetingelse. Nærmere beskrivelse av disse gulvtilfellene (Case) er gjort i metode kapitel 6.5.5 og resultat kapitel 7.2.2.

5.1.4 Knutepunktsanalyse

En vinkelbeslag mellom krysslitre gulv og vegg med egendefinert spikerplasseringer (mønster) skal analyseres og sammenlignes med tre forskjellige spikermønstre fra Simpson Strong-Tie produktdatablad. Det skal vurderes om vinkelen har tilstrekkelig kapasitet mot strekk, skjærkraft og kombinasjon av disse og muligheter for å optimalisere spikerfordelingen sammenlignet med produsentens valg.

5.2 Materialer

5.2.1 FEM-Design 21 student

FEM-design benyttes for å prosjektet bæresystemet i krysslitre og vibrasjonsanalyse. FEM-design er et avansert modelleringsverktøy for FEM-analyse og prosjektering av bæresystemer i betong, stål og tre etter norske eurokodene med nasjonalt tillegg. Et av funksjonene i FEM-design er modellering av krysslitre elementer, som baserer seg på å modellere med skall elementer.

5.2.2 ANSYS Workbench 2022 R1

For knutepunktsanalyse benyttes ANSYS Workbench da dette programmet er velegnet for modellering, simulering og analysering. Det intuitive brukergrensesnittet i programmet og tidligere kjennskap til programvaren lå til grunn for valg av ANSYS. Spaceclaim i ANSYS kan benyttes for å lage eller importere geometrien. Simuleringen kan utføres i ANSYS Workbench Structural. Her kan en sette opp materialer, mesh, last og grensebetingelser og utføre FE-analysen.

5.2.3 PTC Mathcad prime 3

I denne masteroppgaven benyttes matematiske beregningsprogrammet Mathcad prime 3 for alle håndberegninger da programmet bidrar til et strukturert oppsett av formler, færre beregningsfeil, enklere validering av beregninger. Disse Mathcad-filene skal eksporteres til PDF og legges som vedlegg i masteroppgaven.

5.2.4 Tekla Tedds

Tekla Tedds benyttes for lastberegning av snø og vindlaster, hvor informasjonen om byggets geometri og beliggenhet kan legges inn. Programmet regner så snø og vindlasten etter Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Disse Tekla Tedds-filene skal eksporteres til PDF og legges som vedlegg i masteroppgaven.

5.2.5 MATLAB R2022a

For å fremstille grafiske resultater benyttes programvarer MATLAB R2022a. Ved å lage et script med programmering bidrar til en effektiv prosess som kjøres automatisk. Dataene kan eksporteres fra ANSYS og FEM-design og importeres i Excel. Dermed kan automatiske prosessen hente inn data-verdier fra Excel-filer for plotting av grafer og stolpediagram i MATLAB.

5.2.6 Visio og Word

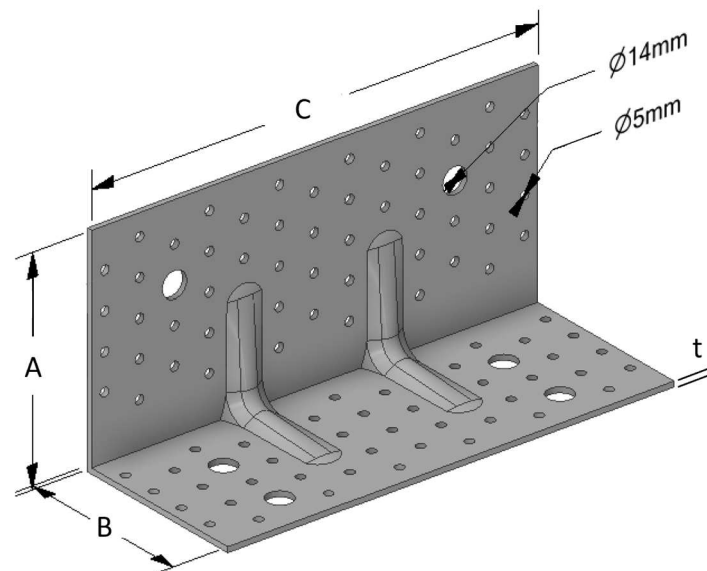
For å fremvise figurer og flytskjemaer i denne masteroppgaven benyttes dataverktøyet Visio og Word. Alle figurer og flytskjemaer i denne masteroppgaven er egenproduserte. Visio benyttes for å tegne flytskjema mens Word til å tegne figurer.

5.2.7 Knutepunkt-vinkelbeslag

For knutepunktsanalyse mellom gulv-vegg velges vinkelbeslag type «ABR255-Reinforced angle brackets» fra produsenten SIMPSON Strong-Tie [76]. Dette er en L-formet beslag som benyttes for å koble sammen to deler som står vinkelrett på hverandre. Hullene i beslaget benyttes for å feste beslaget på de to delene. Skruer eller spikre benyttes normalt som festemiddel. Ved å velge denne typen vinkelbeslag gjør det mulig for å legge inn elastisk bånd under vinkelen. Elastiske båndet kan bidra for å stoppe lyd til å overføres mellom konstruksjonsdeler sammenlignet med tradisjonell skrå innskruing mellom gulv og vegg.

Vinkelbeslaget består av galvanisert stål S250GD + Z275 etter EN 10346 og har en tykkelse på 3mm. S250GD betyr at stålet har en flytegrense på 250 MPa mens Z275 betyr stålet er galvanisert med sink med overflatemasse på 275 g/m² på begge sider.

CAD-modellen til vinkelbeslaget skal importeres i ANSYS Workbench og modifiseres for analysing av vinkelen med forskjellige forbindermønstre. Figur 5.7 og Tabell 5.1 og viser vinkelbeslag ARB255 med tilhørende dimensjoner.



Tabell 5.1 dimensjoner og detaljer til vinkelbeslaget fremvist i Figur 5.7.

Figur 5.7 vinkelbeslaget ARB255 med henvisning til dimensjoner som beskrevet i Tabell 5.1

Model	Dimensjoner				Kvantitet hull flens A		Kvantitet hull Flens B	
	A	B	C	t	Skrue/spikre	Bolter	Skrue/spikre	bolter
ARB255	120	100	255	3	52 Ø 5	2 Ø 14	41 Ø 5	4 Ø 14

6 Metode

I dette kapitlet presenteres metoden for datainnsamling, lastberegning, dimensjonering og analysing i programvarer som er brukt i denne masteroppgaven. Litteraturstudie, prosjektering og analysing ble gjennomført for å kunne svare på forskerspørsmålet.

6.1 Litteraturstudie

I startfasen av masterprosjektet ble tiden brukt for å tilegne seg grunnleggende kunnskap om både fordeler og utfordringsområder innen bruk av krysslimtre som konstruksjonsmateriale. Det ble undersøkt om hvordan krysslimtre er prosjektert i forskjellige litteraturer da EC5 ikke tar hensyn til krysslimtre. Det er også undersøkt i kommende revisjon av eurokode 5 (EC5-22), hvor prosjektering av krysslimtre vil bli inkludert.

Det er benyttet databasesøk i akademiske søkemotorer som Google Scholar, researchgate og elsevier journal. Internasjonale faglitteraturbøker innen krysslimtre, byggforsk og «treteknisk institutt Fokus på tre» ble også brukt som supplement for grunnleggende kunnskap innen krysslimtre. For vibrasjonsanalyse og knutepunktanalyse er det utforsket tidligere forskningsartikler innenfor disse temaene. Det er primært benyttet fagfelleverderte referanser, men for temaer hvor det ikke finnes slike relevante referanser er det utført en kritisk vurdering av både innhold og forfatter.

6.2 Lastberegning

For å kunne prosjektere et bygg så er det nødvendig med å undersøke hvilke laster som virker og konstruksjonen. I dette kapitlet presenteres metoden for beregning av laster.

6.2.1 Vindlast

Vindlast er beregnet etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 (Eurokode 1: del 1-4- vindlaster) hvor vindlasten bestemmes etter parametere som byggets beliggenhet, vindhastighet, dimensjon, konstruksjonsform, høyde og omkringliggende områder. Programvaren Tekla Tedds er benyttet for å beregne vindlasten, hvor de nevnte parametere kan legges inn som en input og programmet beregner så vindhastighetstrykket. Disse verdiene kontrolleres opp mot vindlast verdien for den prosjekterte bygget i FEM-design.

6.2.2 Snølast

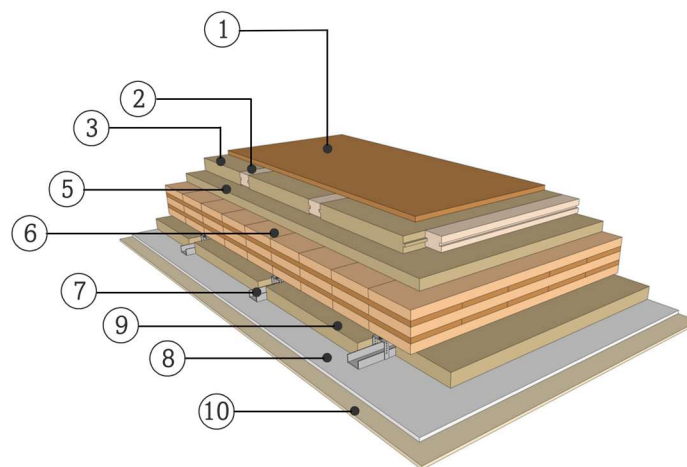
Snølast er beregnet etter NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 (Eurokode 1: del 1-3: - Snølaster) hvor snølasten bestemmes etter parametere som byggets beliggenhet, karakteristisk snølast på mark, formfaktor for konstruksjonen, termiske forhold og topografiske forhold. Programvaren Tekla Tedds er benyttet for å beregne snølasten for flatt tak, hvor de nevnte parametere legges inn og programmet beregner snølasten på tak. Disse verdiene kontrolleres opp mot snø verdien for den prosjekterte bygget i FEM-design.

6.2.3 Nyttelast

Nyttelasten for bygget er bestemt i henhold til NS-EN 1991 (Eurokode 1: del 1-1: Egenvekt og nyttelaster). Nyttelasten bestemmes etter brukskategorien for bygget. I dette prosjektet så er det et skolebygg, hvor personer kan være i bevegelse og arealer som lett kan overfylles i fellesområder [77].

6.2.4 Egenlast

For å beregne egenlasten til krysslimtregulvet tas det utgangspunkt i et ferdigoppbygget gulv fra produktnummer GD14.05 fra KLH produsenten [78]. Egenlasten for et gulv oppbygd av flere sjikt er illustrert i Figur 6.1 og Tabell 6.1. Dette velges for å få et realistisk utgangspunkt til en oppbygging med flest sjikt bestående av trematerialer og materialer som minimerer lydoverføringen mellom sjiktene. KLH oppgir veid lydreduksjonstall, $r_w = 71 \text{ dB}$ og veid trinnlydsnivå $L_{n,w} = 48 \text{ dB}$ for denne gulvet.



Figur 6.1 Oppbygging av gulv [78]

Tabell 6.1 Oppbygging av sjikt 1-7 [78]

Sjikt [–]	Material [–]	Tykkelse [mm]	Densitet [kg/m ³]
1	Gulvpanel	60	470
2-3	Trefiberplate	40	140
5	Trefiberplate	60	140
6	Krysslimtre	N.A*	470/550*
7	Akustisk montering inkludert 50 mm trefiberplate	60	50
8	Gipsplater	12,5	1200
9	Clay finish	6	~0

*Tyngdetettheten på 550 kg/m^3 blir benyttet i håndberegningene for å samsvare med verdien som FEM-Design bruker (470 kg/m^3).

*Varierende tykkelse for krysslimtre benyttes.

6.3 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand skal lastene som er beregnet kontrolleres mot bruddkapasiteten i forskjellige konstruksjonsdeler. Kontroller som skal utføres er momentkapasitet, skjærkapasitet og normalspenningskapasitet. Likninger som brukes er enten 6.10a eller 6.10b henvist til Formel 3.2 og Formel 3.3.

$$6,10a) E_d = 1,35 * G_{k,j} + 1,5 * \psi_{0,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 * \psi_{0,1} * Q_{k,1}$$

$$6,10b) E_d = 1,20 * G_{k,j} + 1,5 * Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 * \psi_{0,1} * Q_{k,1}$$

Den som gir det største dimensjonerende lasten velges. Men 6.10b benyttes mest da nyttelasten er større enn egenlasten i mange tilfeller.

6.3.1 Dimensjonerende fasthet og stivhet

Partialfaktormetoden er en metode som tar utgangspunkt i å benytte sikkerhetsfaktorer som skal ivareta innvirkningen av den usikkerhet i materialegenskaper som dimensjoneringen er beheftet med [16].

Kapasiteten i bruddgrensetilstanden baserer seg på dimensjonerende materialfasthet, definert i Formel 6.1.

$$f_d = f_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad \text{Formel 6.1}$$

Hvor

f_k	er den karakteristiske materialfasthet
γ_M	er partialfaktoren for materialegenskapene, også kalt materialfaktor
k_{mod}	er modifikasjonsfaktoren nevnt i kapittel 3.1

Anbefalte verdier for materialfaktor γ_M hentet fra EC5-22 er fremvist i Tabell 6.2.

Tabell 6.2 Materialfaktorer

Material	Standard	Partialfaktor
Konstruksjonsvirke	EN 14081-1	$\gamma_M=1,3$
Limtre	EN 14080	$\gamma_M=1,25$
Krysslimtre	EAD 130005-00-0304	$\gamma_M=1,25$

I nasjonal tillegget til EC5 er det bestemt at det skal benyttes $\gamma_M=1,25$ for konstruksjonsvirke og $\gamma_M=1,15$ for limtre.

6.3.2 Beregning av bøyestivhet $(EI)_{eff}$ ved bruk av gamma-metoden

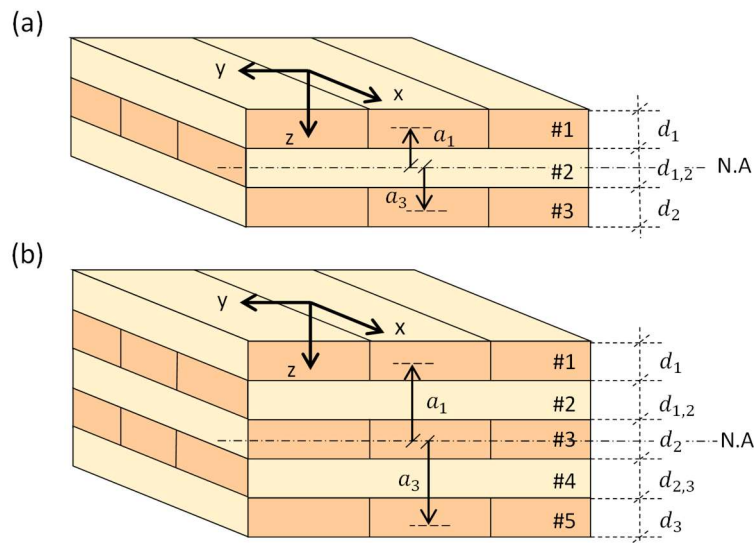
For å kunne regne kapasiteten til krysslitre mot moment, nedbøyning og vibrasjoner er det nødvendig å beregne bøyestivheten til krysslitreelementene. I denne delkapitlet blir en analytisk beregningsmetode for effektive bøyestivheten til krysslitreelementene fremvist steg-for-steg basert på EC5 tillegg B (gamma metoden).

Som nevnt tidligere består Krysslitre-elementene av flere sammensatte lameller limt på hverandre. Elementene kan produseres fra produsenten med forskjellige treklasser. I denne rapporten er det valgt å se på elementer av klasse C24 fra KLH Massivholz GmbH produsenten. I henhold til KLH spesifikasjoner har lamellene med klasse C24 en elastisitetsmodul $E_{0,mean}$ på 12000 N/mm^2 og rullekjær $G_{90,mean}$ lik 50 N/mm^2 . Disse verdiene varierer litt i forhold til NS-EN 338 men det blir valgt å gå videre med verdiene som er angitt fra produsenten da disse er godkjent i henhold til ETA-06/0138. Tabell 6.3 oppsummerer fasthetsegenskapene til C24 etter KLH Massivholz produsenten.

Tabell 6.3 Viktige materialegenskaper for tre kvalitetsklasser C24.

Viktige egenskaper	Verdier
Elastisitetsmodul	
i. Parallell med fiberretning $E_{0,mean}$	12000 MPa
ii. Tvers på fiberretning $E_{90,mean}$	450 MPa
Skjærmodul	
i. Parallell med fiberretning $G_{0,mean}$	690 MPa
ii. Tvers på fiberretning, rullekjær $G_{90,mean}$	50 MPa
Bøyestivhet parallell med fiberretning $f_{m,k}$	24 MPa
Strekfasthet parallell med fiberretning $f_{t,0,k}$	16,5 MPa
Trykkfasthet parallell med fiberretning $f_{c,0,k}$	24 MPa

Gamma-metoden er begrenset til elementer med tre eller fem sjikt i tverrsnittet, som illustrert i Figur 6.2. Dermed ble det valgt å beskrive beregning for kun elementer med fem sjikt.



Figur 6.2 Tverrsnittet til 3-sjikt (a) og 5-sjikt (b) krysslimelementer med benevnning for de forskjellige lagnummerering (#), tilhørende tykkelser (d_i), normal aksen (N.A) og avstandene a_1 og a_3 . (egenprodusert)

Første steget for bestemmelse av bøyestivheten til krysslimelementet er beregning av arealet og treghetsradiusen for hvert enkelt langsgående sjikt i fiberretningen. For fem sjikt krysslimelement vil kun første, tredje og femte sjikt i tverrsnittet bidra til bøyestivheten i elementet. I Figur 6.2 er disse sjiktene nummerert som #1, #3 og #5 med tilhørende tykkelser (t_i). Treghetsradiusen for sjiktene er beregnet etter Formel 6.2.

$$I_i = \frac{bd_i^3}{12}, [mm^4] \quad \text{Formel 6.2}$$

Videre blir beregnet arealene A_i og treghetsradiusene I_i for hvert enkelt langsgående sjikt settes i formelen for gamma-faktoren. Gamma-faktoren (γ – faktoren) tar hensyn til heftkoblingen mellom lagene i et sammensattelement og er avhengig av glidemodulen også kalt S/K -forholdet [79]. Den generelle formelen som tar hensyn til gamma-faktoren for sammensatte elementer, er Formel 6.3.

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 E_i A_i S_i}{K_i l^2}\right)}, \text{ for } i = 1 \text{ og } i = 3 \quad \text{Formel 6.3}$$

Hvor

- E_i er elastisitetsmodulen til gjeldene lamell i krysslime.
- A_i er tverrsnittsarealet for et sjikt
- S_i er innbyderes avstanden mellom sjiktene (gjelder ikke for limt krysslime)
- K_i er stivhetsmodul for forbinderne (gjelder ikke for krysslime)
- $K_i = K_{ser,i}$ som er glidemodul for beregning av bruksgrensetilstand

$K_i = K_{u,i}$ som er umiddelbar glidemodul for beregning av bruddgrensetilstand
 l er spennvidden til elementet

Formelen for gamma-faktoren er laget for å beregne stivheten til en sammensatt materialet ved bruk av metall forbindere. Der krysslitre lamellene er sammensatt ved bruk av lim, vil Formel 6.4 benyttes for å modifisere gamma-faktoren.

$$\frac{S_i}{K_i} = \frac{d_{i,i}}{G_R b} \quad \text{Formel 6.4}$$

Hvor

$d_{i,i}$ er tykkelsen til sjiktet som er tvers på spennretningen (bidrar ikke til stivheten og fungerer kun som lim mellom langsgående sjikt)
 G_R er stivhetsmodul til sjiktet som er tvers på spennaksen (rulleskjær modul)
 b er bredden på krysslitre elementet.

Dermed blir gamma-faktoren for krysslitre som nevnt i Formel 6.5 med $\gamma_2 = 0$.

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 E_i A_i d_{i,i}}{G_R b l^2}\right)}, \text{ for } i = 1 \text{ og } i = 3 \quad \text{Formel 6.5}$$

Avstanden fra normal aksens i tverrsnittet til midthøyden av tverrsnittet beregnes etter Formel 6.6.

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - \gamma_2 E_2 A_2 \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right)}{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 + \gamma_3 A_3} \quad \text{Formel 6.6}$$

For symmetrisk tverrsnitt som for krysslitre, vil normal aksens ligge på midthøyden i tverrsnittet og dermed:

$$a_2 = 0$$

Avstanden fra normal aksens til midten av hvert enkelt langsgåendesjikt må bestemmes. For et symmetrisk fem sjiktlag krysslitre vil disse avstandene beregnes etter Formel 6.7 og Formel 6.8 :

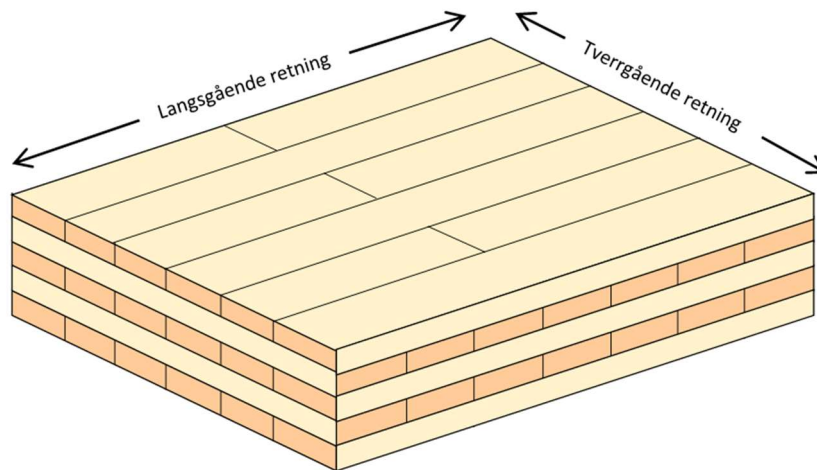
$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) \quad \text{Formel 6.7}$$

$$a_3 = \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right) \quad \text{Formel 6.8}$$

Til slutt gjenstår det kun å beregne den effektive bøyestivheten til krysslitreelementet som settes lik Formel 6.9.

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad \text{Formel 6.9}$$

Der dekkeelementer av krysslitre kan bære lasten i både langs- og på tvers på hoved spenning retningen, som illustrert i Figur 6.3, er det også nødvendig å bestemme den effektive bøyestivheten til tversretningen. For beregning av $(EI)_{eff}$ i tversretningen må det ses bort fra ytterste lagene som har fiberretning i spennvidden til elementet. Dermed vil dekken beregnes som et tre lag sjikt. Beregningen av den effektive bøyestivheten til krysslitre dekker i langsgående- og tverretningen er vist i vedlegg 12.4.



Figur 6.3 Langs- og tverrgående retning for et krysslitreelement. (egenprodusert)

6.4 Vibrasjoner i krysslitregulv

6.4.1 Beregning av vibrasjoner for krysslitredekker etter eurokode 5 (EC5)

Eurokode 5 gir en enkelt beregningsmetode for bestemmelsen av svingninger i tregulvkonstruksjoner. Metoden går ut på beregning av statisk nedbøyningen i en gulvkonstruksjon under 1kN punktlast for å simulere en fotbevegelse. Lasten føres på midten av en fritt opplagt bjelke og må ikke overstige gitt nedbøyning kriteriet. Dermed kan vibrasjoner i krysslitredekker sjekkes skjematisk ved bruk av eurokode 5.

I henhold til eurokode 5 vil et rektangulært gulv med samlede mål $l \times b$, fritt opplagt på alle fire kanter og med spennvidde l , kan egenfrekvensen f_1 tilnærmet beregnes etter Formel 6.10.

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad \text{Formel 6.10}$$

Hvor

m	er masse per arealenhet [kg/m^2].
l	er gulvets spennvidde [m].
$(EI)_l$	er ekvivalent bøyestivheten i plateplanet om en akse i dekkets hoved retning (tvers på bjelkeretning) [Nm^2/m]

Herved gir eurokode 5 kapittel 7.3.3 to kriterier for å kontrollere egenfrekvensen;

- (1) For gulv i boliger med egenfrekvens mindre enn 8Hz ($f_1 < 8\text{Hz}$) ta en spesiell undersøkelse.
- (2) For gulv med en egenfrekvens større enn 8Hz ($f_1 > 8\text{Hz}$) må følgende betingelser i Formel 6.11 og Formel 6.12 oppfylles.

$$\frac{w}{F} \leq a \quad [\text{mm}/\text{kN}] \quad \text{Formel 6.11}$$

Og

$$v \leq b(f_1 \zeta^{-1}) \quad [\text{m}/\text{Ns}^2] \quad \text{Formel 6.12}$$

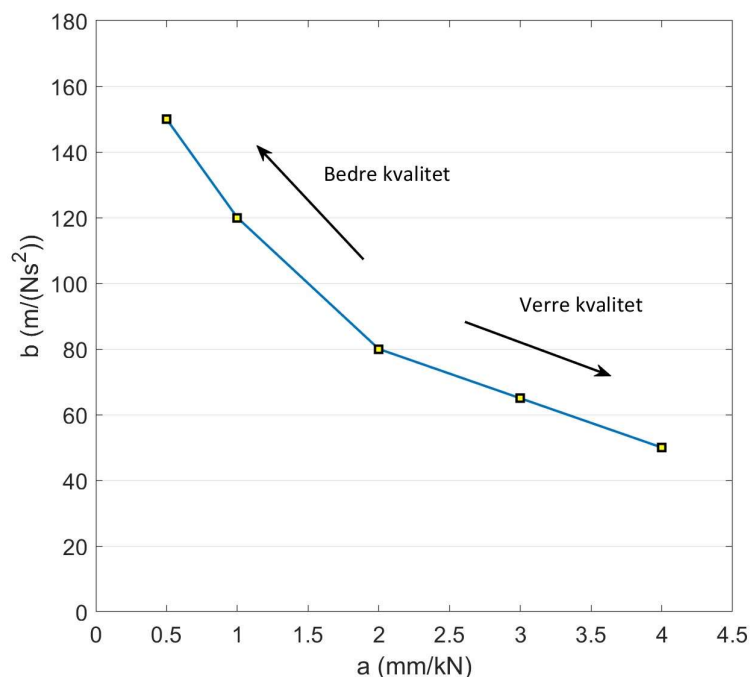
Hvor

w er det største vertikale øyeblikksnedbøyningen som forårsaket av en statisk kraft F på hvilke som helst punkt på gulvet.

v er hastighetsresponsen ved en enhetsimpuls, dvs. den største initial vibrasjonshastigheten $[\text{m}/\text{s}]$ for gulvet som årsak av en ideell enhetsimpuls ($1,0\text{Ns}$) påført i det punktet som gir maksimalt respons i gulvet.

ζ er det relative dempingen som etter 7.3.1 (3) kan settes lik 1% ($\zeta = 0.01$)

a og b er grenseverdier som velges basert på ønsket kvalitet for konstruksjonen ut ifra Figur 6.4.



Figur 6.4 Anbefalte grenseverdier og forholdet mellom a og b i henhold til EC5. (egenprodusert)

Formelen for øyeblikks-nedbøyning under en punktlast er ikke beskrevet i EC5 men følgende formler er brukt i andre dimensjoneringsbøker og svensk standard for krysslimtre.

For nedbøyning forårsaket av en punktlast i midten av en bjelke som er fritt opplagt på to ender beregnes ved bruk av Formel 6.13.

$$w = \frac{PL^3}{48EI_{eff}} \quad \text{Formel 6.13}$$

Hvor

L er spennvidden til gulvet.

EI_{eff} er den effektive bøyestivheten til gulvkonstruksjonen.

Der krysslimtredekker har bøyestivhet og er lastbærende i to retninger kan øyeblikksnedbøyningen beregnes ved bruk av Formel 6.14 [80]:

$$w = \frac{PL^3}{48(EI)_l * B_l} \quad \text{Formel 6.14}$$

Hvor B_l er fordelingsfaktor som kan beregnes med Formel 6.15

$$B_{ef} = \frac{L}{1.1} \sqrt{\frac{(EI)_B}{(EI)_L}} \quad \text{Formel 6.15}$$

Hvor

$(EI)_L$ er gulvkonstruksjonen bøyestivheten om sin sterkakse.

$(EI)_B$ er gulvkonstruksjonen bøyestivheten om sin svakakse.

L er spennlengden i den stivakse retningen.

For beregning av impuls hastighetsresponsen for et rektangulært tverrsnitt konstruksjon og fritttopplagt på alle fire sider, kan v beregnes etter eurokode 5 med Formel 6.16:

$$v = \frac{4(0.4 + 0.6n_{40})}{mbl + 200} \quad \text{Formel 6.16}$$

Hvor

v er hastighetsresponsen enhetsimpuls [$m/(Ns^2)$]

n_{40} er antallet førsteordensmodi med egenfrekvenser opptil 40Hz

m er massen [kg/m^2]

b er gulvets bredde [m]

l er gulvets lengde [m]

Verdien av n_{40} kan beregnes med Formel 6.17.

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25} \quad \text{Formel 6.17}$$

6.4.2 Beregning av vibrasjoner for krysslitredekker etter EC5-22

EC5-22 angir anbefalte grenseverdier for vibrasjoner i gulvkonstruksjonen basert på valgt ønsket kvalitet etter tabell 9.3 i EC5-22 [20], fremvist i Tabell 6.4.

Tabell 6.4 Anbefalte valg av gulv kvalitetsklasse for bruk i kategori A (bolig) og B (kontor)

Bruk kategori	Valg av kvalitet	Base valg	Økonomisk valg
A (bolig)			
- Boligblokk	Klasse I, II, III	Klasse IV	Klasse V
- Enebolig	Klasse I, II, III, IV	Klasse V	Klasse VI
B (kontor)	Klasse I, II, III	Klasse IV	Klasse V

Valgt klasse for gulvkonstruksjonen gjør grunnlaget for å sjekke kravet mot vibrasjoner som angitt i tabell 9.2 i EC5-22, fremvist i Tabell 6.5.

Tabell 6.5 Gulv vibrasjonskriteriet basert på valgt klasse

Kriteria	Gulv kvalitetsklasse						
	I	II	III	IV	V	VI	
Responsfaktor R	4	8	12	24	36	48	
Øvre nedbøyningsgrense $w_{lim,maxs}$ [mm]	0,25	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	
Stivhetskriteriet for alle gulv w_{1kN} [mm] \leq	w_{lim} beregnet fra [formel 9.30]						
Egenfrekvenskriteriet f_1 [Hz] \geq	4,5						
Akselerasjonskriteriet							
For resonans vibrasjoner ($f_1 < f_{1,lim}$), a_{rms} [m/s^2] \leq	0,005 R						
Hastighetskriteriet v_{rms} [m/s] \leq	0,0001 R						

I denne rapporten er det valgt å bruke økonomisk valg (for kontor bygg: klasse V) som minst kravet for å sjekke mot vibrasjonskriteriene i Tabell 6.5. Deretter kan valgt klasse økes til et høyere kvalitet ettersom ytelsen på gulvet tillater dette.

Etter EC5-22, kan beregningen av egenfrekvensen f_1 utføres på tre ulike metoder avhengig av om gulvkonstruksjonen ligger på stive eller ikke-stive opplagere. For gulv opplagt på stive opplagere var beregnet egenfrekvens etter Formel 6.18:

$$f_1 = k_{e,1}k_{e,2} \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad \text{Formel 6.18}$$

For gulv opplaget på bjelker (fleksibel opplager) ble det brukt Formel 6.19 for beregning av egenfrekvensen.

$$f_1 = k_{e,1}k_{e,2} \frac{18}{\sqrt{w_{sys}}} \quad \text{Formel 6.19}$$

Hvor

f_1	er gulv egenfrekvensen i [Hz].
$k_{e,1}$	er frekvensfaktoren for dobbelspenn gulvkonstruksjoner med stive opplagere hentes fra Tabell 6.6.
$k_{e,2}$	er frekvensfaktor som tar hensyn til bøyestivheten tvers på gulvets hoved spennretning. For gulv med bøyestivhet kun i en retning settes $k_{e,2}$ lik 1,0.
w_{sys}	er nedbøyningen i gulvet (inkludert effekten fra bjelkene, skjærdeformasjonen og forbindelsen i et kompositt-element) under last som årsak av gulvets masse m . For beregning av w_{sys} for gulvkonstruksjoner med bøyestivhet i tversretningen kan $k_{e,2} = 1,0$. Der krysslitrededekker har bøyestivhet og er lastbærende i to retninger kan øyeblikks nedbøyningen beregnes etter Formel 3.10.

Tabell 6.6 Faktor $k_{e,1}$ for å beregne egenfrekvensen dersom dobbelspenn gulvkonstruksjon med stive opplagere

l_2/L^a	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$k_{e,1}^b$	1,00	1,09	1,16	1,21	1,25	1,28	1,32	1,36	1,41

^a L er lengden på den lengste spenn som brukt i Formel 6.18

l_2 er den lengden på den korteste spennretningen

^b middelværdiene kan beregnes ved lineær Interpolasjon

I henhold til svenske KL-TRE boken [80] kan beregning av nedbøyning i gulvet (w_{sys}) forenkles ved å beregne den som striper lagt på to opplagere. Det er viktig å kontrollere forholdet mellom lengden og tykkelsen på krysslitrededekker, dersom dette forholdet er mindre enn 10 vil det være nødvendig å inkludere effekten av skjærdeformasjonen. Dermed kan nedbøyningen i gulvet settes lik Formel 6.20:

$$w_{sys} = w_m + w_s \quad \text{Formel 6.20}$$

Hvor

w_m er nedbøyningen i gulvet som årsak av momentdeformasjon som kan beregnes med Formel 6.21 .

$$w_m = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{Formel 6.21}$$

w_s er nedbøyningen som årsak av skjærdeformasjon som kan beregnes med Formel 6.22

$$w_s = \frac{qL^2}{8GA} \quad \text{Formel 6.22}$$

Der GA er skjærstivheten (skjærmodulen (G) multiplisert med tverrsnittsarealet (A)) i gulvets hovedakse. For krysslitre kan den enkelt settes lik Formel 6.23:

$$GA = \sum_{i=1}^3 (G_i b_i d_i) \quad \text{Formel 6.23}$$

Hvor

b_i er bredden for langsgående sjikt i elementet

d_i er tykkelsen for langsgående sjikt i elementet

Den tredje formelen som kunne også benyttes i likt nivå med Formel 6.18 iht. EC5-22 er Formel 6.24.

$$f_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1.stivt}^2} + \frac{1}{3f_{1.bjelke}^2} + \frac{1}{3f_{1.bjelke}^2}}} \quad \text{Formel 6.24}$$

Hvor

$f_{1.stivt}$ er egenfrekvensen for gulv som støttes på stive opplagere.

$f_{1.bjelke.1}$ er egenfrekvensen for bjelken i gulvets ene ende.

$f_{1.bjelke.2}$ er egenfrekvensen for bjelken i gulvets andre enden.

Kontroll egenfrekvensen

Etter bestemmelse av egenfrekvensen f_1 for gulvkonstruksjoner etter Formel 6.18, Formel 6.19 og Formel 6.24 må den kontrolleres mot minimumskriteriet $f_{1,lim}$ for egenfrekvens som vil avgjøre om det er også nødvendig å kontrollere resonans i gulvkonstruksjonen.

Den EC5-22 (kapittel 9.3.8) følgende kontroll for å bestemme hvilke kriterier er nødvendig å kontrollere:

- (1) For resonans vibrasjoner ($f_1 < f_{1,lim}$) må minimums egenfrekvensen, akselerasjonen, hastigheten og stivhetskriterien etter Tabell 6.5 være oppfylt.
- (2) For transient vibrasjoner ($f_1 \geq f_{1,lim}$) må hastigheten og stivhetskriterien etter Tabell 6.5 være oppfylt.

Der $f_{1,lim}$ er egenfrekvens øvre grensen hvor resonans vil ikke oppstå og kan settes lik den største av:

- Fire ganger skritt frekvensen f_w , som kan antas å være 2,5 Hz for gulvkonstruksjoner der personen kan gå i 10 meter uten å være hindret i en linje.
- 8 Hz for gulvklasse I til V og 7 Hz for gulvklasse VI som angitt i Tabell 6.5.

Basert på den beskrivelsen kan $f_{1,lim}$ for krysslitre i fagskolen bestemmes etter Formel 6.25:

$$f_{1,lim} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 * f_w = 4 * 2,5 = 10Hz \\ 8Hz \end{array} \right. = 10Hz \quad \text{Formel 6.25}$$

Stivhetskriteriet

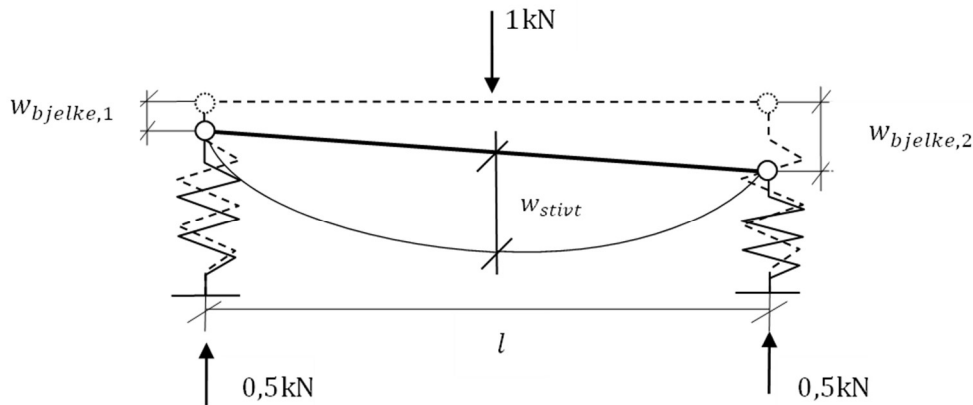
Ved beregning av nedbøyningen i krysslitredene under en punktlast på 1kN og der gulvkonstruksjonen ligger på fleksible opplagere (f.eks. bjelker) kan [formel 9.20] benyttes i henhold til kapittel 9.3.5 eurokode 5 2022 gjengitt i Formel 6.26.

$$w_{1kN} = 0,5w_{bjelke,1} + 0,5w_{bjelke,2} + w_{stivt} \quad \text{Formel 6.26}$$

Hvor

- | | |
|----------------|---|
| $w_{bjelke,1}$ | er nedbøyningen i endebjelke 1 under en statisk punktlast på 0,5kN. |
| $w_{bjelke,2}$ | er nedbøyningen i endebjelke 2 under en statisk punktlast på 0,5kN. |
| w_{stivt} | er nedbøyningen i gulvet på stive opplagere under en vertikal statisk punktlast på 1 kN |

En 2D illustrasjon av nedbøyningen for gulvet med endebjelker er under en vertikal statisk punktlast på 1kN for gulvet og 0,5kN for endebjelkene basert på EC5-22 er illustrert i Figur 6.5



Figur 6.5 Forskjellige nedbøyninger for gulv og endebjelkene under tilhørende vertikal statisk punktlast. (egenprodusert)

Nedbøyningen i gulvplaten med stive opplagere under punktlast på 1kN kan beregnes med Formel 6.27:

$$w_{stivt} = \frac{(1kN)L^3}{48EI_L} \quad \text{Formel 6.27}$$

Hvor

- L er lengden på gulvet i hovedretningen (langs retning)
- EI_L er den effektive bøyestivheten til krysslimtre i langs retningen
- w_{stivt} er nedbøyningen i gulvet på stive opplagere under en vertikal statisk punktlast på 1kN.

Nedbøyning i bjelke under en punktlast på 0,5 kN kan beregnes etter Formel 6.28.

$$w_{bjelke,i} = \frac{(0,5kN)B^3}{48EI_{bjelke}} \quad \text{Formel 6.28}$$

hvor

- B er bredden på gulvet som vil utgjøre lengden på endebjelken
- E er elastisitetsmodul (13 GPa for limtrebjelke av klasse GL30c)
- I_{bjelke} er andre arealmomentet for en rektangulær bjelke tverrsnitt Formel 6.29.

$$I_{bjelke} = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Formel 6.29}$$

Den faktiske grensen for maksimal nedbøyning w_{1kN} angitt i Tabell 6.5 for stivetskriteriene beregnes etter Formel 6.30 :

$$w_{lim} = w_{lim,max} \quad \text{når } w_{lim,max} \leq 0,5 \quad \text{Formel 6.30}$$

$$0,5 \leq w_{lim} = \frac{150R}{L} \leq w_{lim,max} \quad \text{når } w_{lim,max} > 0,5$$

Hvor

w_{lim} er grensen for maksimal nedbøyning på grunn av en vertikal statisk punktlast på $F = 1 \text{ kN}$, i [mm].

R er respons faktoren som gitt i Tabell 6.5.

L er gulvets spenn i [mm].

$w_{lim,max}$ er den øvre nedbøyningsgrensen i [mm] som gitt i Tabell 6.5.

Resonans situasjon

For situasjoner der det oppstår resonans i gulvkonstruksjonen, er det først nødvendig at egenfrekvensen er høyere eller lik minimumskriteriet:

$$f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$$

Akselerasjonen

For å kontrollere at vibrasjoner vil dø i gulvkonstruksjonen er det også nødvendig å kontrollere akselerasjonen etter [formel 9.21] kapittel 9.3.6 i EC5-22, og sjekkes mot kriteriet for akselerasjoner etter [tabell 9.2] i EC5-22, gjengitt i Formel 6.31

$$a_{rms} = \frac{k_{res} \mu F_h}{\sqrt{2} 2 \zeta M^*} \quad \text{Formel 6.31}$$

Hvor

k_{res} er en faktor som tar hensyn til høyere moder av vibrasjoner og kan beregnes ved bruk av Formel 6.32.

μ er en resonans oppbygging faktor, kan settes lik 0,4.

F_h er vertikallasten som resultat av massen til en gående person, kan settes lik 50 N.

ζ er modal demping faktor og kan antas som:

- $\zeta = 0,02$ for gulver av bjelkelag.
- $\zeta = 0,025$ for tre-betong-RIB type eller plate type (ev. CLT, LVL eller GLT)
- $\zeta = 0,03$ for gulv av bjelkelag og opplegg.
- $\zeta = 0,04$ for tre-betong-RIB type eller plate type (ev. CLT, LVL eller GLT) med opplegg.

M^* er modal massen som kan beregnes ved bruk av Formel 6.33.

Faktoren som tar hensyn til høyere moder k_{res} kan antas å være størst verdien av Formel 6.32:

Formel 6.32

$$k_{res} = \max \left\{ 0,192 \left(\frac{B}{L} \right) \left[\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right]^{0,25} ; 1,0 \right\}$$

Hvor

B er gulvets bredde i meter [m].

L er gulvets lengde i spennretningen [m].

$(EI)_L$ er bøyestivheten til krysslitre gulvet i sin hovedspennakse per en meter bredde [Nm^2/m].

$(EI)_T$ er bøyestivheten til krysslitre gulvet tvers på hovedaksen per meter bredde [Nm^2/m].

For beregning av modal massen kan følgende formel benyttes Formel 6.33 :

$$M^* = \frac{m L B}{4}$$

Formel 6.33

Hvor

m er gulvets masse per enhetsareal [kg/m^2] som brukes for beregning av vibrasjoner og innebærer vekten fra summen av permanente laster, egenvekten, opplegg plater, vegg på toppen av gulvet og et tillegg masse lik 10 % av karakteristiske laster på gulvet.

L er gulvets lengde i hovedakse i meter [m].

B er gulvets bredde i meter [m].

Hastighet

Videre, innebærer kontroll for resonans at topp hastigheten for moden i gulvet skal kontrolleres med Formel 6.34 .

Formel 6.34

$$v_{rms} = v_{tot,peak} (0,65 - 0,01f_1) (1,22 - 11,0 \zeta) \eta$$

Med

$$\eta = \eta = \begin{cases} 1,35 - 0,4 k_{imp}, & \text{når } 1,0 \leq k_{imp} \leq 1,9 \text{ ellers } \eta = 0,59 \text{ (for bjelkelag)} \\ 1,35 - 0,4 k_{imp}, & \text{når } 1,0 \leq k_{imp} \leq 1,7 \text{ ellers } \eta = 0,67 \text{ (for andre gulver)} \end{cases}$$

Hvor

f_1 er egenfrekvensen i [Hz].

ζ er modalt dempingsforhold som beskrevet under Formel 6.31.

For å ta i betraktning effekten av høyere vibrasjonsmodus på gulvrespons, annet enn det grunnleggende modus, kan topphastighetsresponsen multipliseres med faktoren k_{imp} som kan settes lik

Formel 6.35

$$k_{imp} = maks \left\{ 0,48 \left(\frac{B}{L} \right) \left[\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right]^{0,25} ; 1,0 \right\} \quad \text{Formel 6.35}$$

Hvor

k_{imp} er en faktor som tar for seg høyere moder i transienttilstand.

B er gulvets bredde i meter [m].

L er gulvets lengde i spennretningen [m].

$(EI)_L$ er bøyestivheten til krysslimtre gulvet i sin hovedspennakse per en meter bredde [Nm²/m].

$(EI)_T$ er bøyestivheten til krysslimtre gulvet tvers på hovedaksen per meter bredde [Nm²/m].

Den totale hastighetsresponsen kan beregnes ved bruk av Formel 6.36:

$$v_{tot,peak} = k_{imp} v_{1,peak} \quad \text{Formel 6.36}$$

Hvor

$v_{tot,peak}$ er den topp hastighetsresponsen i [m/s].

k_{imp} er faktoren som står for de høyere modusene i transienttilstanden.

$v_{1,peak}$ er topphastighetsresponsen for første modusen i [m/s], etter Formel 6.37

$$v_{1,peak} = k_{red} \frac{I_M}{(M^* + 70 \text{ kg})} \quad \text{Formel 6.37}$$

Hvor

$v_{1,peak}$ er topp hastighetsresponsen i [m/s].

- k_{red} er reduksjonsfaktoren som kan settes som $k_{red} = 0,7$.
- I_m er modal impulsen i [Ns] beregnet etter Formel 6.38.
- M^* er gulvets modal masse i [kg] beregnet etter Formel 6.33.
- 70 kg verdi som representerer den estimerte vekten på en person som går på gulvet.

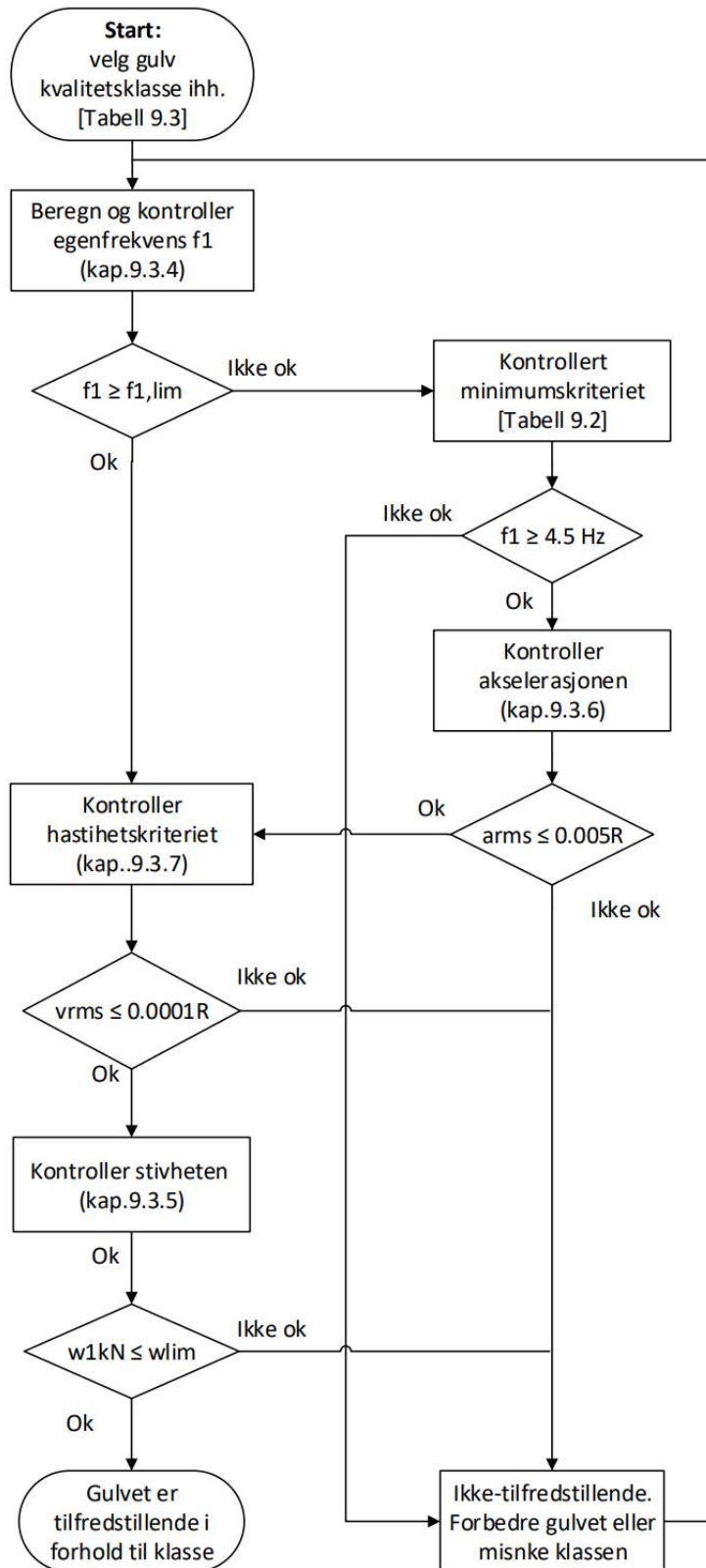
For modal impulsen ble følgende formel benyttet iht. EC5-22, Formel 6.38

$$I_M = \frac{43f_w^{1,43}}{f_1^{1,3}} \quad \text{Formel 6.38}$$

- f_w er frekvensen fra fotbevegelse i Hz.
- f_1 er gulvets egenfrekvens i Hz.

6.4.3 Flytskjema for kontroll av vibrasjoner iht. EC5-22

Som oppsummering er det henvist til et flytdiagram i Figur 6.6 som viser fremgangen av vibrasjonsberegning i henhold til EC5-22.



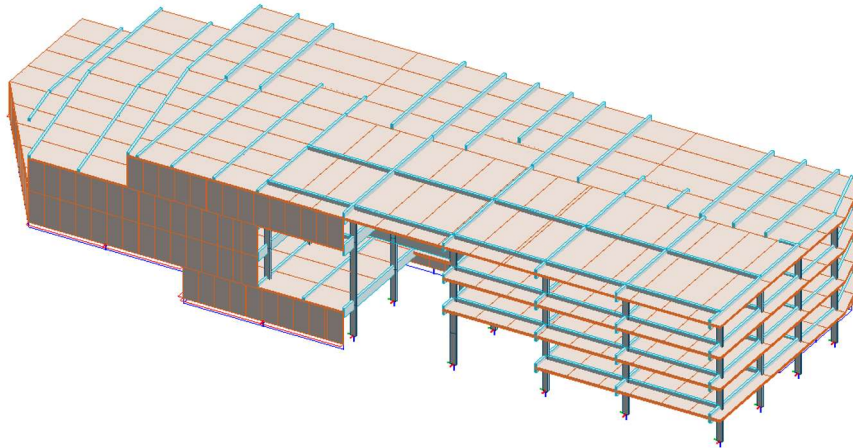
Figur 6.6 Flytskjema for beregning av Vibrasjoner etter EC5-22. (egenprodusert)

6.5 Analysering i FEM-design

Systemet i FEM-Design programvare består av gruppe av moduler utviklet for forskjellige to- eller tredimensjonale konstruksjoner. I denne rapporten er det brukt 3D-structures under tredimensjonale moduler. Denne modulen er utviklet for analysering av konstruksjoner som innebærer kombinasjon av skallelementer, plater, vegger, bjelker, søyler og fundamentelementer. Det er flere forskjellige analyser som lineær, ikke-lineær, dynamisk, andregrads, stabilitet og jordskjelv som er integrert i programvaren. For trekonstruksjoner er det også mulig å benytte elementer i limtre, LVL og krysslitre basert på egenskaper og dimensjoner fra flere kjente produsenter som Binderholz, KLH, Setra, Södra og Züblin. Norsk eurokoden er integrert i programvaren og vil gjøre grunnlag for dimensjonering av konstruksjonen.

6.5.1 Modellering av bæresystem i krysslitre

For modellering av 3D-konstruksjonen i FEM-Design er det valgt å importere DVG CAD-filer som underlag for konstruksjonen. Bruken av CAD-tegningene som underlag i FEM-Design gir best mulig presisjon når det gjelder plassering av bæresystemet i forhold til arkitekttegningene. Ved valg av plassering av vegger og søyler ble det tatt hensyn til begrensninger av tre elementene når det gjelder maks spennvidde for dekker og bjelker. Utformingen av bygget som opprinnelig ble tegnet for betongkonstruksjon hadde varierende arealstørrelse for forskjellige rom. Forelesningssaler hadde størst areal på 12x12 meter og tatt ekstra hensyn til ved plassering av bæresystemet. Som forutsetning i dette prosjektet var det ønskelig å benytte mest mulig elementer av krysslitre for bæresystemet, men store åpne arealer som ved kantine og forelesningssaler var det etter dypere vurdering bestemt å bruke en kombinasjon av både limtresøyle/limtrebjelke og krysslitrevegg/krysslitredekke for bæresystemet. I kantine område var det prøvd likt antall og plassering av limtresøyler som dagens løsning av betongsøyler. Det ble prøvd med tverrsnitt på 215x495 mm og limtreklasse GL30c. Andre søyler som var mindre utsatt for store belastninger hadde mindre tverrsnitt. Bjelkene hadde et varierende tverrsnitt avhengig av spennvidden og belastningen. Ved kantineområde med store spennvidder mellom søylene ble det prøvd å benytte limtrebjelker med tverrsnitt lik 215x855 mm. Der løsningen av bæresystemet endte med å flytte forelesningssalene til tredje etasjen hadde bjelkene i disse områdene en spennvidde på 12 meter og tverrsnitt prøvd på 2015x1125 mm. Flytting på plasseringen av forelesningssalene ble gjort for å minimere lasten på dekkene og bjelkene som har en spennvidde på 12 meter. Dette for å unngå plassering av søyler i forelesningssalene. Krysslitrevegger med 5 sjikt og tykkelse på 140 mm ble benyttet som bærende ytter- og innervegger som vist i Figur 6.7. Krysslitredekkene med 7 sjikt og tykkelse lik 240 mm for gulvkonstruksjon ved kantineområde. Andre områder i bygget med mindre belastning som ved klasserommene og på taket, ble det valgt krysslitredekker med 5 sjikt og tykkelse på 200 mm. Ved plassering av søyler og vegger ble disse fastholdt i bunnen mot alle kraftretninger, men fritt til å rotere om alle aksene. Dette vil overføre alle forskyvnings- og vindkrefter til avstivningselementene for å unngå å gi uønskelig horisontale belastninger til søylene. Frihetsgrader i knutepunktene mellom elementene i konstruksjonen definert som fastholdt med fri rotasjon. Det ble valgt å benytte elementer levert fra KLH når det gjelder krysslitre vegger og dekker. Kapasiteten for krysslitre elementene er vist i Tabell 6.7. Endelig modellen for bæresystemet er vist i Figur 6.7.



Figur 6.7 valgt utforming av bæresystemet (Mot nord)

Tabell 6.7 materialdata som FEM-Desing benytter basert på KLH krysslitre.

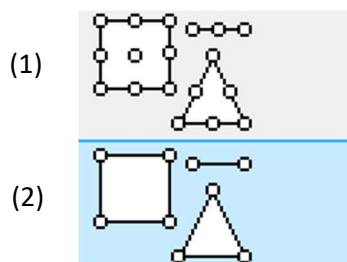
No	Material	f_{m0k} [N/mm ²]	f_{m90k} [N/mm ²]	f_{t0k} [N/mm ²]	f_{t90k} [N/mm ²]	f_{c0k} [N/mm ²]	f_{c90k} [N/mm ²]	f_{xyk} [N/mm ²]	f_{vk} [N/mm ²]	f_{Rk} [N/mm ²]	f_{T0k} [N/mm ²]
1	C24	24.0	0.000	16.5	0.120	24.0	2.70	4.60	2.70	1.20	2.50
2	C24	24.0	0.000	16.5	0.120	24.0	2.70	4.60	2.70	1.20	2.50
3	C24	24.0	0.000	16.5	0.120	24.0	2.70	4.60	2.70	1.20	2.50
4	C24	24.0	0.000	16.5	0.120	24.0	2.70	4.60	2.70	1.20	2.50
5	C24	24.0	0.000	16.5	0.120	24.0	2.70	4.60	2.70	1.20	2.50

6.5.2 Lastkombinasjoner

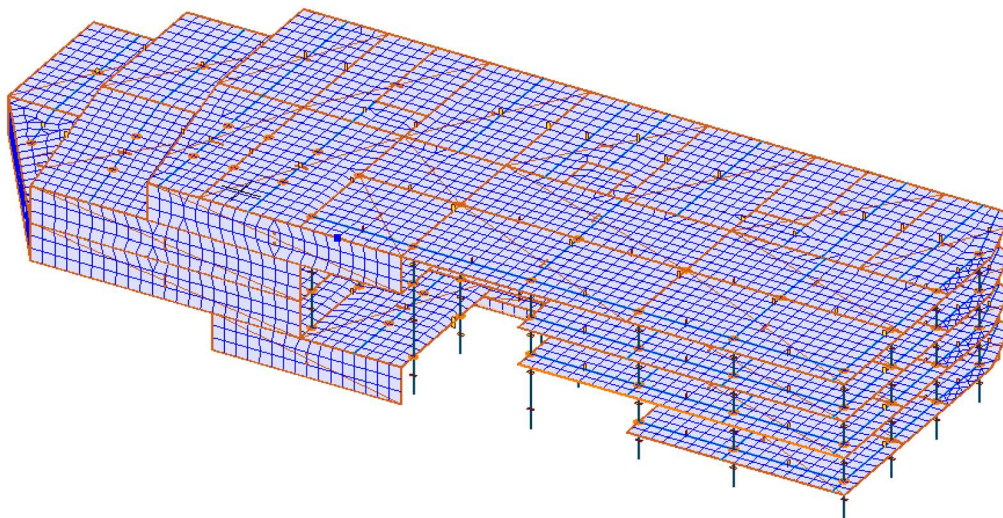
Etter modellering av konstruksjonen og definering av materialene, knutepunkter og opplagere, er neste steget å påføre til laster på statisk systemet. Det er viktig å definere riktig krefter, retning, geometri og lastkombinasjoner. I henhold til norsk eurokode 1, tabell NA 6.1, har nyttebelastverdien for fagskolen definert som kategori C3, arealer der personer kan samles og arealer uten hindringer for personer i bevegelse. Tabell 6.2, nyttebelast for gulv, balkonger og trapper i bygninger, definerer områder med kategori C3 med nyttebelast $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$. Flere områder i fagskolen ligger under forskjellige brukskategorier for nyttebelast, som forenkling ble nyttebelasten for kategori C3 brukt for alle dekker fra alle etasjene unntatt taket. Egenlasten for bæresystemet blir kalkulert automatisk i programmet basert på valgt dimensjoner og lengder til elementene. Snølast regnet etter norsk eurokode 1: del 1-3 påført på takoverflaten til modellen. Bygget har en referanse vindhastigheten lik 23 m/s i henhold til norsk eurokoden med terreng type II som ansett å være mest relevant for dette bygget. Deretter ble vindlasten beregnet ved bruk av funksjonen i programmet og lagt til konstruksjonen i x- og y-retning basert på høyden og geografisk plasseringen til fagskolen. 10 lastkombinasjoner i henhold til norsk eurokode 0 ble definert og lagt med i beregningene med tilhørende partial- og Ψ -faktorer. For bruddgrensetilstand ble formel 6.10a og 6.10b brukt med varierende kombinasjoner for snø, vind og nyttebelast, tilsvarende gjelder lastkombinasjoner for bruksgrensetilstand med karakteristisk, kvasi-permanent og ofte forekommende formlene.

6.5.3 Analysering

Etter modellering og definering av laster og lastkombinasjoner for bæresystemet, var neste steget å generere et mesh for konstruksjonen for å utføre FE-analysen. Ved valg av mesh størrelsen var det tatt hensyn til størrelsen av bygget og beregningstiden. Der konstruksjonen hadde et areal på $76 \times 27 \text{ m}$ ble det først valgt et gjennomsnittlig flate-meshstørrelse på en meter og etter første beregningene ble analysen kontrollert med mesh-element størrelse på halvmeter. FEM-Design genererer automatisk en mesh med en kombinasjon av kvadrat og trekkanter avhengig av geometrien i de forskjellige konstruksjonsdeler. Modellen for fagskolen var hovedsakelig bestående av kvadratiske elementer og derfor var meshet relativt enkelt. Standard node-fordelingen for elementene er 4/3/2 som vist i Figur 6.8, men det ble også benyttet 9/6/3 node-fordelingen ved kontroll analysen.



Figur 6.8 nodefordeling med 9/6/3 vist i (1) og 4/3/2 nodefordeling (2) som kan brukes i FEM-Design



Figur 6.9 meshdetalje av valgt bæresystemet med 1 meter elementlengde.

Statiske analysen ble utført basert på lastgrupper og lastkombinasjonene. En analyse av resultatene innebærer kraft- og momentpåkjenning i knutepunkter, opplagere og elementene for både brudd- og bruksgrensetilstand. Nedbøyning ble analysert for alle dekkene og bjelkene med maks nedbøyningskriteriet lik $L/300$ og 30 mm. Dermed var resultatene brukt for vibrasjon- og knutepunktberegninger.

6.5.4 Dimensjoneringskontroll i FEM-Design

For dimensjonering av elementene var det mulig å utføre en dimensjoneringskontroll i FEM-Design. Her ble det kontrollert for bruddgrensetilstand etter EC5 for alle elementene. Der det er uønskelig å ha store variasjoner i element dimensjoner ble elementene i delt inn i dimensjoneringsgrupper. Elementet med størst dimensjoner blir hoved elementet i gruppen og resten av elementene må ha like kapasitet og dimensjoner. De mest utsatt krysslitmredekkene i bæresystemet ble analysert og tatt med i resultat delen. All dimensjonering ble lagt til som vedlegg i denne rapporten der kun de mest utsatte krysslitmreelementene ble brukt for resultat- og diskusjonsdelen.

6.5.5 Vibrasjonsanalyse

For vibrasjoner fra fotbevegelse på gulvkonstruksjonene ble en FE-analyse brukt for å bestemme modusformene, egenfrekvensene, RMS-akselerasjonen og responsfaktoren i valgte gulvtilfeller. I FEM-Design programvaren ble det brukt en funksjon kalt «self excitation» under «Footfall analysis» som gjør det enkelt for å bestemme vibrasjonene i gulvet. Fem gulvtilfeller av krysslitmre med 200 mm i tykkelse delt på 5 lag ble analysert nærmere med forskjellige opplager betingelser, disse er:

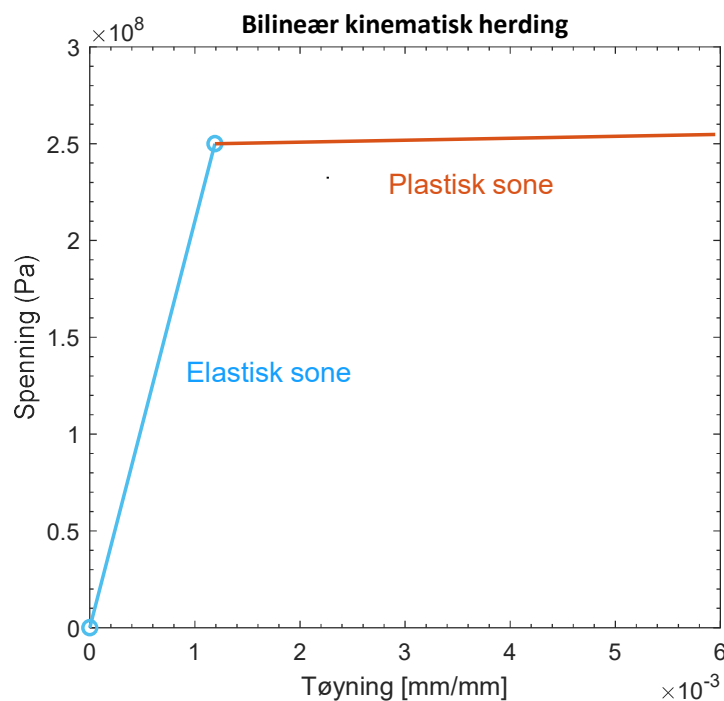
- Case 1A: fritttopplagt krysslitmregulv støttes på to vegger for å fungere som stive opplagere.
- Case 1B: fritttopplagt krysslitmregulv støttes på fire vegger for å fungere som stive opplagere.
- Case 1C: fritttopplagt krysslitmregulv støttes på fire bjelker for å fungere som fleksible opplagere.
- Case 2: et valgt gulvtilfelle fra bæresystemet med kombinasjon av opplagere som bjelker, søyler og vegger.
- Case 3: et valgt gulvtilfelle fra bæresystemet med utkraging opplagt på fire bjelker.

Illustrasjon av disse forskjellige gulvtilfeller med tilhørende spennvidder, dimensjoner og opplagerbetingelsene er fremvist i resultat kapitlet.

I analysen for vibrasjoner ble det valgt å bruke 70 kg som gjennomsnitt person vekt som korresponderer med verdien brukt i vibrasjonsberegning i EC5-22. minimum og maksimum frekvens ble satt til 1,5 og 2,5 Hz som vil da illustrere fotbevegelsen fra gåendepersoner. Dempingsfaktoren ble satt til 4,0% for å igjen korrespondere med verdien anbefalt i EC5-22.

Analysering i ANSYS

Som en del av denne rapporten var det ønskelig å utføre en numerisk analyse av vinkelbeslag ABR255. ANSYS workbench 2022 R1 ble brukt som elementmetode basert programvare. Static Structural Analysis funksjonen i Workbench ble benyttet for analysering av deformasjon og spenning i vinkelbeslaget under strekk- og skjærkraft belastning. Basert på produsentens spesifikasjoner ble det valgt å analysere kapasiteten til vinkelbeslaget ved bruk av forskjellige antall skruer og spikrer. I denne rapporten ble FE-analysen avgrenset til kapasiteten av stål vinkelbeslaget og derfor er det sett bort fra kapasiteten til forbindele (skruer og spikrer) og krysslåstremte materialene og antatt å ha tilstrekkelig kapasitet. Vinkelen ble modellert som en elastoplastisk materiale med bilineær kinematisk herding som vist i Figur 6.10, og med flytespenning (f_y) lik 250 MPa, strekkfasthet (F_u) lik 330 MPa, elastisitetsmodul (E) lik 210 GPa, poissons forhold (ν) lik 0,3 basert på NS-EN 10346-data for galvanisert stål S250GD.



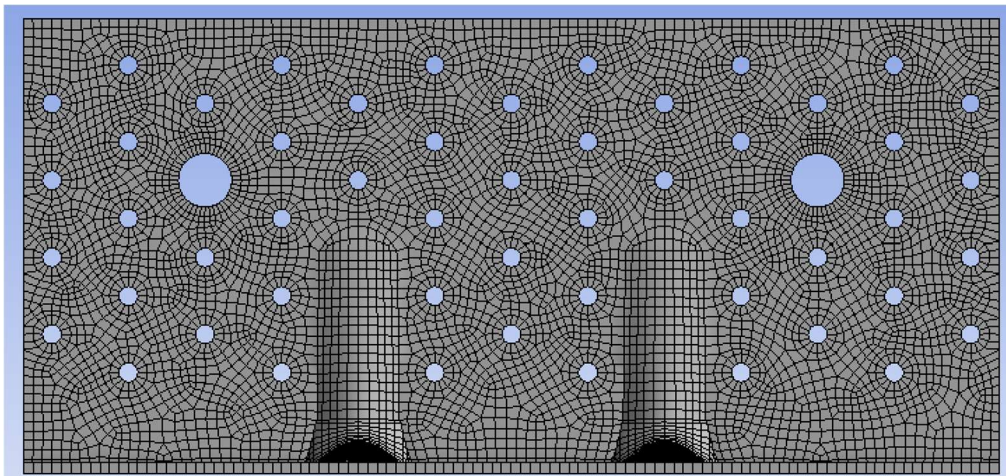
Figur 6.10 Bilineær kinematisk herding kurve med spenning som y-akse og tøyning som x-akse med notasjon for elastisk- og plastisk sone i materialet som definert i ANSYS. (egenprodusert)

6.5.6 Modellering

Modelleringen av forbindelsen utført i programmet Spaceclaim som en del av Ansys workbench pakken. Geometrien for vinkelbeslaget ble hentet fra produsentens nettside og ble brukt som grunnlag for å lage modellen i programmet Spaceclaim. Her ble vinkelen modellert som et plate-element av type shell181, der tykkelsen er relativt liten i forhold til geometrien. Bruk av plate-element ble valgt for å forenkle modellen og redusere beregningstiden (CPU-time), i tillegg vil plate-element gi bedre fordelt mesh ved detaljerte områder i modellen som ved forbindele og forsterkningsdelen. Det er valgt å se bort fra krysslåstremte og forbindele ved å påføre lasten direkte på hullene på øvreplaten av beslaget. Det ble også satt fastholdning betingelser på hullene i underplaten for å erstatte effekten fra skruene/spikerne i gulvet.

6.5.7 Generering av mesh

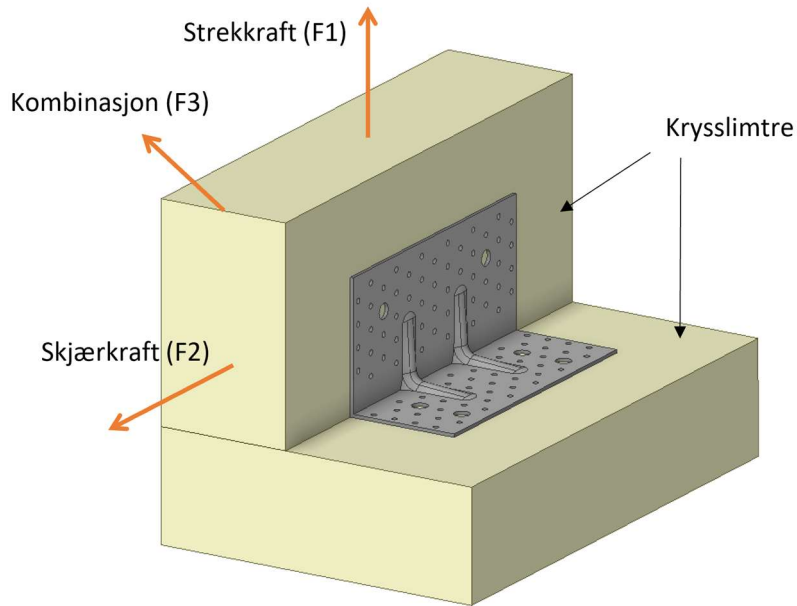
Tre forskjellige metoder for mesh generering ble valgt, disse er Automatisert-, Tetrahydron/triangle- og MultiZone-metoden for plate-elementet, illustrert i Figur 6.11. Disse mesh metodene ble valgt for å sammenlignes og finne metoden som gir beste kvalitet basert på Aspect-Ratio og Skewnes. MultiZone mesh-metoden gir automatisk dekomponering av den avanserte geometrien til flere deler som er enklere å meshet. Den genererer automatisk et rent hexahedral mesh der det er mulig, og fyller deretter de områdene som er vanskeligere å fange med ustrukturert mesh. Størrelsen for meshet ble vurdert nøye og dermed brukt flere forskjellige mesh størrelser mellom 1 og 5 mm for sammenligning.



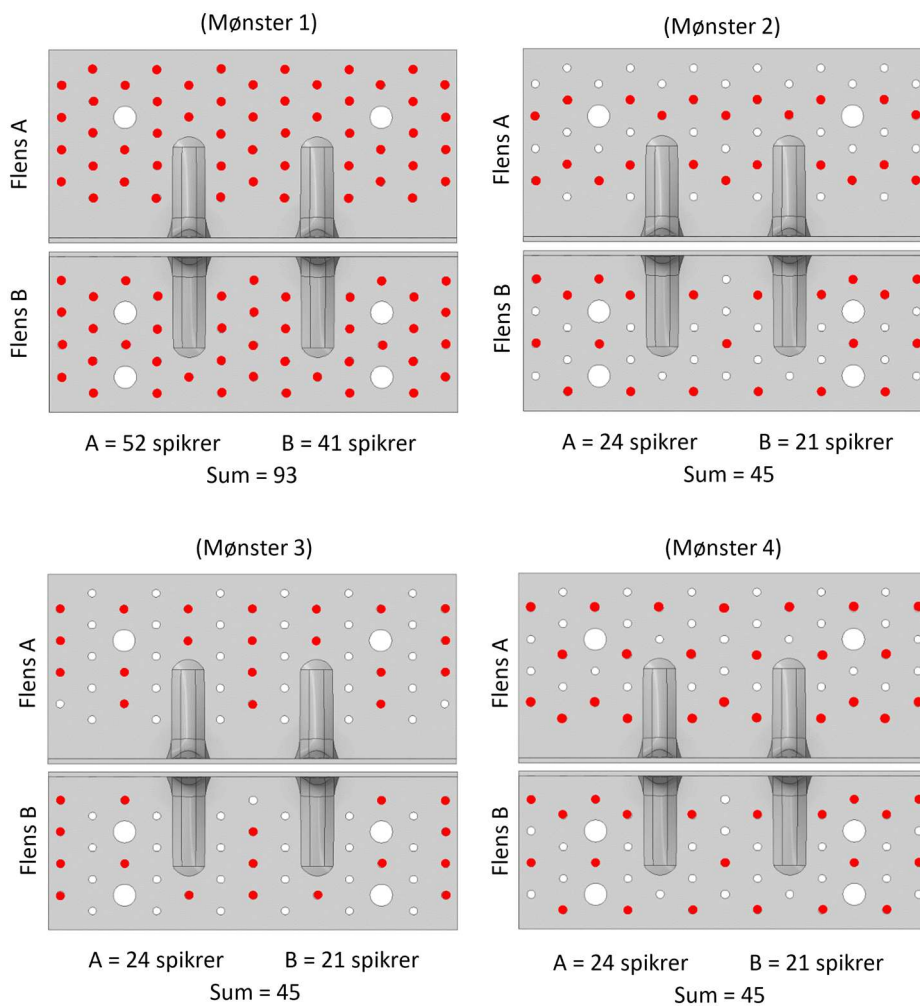
Figur 6.11 Utforming og tilpassing av meshet generert ved bruk av MultiZone funksjonen.

6.5.8 Lasttilstand og forskjellige spikerfordelingene (mønstre)

Det ble satt en friksjonsfritt opplager på overflaten til øvresiden av vinkelbeslaget for å hindre det fra å bøye ut av planet. Forbindelsen ble deretter belastet i tre forskjellige scenario, disse er strekkraft (F1), skjærkraft (F2) og kombinasjon av strekk- og skjærkraft (F3) som vist i Figur 6.12. Belastningspunktet og fastholdning ble definert i valgte huller i beslaget basert på de valgte mønstre som vist i Figur 6.13. Her ble kreftene økt gradvis for å gi et godt bilde av deformasjonen og spenningene som utvikler seg. En konvergens analyse basert på Newton-Raphson-metoden beskrevet i 3.5.7 ble brukt med antall iterasjoner satt lik minst 15 og maks 1000 med start iterasjon på 50. En ikke-lineær statisk analyse ble utført for å oppnå de numeriske last-forskyvnings- og spenningskurvene. I tillegg er det analysert for elastisk-tøyning og plastisk-tøyning i vinkelbeslaget. Alle analysene ble utført under tre laster tilfeller, disse er strekkraft (F1), skjærkraft (F2) og kombinasjon av disse (F3) som vist i Figur 6.12.



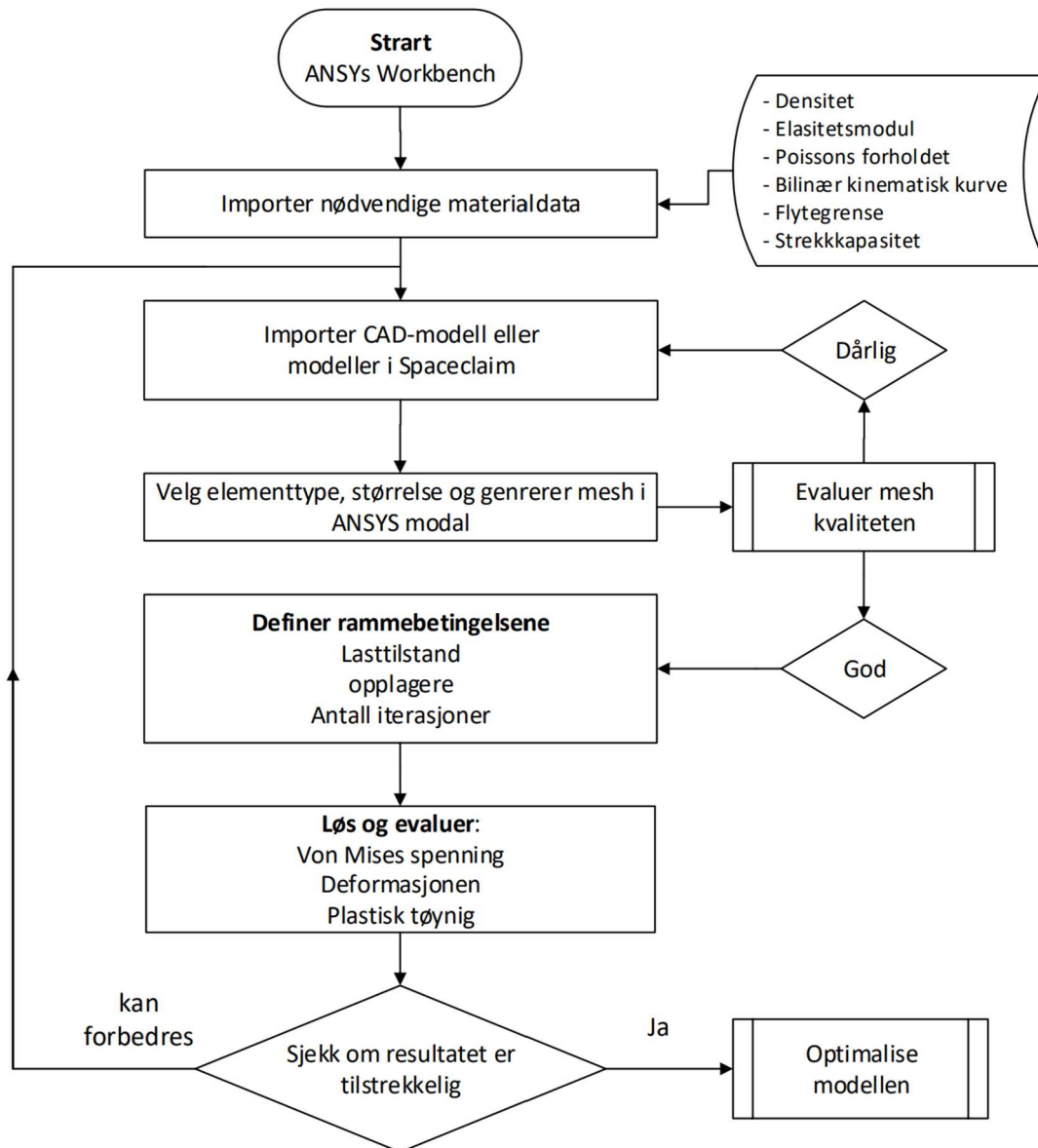
Figur 6.12 Vinkelbeslag mellom vegg- og dekkeskive av krysslåmtré under strekkraft (F1) i z-retning, skjærkraft (F2) i y-retning og kombinasjon av disse (F3) zy-planet. (egenprodusert)



Figur 6.13 Spikerplassering etter produsentens henvisninger for mønster 1, mønster 2 og mønster 3, mens mønster 4 er egenutviklet. (egenprodusert)

6.5.9 Flytskjema av FE-analyse prosessen i ANSYS

Proessen for FE-analysen er illustrert i Figur 6.14 fra start til optimalisering av modellen.



Figur 6.14 Flytskjema av prosessen for FE-analyse av vinkelbeslaget ved bruk av ANSYS. (egenprodusert)

7 Resultat

I dette kapitlet presenteres resultatene fra de forskjellige analysene som:

- Statisk analyse av bæresystemet av trekonstruksjonen i FEM-Design
- Statisk analyse av knutepunkt mellom vegg og dekke av krysslitre
- Analytisk beregning og analysering av vibrasjoner i krysslitre gulvet iht. nåværende og ny reviderte eurokode.
- Numerisk analyse av vibrasjonene i gulvkonstruksjonen basert på element metoden.

7.1 Bæresystemløsning (FEM-Design)

Resultatet for statiske analysen og dimensjonering iht. EC5 ved bruk av FEM-Design er fremvist i dette delkapitlet. I Tabell 7.2 er det fremvist endelig valgte løsninger for bæresystemet som består av en kombinasjon av både krysslitre vegg/dekke og litre søyle/bjelke. Dette vil bli diskutert senere i diskusjonskapitlet.

7.1.1 Bæresystem og dimensjoneringsgrupper

De bærende elementene i konstruksjonen er fordelt innenfor dimensjoneringsgrupper og kategorisert i Tabell 7.1. En dimensjoneringsgruppe er en pakke som inneholder mange elementer i bæresystemet av samme konstruksjonsdel, materiale, klimaklasse, lastkombinasjon og har lignende dimensjoner og rammebetingelser. Dette struktureres for å forenkle dimensjoneringen og i tillegg ha en effektiv bærekonstruksjon som ikke varierer veldig i størrelse for hvert enkelt element. Det elementet som er mest ugunstig i en gruppe vil være det elementet som er dimensjonerende for alle. Dette vil si at alle elementene i gruppen må ha like kapasitet/tykkelse som det elementet med høyest utnyttelsesgrad i gruppen. Der konstruksjonen innebærer en kombinasjon av søyle/bjelke- og vegg/dekke-bæresystemer har elementene av samme art for hver av disse bæresystemer gruppert sammen. F.eks. har alle dekkene over kantineområde som ligger direkte på bjelker og søyler et eget gruppe. Samme gjelder for bjelkene og søylene i dette området. Dekkene som ikke er utsatt for snø og dekkene som er ikke utsatt for nyttelast fra mennesker (taket) er separert i egne grupper. Til slutt ble det 18 dimensjoneringsgrupper, disse er kategorisert og beskrevet i detaljer i Tabell 7.1 .

Tabell 7.1 Inndeling og beskrivelse av dimensjoneringsgrupper.

Gruppe	Antall elementer	Beskrivelse
Gulv 1A	13 dekker	Gulvkonstruksjon av krysslimtre i første etasjen for dekkene som har relativ kort spenn (opptil 4,5 m). Ligger i klimaklasse 1 og dermed er mindre utsatt for høy deformasjoner.
Gulv 1B	2 dekker	Gulvkonstruksjon av krysslimtre i første etasjen for dekkene som har relativ lange spenn (opptil 7 m). Befinner seg over kantineområde. Ligger i klimaklasse 1 men er utsatt for høy deformasjoner pga. spennvidden.
Gulv 2A	12 dekker	Gulvkonstruksjon av krysslimtre i andre etasjen for dekkene som har relativ kort spenn (opptil 4,5 m). Ligger i klimaklasse 1 og dermed er mindre utsatt for høy deformasjoner.
Gulv 2B	3 dekker	Gulvkonstruksjon av krysslimtre i andre etasjen for dekkene som har relativ lange spenn (opptil 7 m). befinner seg over kantineområde. Ligger i klimaklasse 1 men er utsatt for høy deformasjoner pga. spennvidden.
Gulv 3A	11 dekker	Gulvkonstruksjon av krysslimtre i tredje etasjen for dekkene som har relativ kort spenn (opptil 4,5 m). Ligger i klimaklasse 1 og dermed er mindre utsatt for høy deformasjoner.
Gulv 3B	3 dekker	Gulvkonstruksjon av krysslimtre i tredje etasjen for dekkene som har relativ lange spenn (opptil 7 m). befinner seg over kantineområde. Ligger i klimaklasse 1 men er utsatt for høy deformasjoner pga. spennvidden.
Tak A	13 dekker	Takkonstruksjon av krysslimtre for dekker med relativ kort spenn (opptil 4,5 m). Der disse er mindre utsatt. Klimaklasse 2.
Tak B	6 dekker	Takkonstruksjon av krysslimtre for dekker med relativ lengre spenn (opptil 7 m). Der disse er høy utsatt for store deformasjoner. Disse dekkene er lokalisert som takkonstruksjon over kantineområde. Klimaklasse 2.
Vegg (inne)	5 vegger	Bærende vegger av krysslimtre fungerer som stive opplagere for bjelkene og dekkene fra innsiden av konstruksjonen. Har relativt mindre hull og ligger i klimaklasse 1 som gjør at disse er mindre utsatt for høy deformasjoner.

Vegg (ute)	7 vegger	Bærende vegger av krysslitre fungerer som stive opplagere for bjelkene og dekkene fra utsiden av konstruksjonen. Har relativt mer hull pga. vinduer og ligger i klimaklasse 2 som gjør at disse er mer utsatt for høy deformasjoner.
Sjakt	37 vegger	Består av bærende krysslitrevegger og trapper og gir stivheten til bygget i tillegg brukes de som støttelag for bjelker og dekker i nærheten. Disse ligger i klimaklasse 1 og gjør de veldig lite utsatt for deformasjoner.
Bjelke A	81 bjelker	Denne gruppen består av limtrebjelker i områder i bygget som har relativt kort spenn mellom opplagerne. Ligger i klimaklasse 1 og er dermed mindre utsatt for høy deformasjoner.
Bjelke B	57 bjelker	Denne gruppen består av limtrebjelker i områder i bygget som har relativt kort spenn mellom opplagerne. Ligger i klimaklasse 1 og er dermed mindre utsatt for høy deformasjoner.
Bjelke C (tak)	23 bjelker	Denne gruppen består av limtrebjelker på taket som har spennvidde på 12 meter. Ligger i klimaklasse 1 men er utsatt for høy deformasjoner pga. lange spennvidde.
Bjelke D	25 bjelker	Bjelker i denne gruppen har vesentlig mindre spennvidde er utsatt for lite belastninger. De befinner seg i klimaklasse 1.
Søyle A	73 søyler	Søylar av limtre befinner seg generelt over hele bygget og fungerer som støtte til bjelker og dekker med kort spennvidde. Ligger i klimaklasse 1. kategoriseres som lite utsatt.
Søyle B	40 søyler	Søylar av limtre i kantineområde og fungerer som støtte til bjelkene og dekkene med høy spennvidde. Ligger i klimaklasse 1 men er mer utsatt pga. plasseringen under høy belastede elementer.
Søyle C	16 søyler	Søylar av limtre utenfor sørsiden av bygget og fungerer som støtte til utkragingsdelen av bygget. Ligger i klimaklasse 3 og kan derfor har høyere risiko for store deformasjoner.

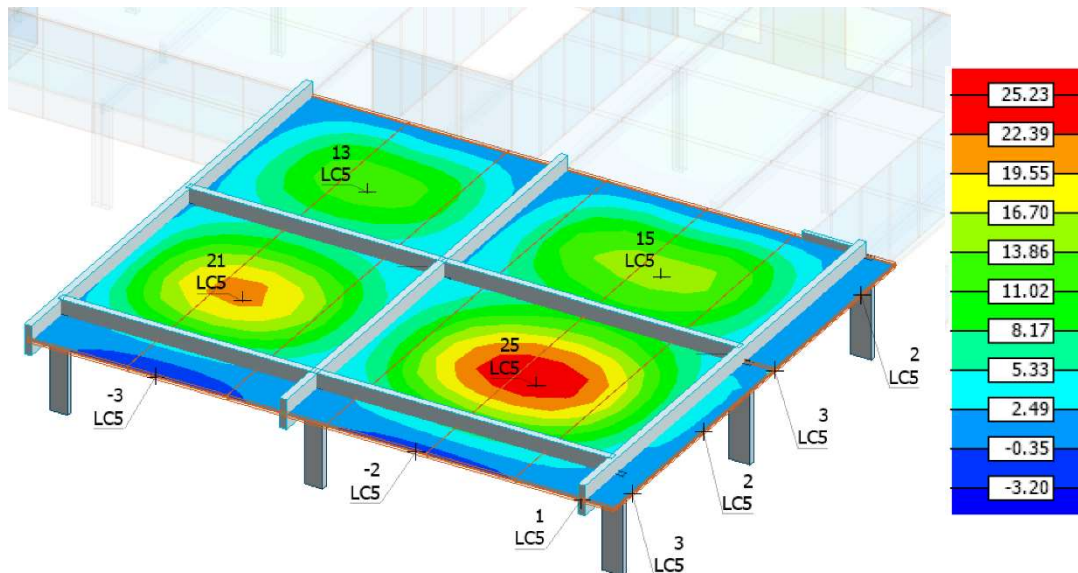
Tabell 7.2 Dimensjoneringsgrupper for bæresystemet med maks. og min. utnyttelsesgrad for tilhørende element dimensjoner og dimensjonerende kontrollformel.

Gruppe [-]	Type [-]	Maks. [%]	Min. [%]	Grensetilstand [-]	Formel [-]	Kontroll [-]
Gulv 1A	140 5s TL	74	36	Bruks	L/250	OK
Gulv 1B*	160 5s TL	95	79	Bruks	L/250	OK
Gulv 2A*	140 5s TL	84	21	Bruks	L/250	OK
Gulv 2B*	200 5s TL	78	57	Bruks	L/250	OK
Gulv 3A	140 5s TL	84	23	Bruks	L/250	OK
Gulv 3B	200 5s TL	81	58	Bruks	L/250	OK
Tak A	70 3s TL	85	41	Brudd	Strekk, x - 6.2.3	OK
Tak B	140 7s TL	88	66	Brudd	Strekk, x - 6.2.3	OK
Vegg (inne)	60 3s TL	47	22	Brudd	Trykk, x - 6.1.4, 6.2.4	OK
Vegg (sjakt)	60 3s TL	26	6	Brudd	Trykk, x - 6.1.4, 6.2.4	OK
Vegg (ute)	60 3s TL	92	9	Brudd	Trykk, x - 6.1.4, 6.2.4	OK
Bjelke A	Limtre 215x630	97	21	Brudd	Komb. skjær + torsjon - 6.1.7, 6.1.8	OK
Bjelke B	Limtre 215x900	84	19	Brudd	Komb. skjær + torsjon - 6.1.7, 6.1.8	OK
Bjelke C (Tak)	Limtre 215x900	95	5	Brudd	Komb. bøyning + trykk - 6.3.3	OK
Bjelke D	Limtre 115x450	88	5	Brudd	Komb. skjær + torsjon - 6.1.7, 6.1.8	OK
Søyle A	Limtre 215x315	86	4	Brudd	Komb. trykk + bøyning - 6.3.2 akse 2	OK
Søyle B	Limtre 190x540	93	12	Brudd	Komb. trykk + bøyning - 6.3.2 akse 2	OK
Søyle C	Limtre 190x630	98	12	Brudd	Komb. trykk + bøyning - 6.3.2 akse 1	OK

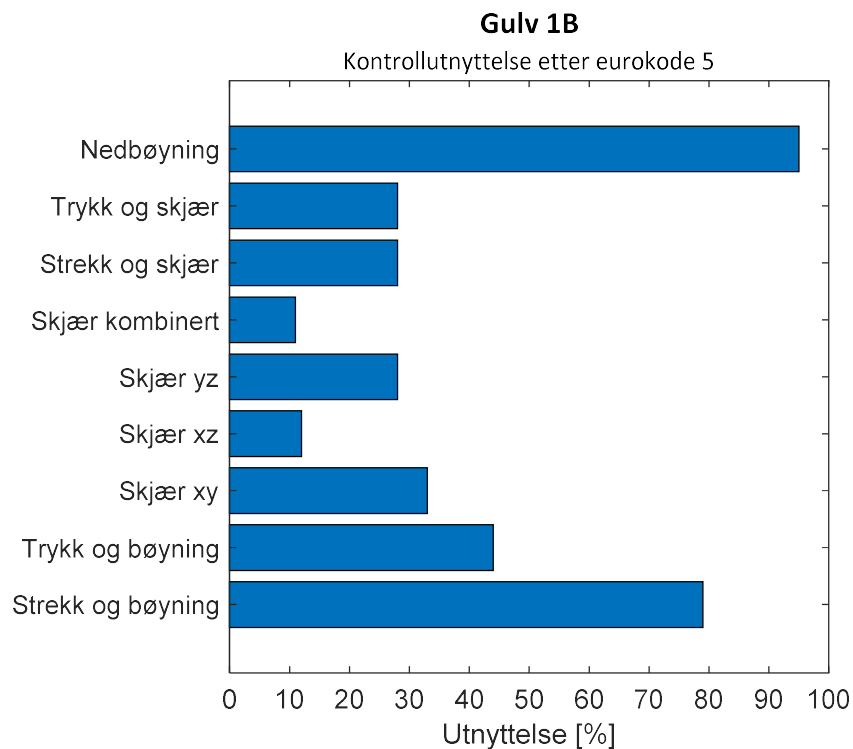
(*) Nedbøyningsgraderingen til gulv 1B, 2A og 2B illustreres henholdsvis i figur 46,48 og 50

7.1.2 Gulv 1B: krysslitre 160 mm 5s TL (Kantineområdet)

Materialet som har hovedfokus i denne oppgaven er krysslitre, derfor vil resultatet fra dimensjonering av FE-analyse for konstruksjonen legge mest vekt på krysslitre elementer og spesielt dekker. Analyse av nedbøyning og utnyttelsesgrad for gulv 1B er fremvist i Figur 7.1 og Figur 7.2.



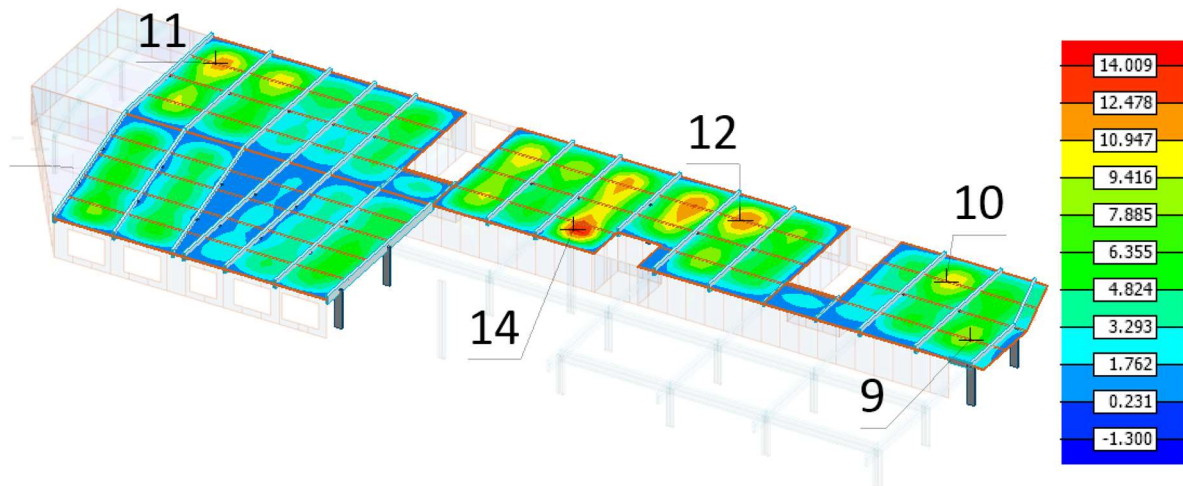
Figur 7.1 nedbøyningsgradering i krysslitredækker med lange spenn i første etasjen (gulv 1B)



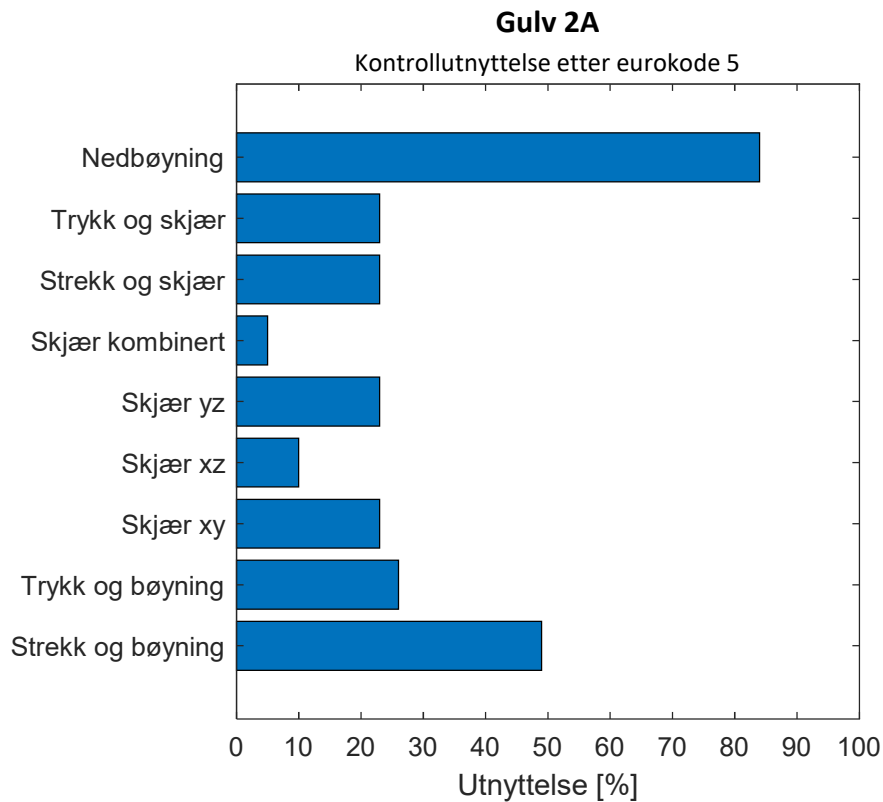
Figur 7.2 utnyttelsesgraden for nødvendige kontroll etter eurokode 5 for gulv 1B

7.1.3 Gulv 2A: krysslimtrelte 140 mm 5s TL

Analyse av nedbøyning og utnyttelsesgrad for gulv 2A er fremvist i Figur 7.3 og Figur 7.4.



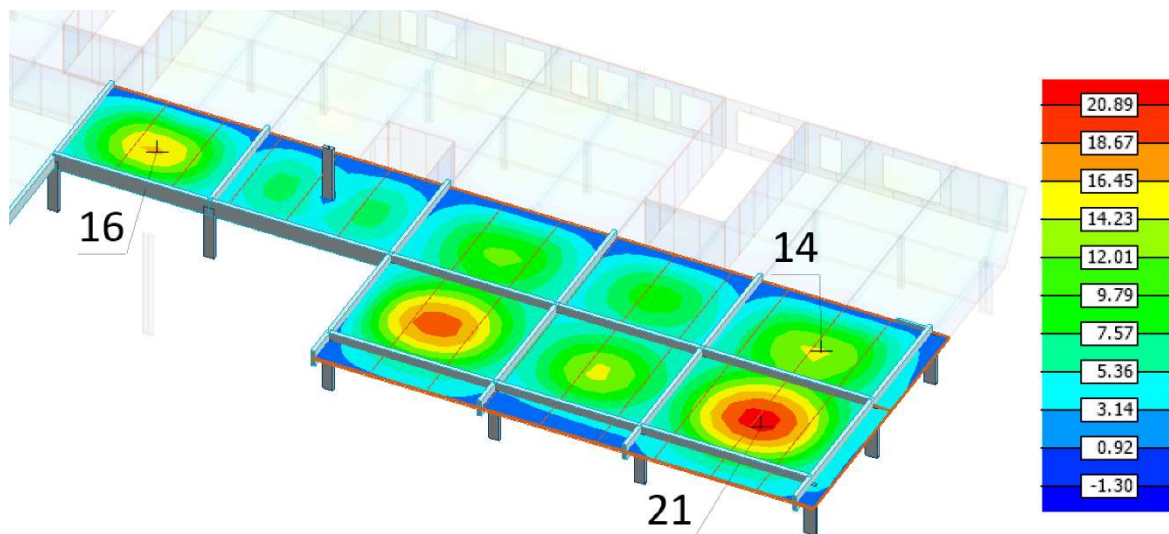
Figur 7.3 nedbøyingsgradering i krysslimtredrecker med korte spenn i andre etasjen (gulv 2A).



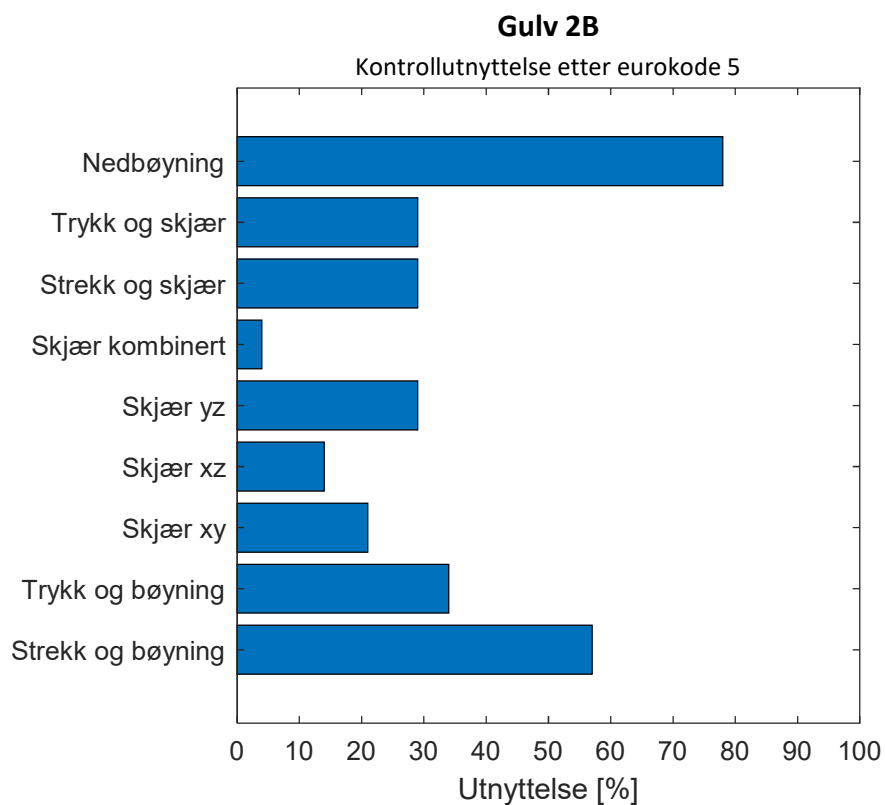
Figur 7.4 utnyttelsesgraden for nødvendige kontroll etter eurokode 5 for gulv 2A

7.1.4 Gulv 2B: 200 5s TL

Analyse av nedbøyning og utnyttelsesgrad for gulv 2B er fremvist i Figur 7.5 og Figur 7.6.



Figur 7.5 nedbøyningsgradering i krysslitrededekker med korte spenn i andre etasjen (gulv 2B).



Figur 7.6 utnyttelsesgraden for nødvendige kontroll etter eurokode 5 for gulv 2B

7.2 Vibrasjoner i gulvkonstruksjonen

Resultater fra vibrasjonsberegning ved bruk av håndberegninger og numerisk metode har blitt presentert i dette kapitlet. Håndberegninger innebærer bruk av EC5 og EC5-22. For numerisk beregning av vibrasjoner i dekkene i fagskolen, har det blitt utført analyse i elementbasert programvarer som FEM-Design.

7.2.1 Håndberegning av vibrasjoner

Resultatene fra håndberegninger av vibrasjoner iht. EC5-22 ved bruk av MathCAD for (case 1 A-C), (case 2) og (case 3) er vist i Tabell 7.4. Resultatene for beregning etter EC5 for disse casene er vist i Tabell 7.5. Tabell 7.3 viser tilhørende dimensjoner og opplager betingelsene for de forskjellige Casene.

Tabell 7.3 oversikt for de forskjellige parametere som inngår i beregning av vibrasjon etter EC5-22 for gulvkonstruksjonene.

Case nr.	Lengde L [m]	Bredde B [m]	Tykkelse t [mm]	Utkrøging l [m]	Opplager
1A	6	6	200	N/A	stivt
1B	6	6	200	N/A	stivt
1C	6	6	200	N/A	Fleksibel
2	4.5	12	200	N/A	Fleksibel
3	6.67	9	200	1.7	Fleksibel

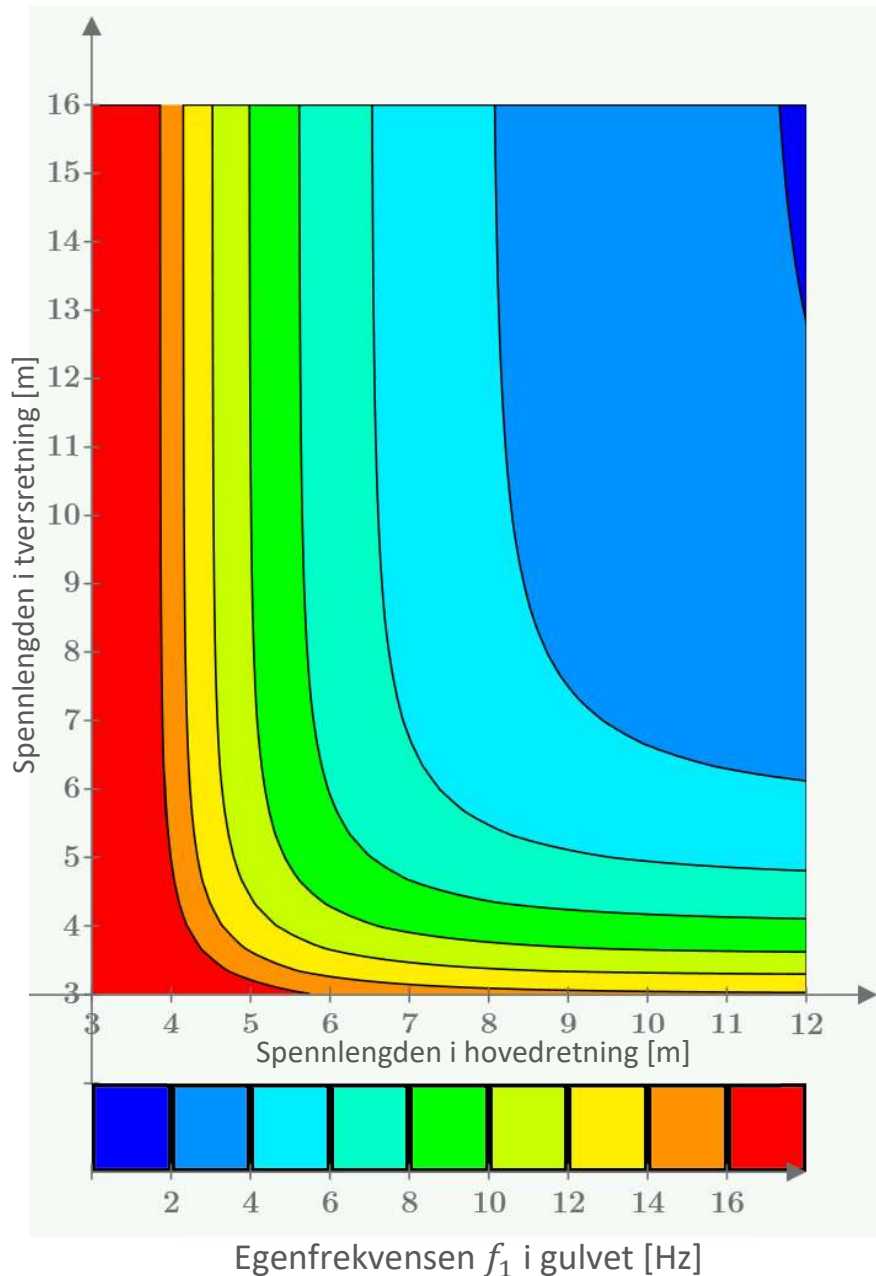
Tabell 7.4 viser resultatene fra håndberegning ved bruk av MathCAD for vibrasjonsberegning iht. EC5-22.

Case	Formel	Egenfrekvens f_1 [Hz]	Akselerasjon a_{rms} [m/s ²]	Responsfaktor R	Nedbøyning w_{1kN} [mm]	Klasse I - VI
1A	(9.12)	7	0,09	18	0,78	IV
1B	(9.12)	7,9	0,09	18	0,78	IV
1C	(9.12)	6,7	0,09	18	0,78	IV
2	(9.14)	6,7	0,15	30	0,37	V
3	(9.15)	7,0	0,05	12	1,06	III

Tabell 7.5 viser resultatene fra håndberegning ved bruk av MathCAD av vibrasjoner iht. EC5.

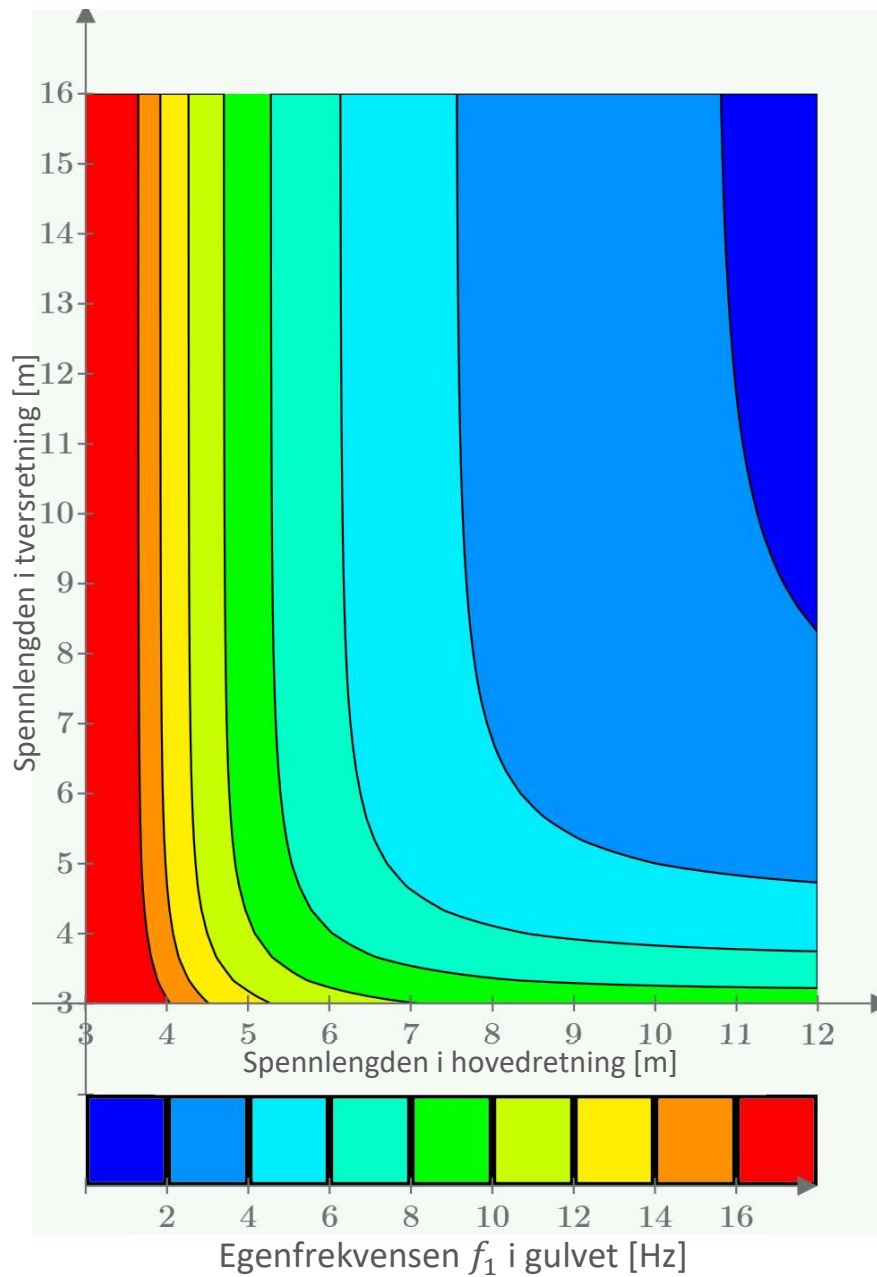
Case	Formel	Egenfrekvens f_1 [Hz]	Kontroll (a) mm/kN	Kontroll (b) [-]	Klassifisering EC5
1A	(7.5)	8,0	0.278	1289	God
1B	(7.5)	8,0	0.278	1289	God
1C	(7.5)	8,0	0.278	1289	God
2	(7.5)	13,8	0.156	1650	God
3	(7.5)	8,7	0.206	1733	God

Resultatet av vibrasjoner i gulvet (Case 1B) ved bruk av håndberegning iht. EC5-22 har blitt presentert gjennom et konturplot i Figur 7.7. Plottet er beregnet for en gulvkonstruksjon av 5 sjikt krysslimtre og med 200 mm i tykkelsen, i tillegg støttes gulvet av stive opplagere ved endene (f.eks. vegger). X-aksen representerer gulvspennlengden i sin hovedretning i meter og y-aksen representerer spennlengden i tverretningen i meter. Egenfrekvensen kan utledes ved å skissere krysningspunktet mellom x- og y-linjene (valgt lengder og bredde i gulvet) og dermed tilhørende tone i fargespektre. Dersom skjæringspunktet mellom valgte lengder ikke krysser et av frekvenslinjene kan lineær interpolasjon benyttes.



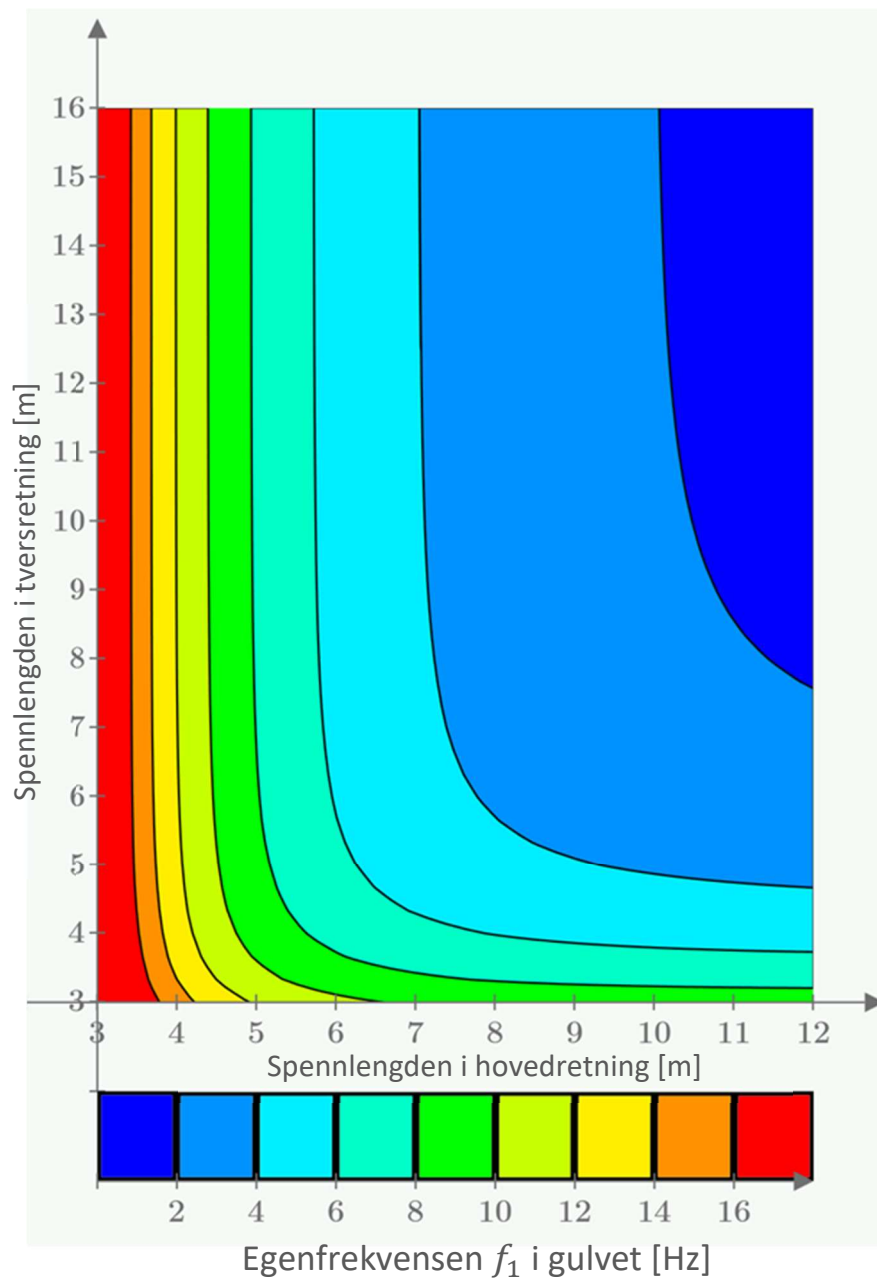
Figur 7.7 Egenfrekvens (f_1) for krysslimtre gulvet (200 5s TL) med variable lengdeverdier for hoved og tverrs penn retning etter formel (9.12) eurokode 5 (2022).

Et lignende konturplot for krysslimtre gulv med 180 mm tykkelse av 5 sjikt er representert i Figur 7.8. Gulvet har samme rammebetingelsene som (Case 1B).



Figur 7.8 Egenfrekvens (f_1) for krysslimtre gulvet (180 5s TL) med variable lengdeverdier for hoved og tverrs penn retning etter formel (9.12) eurokode 5 (2022).

Et lignende konturplot for krysslitre gulv med 160 mm tykkelse av 5 sjikt er representert i Figur 7.9. Gulvet har samme rammebetingelsene som (Case 1B).



Figur 7.9 Egenfrekvens (f_1) for krysslitre gulvet (160 5s TL) med variable lengdeverdier for hoved og tverrs penn retning etter formel (9.12) eurokode 5 (2022).

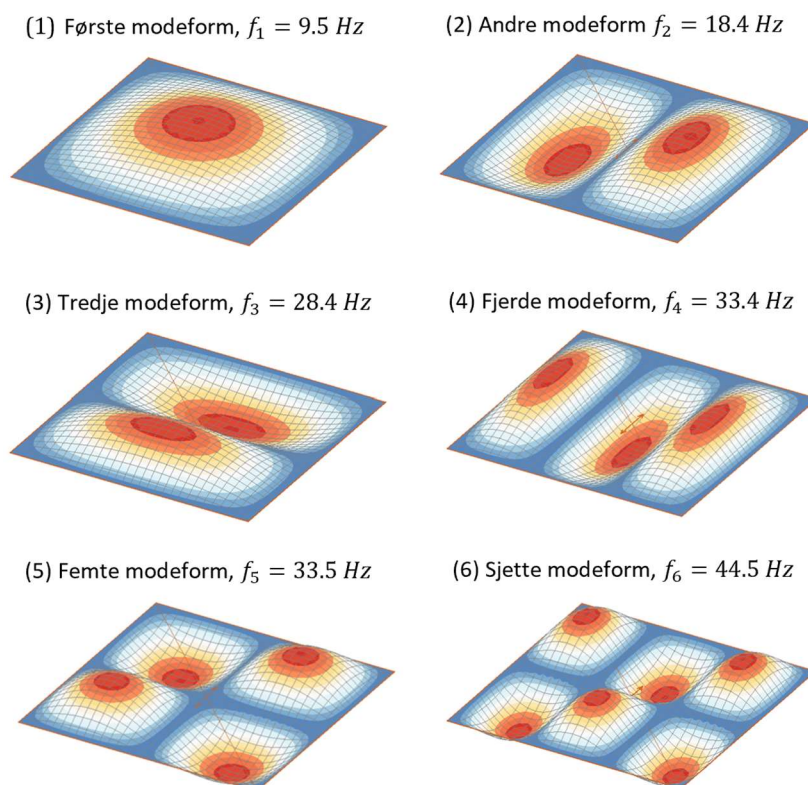
7.2.2 FE-analyse av vibrasjoner

En numerisk analyse av vibrasjoner ved bruk av FEM-Design programvare basert på elementmetoden ble utført for de 5 forskjellige gulv tilfelle5 (1A, 1B, 1C, 2 og 3). Effekten av de forskjellige rammebetingelsene i gulvets opplagere på vibrasjonsverdiene er fremvist nedenfor. Tabell 7.6 viser en oversikt over viktige resultater hentet fra FEM-Design.

Tabell 7.6 Oversikt over viktige parameterer for numerisk vibrasjonsanalysen for Case 1 til 3.

		Case 1	Case 1B	Case 1C	Case 2	Case 3
Effektiv masse (M)	[ton]	6,4	6,4	6,4	11	17
Egenfrekvens (f_1)	[Hz]	7,0	8,5	6,8	6,9	6,0
Nedbøyning	[mm]	0,5	0,7	0,6	0,6	0,4
Akselerasjon (a_{rms})	[m/s ²]	0,37	0,17	0,19	0,16	0,24
Responsfaktor (R)	[-]	73	33	38	32	48

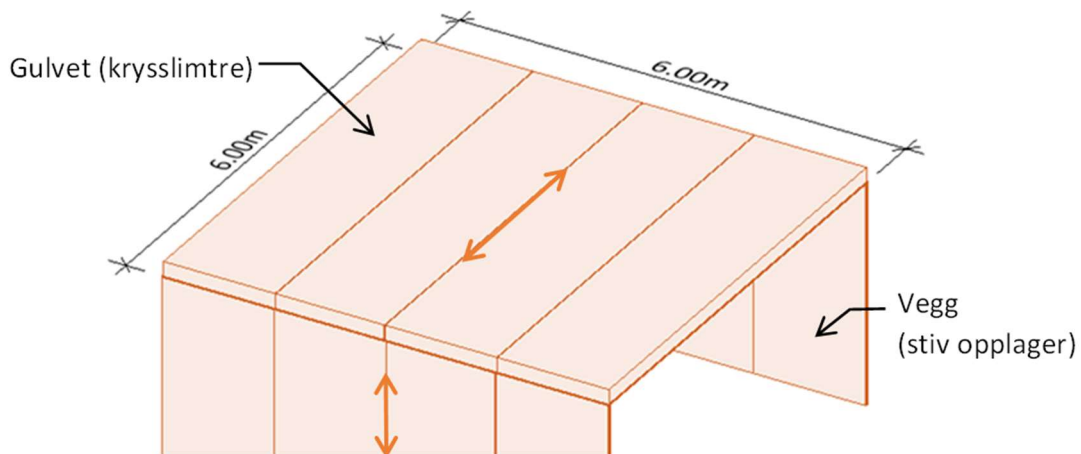
En analyse av de forskjellige vibrasjonsmodusformer ble utført for gulv i (Case 1) og presentert i Figur 7.10. Figuren viser de forskjellige modusformene (Mode Shape) for et krysslitret plate og tilhørende frekvensverdier. Fargetone på kurvene viser relative forskyvningen i z-aksen hvor rødt merker området i planet som er største utsatt for denne frekvensen og blå viser området som er minst utsatt.



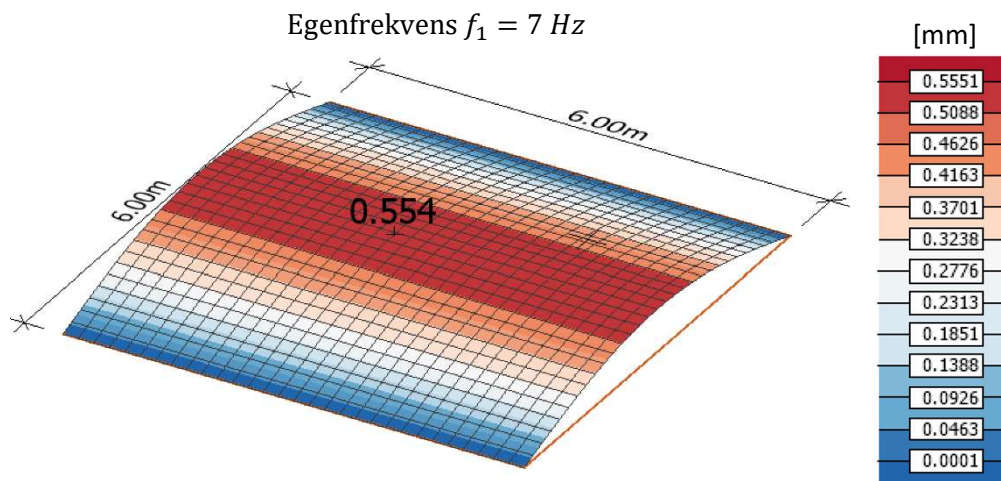
Figur 7.10 Forskyvningskurven og frekvensen for tilhørende moduser for gulv (Case 1)

Case 1A: en-veis krysslitregulv opplagt på to stive vegger.

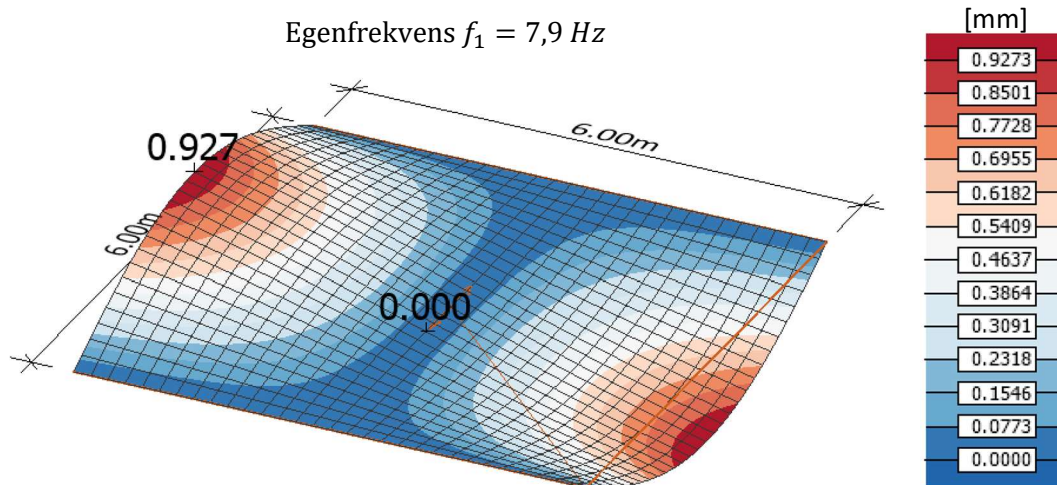
I Case 1A vist i Figur 7.11 under, ligger gulvet kun på to vegger (stive opplagere) og er fri på de to andre endene av gulvet. Dimensjonene og plassering er ellers likt med Case 1B vist i Figur 7.11. Som resultat ble det beregnet to frekvenser under 10 Hz og derfor ble to modusformer fremvist i dette tilfellet. Figur 7.12 og Figur 7.13 viser første- og andre modusen for denne gulvkonstruksjonen. RMS-Akselerasjonen og responsfaktoren er vist i Figur 7.14 og Figur 7.15.



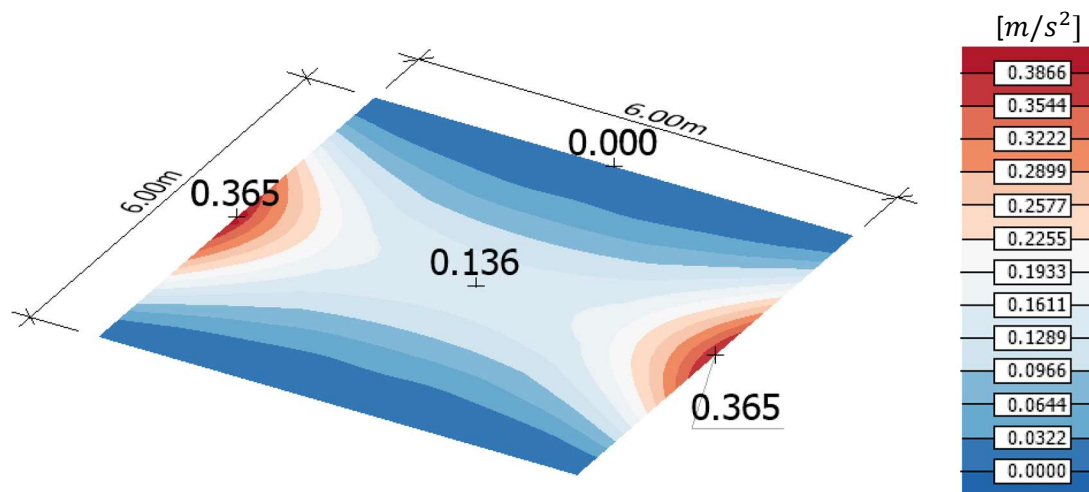
Figur 7.11 Dimensjoner og plassering for gulv (Case 1A) støttes på to stive opplagere (vegger).



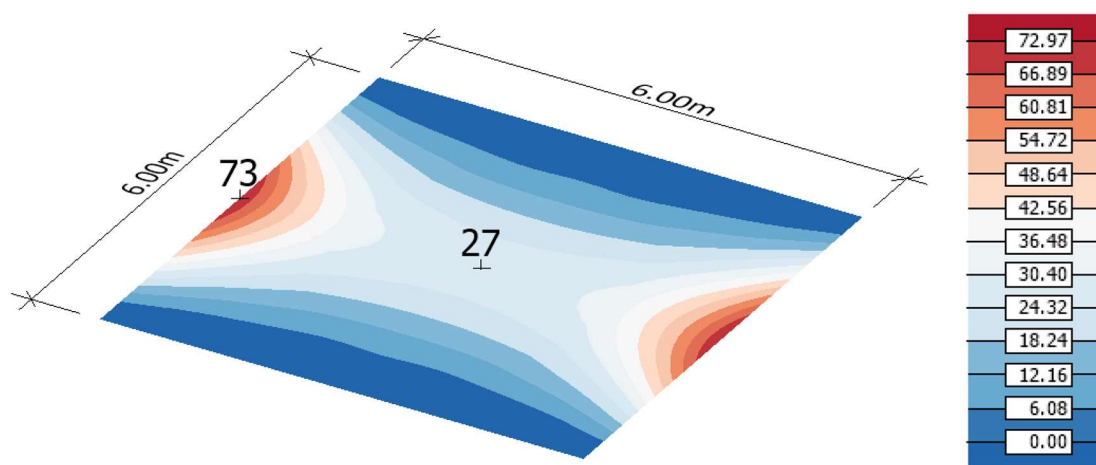
Figur 7.12 Første-modus utforming og nedbøyning i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].



Figur 7.13 Andre-modus utforming og nedbøyning i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].



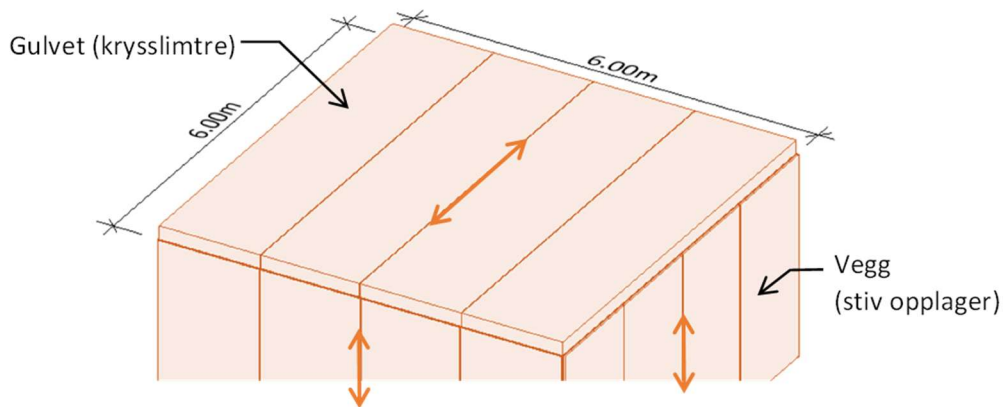
Figur 7.14 Akselerasjonen i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter [m/s²].



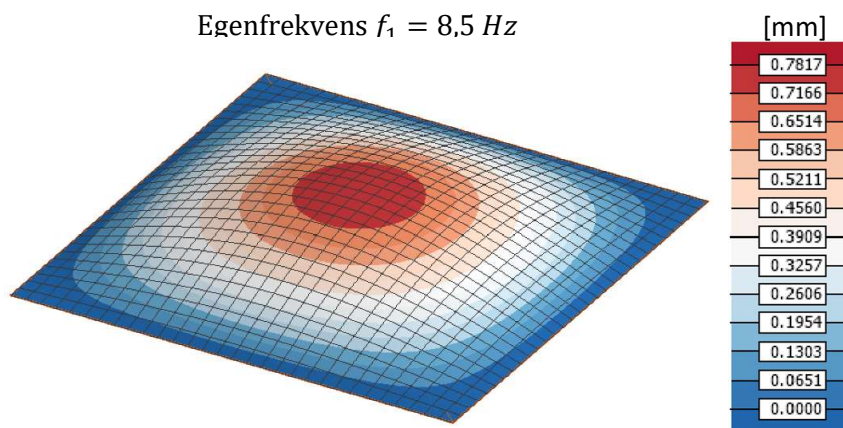
Figur 7.15 Responsfaktoren i gulvet (Case 1A) med tilhørende verdier i et fargespekter.

Case 1B: to-veis krysslitregulv opplagt på fire stive vegger.

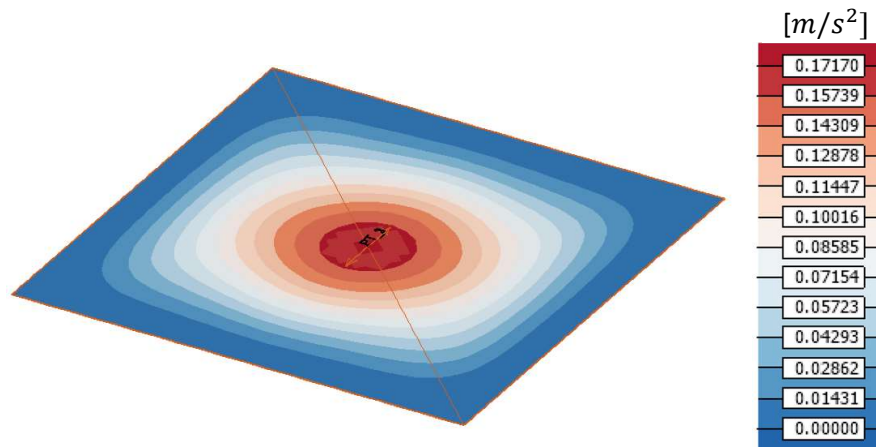
Etter vibrasjonsberegning kan man sjekke egenfrekvensresultatene (effektiv masse, vibrasjonsformer), node akselerasjonene og node responsfaktorene. Figur 7.16, Figur 7.17 og Figur 7.18 viser gulvoppbyggingen med tilhørende dimensjoner, førstemodus deformasjon i gulvet og akselerasjonen i gulvet.



Figur 7.16 Dimensjoner for gulv (Case 1B) støttes på fire stive opplagere (vegger).



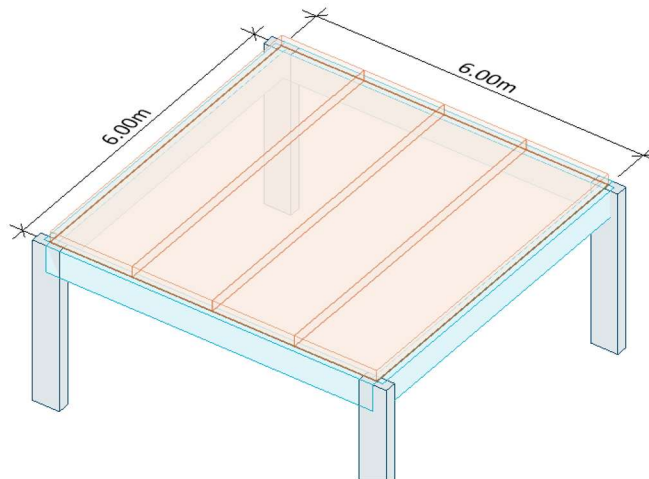
Figur 7.17 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 1B) med tilhørende verdier i et fargespektre [mm].



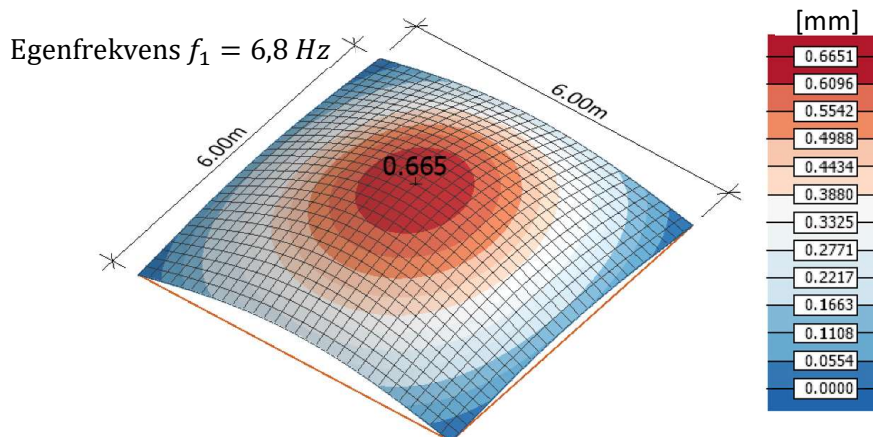
Figur 7.18 Akselerasjonen i gulvet (Case 1B) med tilhørende verdier i et fargespektre [m/s²].

Case 1C: to-veis krysslimtregulv opplagt på fleksible bjelker.

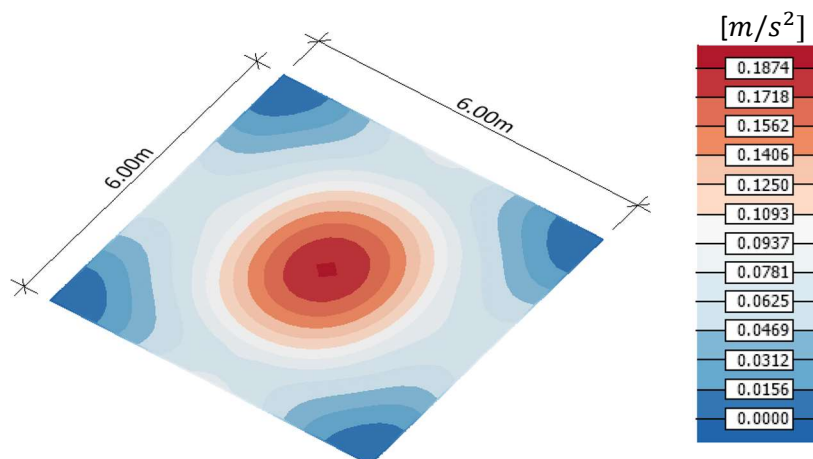
Tredje tilfelle kalt (Case 1C) er når gulvet ligger på fleksible opplagere som bjelker som vist i Figur 7.19. Gulvet har lik dimensjoner med Case 1A og Case 1B men kun byttet de stive opplagere med fleksible som bjelker. Figur 7.21 viser RMS-akselerasjonen og Figur 7.21 viser resulterende responsfaktor.



Figur 7.19 Dimensjoner og plassering av gulvet i (Case 1C) som støttes på fire bjelker (fleksible opplagere).



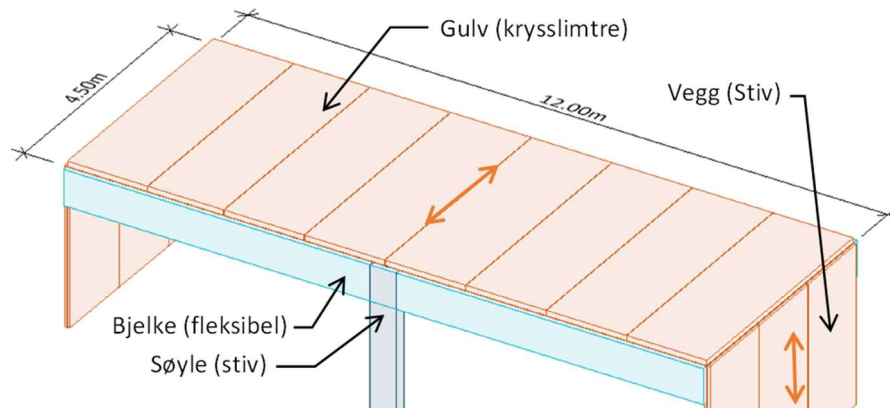
Figur 7.20 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 1C) med tilhørende verdier i et fargespekter [mm].



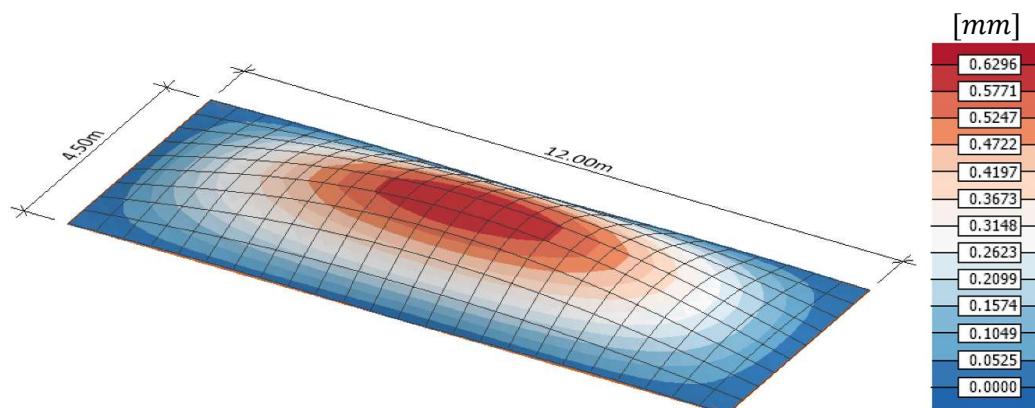
Figur 7.21 Akselerasjonen i gulvet (Case 1C) med tilhørende verdier i et fargespekter [m/s²].

Case 2: to-veis krysslimtregulv opplagt kombinasjon av fleksible bjelker og stive vegger og søyler.

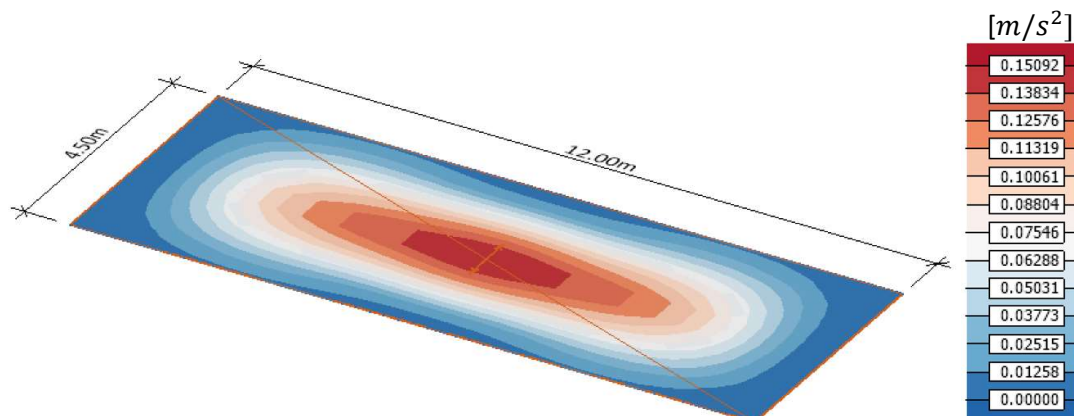
Figur 7.22, Figur 7.23 og Figur 7.24. viser gulvoppbyggingen med tilhørende dimensjoner, førstemodus forskyvningen i gulvet og RMS-akselerasjonen i gulvet.



Figur 7.22 Dimensjoner og plassering for gulv (Case 2) støttes på kombinasjon av stive og fleksible opplagere (vegger/søyler og bjelker).



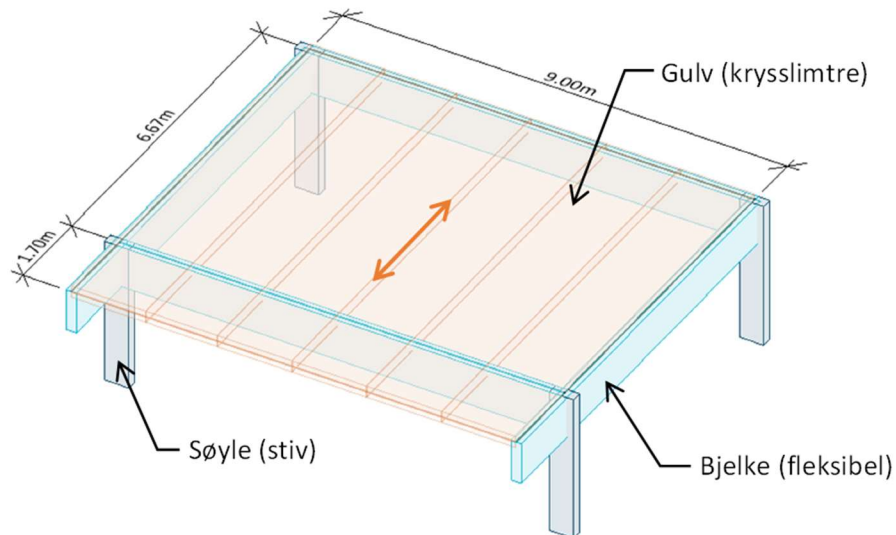
Figur 7.23 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 2) med tilhørende verdier i et fargespektr [mm]. (egenprodusert)



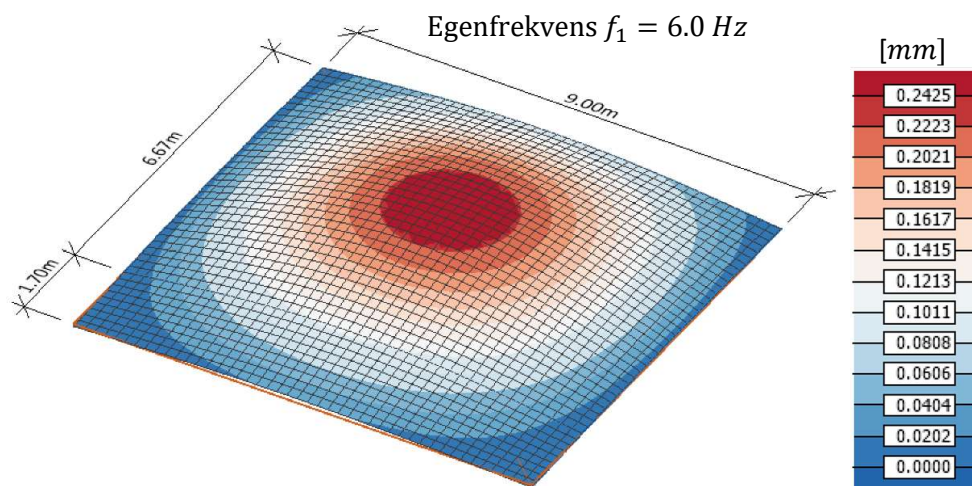
Figur 7.24 Akselerasjonen i gulvet (Case 1) med tilhørende verdier i et fargespekter i [m/s²].

Case 3: to-veis krysslimtregulv med utkraging opplagt på fire fleksible bjelker.

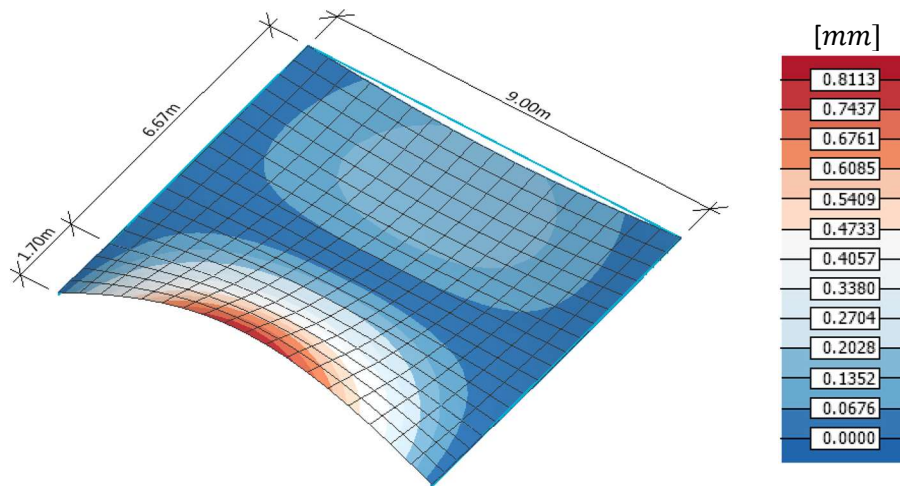
Figur 7.25 viser gulvoppbyggingen med tilhørende dimensjoner, Figur 7.26 og Figur 7.27 viser første- og andre modusform. Figur 7.28 viser RMS-akselerasjonen og Figur 7.29 viser tilhørende responsfaktoren.



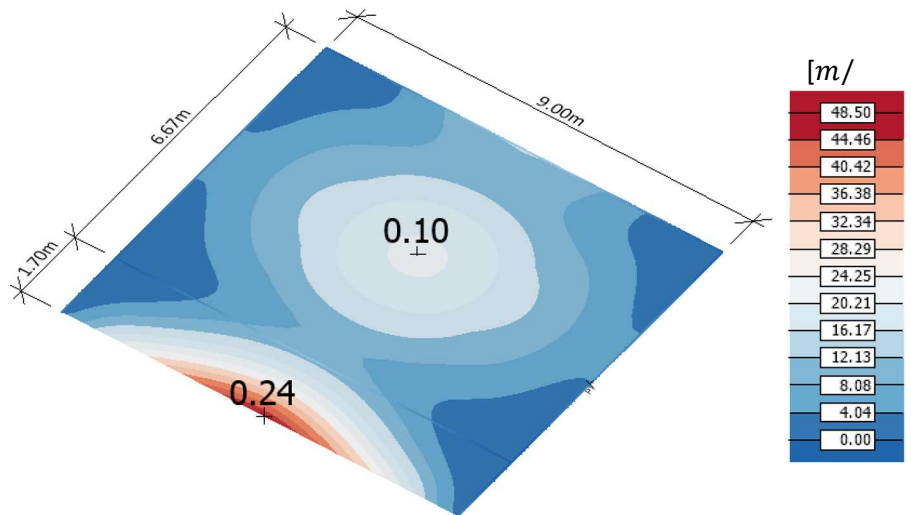
Figur 7.25 Dimensjoner og plassering for gulv (Case 3) støttes på fleksible opplagere (bjelker).



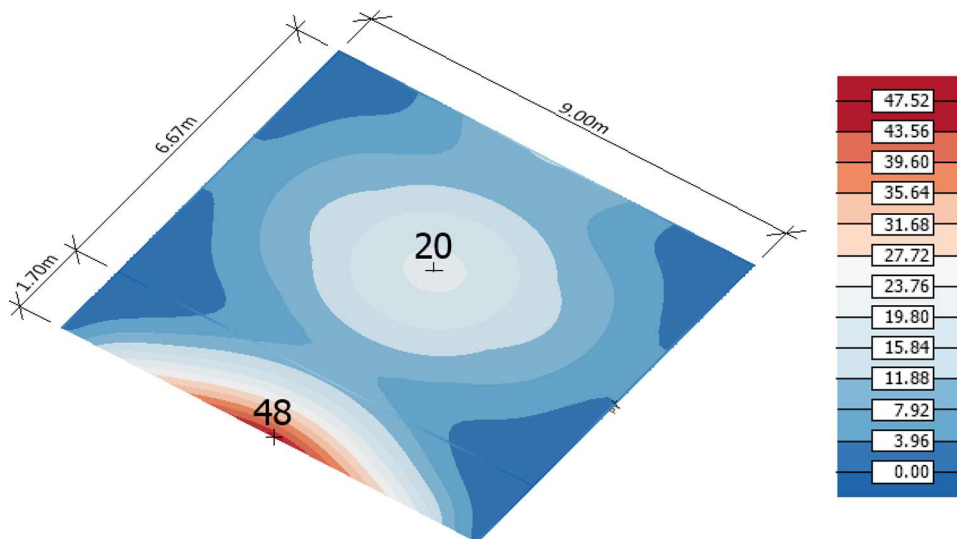
Figur 7.26 Første-modus nedbøyning i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektrale i [mm].



Figur 7.27 Andre-modus utforming og nedbøyning i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektrre i [mm].



Figur 7.28 Akselerasjonen i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektrre i [m/s²].



Figur 7.29 Responsfaktoren i gulvet (Case 3) med tilhørende verdier i et fargespektrre.

Tabell 7.7 og Tabell 7.8 gir oversikt for resultatene fra håndberegninger mot resultatene fra FEM-Design for sammenligning i diskusjonskapitlet.

Tabell 7.7 egenfrekvens for 5 gulvtillfeller beregnet ved bruk av håndberegning mot FEM-Design resultatene.

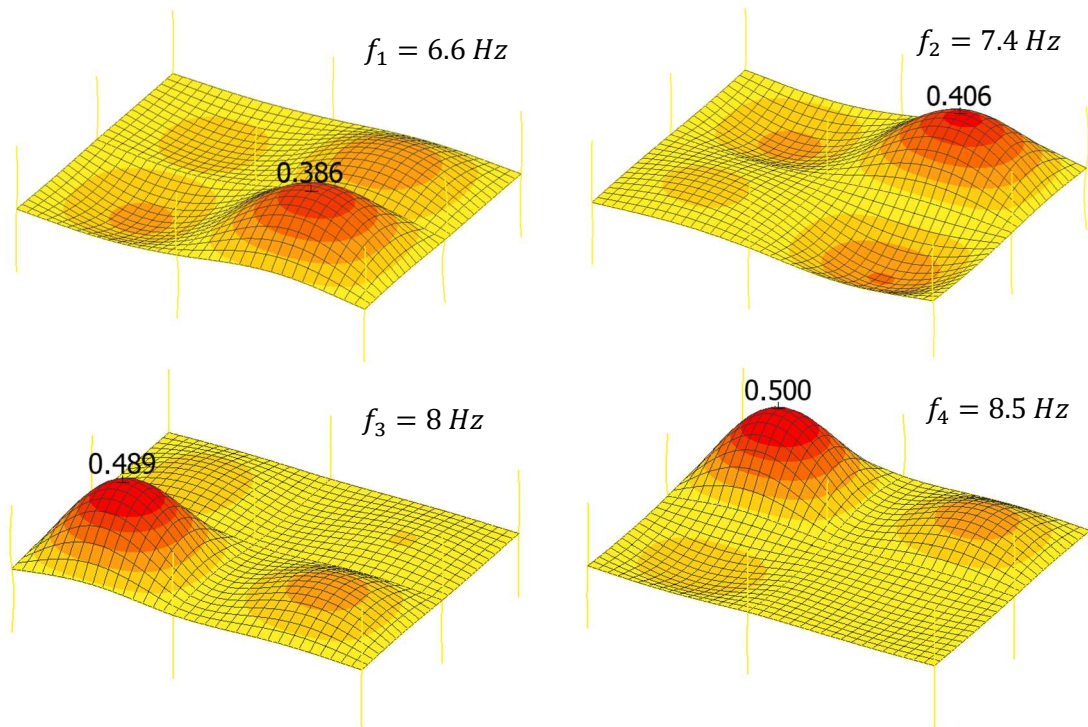
Case	EC5 2009	EC5 2022			FEM-Design
	Egenfrekvens f_1 [Hz] (7.5)	(9.12)	Egenfrekvens f_1 [Hz] (9.14)	(9.15)	Egenfrekvens f_1 [Hz]
1A	8,0	7,0	7,1	N/A	7,0
1B	8,0	7,9	6,1	6,3	8,5
1C	8,0	6,7	7,9	6,3	6,8
2	13,8	14,1	6,7*	6,6*	6,9
3	8,7	8,3	8,0*	7,0*	6,0

* Nedbøyningsverdien i denne formelen var hentet fra FE-analyse

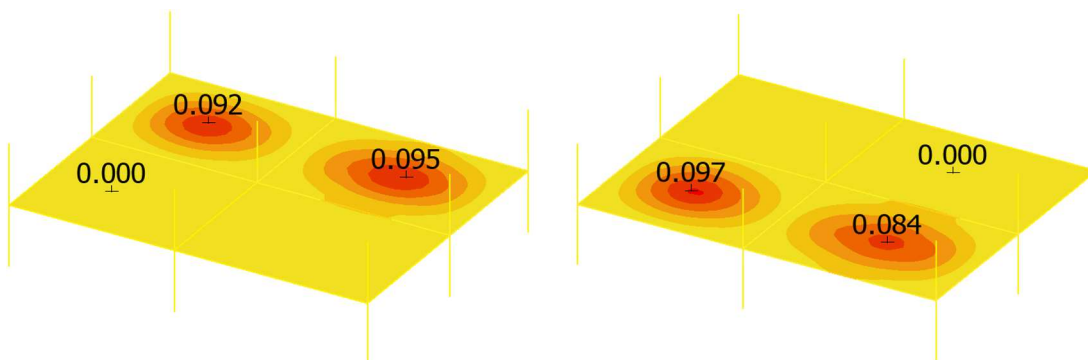
Tabell 7.8 akselerasjonen og responsfaktoren for fem gulvtillfeller etter eurokodene mot FEM-Design.

Case	Eurokode 5 (2022)				FEM-Design			
	a_{rms} [m/s ²]	R	a_{rms} [m/s ²]	R	a_{rms} [m/s ²]	R	a_{rms} [m/s ²]	R
	$\mu = 0,4$		$\mu = 1,0$		Størst verdi		Midten av gulvet	
1A	0,09	18	0,22	44	0,37	73	0,14	27
1B	0,09	18	0,22	44	0,17	33	0,17	33
1C	0,09	18	0,22	44	0,19	38	0,19	38
2	0,15	30	0,37	74	0,16	31	0,16	31
3	0,05	11	0,13	26	0,24	48	0,10	20

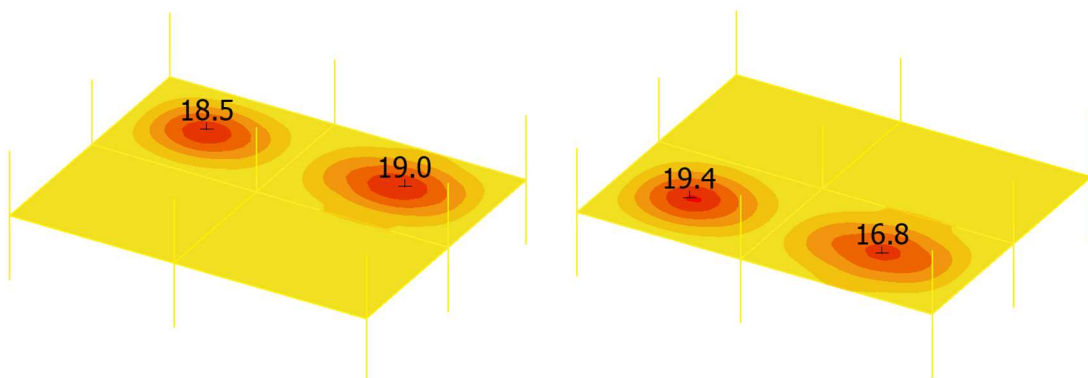
Figur 7.30 viser resultatet for første fire modusformene og tilhørende frekvenser i tillegg til vertikal forskyvningen som forårsaket vibrasjonen i [mm] for gulvkonstruksjonen ved kantine område. Figur 7.31 og Figur 7.32 viser tilhørende største RMS-akselerasjonsverdiene og tilhørende responsfaktorer.



Figur 7.30 viser første fire modusformer og tilhørende frekvenser for gulvet i andre etasjen ved kantine område.



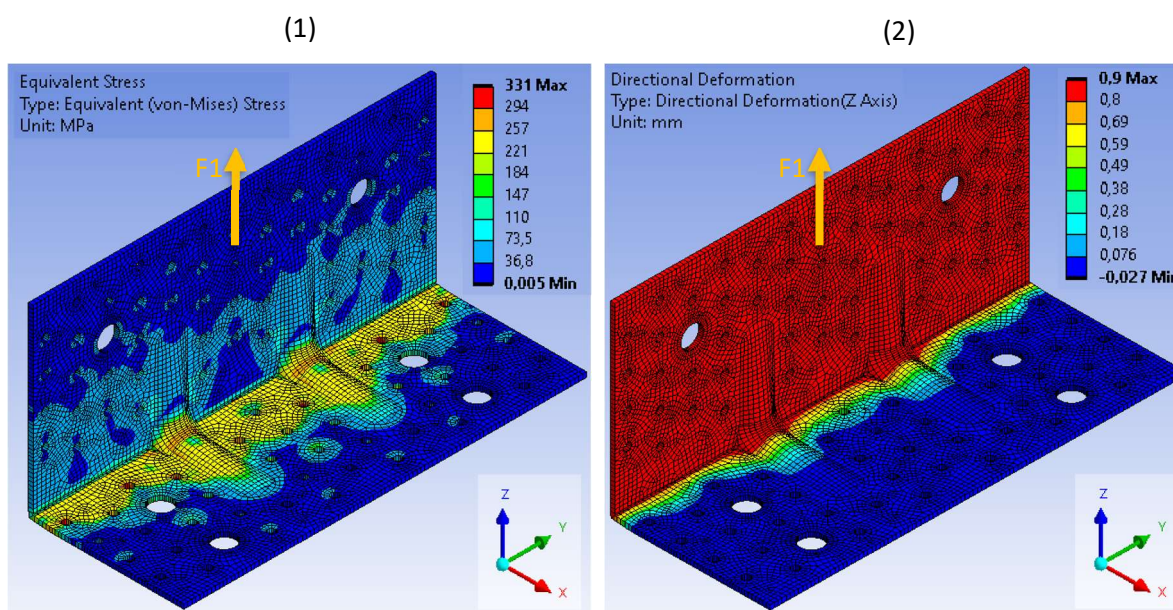
Figur 7.31 viser største RMS-akselerasjonsverdi og mest utsatt plassering for slik akselerasjon for gulvet ved kantine område.



Figur 7.32 viser responsfaktoren som tilhører RMS-akselerasjonen for gulvet ved kantine område.

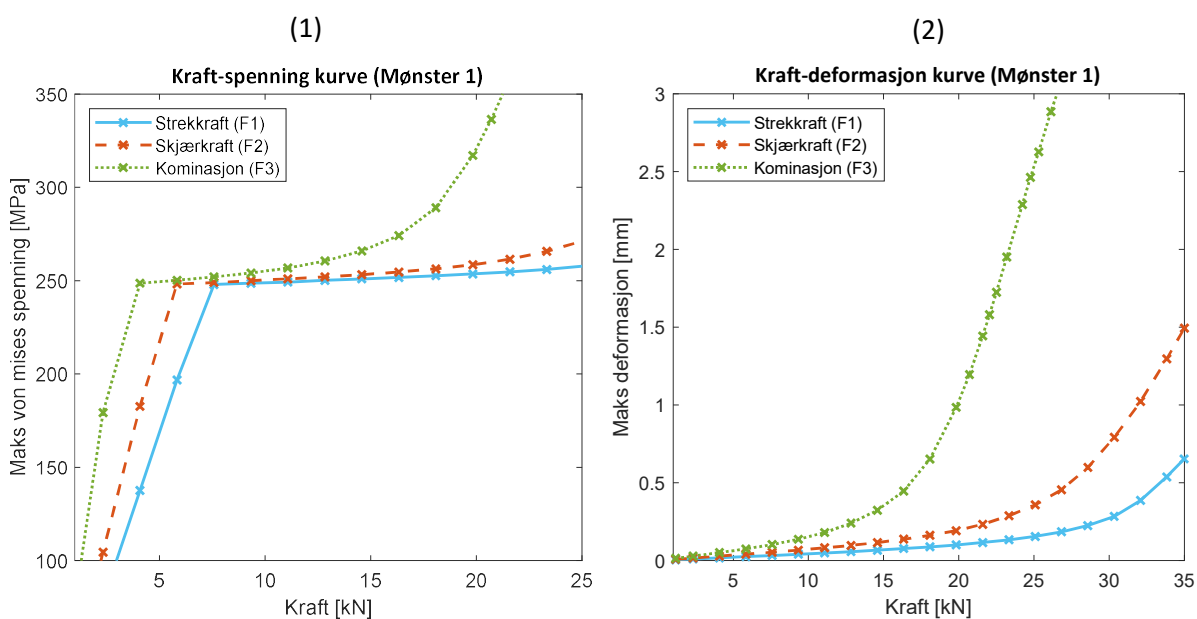
7.3 FE-analyse av vinkelbeslag

Resultatene fra FE-analysen for vinkelbeslaget er presentert i dette delkapittelet. Effekten fra antall benyttet forbinderne og plassering (mønster 1, 2, 3 og 4) av forbinderne ble analysert for vinkelbeslaget under varierende lasttilfeller som strekkraft (F1), skjærkraft (F2) og kombinasjon av disse (F3). Figur 7.33 nedenfor viser maks von Mises spenning (1) og deformasjonen (2) under strekkbelastning på vinkelbeslaget med full spikret (Mønster 1).



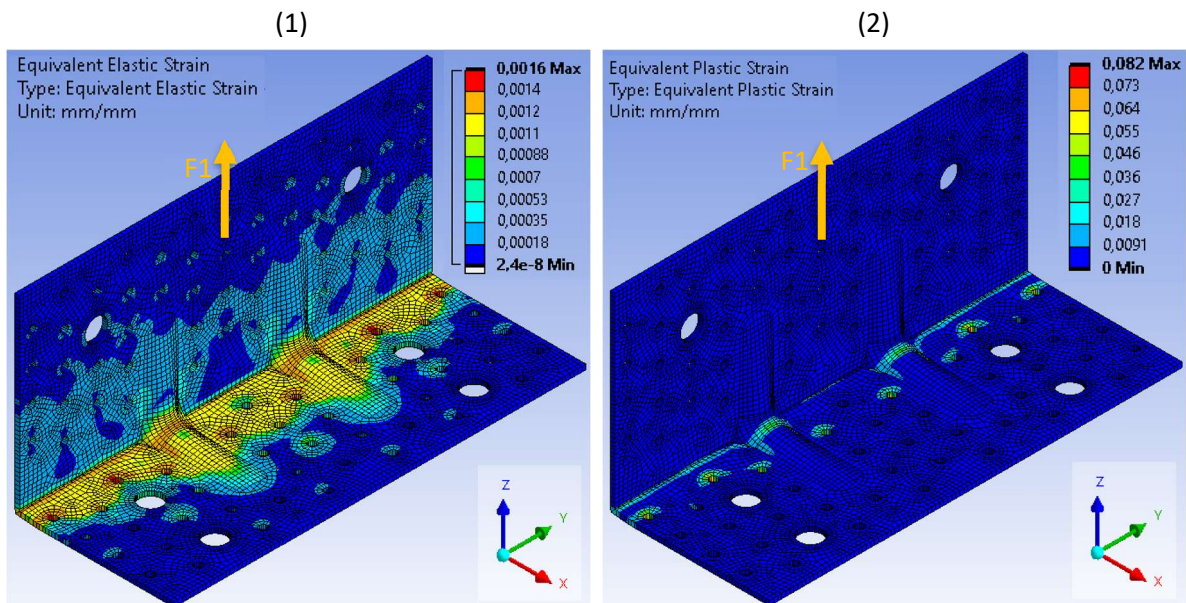
Figur 7.33 viser von mises spenningen (1) og deformasjonen i z-retning (2) i vinkelen under strekkraft ($F1 = 35\text{ kN}$) ved mønster 1 (full nailer).

En kraft-spenningskurve ble dermed fremvist i Figur 7.34 (1) for vinkelen med mønster 1 under alle lasttilfeller. Lignende ble utført for kraft-deformasjonskurve i Figur 7.34 (2) under.



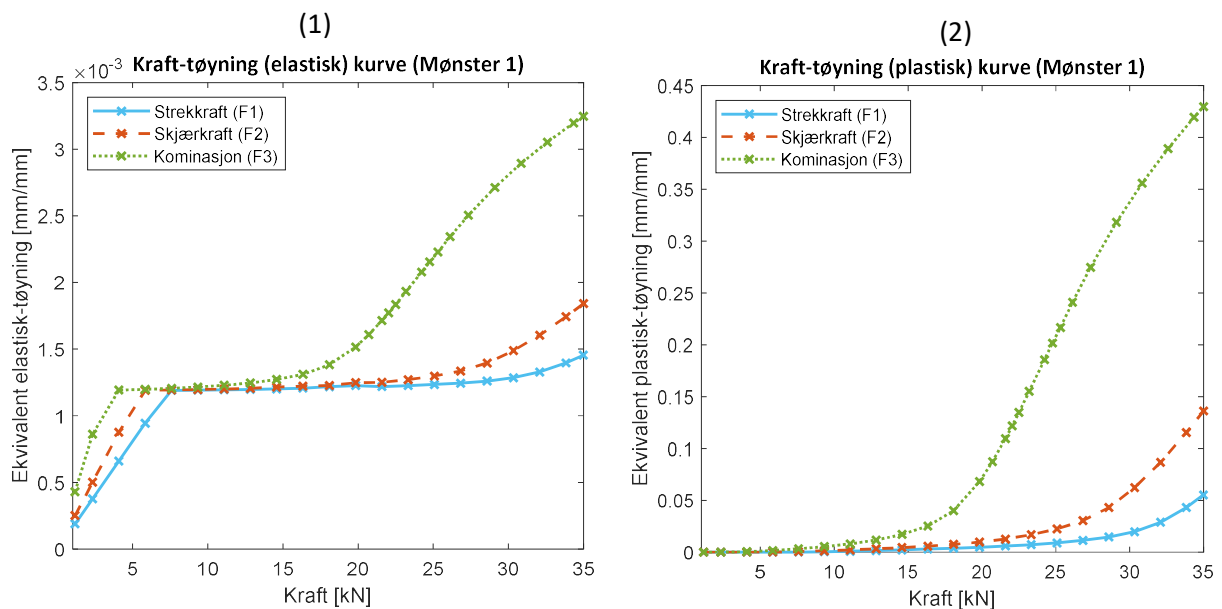
Figur 7.34 von Mises spenningen (1) og deformasjonen i z-retningen (2) når vinkelen er full spikret (mønster 1)

Figur 7.35 (1) og (2) under viser ekvivalent elastisk- og plastisk tøyning i vinkelbeslaget i (mm/mm) når den er fullspikret og under strekkraft på opptil 35 kN.



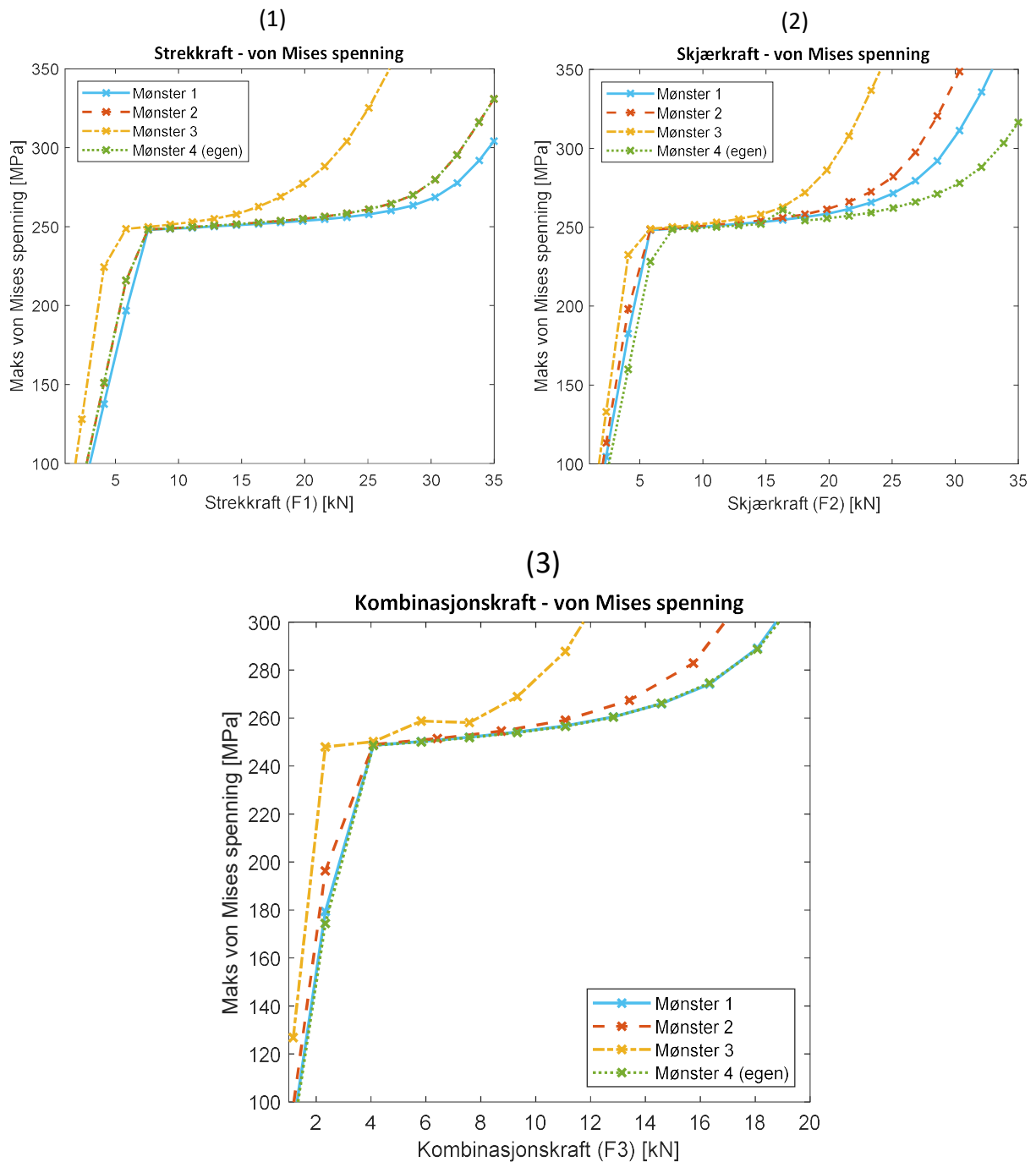
Figur 7.35 viser ekvivalent elastisk-tøyning (1) og ekvivalent plastisk-tøyning (2) i vinkelen under strekkraft ($F_1 = 35\text{kN}$) ved mønster 1 (full nailer).

Figur 7.36 under viser ekvivalent elastisk-tøyning (1) og ekvivalent plastisk-tøyning (2) under de forskjellige lasttilfeller når vinkelen er fullspikret (mønster 1).



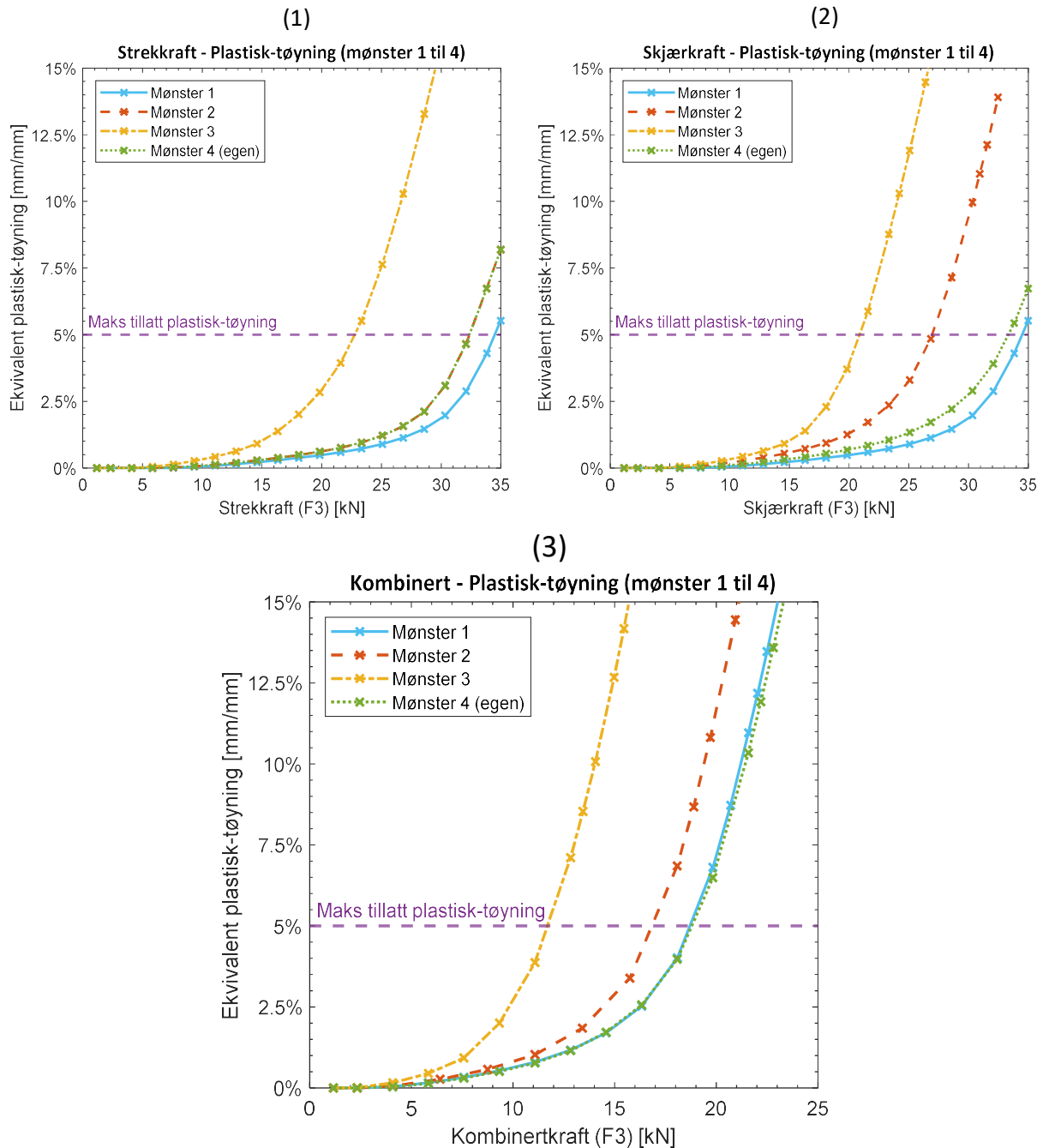
Figur 7.36 ekvivalent elastisk-tøyning (1) og ekvivalent plastisk-tøyning (2) i z-retningen når vinkelen er full spikret (mønster 1)

For sammenligning av de forskjellige spiker mønstret som vist i Figur 6.13 i kapittel 6.5.8 har spenningen under forskjellige lasttilfeller blitt analysert og resultatene ble presentert i Figur 7.37 under.



Figur 7.37 von Mises spenningen i vinkelen under strekkraft (1), skjærkraft (2) og kombinasjonskraft (3) for de forskjellige spiker mønstre.

Effekten fra de forskjellige spikerfordelingene er analysert for plastisk-tøyning. Figur 7.38 viser kapasiteten mot plastisk-tøyning under strekkraft (1), skjærkraft (2) og kombinasjon av disse (3) og 5% øvre grense for plastisk-tøyning iht. eurokode 3 - Del 1-5: NA.C.8 (1).



Figur 7.38 sammenligning av plastisk-tøyning i vinkelen for forskjellige spiker mønstre under strekkraft (1), skjærkraft (2) og kombinasjon (3) og henvisning til 5% øvre grense for plastisk tøyning.

8 Diskusjon

I diskusjonskapittelet ble resultatene fra bæresystemløsningen, vibrasjonsanalyse i gulv, FE-analyse av vinkelbeslag drøftet og diskutert i lys av metode-, kunnskapsbakgrunn- og samfunnsperspektiv kapittelet. Gjennom diskusjonen henvises aktuelle tabeller og figurer til nummereringen i resultatkapittelet. Mulige feilkilder og forhold som kan ha påvirket resultatet er også inkludert i dette kapittelet.

8.1 Bæresystemløsning (FEM-Design)

Dimensjoneringen av bæresystemet ble utført i FEM-Design siden det er komplisert å beregne bøyemoment og nedbøyning for hånd for to-veis krysslimtredekke. Valget falt på to-veis dekker da en-veis dekker ikke tilfredsstilte nedbøyningskravene i Eurokode 5. To-veis dekker gir høyere stivhet enn en-veis dekker og bidrar med å redusere nedbøyninger i store spenn. Det ble utført flere tester i FEM-design med å benytte krysslimtre som bæresystemet i bygget. Forskjellige løsninger med å opprettholde de samme arealfordelinger som den opprinnelige bygget av betong ble vurdert så lang det lot seg gjøre. Det ble testet med forskjellige antall sjikt og tykkelser på krysslimtre og for å få kontrollutnyttelse mindre enn 100%. For de 18 dimensjoneringsgruppene fremvist i Tabell 7.1 ser en at dimensjonene for krysslimtregulvene varierer mellom fem-sjikt 140mm til 200mm-, tre-sjikt 70 mm til sju-sjikt 140 mm for tak og tre-sjikt 60 mm tykkelse for både vegger inne, ute og sjakt. De tre gulvene med høyest utnyttelsesgrad, Gulv 1B, 2A og 2B, er henholdsvis illustrert i Figur 7.2, Figur 7.4 og Figur 7.6. I Figur 7.2 ser man at for krysslimtredekke i første etasje med lange spenn (opptil 7m) har en utnyttelsesgrad bøyning på 95% med restkapasitet på 5%. For krysslimtredekke med korte spenn (opptil 4,5m) i andre etasje, illustrert i Figur 7.4, har en utnyttelsesgrad nedbøyning på 84% med 16% restkapasitet. Ved å sammenligne nedbøyning for korte spenn (opptil 4,5m) med lange spenn (opptil 7m) for krysslimtre iht. I Figur 7.2, Figur 7.4 og Figur 7.6 kan det ses at nedbøyningen har høyest utnyttelse og dette begrenser spennvidden på gulvet i store arealer.

I det opprinnelige bygget av betong som bærekonstruksjon var auditorium plassert i underetasjen. Spennet i dette auditoriet var over tillatt grense som gjorde at det nødvendig for søyle- og bjelkesystemer for å redusere nedbøyningen på dekket. På grunn av varierende etasjer med korridorer, fellesarealer og store- og små romarealer for typiske skolebygg. utfordringen var å finne en gunstig plassering av søylen som bjelken skulle støtte på og rominndelinger fra overliggende etasje som ga begrensninger for å etablere kontinuerlige bæresystemer oppover i etasjene. Da noen søyler i rommet er ikke optimalt med tanke på i bruksfasen av bygget. Derfor ble auditorium flyttet opp til 3. etasje da takkonstruksjonen ligger over denne etasjen. Takbjelkene dimensjoneringsgruppe Bjelke C i Tabell 7.2 har en spennvidde på 12 meter og en utnyttelsesgrad på 95%. I dimensjoneringsgruppen for Bjelke A og B i Tabell 7.2 med relativt kort spenn mellom opplagerne med dimensjoner 215x630 og 215x900 mm gir en utnyttelsesgrad på henholdsvis 97% og 84%.

Effekten av tykkelsen til krysslimtre gulv ble også vurdert ved å prøve å benytte den laveste dimensjonen som ga en utnyttelsesgrad under 100%. Og prøve å unngå å benytte bjelke-søyle system som forsterkning. Dette med hensikt om å redusere unødvendig materialforbruk og redusere transportreiser ved at mindre dimensjoner krever mindre transportareal, ressurser som igjen har potensiale for å minimere materialkostnader. Ved å benytte to-veis dekke fremfor en-veis dekke bidrar

til at trematerialet blir utnyttet til sitt fulle potensiale. For å tilfredsstillere kapasitetsutnyttelse for limtrebjelkene A, B og C ser man at det var nødvendig med relativt store høyde på limtrevernsnittet. I praksis vil det måtte være nødvendig med å øke himlingshøyden sammenlignet med et tilsvarende bygg i hulldekker for å opprettholde samme takhøyde for begge byggene. Derfor ble det vurdert limtrevernsnitt med høy kapasitetsutnyttelse som en løsning. Dette kan knyttes til FNs bærekraftsmål hvor dette gir en gunstig løsning for bærekraftsmål nr. 12 «ansvarlig forbruk og produksjon» og nr. 13 «stoppe klimaendringene».

Nedbøyninger for alle spennvidder for krysslimgulvene har blitt vurdert for nedbøyning i kvasi-permanent lastkombinasjon. Krysslimgulv sine materialeegenskaper som densitet og bøyestivhet basert på treghetsmoment og elastisitetsmodul bidrar til at gulvet har større nedbøyning sammenlignet med tradisjonell armert betong gulv. Største nedbøyningen opptrer i det åpne kantineområdet, gruppe 1B, første etasje, illustrert i Figur 7.1.

Lyd ble ikke tatt med som fokusområde i denne oppgaven, men det ble benyttet løsninger som ikke-kontinuerlige vegger og søyler for å redusere faren for flanketransmisjoner. Dette er lydoverføringer mellom konstruksjonsdeler som kan virke forstyrrede for brukere av rommene. Dette er med på som en del av å sikre god helse og fremme livskvalitet for alle brukere av rommene, som er en del av bærekraftsmål 3.

8.2 Vibrasjoner i gulvkonstruksjoner

For beregning av vibrasjonene i krysslimgulv ble det utført analyse av flere gulvtilfeller med varierende tykkelser, antall lag, spennvidde og opplagerbetingelser. Beskrivelsen av disse tilfellene er beskrevet nærmere i kapittel 7.1.2. Ved bruk av konturplot kan en enkelt bestemme egenfrekvensen til fritt opplagt krysslimgulv illustrert i Figur 7.7 for 200 mm tykkelse, Figur 7.8 for 180 mm tykkelse og Figur 7.9 for 160 mm tykkelse basert på gulvets lengde og bredde (antatt at gulvet støttes på stive opplagere).

I kapittel 6.4.2 for beregning av vibrasjoner så viser det seg at stor utvikling av metoden for beregning av vibrasjoner i tregulvkonstruksjoner er iverksatt i EC5-22. For beregning av egenfrekvensen etter den nye metoden er det inkludert flere faktorer som tar hensyn til gulvets bøyestivhet begge retninger, om dekkene spenner over flere felt og om gulvet støttes på fleksible opplagere. Mens dagens beregning etter EC5 tar kun hensyn til gulvkonstruksjoner som støttes på stive opplagere og har ingen veiledning til hvordan beregning for fleksible opplagere kan utføres. I tillegg så har den nye metoden inkludert beregning av akselerasjoner i gulvet. Noe som er viktig for å identifisere om det vil oppstå resonans i gulvet eller om det er kun transiente vibrasjoner som skyldes av fotbevegelser.

Tabell 7.4 viser resultatene fra vibrasjonsberegning iht. EC5-22 for de forskjellige tilfellene. Det viser seg at egenfrekvensen for de forskjellige gulvtilfellene ligger mellom 6 og 8 Hz. I følge EC5-22 må all gulvkonstruksjon under 8 Hz (eller 10 Hz for lange gulv) kontrolleres mot resonans ved å beregne RMS-akselerasjonen og tilhørende responsfaktor i gulvet. Noe som vil da bestemme ytelsen i gulvet og hvilken kvalitetsklasse den vil havne i basert på et skala fra (VI) som er minst anbefalt til (I) som er best kvalitet. For Case 1A, 1B og 1C så hadde disse gulvene akselerasjon på $0,09 \text{ m/s}^2$ og responsfaktor på 18 og ifølge EC5-22 så havner disse gulvene mellom klasse (III) og (IV). Grunnen til at disse tre gulvene har lik akselerasjon og responsfaktor er fordi de har lik modal masse som regnes basert på gulvets

masse, lengde og bredde. For Case 2 og 3 hadde gulvet mer kompliserte opplagerbetingelser som vil da være mer realistiske tilfeller for praktiske situasjoner. Egenfrekvensen var da 6,7 Hz for Case 2 og 7,0 Hz for Case 3, noe som innebærer kontroll mot resonans. For Case 2 var akselerasjonen på $0,05 \text{ m/s}^2$ og ga responsfaktor lik 30. Dette vil klassifisere gulv 2 noe mellom (V) og (VI) som betyr at gulvet har litt bedre enn minste anbefaling til gulvets ytelse når det gjelder vibrasjoner og komfortkriterier i bygget.

Resultatene for vibrasjonsberegning etter EC5 er vist i Tabell 7.5. For gulvkonstruksjonene i Case 1 var egenfrekvensen lik 8 Hz. En kan dermed klassifisere ytelsen til gulvet med tanke på vibrasjoner ved å beregne faktorene (a) og (b) som vist i kapittel 6.4.1 for beregning av vibrasjoner etter dagens EC5. Ved bestemmelse av faktorene (a) og (b) kan Figur 6.4 benyttes. Dette er basert på EC5 for å bestemme om gulvet har bra eller dårlig ytelse. For gode gulv ytelse må verdien fra faktor (a) være så lav som mulig og faktor (b) så høy som mulig. Norske nasjonal tillegget gir ikke grenseverdier mellom gode og dårlig gulv ytelse, og dette kan en heller ikke ses gjennom Figur 6.4. Dermed ble det valgt å bruke svenske håndboken for krysslimtre som gir anbefaling på ($a \leq 1.5$) og ($b \geq 100$). Dermed regnes gulvkonstruksjoner i Case 1 til å ha gode ytelse mot vibrasjoner som vist i Tabell 7.5. Når det gjelder gulvet i Case 2 så har gulvet mye høyere egenfrekvens ($f_1 \approx 14$) og klassifisert til å ha god ytelse mot vibrasjoner. For gulvtilfeller som i Case 3 lå egenfrekvensen på 8,7 og regnes til å ha god ytelse mot vibrasjoner.

Resultatene fra FE-analysen for vibrasjoner fra fotbevegelse i krysslimtredekker er fremvist i kapittel 7.2.2. Alle fem gulvtilfellene som diskutert tidligere er analysert selvstendig for å sammenligne resultatene mot analytiske beregninger. Resultatene fra Tabell 7.6 viser at gulvkonstruksjonene i Case 1A, 1B og 1C har ulike verdier for egenfrekvensen. Noe som indikerer at opplagere har stor betydning når det gjelder egenfrekvensen iht. FE-analysen. Case 1A har en egenfrekvens på 7,0 Hz mens egenfrekvensen i Case 1B ligger på 8,5 Hz og Case 1C på 6,8 Hz. Resultatet viser også stor forskjell på akselerasjonen og responsfaktoren for Case 1A til 1C. En analyse av de forskjellige modusformene i gulv tilfelle 1 i Figur 7.10 viser at gulvets første modus har minst verdi for egenfrekvensen. Dette stemmer med teorien som viser at fotbevegelsen ligger på 1,5 til 2,5 Hz og derfor vil lave frekvenser være mest kritiske for gulvets oppbygging av resonans og dermed ubehagelige vibrasjoner. Dette er også hovedgrunnen til eurokodene sjekker frekvensen fra første modusen. Videre har første modusformen fremvist i kapittel 7.2.2 for hvert enkelt gulvtilfelle.

Gulv 1A

Første analysert gulvutforming (Case 1A) er illustrert i Figur 7.11. I dette tilfelle så ligger gulvet på vegger på to av endene for å fungere som stive opplagere. Figur 7.12 og Figur 7.13 viser første og andre modusformer for gulvtilfelle 1A. Resultatene fra andre modusformen viser en egenfrekvensverdi på 7,9 Hz, noe som også kan føre til resonans vibrasjoner og må kontrolleres. Mens egenfrekvensen fra første modusform lå på 6 Hz. Figur 7.14 viser at største RMS-akselerasjonsverdiene (a_{rms}) er ved gulvkantene som er uten støtteopplagere ($a_{rms} = 0.37$), mens midten av gulvet har en verdi på ($a_{rms} = 0.14$) som er på rundt 40 % av største verdien. Responsfaktoren fra Figur 7.15 viser en verdi på 73 for de frie kantene mens det viser kun 27 i midten av gulvet. Dette kan skyldes bidraget fra andre modusformen som skaper lav egenfrekvens. Resultatene fra Tabell 7.7 viser at egenfrekvensen fra EC5 (Formel 6.10) er 1 Hz mer enn resultatet fra FEA, mens EC5-22 (Formel 6.18) viser til å korrespondere godt med FEA der begge viser en egenvektens på 7 Hz. Dette kan skyldes den nye beregningsmetoden

i EC5-22 som tar med seg en effektiv masse av gulvet i stedet for å bruke gulvets totalmasse som i EC5. Resultatene fra RMS-akselerasjonen og responsfaktoren i Tabell 7.8 viser en stor variasjon i verdiene mellom EC5-22 og FE-analysen for gulv 1A. Dette kan tyde på at beregningsmetoden etter EC5-22 tar ikke god nok hensyn til økning av RMS-akselerasjonen som følge av lav frekvens fra andre modusformer. Tabell 7.8 viser også at beregning iht. EC5-22 med $\mu = 0,4$ og FEA resultatet for midten av gulvet hadde nærmest verdier. Noe som gir mening med tanke på at eurokode beregner vibrasjoner i midten av gulvet.

Gulv 1B

I Case 1B var samme gulv som i 1A analysert for vibrasjoner, men denne gangen var gulvet opplagt på stive vegger fra alle fire kantene for å fungere som stive opplagere og hindre kantene fra nedbøyning, som vist i Figur 7.16. Figur 7.17 viser første modusformen for dette gulvtilfelle og viser at midten av gulvet har høyest nedbøyning fra vibrasjonene og dermed er det område som vil være mest sensitiv mot fottrinn. Andre modusformer for dette gulvtilfelle er valgt å se bort fra der egenfrekvens verdiene for de var så høye at en kan neglisjere de. I Figur 7.18 så viser resultatet for RMS-akselerasjonen lignende utforming på gulvet som nedbøyning fra første modusform. Dette kan tyde på at første modusformen har størst påvirkning på akselerasjonen i gulvet. Sammenlignet med resultatene fra EC5-22 så viser Tabell 7.7 at Formel 6.18 som har egenfrekvens på 7,9 Hz hadde nærmest resultat med 0,6 Hz avvik fra FEA resultatet sammenlignet mot Formel 6.19 og Formel 6.19. Noe som viser at EC5-22 anbefalinger for bruk av Formel 6.18 for gulvkonstruksjoner med stive opplagere stemmer med resultatene i dette tilfelle. Når det gjelder RMS-akselerasjonen og responsfaktoren så viser Tabell 7.8 at resultatene fra EC5-22 lite korrelasjon med FE-analysen når en μ -verdi på 0,4 brukes. Resultatet er derimot nærmere FE-analysen når μ -verdien er satt lik 1,0. Noe som er forståelig siden FEA bruker ikke slik reduksjonsfaktor for å ta hensyn til andre modusformer.

Gulv 1C

I gulv 1C ble det brukt bjelker som støtte under alle fire kantene for å virke som fleksible opplagere som vist i Figur 7.19. Dette vil dermed teste Formel 6.19 og Formel 6.24 som anbefalt fra EC5-22 å brukes dersom en eller flere av kantene i gulvet støttes på fleksible opplagere. Figur 7.20 viser at nedbøyningen fra første modusform er igjen størst i midten av gulvet spenn. Dette er fordi gulvet er symmetrisk i x- og y-retningene og vil derfor ha størst nedbøyning i område som er lengst avstand fra opplagerne. Første modusformen i dette gulvtilfelle viser en egenfrekvens på 6,8 Hz. Ved å sammenligne resultatene fra eurokodene så viser Tabell 7.7 at egenfrekvensen som ble beregnet etter Formel 6.24 samsvarte mest med resultatet fra FE-analysen. Formel 6.24 ga egenfrekvensverdi på 6,3 Hz som er 0,5 Hz unna FEA resultatet på 6,8 Hz. Mens Formel 6.19 var kun 0,7 Hz unna FEA resultatet og Formel 6.18 hadde størst avvik på 2,1 Hz. Dette viser at anbefalingene fra EC5-22 stemmer når det gjelder bestemmelse av gulvkonstruksjoner med fleksible opplagere basert på nedbøyningen (w_{sys}) i gulvet. Egenfrekvensen etter EC5 var beregnet til 8 Hz iht. Tabell 7.7 Noe som tyder på at dagens metode for beregning av vibrasjoner iht. eurokode 5 gir stort avvik sammenlignet med FEA resultatene når det gjelder gulvkonstruksjoner med fleksible opplagere.

Gulv 2

I gulvtilfelle 2 ble det tatt et eksempel fra den dimensjonerte bæresystemet i fagskolen og analysert for vibrasjoner. Valgt gulvsituasjonen er fremvist i Figur 7.22 med tilhørende utforming og

opplagerbetingelsene. Resultatet fra Figur 7.23 viser at gulvet har størst nedbøyning fra vibrasjoner i midten av gulvet med egenfrekvens på 6.9 Hz. Sammenlignet med resultatene fra eurokodene i Tabell 7.7 så viser det seg at egenfrekvensen hadde stort avvik når den ble beregnet etter Formel 6.10 i EC5 og Formel 6.18 i EC5-22. Mens Formel 6.19 og Formel 6.24 i EC5-22 hadde nærmest verdier med 6,7 og 6,6 Hz. Der beregning etter sist nevnte formlene var baserte på nedbøyningen i gulvet (w_{sys}) og dermed ga mer realistisk resultat da gulvet i dette tilfelle vil være utsatt for høyere nedbøyning som årsak av de fleksible bjelkene. Sammenligning av resultatet ved Tabell 7.8 viser at beregnet RMS-akselerasjonen iht. EC5-22 med reduksjonsfaktor μ lik 0,4 hadde veldig god korrelasjon med resultatet fra FE-analysen i Figur 7.24. Med et avvik på kun 0,1 Hz etter Formel 6.19. Dette gjelder også resultatene fra responsfaktoren.

Case 3

For Case 3 ble det valgt å se på et gulvtilfelle med litt utkraging som vist i Figur 7.25. Her var det to modusformer som hadde en egenfrekvens lavere enn 10 Hz og dermed ble begge modusformene tatt med i resultatet. Som vist i Figur 7.26 hadde første modusformen en egenfrekvens på 6,0 Hz, mens andre modusformen vist i Figur 7.27 viser en egenfrekvens på 8,3 Hz. Sammenlignet med resultatene fra eurokodene så viser Tabell 7.7 at beregnet egenfrekvens ved bruk av Formel 6.24 iht. EC5-22 samsvarte mest med FEA resultatet. Der beregnet egenfrekvens ved bruk av Formel 6.24 ga en egenfrekvens på 7 Hz som er på ca. 90 % samsvar med FEA resultatet. Mens egenfrekvensen ved bruk av dagens EC5 hadde størst avvik på ca. 25 % fra FE-analysen. Når det gjelder RMS-akselerasjon for gulv tilfelle 3 så viser resultatet fra Figur 7.28 og Figur 7.29 at gulvet vil oppnå høyest RMS-akselerasjoner ved utkragingen og i midten av gulvet. Noe som kan tyde på at akselerasjonen i gulvet har høyest verdi på områdene i gulvet som de første modusformene gir høyest nedbøyning i gulvet som årsak av vibrasjonene. Noe som også minner om resultatet fra Case 1C som hadde lik oppførsel fra RMS-akselerasjonen som følge av to lave modusformer. I tillegg har disse to gulvtilfellene lignende opplagerbetingelser. Ut ifra dette kan det anbefales å utforske videre sammenhengen mellom frie kanter i gulvet og påvirkning av andre modusformene for akselerasjonen i gulvet. Ved å sammenligne resultatene fra FE-analysen mot EC5-22 for RMS-akselerasjonen, så viser Tabell 7.7 en god korrelasjon mellom beregnet akselerasjon ved bruk av reduksjonsfaktor μ på 1,0 og FE-analysen i midten av gulvet. Grunnen til at resultatet fra EC5-22 stemmer best med FEA resultatet i midten av gulvet er fordi EC5-22 beregner egenfrekvensene og RMS-akselerasjonene i midten av gulvet der det antas til å ha størst påvirkning. Når det gjelder resultatet for når μ lik 0,4 som anbefalt verdi i EC5-22, så viser det seg at dette fører til mindre nøyaktig resultat enn ved bruk av μ lik 1,0. Dette er også vist i tilfelle 1C, der akselerasjonsverdien viste bedre korrelasjon med FEA ved bruk av reduksjonsfaktor μ lik 1,0. Der både tilfelle 1C og 3 har i likhet en av kantene fri fra opplagere, så kan dette tyde på at reduksjonsfaktoren μ bør settes lik 1,0 når en gulvkonstruksjon har en av kantene til fritt fra støtte fra opplagerne eller når en del av gulvet består av utkraging. Videre undersøkelser er dermed anbefalt når det gjelder bruken av denne reduksjonsfaktoren.

Oppsummering av alle gulv tilfellene

Som oppsummering fra resultatene fra alle disse gulvtilfellene, kan man si at resultatene fra dagens EC5 har veldig lite korrelasjon med FE-analysen. Der formlene i EC5 hadde utelatt kritiske parametere for bestemmelse av vibrasjonene i gulvkonstruksjoner. Mens beregningsmetoder iht. EC5-22 har gitt mye bedre korrelasjoner med FE-analysen for fleste gulvtilfeller når en benytter riktig formel. Noe som

er grunnen til at EC5-22 tar med seg beregning av stivheten i begge retninger og utkragninger. I tillegg så tar EC5-22 hensyn til opplagerbetingelsene til gulvet, noe som er vist å ha størst påvirkning i dette masteroppgaven.

Ved erfaring fra denne oppgaven ble det lagt merke til at EC5-22 definerer ikke klart forskjellen mellom Formel 6.19 og Formel 6.24. Begge disse formlene kan brukes dersom gulvet støttes på fleksible opplagere som bjelker og kan dermed være forutsigbar på hvilket resultat er mest riktig uten å utføre en sammenligning mot FE-analyse.

Global vibrasjonsanalyse

Et global vibrasjonsanalyse ble utført i FEM-Design for gulvkonstruksjonen over kantine område i fagskolen. Her gikk gulvkonstruksjonen over flere felt og lo på flere bjelker og søyler, noe som øker kompleksiteten av vibrasjonsberegningen. Figur 7.30 viser de forskjellige modusformene i gulvkonstruksjonen, tilhørende egenfrekvenser og maksimal nedbøyning for hver modusform. Figuren viser at alle egenfrekvensene er under 10 Hz og kan føre til resonansvibrasjoner. Nærmere undersøkelse av RMS-akselerasjonen vist i Figur 7.31 gir en maks verdi på $0,1 \text{ m/s}^2$. Noe som er, fører til en responsfaktor på kun 19 som vist i Figur 7.32. Responsfaktor på 19 setter gulvkonstruksjonen i klasse IV. Dette viser at en vibrasjonsanalyse ved bruk av FEM-Design kan enkelt utføres og kan gi et realistisk resultat. Kontroll av dette analysen er dermed anbefalt for å validere resultatene fra FEM-Design.

8.3 FE-analyse av vinkelbeslag

Fra teorien er det fremvist at bruken av vinkelbeslag som knutepunkt mellom vegg og dekke kan øke lydisoleringen i en massivtrekonstruksjon sammenlignet med bruk av skruefestninger. Der disse skruene er omtalt til å svekke effekten av vibrasjonsdempingsplate mellom veggen og gulvet som vist i teori kapittel 3.4.1. Vinkelbeslaget derimot gir bedre løsning som unngår kontakten med den vibrasjonsdempingsplate, men innebærer visse usikkerheter for sin kapasitet. Pr. i dag er det brukt produsentens henvisninger som gir kapasitetsestimering av disse vinkelbeslagene basert på praktiske laboratorium testing. Og der slik knutepunktet kan bli utsatt for mange forskjellige belastninger er det nødvendig å kontrollere om vinkelbeslaget kan ta opp disse belastninger. Derfor ble det valgt i denne masteroppgaven å analysere disse vinkelbeslagene i et FEM-programvare som ANSYS Workbench for å validere resultatene.

Resultatet fra ekvivalent von Mises spenningen ble fremvist i Figur 7.33 (1) for mønster 1 (full spikret) under strekkraft (F1) på opptil 35 kN. Som forventet så viser figuren størst belastning i hjørnet og rundt spikerhullene i vinkelbeslaget. Dette er også fremvist gjennom deformasjonsresultatet i Figur 7.33 (2). Noe som illustrerer godt hvor de svakhetene i dette knutepunktløsningen ligger. I Figur 7.34 (1) så viser det at vinkelbeslaget hadde størst kapasitet mot strekkraften (F1) på ca. 7,5 kN før den gikk over flytegrensen som vil da føre til plastisk deformasjon. Mens kapasiteten mot skjærkraften (F2) på ca. 5,0 kN før den gikk over flytegrensen og minst kapasitet var mot lastkombinasjonen (F3) som ligger kun på ca. 3,0 kN. Når det gjelder deformasjonen i kraftretningen (z-akse) så viser Figur 7.34 (2) at skjærkraften hadde større påvirkning på vinkelbeslaget enn strekkraften. Der kurven for skjær (F2) viser en bratt stigning ved ca. 25 kN som er 5,0 kN tidligere enn for strekkraften (F1) som viste bratt

stigning ved 30 kN. Noe som tyder på at vinkelen er mest sensitiv mot skjærdeformasjoner, og har dermed lavere kapasitet mot krefter i y-retning.

Resultatene fra Figur 7.35 (1) viser at elastisk tøyninger har en spredt fordeling gjennom vinkelen, men befinner seg med høyest verdier ved vinkelhjørnet, forsterkningen og skruehullene. Fra fargespektret så ser man at høyeste elastisk tøyning ligger på kun 0,0016 mm/mm. Når det gjelder plastisk tøyning som er irreversible deformasjoner så viser resultatet i Figur 7.35 (2) at vinkelen får slik deformasjon i mindre grad og kun i spikerhullene og ved midten av forsterkningen. Noe som tyder på at forsterkningen har god innvirkning på kapasiteten til vinkelen. Årsaken til at det oppstår plastiske tøyninger ved spikerhullene er på grunn av den skarpe geometriske utformingen ved hullene som skaper geometrisk konsentrasjoner i vinkelen og dermed har mye høyere spenninger enn ved resten av vinkelen. Når vinkelen ble belastet med andre lasttilfellene, så viser Figur 7.36 (1) at igjen hadde lavere kapasitet mot skjærtøyninger enn mot tøyninger forårsaket av strekkrefter. Dette gjelder også for plastisk deformasjoner som vist i Figur 7.36 (2). for kombinasjonsbelastningen så viser resultatene at en når begge lasttilfellene virker sammen så har vinkelen ca. 40 % lavere kapasitet i både elastisk og plastisk deformasjonskurvene.

Figur 7.37 viser en sammenligning av kraft-spenning kurve i vinkelbeslaget for de forskjellige spikerfordelingene som beskrevet nærmere i Figur 6.14. Dermed viser Figur 7.37 tydelig at kapasiteten ved bruk av spiker mønster 3 (gul kurve) ga minst kapasitet da den gikk over flytegrensen under minst kraftbelastning av alle andre undersøkt mønstrene ved alle tre lasttilfellene. Når det gjelder egendefinert spikerfordeling (mønster 4 – grønnkurve), så viste resultatene fra Figur 7.37 (1) at den hadde lik kapasitet som mønster 2 under strekkbelastning. Der mønster 2 og 4 hadde nesten likt antall og fordeling av spikerne ved bunnplaten av vinkelen, så tyder det på at bunnplaten har størst betydning for vinkelkapasiteten under strekkraft. Dette kan også bekreftes ved å undersøke Figur 7.33 (1) som viser at bunnplaten er den delen som er størst utnyttet under strekkbelastning. Mens Figur 7.37 (2) viser at mønster 4 hadde størst kapasitet mot skjærkraft sammenlignet med de andre mønstrene. Noe som var uforventet siden mønster 1 hadde alle 93 hullene i beslaget benyttet mens i mønster 4 var det kun 45 av 93 hullene benyttet. Dette betyr at mønster 4 med 48 mindre hullbenyttelse viser til å bidra med høyere kapasitet når det gjelder flytespenningen. Grunnen til dette kan være vanskelig å forutsi på grunn av kompleksitet i FE-analysen. Men en av årsakene kan være avstanden mellom benyttet hullene som gjør at beslaget har mer plass for elastisk tøyning og dermed gjør den mer fleksibelt. Resultatet viser også at mønster 4 bidrar med økt skjærkapasitet sammenlignet med mønster 2. Og når mønster 2 og 4 har likt antall forbinder så tyder dette på at den mer spredte fordelingen på topplaten i mønster 4 har stor påvirkning på beslagets skjærkapasitet. Når kreftene ble kombinert viser Figur 7.37 (3) at mønster 1 og 4 har tilnærmet lik kapasitet. Dermed kan en beslutte med at spikerfordelingen i mønster 4 har bidratt med å øke kapasiteten i vinkelbeslaget betydelig under elastisk sonen når det gjelder von Mises spenningen analysen.

8.3.1 Kapasitet under plastisk-tøyning FEA

Vinkelbeslaget har gjennom FE-analysen av elastisk sonen vist kun en viss grad av kapasiteten sammenlignet med produsentens kapasitet som ligger mellom 20 og 50 kN avhengig av type forbinder. Dermed ble plastisk tøyningen nærmere analysert i Figur 7.38. I henhold til Eurokode 3 - Del 1-5: Skivekonstruksjoner - nasjonal tillegg C for FEM-analyser påstår i kapittel C.8 punkt (1) for områder

under strekkbelastning en anbefalt øvre grenseverdi på 5% for tøyninger. I Eurokode 3- Del 1-6: Skallkonstruksjoner, kapittel 6.3 punkt (5), påstår det at ved bruk av GMNA-analyse (geometrisk og material ikke-lineære analyse) kan det brukes en maksimal plastisk tøyning lik ϵ_{mps} som er beskrevet nærmere i teoribakgrunnen i kapittel 3.5.8. ϵ_{mps} for denne vinkelbeslaget gir maksimum plastisk tøyning lik 5,9% som er 0,9% mer enn anbefalingen til eurokode 3- Del 1-5. Dermed ble det valgt å gå videre med 5% grensen som er mer konservativt valg. Som vist i Figur 7.35 (2) så befinner plastisk tøyninger kun ved hullkantene og ved forsterkningsdelen på grunn av de geometriske spennings konsentrasjoner i vinkelbeslaget. Noe som er realistisk da skruene/spikerne vil gi høyere spennings konsentrasjoner på grunn av kontakten mellom beslaget og forbinderne. Men på grunn av material herdnet så vil den kunne øke kapasitet ettersom flytegrensen er overskredet.

Ettersom det ble valgt å utnytte kapasiteten til vinkelbeslaget i plastiske sonen med 5% grense ble kapasiteten fra de forskjellige spikerfordelingene analysert for plastisk tøyning og fremvist i Figur 7.38. Figuren viser at spikerfordeling for mønster 3 hadde minst kapasitet i alle livstilfellene selv når plastiske sonen er tatt under betraktning. Der mønster 3 viser kun 23 kN i maks strekkapasitet som er kun 70 % av kapasitet til mønster 2 og 4 som har likt antall spikrer/skruer. Når det gjelder belastning under skjærkraft så viser Figur 7.38(2) at mønster 3 hadde kun 70 % av kapasiteten i mønster 2 og når kreftene ble kombinert så hadde mønster 3 ifølge Figur 7.38 (3) igjen 70 % kapasiteten sammenlignet med mønster 2. Dermed er det anbefalt å etterlate denne spikerfordelingen dersom knutepunktet er særlig utsatt for skjær og oppløftingskrefter. Ved å benytte alle hullene i vinkelbeslaget som vist i Figur 6.13 (1), så viser resultatet fra Figur 7.38 at mønster 1 hadde størst kapasitet under både strekkraft og skjærkraft. Der mønster 1 viser en strekkapasitet på 34,5 kN som er kun 8 % høyere enn mønster 2 som ligger på 32 kN. For skjærkraft så viser mønster 1 etter Figur 7.38 (2) igjen en skjærkapasitet på 34,5 kN likt med strekkapasiteten. Noe som er preakseptert siden alle hullene i mønster 1 er benyttet og dermed har ikke spikerfordelingen noe å si for resultatene. Sammenlignet med mønster 2 så har mønster 1 en kapasitet på 20 % høyere mot skjærkraft. Ved kombinerte krefter så viser Figur 7.38 (3) at mønster 1 har økt kapasiteten med kun 10,5% sammenlignet med mønster 4. Dermed viser resultatet at mønster 1 som har 51% mer spikrer/skruer enn mønster 2, så har den økt kapasiteten kun med 10-20 % sammenlignet med mønster 2. Dette viser at ved bruk av fullspikret vinkelbeslag så økes kapasiteten ikke mer enn 20 %, derfor anbefales det i heller å benytte 2 halvspikret vinkelbeslag som ved mønster 2 som vil da doble kapasiteten. Når det gjelder mønster 4 som er egen utarbeidet i denne masteroppgaven så viser Figur 7.38 at denne mønsteret har økt kapasiteten betydelig sammenlignet med mønster 2 som har likt antall spikret/skruene. Dette viser at plasseringen av spikerne/skruene har stor betydning for kapasiteten i vinkelbeslaget. Den egendefinerte spikerfordelingen viser kapasitet på 32 kN på likt nivå med mønster 2 når det gjelder strekkraft. Der spikerne/skruene har likt antall og plassering i bunnplaten som har størst betydning for strekkraft som diskutert tidligere. Når det gjelder skjærkraften i Figur 7.38 (2) så har mønster 4 vist betydelig høyere kapasitet sammenlignet med mønster 2. Der mønster 4 vist til å bidra med en skjærkapasitet på 33 kN som er 22 % høyere enn ved mønster 2 som lå på 27 kN. Noe som tyder på at spikerfordelingen på øvre platen (A) har størst betydning når vinkelbeslaget er utsatt for skjærkraft. Det viser også at en spredt fordeling av spikerne/skruene og med mest mulig benyttelse av hullene ved kantene vil gi en økende kapasitet i vinkelbeslaget. Når det gjelder kraftkombinasjon så viser Figur 7.38 (3) at mønster 4 har tilnærmet lik kapasitet som mønster 1 som er fullspikret. Noe som tyder på at å bruke riktig fordelingen av spikerne/skruene kan gi lik god kapasitet som ved å øke antall forbinderne. Dette viser også at for hver kraftretning så fins det en spikerfordeling som passer best for denne belastning.

Dermed anbefales ta en analyse av hvilke belastninger som vinkelbeslaget vil bli utsatt for hvert område og dermed velge den spikerfordelingen som passer best for vinkelbeslaget.

Til slutt kan en konkludere med at resultatene fra analysen viser til å stemme med kapasiteten som produsenten påstår, men at produsenten må nevne at beslaget må gå i plastisk deformasjon.

8.4 Feilkilder

Det er knyttet til en viss usikkerhet innen prosjektering av bæresystemet i krysslitre siden det ikke finnes noen standardiserte eller preaksepterte løsninger i dag. Dermed var det nødvendig å belage seg på internasjonale litteraturer, tidligere forskninger og erfaringer fra fullførte krysslitre byggeprosjekter. Det ble også benyttet en revidert utgave av Eurokode 5 versjon CEN/TC 250/SC 5 N 1489 som er ute på høring. Siden dette er en Eurokode som kan revideres etter at denne masteroppgaven er innlevert, ble innholdet kritisk vurdert ved å sammenligne med andre internasjonale litteraturer. Usikkerheter er også knyttet til ved bruk av FE-analyse dataprogramvarer hvor feil input kan gi uriktige resultater. For å minimere slike brukerfeil ble resultater fra FEM-Design og ANSYS drøftet og diskutert underveis med veilederen.

Resultatet fra von Mises spenningen viste utilstrekkelige antall punkter under elastisk sonen som førte til å vise lite knekk i kurvene ved elastisk sonen. Dette ble rettet med å anta at kurven fortsetter i rette linjer helt til den treffer flytegrensen som lo på 250 MPa. Men det anbefales å utføre analysen med flere iterasjoner i elastisk sonen for å garantere riktig kurve i elastisk sonen.

9 Konklusjon

I dette kapittelet konkluderes de fire forskerspørsmålene i masteroppgaven. Det første forskerspørsmålet bidro med å finne den optimaliserte arealutnyttelsen av bæresystemet med tanke på store spennvidder. Det andre spørsmålet tok for seg et av utfordringene mellom spennvidde, tykkelse og vibrasjoner i krysslimgulv. Mens i det siste forskerspørsmålet ble en vinkelbeslag med forskjellige spisemønstret vurdert for strekk-, skjærkraft og kombinasjon av disse.

1. Hvordan kan et bæresystem med store spennvidder løses ved å omprosjekttere et bæresystem i betong over til krysslimgulv med tanke på arealutnyttelsen, og hvordan påvirker dette konstruksjonens totalhøyde?

Løsningen i dette tilfellet var å benytte to-veis dekker fremfor en-veis dekker for å tilfredsstille nedbøyningskravene i bruksgrensetilstand for store spennvidder. Denne løsningen bidrar til å utnytte trematerialet til sitt fulle potensiale. Siden dette aktuelle bygget var allerede prosjektert i betong så viser det seg at løsningen rom plasseringen i betongbygget ikke var så gunstige ved omprosjektering til krysslimgulv. Åpne arealer og varierende arealer mellom etasjene skaper utfordringer med å etablere kontinuerlige bæresystem i høyden uten at en søyle står ugunstig bygget med tanke på bruksfasen. Relative store bjelke dimensjoner kreves for å tilfredsstille nedbøyningskravet i bruksgrensetilstand og skaper nødvendighet for å øke byggets høyde for å overholde de samme etasje høyden som i betong bygget.

2. Hvor nøyaktig er dagens beregning av vibrasjoner i tregulvkonstruksjoner i henhold til dagens eurokode 5 sammenlignet med ny revidert eurokode 5?

Resultatene i denne masteroppgaven viser at beregning av vibrasjoner i henhold til dagens eurokode 5 (EC5) innebærer store avvik sammenlignet med resultatene beregnet etter ny revidert eurokode 5 (EC5-22). Undersøkelsen viser at EC5 mangler nødvendige parameterer som tar hensyn til gulvetsstivhet i begge retninger som for krysslimgulv, gulvet opplagerbetingelsene (stive eller fleksible) og RMS akselerasjonen som er viktig for å bestemme responsfaktoren og om fotbevegelsen fører til resonans eller transiente vibrasjoner. EC5 gir heller ikke et godt skille mellom god og dårlig gulvutvelse. Mens ny revidert eurokode 5 (EC5-22) viser til å bearbeide en forbedret metode som gir mer nøyaktig resultater for vibrasjonsberegning og tar hensyn til manglede parameter. EC5-22 viser til å håndtere problemet med fleksible opplagere med å benytte formler som baserer seg på nedbøyningen og dermed viser bedre resultater sammenlignet med EC5. Effektiv masse som blir beregnet i EC5-22 viser også til å bidra til bedre resultater sammenlignet med totalmassen som blir brukt for beregning i EC5. I tillegg så har EC5-22 forbedret metode for å bestemme gulvets kvalitet som baserer seg på flere kriterier som avhenger om egenfrekvensen fører til resonans eller transiente vibrasjoner.

3. Hvordan dekker ny revidert eurokode 5 begrensningene i dagens beregning av vibrasjoner sammenlignet med FE-analyser? Ivaretar

Resultatene fra EC5-22 viser gode korrelasjoner med FE-analyse når det gjelder bestemmelse av egenfrekvensen for gulvkonstruksjoner som har støtte under alle kantene både for fleksible og stive opplagere. Mens for gulvkonstruksjoner som består av utkraging eller frie kanter som ved Case 1 og 5, så viser det at beregningsmetoden for EC5-22 er ikke fullstendig nokk. Da resultatene viser at EC5-22 tar ikke god nok hensyn til andre modusformer i gulvet som kan bidra til økt RMS-akselerasjoner. Noe som øker responsfaktoren betydelig og fører til lavere gulvklassifisering. I tillegg så viste FE-resultatene at gulvet hadde størst akselerasjoner ved de frie kantene i gulvkonstruksjonen mens EC5-22 tar kun hensyn til vibrasjoner forårsaket bevegelse i midten av gulvet. Derfor er det anbefalt å benytte et FE-analyse dersom gulvet består av en eller flere kanter uten støtte fra opplagere.

EC5-22 viser heller ikke tilstrekkelig veiledning for når bør en benytte formel (9.14) og (9.15), da begge disse formlene kan brukes for samme gulvsituasjoner og gi en viss variasjon i resultatet. Dermed anbefales i denne masteroppgaven å benytte begge formlene (9.14) og (9.15) og velge resultatet so mer mest konservativt. Det viser seg også at bruken av reduksjonsfaktoren (μ) som tar hensyn til andre modusformer i EC5-22 er ikke nøyaktig nokk og i noen tilfeller hadde den motvirkende effekt på resultatet.

Til slutt anbefales det å utføre en FE-analyse ved bruk av FEM-Design eller lignende programvarer for bestemmelse av vibrasjoner i områder i konstruksjonen som innebærer kompliserte oppbygging av gulvet som utkragninger, frie kanter eller dekker som spenner over flere felt.

4. Hvor høy kapasitet har vinkelbeslag av stål mot belastninger som et knutepunkt forbindelse blir utsatt for mellom krysslitrededekke og -vegg, og har spikerfordelingen stor betydning for kapasiteten?

Ved bruk av geometrisk og material ikke-lineær analyse av vinkelbeslaget (ARB255) så viste resultatene fra FE-analysen at beslaget hadde en kapasitet på opptil 35 kN når den var fullspikret. Mens når den var halvspikret så ga vinkelbeslaget en strekkapasitet (kapasitet mot oppløftkrefter) på 32 kN og skjærkapasitet på 27 kN. Når vinkelen ble påkjent av både oppløft- og skjærkrefter samtidig var kapasiteten redusert med ca. 45 %. Disse kapasitetene var kun mulige ved bruk av 5 % plastisk tøyning. Der vinkelbeslaget hadde 75 % mindre kapasitet ved kontroll av kun flytegrensen (elastisk tøyning). Det ble også oppdaget at plastisk deformasjoner befundet seg ved hullkantene. Noe som er realistisk med tanke på geometriske konsentrasjoner som kan oppstå i disse områdene årsaket skarp endring i geometrien.

FE-analysen tyder sterkt på at spikerfordelingene har stor betydning for vinkelenskapasitet. Der forskjellige undersøkt mønster med variert antall og plassering av spikrer/skruer ga stor forskjell i resultatene. En innovativ optimalisering av spikerfordelingen som ble utarbeidet i denne masteroppgaven viste betydelig høyere kapasitet sammenlignet med en fordeling med likt antall spikrer/skruer. Der løsningen (mønster 4) som ble utviklet i denne masteroppgaven hadde 22 % høyere kapasitet enn produsentens spikerfordeling (mønster 2). Og når kreftene virke sammen så viste mønster 4 tilnærmet lik kapasitet med mønster 1. Noe som viser tydelig fordel for den innovative løsningen da den innebåret kun halvparten av spikerne som brukes i mønster 1. videre er det anbefalt å kjøre noen praktisk testing av denne spikerfordelingen for å validere resultatene.

10 Anbefalinger

Anbefalinger for prosjektering av krysslitre

Som en alternative for bruk av bjelke dekke bæresystem, kan det anbefales å undersøke bæreevnen av RIB-elementer for gulvsystemer med lang spennvidde for å øke bæreevnen til CLT-elementer. Der disse elementene vil gi høyere bøyestivhet på grunn av full kompositt samvirke effekten og dermed kan føre til mindre tykkelse på gulvkonstruksjonen som ble benyttet i denne masteroppgaven.

Anbefalinger for vibrasjoner

Basert på analyse resultatene av gulv case 1A og 3 i denne masteroppgaven kan det anbefales å undersøke nærmere effekten av frie kanter og utkrageringer på gulvets total vibrasjoner som årsak av høyere modusformer under 10 Hz.

Basert på resultatene som diskutert i diskusjonskapitlet angående reduksjonsfaktoren μ , er det anbefalt å undersøke nærmere denne faktoren der det viser seg at denne faktoren øker avviket med FE-analyse resultatet av vibrasjoner.

Anbefalinger for knutepunkt

Analysen av fullspikret og halvspikret vinkelbeslag som ble analysert i denne masteroppgaven viser at ved bruk av fullspikret vinkelbeslag så øker man kapasiteten med kun 20 %. Dermed anbefales det å benytte isteden 2 halvspikret vinkelbeslag som vil da doble kapasiteten.

Når vinkelbeslaget ble utsatt for oppløfting og skjærkrefter viste kapasiteten stor variasjon i disse retningene avhengig av spikerfordelingen. Det anbefales å benytte spikerfordelinger som tilpasser best type belastning som knutepunktet er utsatt for.

Ved et innovative spikerfordeling (mønster 4) i denne masteroppgaven var kapasiteten til vinkelen økt betydelig sammenlignet med vinkel med likt antall benyttet spikere/skruer. Videre forskning innen parametrisering av spikerfordelinger og laboratoriet testing av slik løsning (mønster 4) er sterkt anbefalt.

-

11 Referanser

- [1] FN-sambandet. "FNs bærekraftsmål." <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal> (accessed 20.03.2022).
- [2] J. L. Skullestad, R. A. Bohne, and J. Lohne, "High-rise timber buildings as a climate change mitigation measure—A comparative LCA of structural system alternatives," *Energy Procedia*, vol. 96, pp. 112-123doi: <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2016.09.112>.
- [3] J. Van De Kuilen, A. Ceccotti, Z. Xia, and M. He, "Very tall wooden buildings with cross laminated timber," *Procedia Engineering*, vol. 14, pp. 1621-1628doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.204>.
- [4] A. Bahrami, N. Oliver, and J. Jonas, "Comparing performance of cross-laminated timber and reinforced concrete walls," *International Journal of Applied Mechanics and Engineering*, vol. 26, no. 3, pp. 28-43doi: <https://doi.org/10.2478/ijame-2021-0033>.
- [5] I. Smith, "Vibration of timber floors—Serviceability aspects," *Timber engineering*, pp. 241-266.
- [6] J. Weckendorf, T. Toratti, I. Smith, and T. Tannert, "Vibration serviceability performance of timber floors," *European Journal of Wood and Wood Products*, vol. 74, no. 3, pp. 353-367doi: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00107-015-0976-z>.
- [7] M. Shahnewaz, C. Dickof, J. Zhou, and T. Tannert, "Vibration and flexural performance of cross-laminated timber–glulam composite floors," *Composite Structures*, vol. 292, p. 115682doi: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.115682>.
- [8] G. D'Arenzo, G. Rinaldin, M. Fossetti, and M. Fragiaco, "An innovative shear-tension angle bracket for cross-laminated timber structures: Experimental tests and numerical modelling," *Engineering Structures*, vol. 197, p. 109434. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029618333091>
- [9] E. Toftemo, "Testing av lydforhold i massivtrebygninger -FOU prosjekt med Splitkon," upublisert.
- [10] Miljøstatus. "Norges nasjonale klimamål " <https://miljostatus.miljodirektoratet.no/miljomal/klima/> (accessed 02.04.2022).
- [11] Miljøstiftelsen ZERO. "ZERO: Gjøre bygg- og anleggsektoren utslippsfri." <https://zero.no/fagomrade/bygg-og-anlegg/> (accessed 10.04.2022).
- [12] TU. "Massivtre halverte sykefraværet." <https://www.tu.no/artikler/massivtre-halverte-sykefravaeret/519324> (accessed 15.05.2022).
- [13] M. D. Burnard and A. Kutnar, "Wood and human stress in the built indoor environment: a review," *Wood science and technology*, vol. 49, no. 5, pp. 969-986doi: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00226-015-0747-3>.
- [14] T. Scalet, "Cross Laminated Timber as Sustainable Construction Technology for the Future," Bachelor, Degree in Civil Engineering, Helsinki Metropolia University of Applied Sciences, Helsinki, 2015. [Online]. Available: https://www.theseus.fi/bitstream/handle/10024/102020/Bachelor_Thesis_TommasoScalet.pdf?sequence=1
- [15] Regjeringen.no. "Avgift på utslipp av klimagasser og veibruksavgift." <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/avgift-pa-utslipp-av-klimagasser-og-veibruksavgift/id2884952/> (accessed 06.04.2022).
- [16] N. L. Forening, *Limtreboka* (Norske Limtreprodusenters Forening). Lund, 2015, p. 42.
- [17] K. Bell, *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget, 2017, pp. 49-51.
- [18] Treteknisk, *Bygge med massivtreelementer*. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt 2006, pp. 4-5.
- [19] K. Bell and H. Liven, "Norske limtreprodusenters forening (2015) Limtreboka," ed: Bergen: John Grieg Norske limtreprodusenters forening.
- [20] *Consolidated draft prEN 1995-1-1 "Eurocode 5: Design of timber structures" version CEN/TC 250/SC 5 N 1489, 2022.*

- [21] S. Tronstad, *Trefuktighet - tørking* (Fokus på tre nr. 38). Treteknisk
- [22] *Trekonstruksjoner — Krysslimt massivtreelement — Krav*, NS-EN 16351:2021, 2021. [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1347332>
- [23] Aarstad Jarle and Glasø Geir, *Massivtre* (Fokus på tre nr. 20). Treteknisk
- [24] Z. Wang, J. Zhou, W. Dong, Y. Yao, and M. Gong, "Influence of technical characteristics on the rolling shear properties of cross laminated timber by modified planar shear tests," *Maderas. Ciencia y tecnología*, vol. 20, no. 3, pp. 469-478. [Online]. Available: <https://www.scielo.cl/pdf/maderas/v20n3/0718-221X-maderas-31601.pdf>
- [25] T. Ehrhart, R. Brandner, G. Schickhofer, and A. Frangi, "Rolling shear properties of some European timber species with focus on cross laminated timber (CLT): test configuration and parameter study," in *International Network on Timber Engineering Research: Proceedings of Meeting 48*, 2015, vol. 2015: Timber Scientific Publishing, KIT Holzbau und Baukonstruktionen, pp. 61-76. [Online]. Available: <https://www.research-collection.ethz.ch/bitstream/handle/20.500.11850/106049/eth-48244-01.pdf>. [Online].
- [26] S. Gagnon and M. Popovski, *Structural design of cross-laminated timber elements- chapter 11* (CLT handbook: Cross-laminated timber). 2011.
- [27] V. Baño, D. Godoy, D. Figueredo, and A. Vega, "Characterization and structural performance in bending of CLT panels made from small-diameter logs of loblolly/slash pine," *Materials*, vol. 11, no. 12, p. 2doi: <https://doi.org/10.3390/ma11122436>.
- [28] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner; Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010, 2016. [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=424312>
- [29] I. Christovasilis, M. Brunetti, M. Follesa, M. Nocetti, and D. Vassallo, "Evaluation of the mechanical properties of cross laminated timber with elementary beam theories," *Construction and building materials*, vol. 122, pp. 202-213doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.082>.
- [30] M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber, and K. Pock, "Cross-laminated timber structural design—Basic design and engineering principles according to Eurocode," *ProHolz: Innsbruck, Austria*, p. 181, 181. [Online]. Available: <https://www.kurtpock.at/files/content/Veroeffentlichungen/Buecher/2014%20Wallner-Novak%20M.%20CLT%20structural%20design%20proHOLZ.pdf>
- [31] N. Doyle, R. Emberley, and J. L. Torero, "Fire Behavior of Cross-Laminated Timber (CLT) Slabs: Two-Way Action," in *Fire Science and Technology 2015*: Springer, 2017, pp. 281-288.
- [32] B. Anshari, Z. Guan, A. Kitamori, K. Jung, and K. Komatsu, "Structural behaviour of glued laminated timber beams pre-stressed by compressed wood," *Construction and Building Materials*, vol. 29, pp. 24-32doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.002>.
- [33] R. H. Falk and F. Colling, "Laminating effects in glued-laminated timber beams," *Journal of structural engineering*, vol. 121, no. 12, pp. 1857-1863doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:12\(1857\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:12(1857)).
- [34] Standard Norge. "Arbeidsprogram for nasjonalt utviklet Norsk Standard." <https://www.standard.no/standarder-pa-horing/arbeidsprogram-for-nasjonalt-utviklet-norsk-standard/> (accessed 29.04.2022).
- [35] *Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847>
- [36] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk-Laster og bæresystemer*, 2. ed. Bergen: Fagbokforlaget, 2014, p. 36.

- [37] V. Bajzecerová, "Bending stiffness of CLT-concrete composite members-comparison of simplified calculation methods," *Procedia engineering*, vol. 190, pp. 15-20doi: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.301>.
- [38] S. Gagnon, E. T. Bilek, L. Podesto, and P. Crespell, *CLT Introduction to cross-laminated timber* (In: CLT handbook: cross-laminated timber/edited by Erol Karacabeyli, Brad Douglas.--US ed. 2013). 2013, pp. 1-57.
- [39] W. Schirén and T. Swahn, "Vibrations in residential timber floors: A comparison between the current and the revised Eurocode 5," Master, Department of Building Technology Linnaeus University, Faculty of Technology, Sweden, 2019. [Online]. Available: http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1354527/FULLTEXT01.pdf?fbclid=IwAR1XLzTAJHILznPE_LE1aKAH_Sk83zQPHimUblauxCuCf0nATwovIX6HQC14
- [40] T. Nguyen, E. Gad, J. L. Wilson, and N. Haritos, "A new damper system for walking induced floor vibration control," *Proc. of the 1 d11 Inti. Cont. on Advances in Steel Concrete Composite and Hybrid Structures*. [Online]. Available: [https://researchbank.swinburne.edu.au/file/705db29c-ef24-49f0-b40b-0682c705db10/1/PDF%20\(Published%20version\).pdf](https://researchbank.swinburne.edu.au/file/705db29c-ef24-49f0-b40b-0682c705db10/1/PDF%20(Published%20version).pdf)
- [41] A. Hermansson, "Efficiency of floating floors on CLT or concrete plate in the low frequency region," Master, Department of Architecture and Civil Engineering-Division of Sound and Vibration, Chalmers University of Technology, Sweden, 2018. [Online]. Available: <https://odr.chalmers.se/bitstream/20.500.12380/254933/1/254933.pdf>
- [42] H. Bachmann and W. Ammann, *Vibrations in structures: induced by man and machines*. labse, 1987.
- [43] H. Huang, Y. Gao, and W.-S. Chang, "Human-induced vibration of cross-laminated timber (CLT) floor under different boundary conditions," *Engineering Structures*, vol. 204, p. 110016doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110016>.
- [44] L. Šiaudinytė, A. Kilikevičius, D. Sabaitis, and K. T. V. Grattan, "Modal analysis and experimental research into improved centering-leveling devices," *Measurement*, vol. 88, pp. 9-17doi: <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2016.01.044>.
- [45] M. Feldmann *et al.*, "Design of floor structures for human induced vibrations," *JRC-ECCS joint report*, p. 45. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/profile/Stephen-Hicks/publication/256443545_Design_of_floor_structures_for_human_induced_vibrations/links/54bf04da0cf2f6bf4e04a34b/Design-of-floor-structures-for-human-induced-vibrations.pdf
- [46] K.-J. Bathe, *Finite Element Procedures* 2014.
- [47] P. Persson, O. Flodén, H. Danielsson, A. Peplow, and L. V. Andersen, "Improved low-frequency performance of cross-laminated timber floor panels by informed material selection," *Applied Acoustics*, vol. 179, p. 108017doi: <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2021.108017>.
- [48] N. L. Forening, *Limtreboka* (Norske Limtreprodusenters Forening). Lund, 2015, p. 7.
- [49] D. Sen and A. Kujur, "Study the effect of transient vibration on multi-storey building structure according to equivalent spring-mass system performed by Ansys." [Online]. Available: <https://www.heighpubs.org/hjcee/pdf/acee-aid1013.pdf>
- [50] D. K. BRUEL and V. Kjaer, "Measuring vibration," September 1982. [Online]. Available: <https://www.bksv.com/media/doc/br0094.pdf>
- [51] A. L. Smith, S. J. Hicks, and P. J. Devine, *Design of floors for vibration: A new approach*. Steel Construction Institute Ascot, Berkshire, UK, 2007.
- [52] V. Patel and R. Built, "Footfall-Induced Vibration in Longspan Composite Steel Beams Used in Two Projects at the University of Auckland," in *Composite Construction in Steel and Concrete VII*, 2013, pp. 266-287.
- [53] A. El-Robaa, S. Gaawan, and C. Malek, "Evaluation of human-induced vibration of continuous footbridges," in *MATEC Web of Conferences*, 2015, vol. 24: EDP Sciences, p. 07002. [Online].

- Available: https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2015/05/mateconf_evaces2015_07002/mateconf_evaces2015_07002.html. [Online].
- [54] S. Gagnon, E. T. Bilek, L. Podesto, and P. Crespell, "CLT Introduction to cross-laminated timber," In: *CLT handbook: cross-laminated timber/edited by Erol Karacabeyli, Brad Douglas.-US ed. 2013; pp. 1-45.*, pp. 1-57. [Online]. Available: https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/pdf2013/fpl_2013_gagnon001.pdf
- [55] M. Kržan and B. Azinović, "Cyclic response of insulated steel angle brackets used for cross-laminated timber connections," *European Journal of Wood and Wood Products*, vol. 79, no. 3, pp. 691-705. [Online]. Available: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00107-020-01643-5>
- [56] L. Pozza, B. Ferracuti, M. Massari, and M. Savoia, "Axial–Shear interaction on CLT hold-down connections—Experimental investigation," *Engineering Structures*, vol. 160, pp. 95-110doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.021>.
- [57] H. J. Blaß and C. Sandhaas, *Timber engineering-principles for design*. Germany: Karlsruher Institut für Technologie, 2017.
- [58] M. Caniato, F. Bettarello, P. Fausti, A. Ferluga, L. Marsich, and C. Schmid, "Impact sound of timber floors in sustainable buildings," *Building and Environment*, vol. 120, pp. 110-122doi: <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2017.05.015>.
- [59] S. Wahlstrøm, "Anvisning for massivtrebygging," Master, Fakultet for ingeniørvitenskap, NTNU, Trondheim, 2019. [Online]. Available: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2621269>
- [60] J. M. Vaquero, B. Wade, J. Garcia, and F. Minhós, "Analytical and Numerical Methods for Differential Equations and Applications," doi: <https://doi.org/10.3389/fams.2021.712813>.
- [61] P. Kurowski, *Engineering Analysis with SolidWorks Simulation 2013*. SDC publications, 2013.
- [62] S. N. Zadeh, M. Komeili, and M. Paraschivoiu, "Mesh convergence study for 2-D straight-blade vertical axis wind turbine simulations and estimation for 3-D simulations," *Transactions of the Canadian Society for Mechanical Engineering*, vol. 38, no. 4, pp. 487-504. [Online]. Available: <https://cdnsiencepub.com/doi/abs/10.1139/tcsme-2014-0032>
- [63] S. S. Pageau, P. F. Joseph, and S. B. Biggers Jr, "Finite element analysis of anisotropic materials with singular inplane stress fields," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 32, no. 5, pp. 571-591. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/002076839400152M>
- [64] V. Mercuri, G. Balduzzi, D. Asprone, and F. Auricchio, "Structural analysis of non-prismatic beams: Critical issues, accurate stress recovery, and analytical definition of the Finite Element (FE) stiffness matrix," *Engineering Structures*, vol. 213, p. 110252doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110252>.
- [65] M. Peksen, "Numerical thermomechanical modelling of solid oxide fuel cells," in *Progress in Energy and Combustion Science*, vol. 48, 2018, ch. 4-Multiphysics Modelling of Structural Components and Materials, pp. 105-138.
- [66] C. V. Nielsen and P. A. Martins, "Metal forming: formability, simulation, and tool design," Academic Press, 2021, ch. 3- Finite element simulation: A user's perspective, pp. 109-180.
- [67] G. Lorenzini *et al.*, "Numerical evaluation of the effect of type and shape of perforations on the buckling of thin steel plates by means of the constructal design method," *International Journal of Heat and Technology*, vol. 34, no. 1, pp. s9-s20. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/profile/Elizaldo-Dos-Santos/publication/292670072_Numerical_evaluation_of_the_effect_of_type_and_shape_of_perforations_on_the_buckling_of_thin_steel_plates_by_means_of_the_constructal_design_method/links/56c4554208aea564e304a79e/Numerical-evaluation-of-the-effect-of-type-and-shape-of-perforations-on-the-buckling-of-thin-steel-plates-by-means-of-the-constructal-design-method.pdf

- [68] T. Pore, S. G. Thorat, and A. A. Nema, "Review of contact modelling in nonlinear finite element analysis," *Materials Today: Proceedings*, vol. 47, pp. 2436-2440doi: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.04.504>.
- [69] F. Wald and M. Jandera, *Stability and Ductility of Steel Structures 2019: Proceedings of the International Colloquia on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS 2019)*. Prague, Czech Republic: CRC Press, 2019.
- [70] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-6: Skallkonstruksjoner*, NS-EN 1993-1-6:2007+NA:2009, 2009. [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=382914>
- [71] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet*, NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019, 2019. [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1094401>
- [72] Kawasaki steel 21 st Century Foundation, "An Introduction to Iron and Steel Processing ", 2003, ch. 3: Working, Heat Treatment and Surface Treatment
- [73] S. Tu, X. Ren, J. He, and Z. Zhang, "Stress-strain curves of metallic materials and post - necking strain hardening characterization: A review," *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, vol. 43, no. 1, pp. 3-19doi: <https://doi.org/10.1111/ffe.13134>.
- [74] Agder fylkeskommune. "Fagskolen i Agder og Grimstad tannklinikk." <https://agderfk.no/vare-tjenester/utbygging/eiendom-og-skolebygg/fagskolen-i-agder-og-grimstad-tannklinikk/> (accessed 01.05, 2022).
- [75] Rambøll, "IFC modell og plantegninger for fagskole i Grimstad," 2022.
- [76] SIMPSON Strong-Tie. "Reinforced angle brackets for CLT." <https://www.strongtie.co.uk/en-UK/products/reinforced-angle-brackets-for-clt-abr255> (accessed 04.04, 2022).
- [77] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019. [Online]. Available: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>
- [78] *European Technical Assessment* ETA-06/0138 2021. [Online]. Available: <https://www.klh.at/wp-content/uploads/2019/10/klh-eta-en.pdf>
- [79] Karacabeyli Erol and Gagnon Sylvain, *Canadian CLT Handbook 2019 EDITION*. Canada: FPInnovations, 2019.
- [80] E. Borgström and J. Fröbel, *The CLT-Handbook*. Sweden: RISE Research Institutes of Sweden, 2019, p. 96.

12 Vedlegg

12.1 Resultater dimensjonering bæresystem fagskolen (FEM-Design)

12.2 Resultater FEM-analyse av vinkelbeslag i ANSYS (Excel.fil)

12.3 Utdrag vibrasjonskapittelet fra reviderte EC5 2022 (versjon CEN/TC 250/SC 5 N 1489)

12.4 Beregning av vibrasjoner iht. eurokode 5 og ny revidert eurokode 5