



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2019 30 stp

Fakultet for realfag og teknologi

Analyse av påvirkningen horisontal forspenning har på nedbøyning og vibrasjonsegenskaper til dekker i KL-tre og samvirkedekker av KL-tre og betong.

Analysis of the impact horizontal post tensioning has on the deflection and vibration properties of CLT floors and composite floors of CLT and concrete.

Gjermund Amlien

Marie Male Kalstø

Byggeteknikk og Arkitektur

Fakultetet for realfag og teknologi (REALTEK)

Forord

Denne oppgaven markerer slutten på 5-års studie innenfor Byggeteknikk og Arkitektur ved Norges Miljø- og Biovitenskapelige Universitet (NMBU). Arbeidet med oppgaven startet i det små høsten 2018, med valg av tema og samtaler med industrien rundt produksjon av testobjekter, før det satte i gang for fullt våren 2019. Arbeidet har bydd på mange utfordringer, både praktiske og teoretiske. De praktiske utfordringene har omhandlet alt fra jobben med å få testobjektene produsert med koordinering av de ulike aktørene, til håndtering, planlegging og utførelse av fullskala tester. Den teoretiske biten har vært utfordrende fordi oppgaven omhandler et tema som er forsket lite på samtidig som det ikke finnes klare regelverk knyttet til deler av problemstillingen. Kompleksiteten og størrelsen på testobjektene har også vært krevende med tanke på den numeriske modellen. Selv om det har vært en krevende prosess, har den også vært givende og lærerik.

Vi ønsker i denne sammenheng å takke veilederen vår, Einar Nathan, for introduksjon til temaet, pågangsmot på grensen til galskap og veiledning gjennom hele prosessen. Vi ønsker også å takke ham for økonomisk støtte til produksjon av testobjektene, og til alt utstyr og materiale som var nødvendig for å gjennomføre prosjektet.

Vi vil gjerne takke Splitkon for sponing og levering av testobjekter med spesiell takk til Kristine Nore for samarbeid og vilje til å satse på forskning. Takk til NyStruktur, med spesiell takk til Anders Nygård og Ildiko Lukacs, for økonomisk støtte til produksjon av testobjektene og veiledning rundt dimensjonering. Takk til Skanska Norge og Skanska teknikk for økonomisk støtte til produksjon av testobjektene samt veiledning og hjelp til det aller meste, med spesiell takk til Christian Lefdal for engasjement, positivitet og støtte gjennom hele prosjektet. Vi vil også rette en ekstra takk til Arne Vatnar for betongresepten. Takk til CCL for sponing av alt knyttet til forspenning- fra levering av spennkabler og stålplater, til selve utførelsen av forspenningen. Fra CCL rettes en ekstra takk til Per Martin Hynne for sin oppriktige interesse for prosjektet og driv til innovasjon og utvikling av nye produkter. Takk også til John Iversen for å kjøre langt for å hjelpe med forspenning av elementene. Takk til Unicon, med spesiell takk til Berit Gudding Petersen, for sponing av betong. Takk til EDR, med spesiell takk til Lars Kallum for uvurderlig hjelp med modellering i ANSYS. Takk til stålverkstedet på NMBU, med spesiell takk til Øyvind Hansen for produksjon av rullelager og hjelp til stort og smått. Takk til treverkstedet på NMBU, med spesiell takk til Roar Økseter for hjelp til produksjon og utlån av utstyr. Takk til Andreas Flø for all teknisk bistand og hjelp med testutstyr. Takk til Tom Ringstad for opplæring og utlån av nedbøyningsutstyr.

Vi vil også takke medstudentene våre for hjelp, godt selskap, motivasjon og gode diskusjoner. I tillegg vil vi takke foreldrene og søsknene våre for all støtte de har gitt oss gjennom hele studiet og livet.

Ås, juli 2019
Amlien, Gjermund
Kalstø, Marie Male

Sammendrag

Bygninger står for en tredjedel av klimagassutslippene til atmosfæren (Hestnes & Eik-Nes, 2017). For å redusere utslippene har en av de viktigste tiltakene vært å se på alternativ, og mer miljøvennlig materialbruk. Dette har igjen ført til en økning i konstruksjoner oppført i tre, og bruken er utvidet til nye typer bygninger. Denne utviklingen har ført til ny satsning på krysslimt tre, og etterspørselen har økt eksponentielt de siste årene. Tre som konstruksjonsmateriale har likevel noen begrensninger som gjør at det ikke er anvendbart i alle sammenhenger. For store bygg har begrensninger i spennvidden, og krav til vibrasjoner og nedbøyning på dekker vært problematisk. Et middel som er mye brukt for å øke spennvidden til dekker og broer i betong er forspenning. I denne oppgaven er det gjort en analyse av påvirkningen forspenning har på KL-tre dekker og samvirkedekker av KL-tre og betong. Analysen utføres både ved modellering og fullskala tester. Det ble utført nedbøyning- og akselerasjonstester før og etter forspenningen for å påvise eventuelle endringer i dekkens egenskaper. To KL-tre dekker og to samvirkedekker av KL-tre og betong har blitt analysert. Alle elementene har dimensjoner på 1,74 x 9 meter.

Både resultatene fra den numeriske modellen og fullskalatestene tyder på at stivheten kan økes med forspenning. For samtlige elementer var økningen i stivhet høyere i testene enn i den numeriske modellen. Fullskalatestene viste en økning i stivhet på 23,5% og 11,5% for massivtreelementene og 0,29% og 8,65% for samvirkeelementene. I den numeriske modellen økte stivheten med 6,8% for massivtreelementet og ble redusert med 4,2% for samvirkeelementet. Testene og den numeriske modellen viste at forspenning hadde gode effekter på nedbøyning. Fra dette er det konkludert med at forspenning kan være et middel for å møte krav dersom krav til nedbøyning er dimensjonerende.

Fra fullskalatestene ble det funnet liten eller ingen endring i egenfrekvenser før og etter forspenningen. Den numeriske modellen viste derimot økning i egenfrekvensene. For modellen av massivtreelementet økte egenfrekvensen med 0,94 Hz og modellen av samvirkeelementet økte med 0,48 Hz. Fra fullskalatestene kan det ikke påvises at forspenning har noen påvirkning på vibrasjonsegenskapene. De numeriske analysene indikerer at forspenning har påvirkning på vibrasjonsegenskapene.

De beregnede verdiene for demping var høye, og resultatene ble derfor vurdert til ikke å være pålitelige. Fra testene er det derfor ikke mulig å trekke noen slutning i om forspenning påvirker demping. Akselerasjonene fra gangtestene viste at alle elementene har problemer med resonans. På grunn av kun én testperson og et begrenset antall tester ble resultatene vurdert til ikke å kunne brukes til sammenlikning. Fra testene er det derfor ikke mulig å trekke noen slutning i om forspenning påvirker akselerasjon. Testresultatene knyttet til stivhet og egenfrekvens, som påvirker akselerasjonen, indikerer likevel at akselerasjonen i elementene ikke har endret seg i stor grad.

Abstract

Buildings account for one third of greenhouse gas emissions to the atmosphere (Hestnes & Eik-Nes, 2017). In order to reduce emissions, one of the most important measures has been to look at alternative and more environmentally friendly use of materials. This in turn has led to an increase in constructions listed in wood, and its use has been extended to new types of buildings. This trend has led to new investments in cross laminated wood (CLT), and use of the product has increased exponentially in recent years. However, wood as material for construction has some limitations which make it not applicable in all contexts. For large buildings, limitations in the span, and requirements for vibration and deflection of floors have been problematic. A mean widely used to increase the span of concrete floors and bridges is post tensioning. In this thesis an analysis has been made of the influence of post tensioning on CLT floors and composite floors of CLT and concrete. The analysis is performed both by modeling and full-scale tests. Deflection and acceleration tests were performed before and after post tensioning to detect any changes in the slab's characteristics. Two CLT slabs and two composite slabs of CLT and concrete have been analyzed. All elements have dimensions of 1.74 X 9 meters

Both the results of the numerical model and the full-scale tests indicate that the stiffness can be increased with post tensioning. For all elements, the increase in stiffness was higher in the tests than in the numerical model. The full-scale tests showed an increase in stiffness of 23.5% and 11.5% for the solid wood elements and 0.29% and 8.65% for the composite elements. In the numerical model, the stiffness increased by 6.8% for the CLT element and was reduced by 4.2% for the composite element. The tests and the numerical model showed that post tensioning had good effects on deflection. From this, it is concluded that post tensioning can be used for meeting criterias if deflection criteria is the design value.

From the full-scale tests, little or no change in natural frequencies was found before and after the post tensioning. The numerical model, on the other hand, showed an increase in the natural frequencies. For the model of the CLT element, the natural frequency increased by 0.94 Hz and the model of the composite element increased by 0.48 Hz. From the full-scale tests, it cannot be shown that post tensioning has any effect on the vibration properties. The numerical analyzes indicate that post tensioning has effects on the vibration properties.

The calculated damping values were high, and the results were therefore considered to be unreliable. From the tests it is therefore not possible to decide whether post tensioning changes damping or not. The accelerations from the walking tests showed that all elements have resonance problems. Due to only one test person and a limited number of tests, the results were considered not to be used for comparison. From the tests it is therefore not possible to decide whether post tensioning has effects on acceleration or not. However, the test results related to stiffness and natural frequency, which effect the acceleration, indicate that the acceleration in the elements has not changed much.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	IV
Abstract	VI
Innholdsfortegnelse	VIII
Figurer	XI
Tabeller	XV
1 Innledning	1
1.1 <i>Bakgrunn</i>	1
1.2 <i>Problemstilling og målsetting</i>	2
1.2.1 <i>Problemstilling</i>	2
1.2.2 <i>Avgrensninger</i>	2
2 Innledende teori	3
2.1 <i>Treets egenskaper</i>	3
2.1.1 <i>Treets oppbygning og vedanatomi</i>	3
2.1.2 <i>Materialsymmetri</i>	4
2.1.3 <i>Passiv deformasjon – Poisson’s tall</i>	5
2.1.4 <i>Elastisk og plastisk deformasjon</i>	6
2.2 <i>Massivtre</i>	7
2.2.1 <i>Krysslimte elementer</i>	7
2.2.2 <i>Styrke og stivhet</i>	8
2.2.3 <i>Skjærpåvirkning</i>	8
2.2.4 <i>Dimensjonsstabilitet</i>	10
2.3 <i>Forspenning</i>	11
2.3.1 <i>Før- og etteroppspenning av betong</i>	12
2.3.2 <i>Forspenning i trevirke</i>	13
2.4 <i>Samvirke</i>	15
2.4.1 <i>Samvirke mellom tre og betong</i>	16
2.4.2 <i>Skjærforbinderen mellom massivtre og betong</i>	16
2.5 <i>Vibrasjon</i>	19
2.5.1 <i>Generelt</i>	19
2.5.2 <i>Frekvens</i>	19
2.5.3 <i>Impuls fra gående personer</i>	20
2.5.4 <i>Transient and steady-state respons</i>	20
2.5.5 <i>Lavfrekvente og høyfrekvente gulv</i>	21
2.5.6 <i>Akselerasjon, a_{rms}</i>	22
2.5.7 <i>Opplevde vibrasjoner</i>	22
2.5.8 <i>Demping</i>	23
3 Analytiske metoder	24
3.1 <i>Beregningsmetoder for krysslimte massivtredekker og samvirkedecker</i>	24

3.1.1	Gamma-metoden	24
3.1.2	Skjæranalogimetoden	28
3.1.3	Beregningsmetode for sporene	30
3.1.4	Beregningsmetode for nedøyning.....	31
3.2	<i>Beregningsmetoder, vibrasjon</i>	34
3.2.1	Eurokode 5	34
3.2.2	Nasjonalt tillegg Østerrike.....	37
3.2.3	Hamm, Richter og Winter	41
3.2.4	Forslag til ny EC5	44
3.2.5	Beregningsmetode, demping	48
4	Numerisk analyse	49
4.1	<i>Finite element method</i>	49
4.2	<i>ANSYS Mechanical APDL</i>	49
4.2.1	Modellering	49
5	Praktisk metode	59
5.1	<i>Beskrivelse av testobjekter</i>	59
5.1.1	7-lags massivtreelement	59
5.1.2	Samvirkedekke av massivtre og betong.....	60
5.2	<i>Testing</i>	68
5.2.1	Nedbøyningstester	68
5.2.2	Akselerasjonstester	73
6	Resultater	78
6.1	<i>Resultater fra håndberegninger</i>	78
6.1.1	Stivhet	78
6.1.2	Nedbøyning	78
6.1.3	Egenfrekvens.....	78
6.1.4	Akselerasjon	78
6.2	<i>Resultater fra numerisk analyse</i>	80
6.2.1	Egenfrekvenser.....	80
6.2.2	Nedbøyning	80
6.2.3	Stivheter	81
6.2.4	Etter tester	81
6.3	<i>Resultater fra fullskala tester</i>	84
6.3.1	Nedbøyningstester av massivtreelementene	84
6.3.2	Nedbøyningstester av samvirkeelementene.....	88
6.3.3	Hammertest	93
6.3.4	Gangtest	94
6.4	<i>Sammenlikninger mellom testresultater</i>	97
6.4.1	Håndberegninger og fullskala tester	97
6.4.2	Numerisk modell og fullskala tester.....	98
6.5	<i>Oppfylging av krav fra Eurokode 5</i>	106
7	Diskusjon	107
7.1	<i>Fullskala tester</i>	107
7.1.1	Nedbøyningstester	107

7.1.2	Hammertest	109
7.1.3	Gangtest	109
7.2	Numerisk modell.....	110
7.2.1	Egenfrekvenser.....	110
7.2.2	Nedbøying og stivhet	110
7.2.3	Modifikasjoner av modell.....	111
7.3	Sammenlikning numerisk modell og testelement.....	113
7.3.1	Egenfrekvenser.....	113
7.3.2	Stivhet og nedbøying.....	114
7.3.3	Modifiserte versjoner av elementene.....	115
7.4	Sammenlikninger mellom testresultater og håndberegninger.....	115
7.4.1	Akselerasjon	116
8	Konklusjon	118
9	Vurdering av feilkilder	121
9.1	Fullskala tester.....	121
9.2	Numerisk modell.....	121
10	Videre arbeid.....	123
	Referanser	124
	Vedlegg A: Håndberegninger	127
	Vedlegg B: Resultater fra test med impulshammer.....	138
	Vedlegg C: ANSYS skriptfiler	140

Figurer

Figur 1: Variasjon i trakeidene i gran gjennom vekstsesongen.	4
Figur 2: Årringer i gran.	4
Figur 3 Illustrasjon av ulike materialsymmetrier (Bodig & Jayne, 1993).	5
Figur 4 Maks. krymping i radiell, tangentiell og lengderetning (Tronstad, 2013).	5
Figur 5: Illustrasjon av passiv deformasjon (Bodig & Jayne, 1993).	6
Figur 6: Illustrasjon av krysslagte elementer (venstre), kantstilte elementer (midten) og hulromselementer (høyre) (Treteknisk, 2006a).	7
Figur 7: Spenningsfordelen ved last påført vinkelrett på et massivtreelement (Jeleč, Varevac, & Rajčić, 2018).	8
Figur 8: Skjærdeformasjon i et massivtreelement. (Mestek 2008).	9
Figur 9: Bjelke med sentrisk spennarmering (Sørensen, 2013).	11
Figur 10: Bjelke med eksentrisk spennarmering (Sørensen, 2013).	12
Figur 11: Spennbenk for førøppspenning (Sørensen, 2013).	12
Figur 12: Typisk strekkbrudd for limtrebjelke uten forspenning.	14
Figur 13: Last/nedbøynings kurve for forspente limtrebjelker med og uten samvirke mellom spennarmeringen og treverket 14	14
Figur 14: Fremstilling av de ulike gradene av samvirke (Lukaszewska, 2009).	15
Figur 15: Typisk last-deformasjons oppførsel for forskjellige forbindelser mellom treverk og betong (Dias A. M., 2005).	17
Figur 16: Fremstilling av spor som skjærforbindelse mellom et massivtreelement og betong. De svarte pilene representerer de aksielle kreftene i komponentene, de blå pilene viser trykkreftene mellom komponentene og den røde pilen viser oppløftskraften som følge av eksentrisiteten mellom komponentene (Jiang & Crocetti, 2019).	18
Figur 17: Transient og steady-state respons. For begge figurene er den første delen transient del og den andre delen (siste 4 svingningene) stady-state del. a) viser et system hvor den transiente delen er mindre enn steady-state. b) viser et system hvor den transiente delen er størst. Steady-state respons er lik for begge systemene (AL Smith 2009).	21
Figur 18: Illustrasjon av impulsrespons (Smith, Hicks, & Devine, 2009).	21
Figur 19: Ulike bølgefrequenser med tilhørende toppakselerasjon og arms akselerasjon (AL Smith 2009).	22
Figur 20: Tverrsnitt til et 5-lag massivtreelement (Gagnon & Pirvu, 2011).	25
Figur 21: Samvirkedekke med 3-lags massivtre og betong (Jiang & Crocetti, 2019).	26
Figur 22: Samvirkedekke med 5-lags massivtreelement og betong (Jiang & Crocetti, 2019).	27
Figur 23: Prinsippskisse av skjæranalogimetoden (Gagnon & Pirvu, 2011).	28
Figur 24: Mulige bruddformer ved bruk av spor med skruer som skjærforbindelse mellom treverk og betong (Fragiacomo & Yeoh, 2010).	30
Figur 25: Fremstilling av skjærkreftene over et halvt element og skjærkreftene som blir overført i hvert spor.	31
Figur 26: Nedbøyningskomponenter (Standard Norge, 2004b).	32
Figur 27: Grenseverdier for nedbøyning av bjelker (Standard Norge, 2004b).	32
Figur 28: Intervall for grenseverdier mellom a og b som brukes til krav til nedbøyning og krav til responshastighet, (Standard Norge, 2004b).	36
Figur 29: Beregningmetode for verifisering av vibrasjonsegenskaper til tregulv, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).	41

Figur 30: Angir harmonisk del av kraften avhengig av egenfrekvensen, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).	43
Figur 31: Konseptuell fremstilling av half-power bandwidth metoden (Olmos & Roesset, 2010).	48
Figur 32: De fire elementene fra de fire hovedskriptene. Øverst t.v. 7-lags massivtredekke, øverst t.h. 7-lags massivtreelemen med spennkabler, nederst t.v. 5-lags massivtre- betong samvirkeelement, nederst t.h. 5-lags massivtre- betong samvirkeelement med spennkabler. Fargene illustrerer forskyvning i vertikal retning. Rødt angir høyest posisjon og blått angir lavest posisjon.....	50
Figur 33: T.v. SOLID186 element brukt for alle volumer med unntak av spennkablene, t.h LINK180 elementet brukt til spennkablene, (ANSYS, 2019).....	51
Figur 34: Den globale orienteringen til modellene. X-retning langs elementet, Z-retning på tvers av elementet og Y-retning i elementets høyde.	52
Figur 35: Øverst er et tverrsnitt av samvirkeelementet slik det er byggt opp i ANSYS, nederst er et tverrsnitt av massivtreelementet slik det er bygget opp i ANSYS.	53
Figur 36: Oppbygging av volumelementet i 5 steg. Venstre kolonne streg 1-3, høyre kolonne steg 4 og 5.....	53
Figur 37: Plasseringen til spennkablene. Bildet t.v. viser kablens plassering langs det midterste laget med lameller i massivtreet. Figurer t.h. viser plasseringen av kablene i tverrsnittet. Spennkablene er markert i rødt.....	54
Figur 38: Det nederste laget med massivtre i 7-lags elementet sett fra undersiden, med feil implementert.	54
Figur 39: Et lag med massivtre før og etter meshing.	55
Figur 40: Kontaktflaten mellom betong og tre. Øverst, undersiden av betongsjiktet hvor de utstikkende delene er hvor betongen fyller sporene i treverket. Nederst, øverste lag i massivtreet med skjærspor. Blå farge og negative verdier betyr trykk og rød farge og positive verdier betyr strekk. Verdiene er oppgitt i pascal.	56
Figur 41: T.v. overflate-til-overflate kontakt, t.h. punkt-til-overflate kontakt (ANSYS, 2019).....	56
Figur 42: De lysegrønne symbolene representerer nodeparene mellom kabler og element. Avstanden mellom nodeparene er like stor som lengden på tilstøtende element, 12.5 cm.	57
Figur 43: Spennkablene etter påført initialtøyning. Rød farge og positive verdier betyr strekk. Blå farge og negative verdier betyr trykk. Verdiene er oppgitt i pascal.	57
Figur 44: Undersiden av 7-lags massivtreelement med slisser til spennkablene.	58
Figur 45: Bilde av skjærsporene i ett av de to samvirkeelementene.....	60
Figur 46: Bilde av de to 5-lags massivtreelementene. Tv. elementene slik det ble levert fra produsent, th. Elementene etter at spor til kabler er tatt ut.	61
Figur 47: Bilde av de to samvirkeelementene under støp.	61
Figur 48: Tverrsnitt av et spor med skjærskruer.	62
Figur 49: Halve samvirkeelementet vist fra siden.....	62
Figur 50: Skjærskruene som ble brukt i sporene.	62
Figur 51: Illustrasjon av et skjærspor med skruer sett fra oversiden.	63
Figur 52: Bilde av skjærspor med skruer på de to samvirkeelementene.	63
Figur 53: Bildene viser av kapping av armeringsnett tv og plassering av armeringen ved hjelp av støpestoler.	63
Figur 54: Bilde av de to samvirkeelementene med forskaling klare til støp.....	64
Figur 55: Bilde av plankebitene som ble lagt i sporene oppå kablene.	65
Figur 56: Bilde av stålplatene på et av 7-lags elementene etter forspenning.	65
Figur 57: Bilde av den hydrauliske jekken tatt mens den spenner opp en av kablene i 7-lags elementet.....	66
Figur 58: Bilder av opplagerne brukt til alle testene i oppgaven.....	66

Figur 59: Bilde av én 25 kg sekk brukt som last i testene.	67
Figur 60: Bilde av kalibrering av sensor 1 til nedbøyningstest. Metallskivene er målestykkene som ble brukt.	69
Figur 61: Plassering av nedbøyningsutstyr.	70
Figur 62: Rigg med nedbøyningsmålere brukt i alle nedbøyingstester.	70
Figur 63: Plassering av punktlasten på element for testing.	71
Figur 64: Bilde fra test av 7-lags massivtreelement med 1 kN punktlast.	71
Figur 65: Lasttilfelle ved trinn 1 av nedbøyingstest med jevnt fordelt last.	71
Figur 66: Lasttilfelle ved trinn 2 av nedbøyingstest med jevnt fordelt last.	72
Figur 67: Bilde av nedbøyingstest med jevnt fordelt last utført på et samvirkeelement.	72
Figur 68: Impulshammeren brukt i denne oppgaven.	74
Figur 69: Bilde av akselerometere brukt i vibrasjonstester.	74
Figur 70: Plassering av akselerometerne på elementets underside.	75
Figur 71: Bilde av akselerometerne festet på elementets underside.	75
Figur 72: De tre første svingeformene tilhørende de tre første egenfrekvensene. 1 svingeform øverst, 3. svingeform nederstsvingeform nederst.	76
Figur 73: Figur av elementet sett fra oversiden. De røde markeringene er hvor impulsen fra hammeren ble gitt. Th figur av elementet sett fra undersiden, markeringene viser posisjonen til akselerometerne. De mørkeblå viser hvilke av akselerometerene som resultatene er hentet fra.	76
Figur 74: Bilde fra hammertest av et 7-lags element.	76
Figur 75: Illustrasjon av Fourier transformasjonen fra tidsdomenet til frekvensdomenet (DiCola, 2018).	77
Figur 76: Nedbøying fra 1 kN punktlast før og etter forspenning.	80
Figur 77: Nedbøying fra 0,72 kN/m ² jevnt fordelt last før og etter forspenning.	81
Figur 78: Første egenfrekvens for 7-lags element uten forspenning, og de ulike varianter av elementet forspent.	82
Figur 80: Prosent endring i stivhet til de ulike versjonene av forspente massivtreelementer sammenliknet med et ikke forspent massivtreelement.	83
Figur 81: Nedbøying fra flatelast med og uten forspenning A1.	84
Figur 82: Nedbøying fra flatelast med og uten forspenning A2.	85
Figur 83: Nedbøying fra 1 kN punktlast.	86
Figur 84: Nedbøying fra egenvekt med og uten forspenning A1.	87
Figur 85: Nedbøying fra egenvekt med og uten forspenning A2.	87
Figur 86: Nedbøying fra flatelast med opphøyingseffekt fra forspenningen og uten forspenning A2.	88
Figur 87: Nedbøying fra flatelast med og uten forspenning B3.	88
Figur 88: Nedbøying fra flatelast med og uten forspenning B4.	89
Figur 89: Nedbøying på samvirkedekkene fra 1 kN punktlast.	90
Figur 90: Nedbøying fra egenvekt med og uten forspenning B3.	91
Figur 91: Nedbøying fra egenvekt med og uten forspenning B4.	91
Figur 92: Nedbøying fra flatelast med opphøyingseffekt fra forspenning og uten forspenning B4.	92
Figur 93: Zoomet inn bilde av første topp på FFT grafen til A2 med forspenning.	93
Figur 94: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til A1 ble målt.	94
Figur 95 : Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent A1 ble målt.	94
Figur 96: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til A2 ble målt.	95
Figur 97: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent A2 ble målt.	95
Figur 98: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til B3 ble målt.	95
Figur 99: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent B3 ble målt.	95

Figur 100: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til B4 ble målt.	96
Figur 101: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent B4 ble målt.	96
Figur 102: Sammenlikning mellom anslått verdi og verdier fra testresultater for nedbøyning med flatelast.	97
Figur 103: Egenfrekvenser til A1 og A2 før forspenning sammenliknet med egenfrekvenser fra numerisk modell.	99
Figur 104: Egenfrekvenser til A1 og A2 etter forspenning sammenliknet med egenfrekvenser fra numerisk modell.	99
Figur 105: Første egenfrekvens for massivtreelementene og numerisk modell før og etter forspenning.	100
Figur 106: Egenfrekvenser til samvirkeelement sammenliknet med egenfrekvenser i numerisk modell.	101
Figur 107: Egenfrekvenser til forspent samvirkeelement sammenliknet med egenfrekvenser i numerisk modell.	101
Figur 108: Første egenfrekvens for samvirkeelement og numerisk modell før og etter forspenning.	102
Figur 109: Endringen i stivhet som følge av forspenning for massivtreelementene og numerisk modell, alle verdier er oppgitt i kNm^2	103
Figur 110: Endringen i stivhet som følge av forspenning for massivtreelementene og numerisk modell.	104
Figur 111: Sammenlikning av nedbøyning ved dimensjonerende flatelast og EC5 krav A1.	106
Figur 112: Sammenlikning av nedbøyning ved dimensjonerende flatelast og EC5 krav B3.	106
Figur 113: Spenningsfordelingen i betongen på modell B. De lysegrønne og gule feltene i endene viser strekkspenninger. Spenningsverdiene på fargeskalaen er oppgitt i pascal.	111

Tabeller

Tabell 1: Formel og krav til egenfrekvens, (Standard Norge, 2004b).	35
Tabell 2: Formel og krav til stivhet, (Standard Norge, 2004b).	35
Tabell 3: Formler og krav til impulshastighet, (Standard Norge, 2004b).	36
Tabell 4: Formler og krav til egenfrekvens, (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014).	38
Tabell 5: Beregning og krav til stivhet, (Standard Norge, 2004b).	39
Tabell 6: Formel og krav til akselerasjon, (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014).	40
Tabell 7: Verdier for dempningskoeffisient, (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014).	40
Tabell 8: Formler og krav til egenfrekvens, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).	42
Tabell 9: Formler og krav til akselerasjon, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).	42
Tabell 10: Dempingsrate for ulike gulv, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).	43
Tabell 11: Formel og krav til stivhet, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).	43
Tabell 12: Formler for utregning av akselerasjon, (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018).	45
Tabell 13: verdier for dempningskoeffisienten, (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018).	46
Tabell 14: Krav til vibrasjon, (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018).	46
Tabell 15: Kategorier og tilhørende nivåer, (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018).	47
Tabell 16: Materialeegenskaper for trelameller i massivtreelementene.	50
Tabell 17: Materialeegenskaper for betongen i modellene for samvirkeelementene.	51
Tabell 18: Materialeegenskaper til stålplatene til forankring av kabler i første kolonne og materialeegenskaper til spennkablene i andre kolonne.	51
Tabell 19: Dimensjoner for massivtreet i modellene.	52
Tabell 20: Dimensjoner på elementene.	59
Tabell 21: Anslått effektiv bøyestivhet alle verdier er oppgitt i kNm^2 .	78
Tabell 22: Anslått nedbøyning fra egenvekt og punktlast på 1 kN, alle verder er oppgitt i mm.	78
Tabell 23: Anslått verdi for egenfrekvensen, alle verdier er oppgitt i Hz.	78
Tabell 24: Anslått akselerasjon rms og maks akselerasjon med bredde tilsvarende testobjektene ($b=1,74$ m), alle verdier er oppgitt i m/s^2 .	78
Tabell 25: Anslått akselerasjon rms for et simulert dekke med bredde på 13,2 m og effektiv bredde på 4,5 m.	79
Tabell 26: Egenfrekvensen til de to elementvariantene før og etter forspenning. Alle egenfrekvenser er oppgitt i Hz.	80
Tabell 27: Verdier for nedbøyning av de fire modellene i ulike lastsituasjoner. Alle verdier er oppgitt i mm og nedbøyingsverdiene for punktlast og flatelast er relative til nedbøyning fra jevnt fordelt last.	80
Tabell 28: Stivhetene til de fire modellene og forskjellen før og etter forspenning. Stivheter oppgitt i kNm^2 .	81
Tabell 29: Resultatene fra modellering av nye versjoner av 7-lags massivtreelement.	82
Tabell 30: Stivheten til de nye variantene av massivtreelementet. Stivhetene er oppgitt i kNm^2 .	83
Tabell 31: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning A1, alle verder er oppgitt i mm.	84
Tabell 32: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning A2, alle verdier er oppgitt i mm.	85
Tabell 33: Effektiv bøyestivhet før og etter forspenning og økning i stivhet som følge av forspenningen A1 og A2, stivheter er oppgitt i kNm^2 .	85
Tabell 34: Nedbøyning fra 1 kN punktlast A1 og A2, verdier for nedbøyning er oppgitt i mm.	86

Tabell 35: Opphøyning som følge av forspenning av A1 og A2, alle verdier er oppgitt i mm.	86
Tabell 36: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning av A1 og A2, alle verdier er oppgitt i mm.	87
Tabell 37: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning B3, alle verdier er oppgitt i mm.	89
Tabell 38: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning B4, alle verdier er oppgitt i mm.	89
Tabell 39: Effektiv bøyestivhet før og etter forspenning og økning i stivhet som følge av forspenningen B3 og B4, stivheter er oppgitt i kNm^2	89
Tabell 40: Nedbøyning fra 1 kN punktlast B3 og B4, verdier for nedbøyning er oppgitt i mm.	90
Tabell 41: Opphøyning som følge av forspenning av B3 og B4, alle verdier er oppgitt i mm.	90
Tabell 42: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning av B3 og B4, alle verdier er oppgitt i mm.	91
Tabell 43: Egenfrekvenser til de to massivtreelementene før og etter forspenning.	93
Tabell 44: Egenfrekvenser til de to samvirkeelementene før og etter forspenning.	93
Tabell 45: Kalkulert dempningsrate i %.	94
Tabell 46: Største akselerasjon målt på de fire testelementene før og etter forspenning, alle verdier er oppgitt i m/s^2	94
Tabell 47: Sammenlikninger av effektiv bøyestivhet mellom håndberegninger og testresultater, stivheter er oppgitt i kNm^2	97
Tabell 48: Sammenlikninger av nedbøyning fra 1 kN punktlast mellom håndberegninger og testresultater, verdier for nedbøyning er oppgitt i mm.	97
Tabell 49: Maks akselerasjon fra håndberegningene, alle verdier er oppgitt i m/s^2	98
Tabell 50: Maks akselerasjon fra fullskala tester, alle verdier er oppgitt i m/s^2	98
Tabell 51: De første tre egenfrekvensene til de to massivtreelementene og numerisk modell i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.	98
Tabell 52: De første tre egenfrekvensene til de to massivtreelementene etter forspenning og numerisk modell i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.	98
Tabell 53: De første tre egenfrekvensene til de to samvirkedekkene og modell av samvirkedekke i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.	100
Tabell 54: De første tre egenfrekvensene til de to samvirkedekkene etter forspenning og modell av samvirkedekke i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.	100
Tabell 55: Verdier for nedbøyning fra jevnt fordelt last før og etter forspenning for de to massivtreelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøyning under egenvekt.	102
Tabell 56: Endringen i stivhet som følge av forspenning for massivtreelementene og numerisk modell, alle verdier er oppgitt i kNm^2	103
Tabell 57: Sammenlikning av nedbøyning fra 1 kN punktlast på massivtreelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøyning under egenvekt.	103
Tabell 58: Differansen i nedbøyning fra egenvekt før og etter oppspenning for de to massivtreelementene og numerisk modell, alle verdiene er oppgitt i mm.	103
Tabell 59: Verdier for nedbøyning fra jevnt fordelt last før og etter forspenning for de to samvirkeelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøyning under egenvekt.	104
Tabell 60: Endringen i stivhet som følge av forspenning for samvirkeelementene og numerisk modell, alle verdier er oppgitt i kNm^2	104
Tabell 61: Sammenlikning av nedbøyning fra 1 kN punktlast på samvirkeelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøyning under egenvekt.	105
Tabell 62: Differansen i nedbøyning fra egenvekt før og etter oppspenning for de to samvirkeelementene og numerisk modell, alle verdiene er oppgitt i mm.	105

Tabell 63: Sammenlikning av nedbøyning ved dimensjonerende flatelast og EC5 krav A1 og B3, alle verdier er oppgitt i mm..... 106

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Klimaendringene er en av de største truslene mot verden i vår tid og hovedårsaken til problemet er for store utslipp av karbondioksid (CO₂) til atmosfæren (FN sambandet, 2019). Bygninger står for en tredjedel av klimagassutslippene globalt (Hestnes & Eik-Nes, 2017) og utslippskutt i byggesektoren vil derfor kunne utgjøre store forskjeller for klimaet. En kartlegging fra 2007 viste at omtrent 8% av Norges totale klimagassutslipp kunne knyttes til byggrelaterte produkter (Bramslev, 2018, s.14). For å få ned utslippene må det bygges bygninger som både krever lite energitilførsel ved bruk, og som krever lite energi å bygge. For sistnevnte vil bruk av lavutslippsmaterialer spille en sentral rolle.

Tre er et klimavennlig byggemateriale. Ved å erstatte mer CO₂ intensive materialer som stål og betong med tre vil klimagassutslippene kunne reduseres. En metastudie fra 2010 konkluderte med at å velge tre fremfor andre materialer (i norske forhold) gir en gjennomsnittlig besparelse på 1,6 tonn CO₂ per m³ trelast (Sathre & O'Connor, 2010).

Krysslimt tre er et relativt nytt konstruksjonsmateriale som har gjort det enklere å bygge større i tre. Ved å krysslime tre til selvbærende plater økes massen og styrken til materialet i tillegg til å gjøre det mer dimensjonsstabil. Selv om det i dag har blitt bygget flere store bygninger i tre, er det fortsatt mange utfordringer knytte til dette. En av dem, som er grunnlaget for denne oppgaven, er begrensninger i spennvidder på dekker.

Massivtredekkene som produseres i dag spenner maksimalt 7-7,5 meter (Aarstad, Glasø, & Bunkholt, 2008). Ved lange spenn er det vanligvis vibrasjon eller nedbøyning som er dimensjonerende. En metode som er mye brukt for å bedre vibrasjonsegenskapene er å øke massen til dekket. Dette kan gjøres ved å støpe på et lag betong til et såkalt samvirkedekke.

For å øke spennvidden til broer og dekker av betong er forspent stålarmering mye brukt. Forspent stål har også blitt brukt sammen med tre i takstoler og trebroer. I 2012 utførte Sigrist og Lehmann fullskala tester på forspente massivtredekker til bruk i broer hvor nedbøyning var et av fokusområdene (Sigrist & Lehmann, 2012). Resultatene fra forskningen viste at ved å forspenne massivtredekker med eksentrisitet ble nedbøyning redusert. Utover dette er det per dags dato veldig begrenset med forskning på området.

I denne oppgaven blir det undersøkt om forspenning kan påvirke vibrasjons- og nedbøyningsegenskapene til dekker av massivtre slik at spennvidden kan økes. En økning i spennvidden til massivtre vil gjøre materiale mer anvendbart og dermed mer konkurransedyktig. Større og mer spektakulære bygninger i tre vil kunne skape blest og vilje til å bygge mer i tre. Et større forbruk av tre som byggemateriale vil redusere CO₂ utslippet til atmosfæren, og bidra til å bremse klimaendringene.

1.2 Problemstilling og målsetting

1.2.1 Problemstilling

Hovedmål:

- Undersøke om horisontal forspenning kan påvirke nedbøying og vibrasjonsegenskapene til dekker av krysslimt tre (KL-tre) og samvirkedekker av KL-tre og betong ved bruk av numerisk analyse og fullskala tester.

Delmål:

- Nr. 1: Foreta en vurdering av forbedringspotensialet spennarmering gir med tanke på spennvidde.
- Nr. 2: Foreta en vurdering av analytiske metoder i forhold til testresultat.
- Nr. 3: Foreta en vurdering av numerisk analyse i forhold til testresultat.
- Nr. 4: Fra testresultatene se på mulige forbedringer av elementene ved bruk av numerisk modell.
- Nr. 5: Foreta en vurdering av elementenes egenskaper i forhold til krav.

1.2.2 Avgrensninger

- Analysene i denne oppgaven er rettet mot KL-tre og -samvirkedekker til bruk i bygninger som etasjeskillere.
- Det blir ikke sett på langtidspåvirkninger som kryp, tap av spennkraft eller krymping og svelling i trevirke som følge av variasjon i fuktighet.
- Kun bærekonstruksjonen blir vurdert og effekten av overgulv og andre faste, og ikke faste installasjoner blir ikke en del av oppgaven.
- Det forutsettes at dekkene oppfører seg lineært elastisk for analytisk metode og fullskala tester.

2 Innledende teori

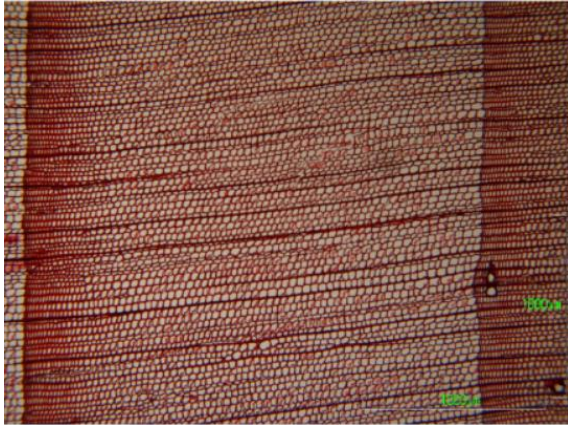
2.1 Treets egenskaper

Tre er et naturlig materiale og egenskapene til treet er designet og optimalisert over millioner av år for å møte kravene skogen stiller. Hovedoppgavene til treet er å føre vann fra røttene til bladene, skape mekanisk støtte og å lagre biokjemikalske stoffer. Dette reflekteres i de fysiske, mekaniske, kjemiske og biologiske egenskapene til treet (Forest Products Laboratory, 2010). Kampen for lys har resultert i at treet strekker seg vertikalt. Høy styrke i treets lengderetning er nødvendig for at stammen skal motstå gravitasjonskrefter, snø og bøyemomenter fra vind (Dahl, 2009).

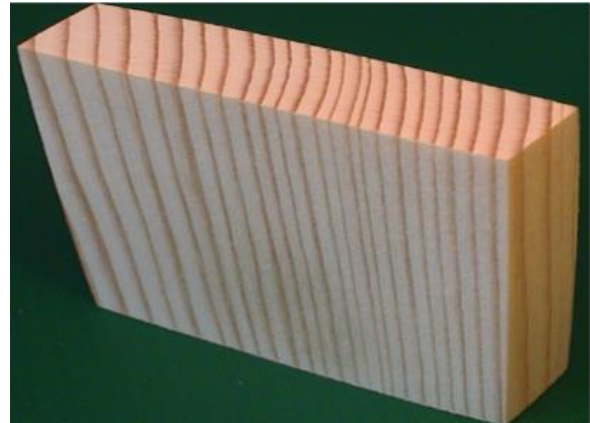
2.1.1 Treets oppbygning og vedanatomi

Alt treverk er hovedsakelig bygd opp av en sammensetning av cellulose, hemicellulose, ligning og små mengder med ekstraktivstoffer. Forenklet kan det sies at cellulosen og hemicellulosen danner bindingsverket i veden og at ligninet er det som binder de sammen. Disse tre prinsipielle kjemiske materialene består i hovedsak av karbon, oksygen og hydrogen (Kucera, 1998). Variasjoner i sammensetningen og mengden av de tre kjemiske materialene, samt ulikheter i cellestrukturen bestemmer om treverket er stift eller fleksibelt, tungt eller lett og hardt eller mykt.

Bartre, som er de vanligste tresortene å bruke i konstruksjonsvirke, er hovedsakelig bygget opp av langstrakte trakeider orientert i lengderetningen til treet og utgjør mellom 90-95% av treets volum. Trakeidene har et relativt rektangulært tverrsnitt og er i prinsippet sammensatt av to komponenter, cellevegger og cellelumen. Tidlig i vekstsesongen dannes tynnveggede trakeider med et stort cellelumen for å tilrettelegge for transport av vann og næringsstoffer fra rota til det vegetative organet i krona. Sent i vekstsesongen vil det dannes trakeider med tykke vegger og mindre cellelumen som avslutning på veksten for å gi mekanisk styrke for å stabilisere den årlige tilveksten (Figur 1). Trakeidene fungerer altså som både vannledere og avstivning og det er forskjellen i trakeidene tidlig og sent i vekstsesongen som danner årringene i veden (Figur 2). Transport av vann og næringsstoffer i tangentiell retning skjer gjennom porer plassert på de radielle veggene til trakeidene, mens transport i radiell retning skjer gjennom margstråler. Dette gjør at det er stor forskjell i hvor fort vann transporteres i de ulike retningene i veden (Kucera, 1998).



Figur 1: Variasjon i trakeidene i gran gjennom vekstsesongen.



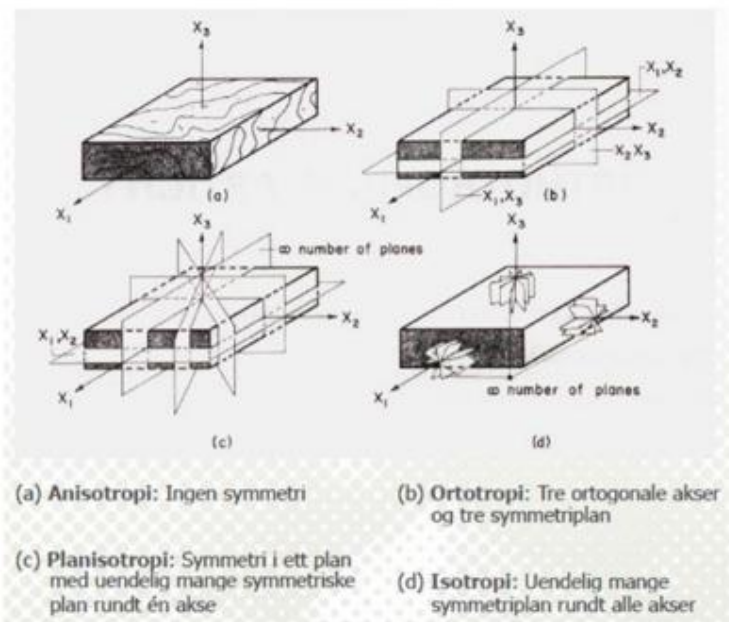
Figur 2: Årringer i gran.

Cellulose, som er hovedkomponenten i celleveggen, er et lineært polymer sammensatt av en varierende mengde repeterende glukosemolekyler bundet sammen på en bestemt og regelmessig måte. På grunn av kovalente bindinger mellom glukosemolekylene er cellulose meget sterk mot strekkbelastning. Cellulose forekommer vanligvis i form av trådlignende elementære fibriller på en veldig strukturert måte. En sammensetning av elementære fibriller danner en mikrofibrill, flere mikrofibriller danner en makrofibrill som videre danner lameller som celleveggene er sammensatt av. I tillegg til cellulose inneholder veden hemicellulose som penetrerer cellulosestrukturen i celleveggen. Hemicellulose er mindre enn cellulose og bygd opp av enkle sukkerarter som danner lineære polysakkarider med korte sideforgreninger (Kucera, 1998). Hemicellulose er med på å binde cellulosen og ligninet sammen (Forest Products Laboratory, 2010) og har stor påvirkning på fysiske og kjemiske egenskaper i trevirket, blant annet i prosesser som tørking, oppfukning og komprimering. Lignin har en kompleks oppbygning av tredimensjonalt kjedeoppdelte og amorfe polymerer, sammensatt av fenypropeneneheter.

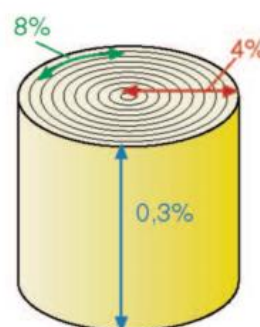
2.1.2 Materialsymmetri

Materialer kan klassifiseres ut fra materialsymmetri. Dette beskriver hvordan materialegenskapene varierer med retningene i materialet og har betydning for hvordan spenninger og deformasjon beregnes. Hvis egenskapene i ett materiale ikke varierer med retningene, kalles det et isotropt materiale. Et eksempel på et slik materiale er betong. Motsetningen til dette er anisotropiske materialer. Anisotropiske materialer har retningsavhengige egenskaper, men ingen symmetri. Materialer som har tre symmetriske plan orientert vinkelrett i forhold til hverandre med varierende egenskaper i de ulike retningene klassifiseres som ortorope materialer (Figur 3). Tre har svært forskjellige materialegenskaper i ulike retninger og regnes derfor som et ortotropisk materiale med ulike egenskaper i lengderetningen (L), radielt (R) og tangentielt (T) sett i forhold til årringene. Grunnet cellenes utstrekning i lengderetningen til treet vil elastisitetsmodulen i

lengderetningen være svært stor i forhold til i radiell og tangentiell retning. Margstrålene fører til at elastisitetsmodulen er større i den radielle retning enn i den tangentielle retning. Dette gir følgende forhold mellom elastisitetsmodulen i de ulike retningene: $E_L \gg E_R > E_T$ (Bodig & Jayne, 1993).



Figur 3 Illustrasjon av ulike materialsymmetrier (Bodig & Jayne, 1993).



Figur 4 Maks. krymping i radiell, tangentiell og lengderetning (Tronstad, 2013).

Det er ikke bare fasthetene og stivhetene i tre som er retningsavhengige, tre vil også krympe og svulle forskjellig i de ulike retningene. Trevirket er et hygroskopisk materiale, det vil si at det vil ta opp og avgi fuktighet fra den omgivende luften avhengig av dens temperatur og relative fuktighet (Aarstad, Glasø, & Bunkholt, 2008). Vann kan både ligge fritt i cellelumen og være bundet i celleveggen. Fritt vann i cellelumen vil ikke ha noen innvirkning på krymping og svelling. I celleveggen derimot blir vannet bundet mellom cellulosestrengene i mikrofibrillene. Det medfører at avstanden mellom fibrillene blir større, som igjen fører til at trevirke sveller ved fuktupptak. Det krymper tilsvarende når fuktigheten reduseres. Ettersom mikrofibrillene i hovedsak er orientert i lengderetningen, vil krymping og svelling være betydelig større i tverrsnittsretningene (Figur 4). Forskjellen mellom krymping i radiell og tangentiell retning kommer av at margstrålene som ligger i radialretningen gir høyere dimensjonsstabilitet mot fuktbevegelser.

2.1.3 Passiv deformasjon – Poisson's tall

Poisson's tall beskriver forholdet mellom aktiv og passiv deformasjon. Aktiv deformasjon er deformasjon i samme retning som spenningene virker, men passiv deformasjon er deformasjon orientert vinkelrett på spenningene. De passive deformasjonene vil alltid være motsatt rettet i forhold til de aktive deformasjonene. Det vil si at når tre utsettes for en trykkspenning langs fibrene vil treet komprimeres i samme retning som kraften virker, samtidig som det vil utvide seg på tvers av fibrene. Kompresjonen langs fibrene

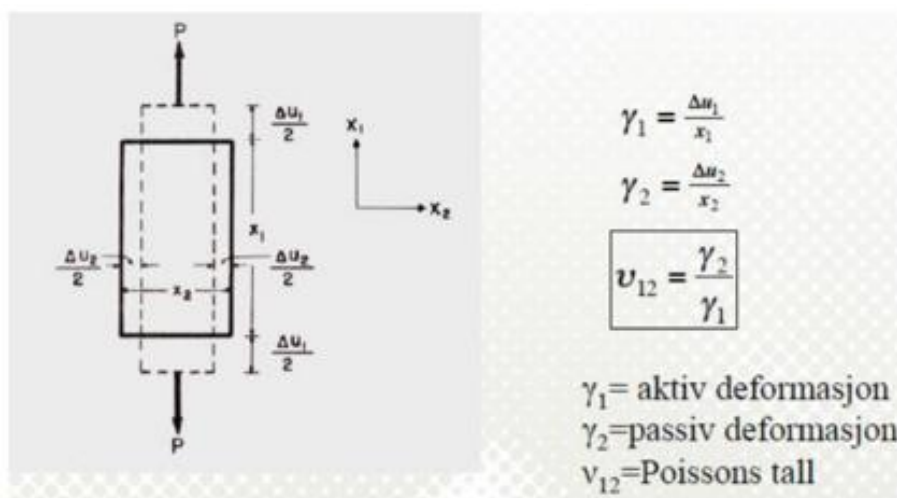
representerer aktiv deformasjon, mens utvidelsen på tvers representerer passive deformasjonen. Forholdet mellom de to deformasjonene vil variere ut fra størrelsen på Poissons tall (Bodig & Jayne, 1993).

$$v_{ij} = \frac{-\gamma_{jj}}{\gamma_{ii}}$$

v_{ij} : Poisson's tall

γ_{ii} : Aktiv deformasjon

γ_{jj} : Passiv deformasjon



Figur 5: Illustrasjon av passiv deformasjon (Bodig & Jayne, 1993).

2.1.4 Elastisk og plastisk deformasjon

Når tre utsettes for en belastning vil det deformeres både elastisk og plastisk. Tre er et viskoelastisk materiale, det vil si at deformasjonen avhenger av hvor lenge det blir utsatt for spenning. Elastisk deformasjon er ikke tidsavhengig og vil oppstå med en gang belastningen blir påført og gå tilbake så fort belastningen fjernes. For tre kan en deformasjon betraktes som fullstendig elastisk dersom den er liten i forhold til trevirkets fasthet, er konstant, relativt kortvarig og trevirket holder konstant fuktighet mens laster er påført. Plastisk deformasjon er permanent og deformasjonen vil dermed ikke gå tilbake når belastningen fjernes. Forsinket elastisk deformasjon er en mellomting mellom elastisk deformasjon og plastisk deformasjon. Denne deformasjonen vil skje gradvis etter at belastningen er påført og avta gradvis når belastningen fjernes, altså vil hele deformasjonen gå tilbake over tid. Tre kan regnes som et lineært elastisk materiale så lenge belastningen er under elastisitetsgrensen. Det vil si at Hook's lov er gjeldene, som sier at det er en lineær sammenheng mellom spenning og relativ deformasjon. Hvilke typer deformasjoner som oppstår i trevirke er altså avhengig av størrelsen på belastning i forhold til fastheten til trevirke, samt varigheten på belastningen (Bodig & Jayne, 1993).

2.2 Massivtre

Begrepet massivtre omhandler flere ulike typer elementer. Det alle massivtreelementer har til felles er at de er bygd opp av lameller som er bundet sammen med lim, skruer, tredybler eller stålstenger. Det som skiller de fra hverandre er oppbygningen av lamellene og hvordan de er bundet sammen. Ut fra dette kan massivtreelementer deles inn i følgende tre hovedkategorier (Treteknisk, 2006a):

- Krysslagte elementer
- Kantstilte elementer
- Hulromselementer

Krysslagte elementer er den vanligste måten å produsere massivtreelementer på, og det er denne typen massivtre som i størst grad blir brukt i massivtrekonstruksjoner i skrivende stund. I denne oppgaven blir det sett nærmere på krysslimte elementer (KL-tre) og all videre referanse av massivtre omhandler denne typen elementer.



Figur 6: Illustrasjon av krysslagte elementer (venstre), kantstilte elementer (midten) og hulromselementer (høyre) (Treteknisk, 2006a).

2.2.1 Krysslimte elementer

Massivtreelementer som er bygget opp lagvis, med varierende retning på lamellene, og bundet sammen med lim kalles krysslimte elementer. Den vanligste varianten krysslimte elementer er bygget opp med annethvert langsgående og tverrgående lag med 90 graders vinkelvariasjon. For gulvelementer er de ytterste lagene i lengderetningen til elementet. Dette gjør at de mest vanlige størrelsene på elementene har 3, 5, 7, eller 9 lag, men i teorien kan de lages med et hvilket som helst antall lag. Hvert lag påføres lim før de blir presset sammen, vanligvis i en hydraulisk presse, og limt fast. Antall lag, tykkelse på de ulike lagene og styrken til lamellene avhenger av elementets bruksområde og funksjon. Her kan både fasthet, stivhet og krav til brannmotstand være dimensjonerende. I andre varianter av krysslimte elementer legges de krysslagte lagene med 45 graders vinkel i forhold til lengderetningen eller to lag legges i lengderetningen ytterst for å øke kapasiteten i denne retningen (Treteknisk, 2006a).

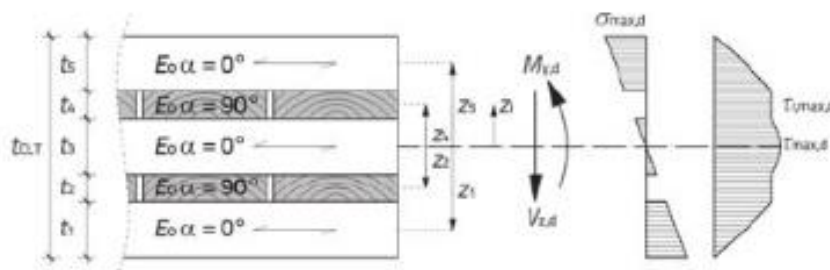
Lamellene i hvert lag kan også limes sammen på kantene, dette kalles kantliming og gjør at elementet blir tettere. I teorien vil kantliming også øke brannmotstanden til elementet. Ved krymping i trevirke vil det oppstå større sprekker i elementet hvis lamellene er kantlimt fordi de ikke har mulighet til å bevege seg noe. Dette gjør at virkningen fra kantliming er minimal (Treteknisk, 2006a).

Det er to hovedtyper lim som brukes i produksjon av massivtre: MUF og PUR. Hovedforskjellen mellom limtypene er at MUF avgir formaldehyd ved liming, som er en giftig gass, og at MUF tåler høyere temperatur enn PUR og har dermed bedre brannmotstand (Treteknisk, 2006a).

2.2.2 Styrke og stivhet

Treverk gode styrke- og stivhetsegenskaper i forhold til vekt, noe som gjenspeiles i massivtreelementer. Fordelene med massivtre i forhold til tradisjonelle trekonstruksjoner er at elementene danner en skive eller plate som kan ta opp krefter både i og vinkelrett på planet. Massivtre kan derfor effektivt ta opp og fordele konsentrerte krefter utover i elementet, samt ta opp store jevnt fordelte laster (Treteknisk, 2006b).

For et krysslimt massivtredekke vil styrken og bøyestivheten til elementet hovedsakelig bestemmes av de ytterste lagene. Dette fordi avstanden til nøytralaksen er desidert størst og dermed også strekk- og trykkspenningene (Figur 7). Ulike fasthetsklasser på lamellene er derfor vanlig for å optimalisere elementene. Ved beregning av styrke og stivhet i massivtreelementer er det derfor nødvendig å ta hensyn til variasjon i elastisitetsmodulene fra ulike fasthetsklasser. Siden det er stor forskjell mellom elastisitetsmodulene til tre i de ulike retningene vil de tverrliggende sjiktene ha svært liten betydning på bøyestivheten og kan derfor sees bort i fra. Dette gir et konservativt estimat ved beregning av styrke og stivhet (Treteknisk, 2006b).

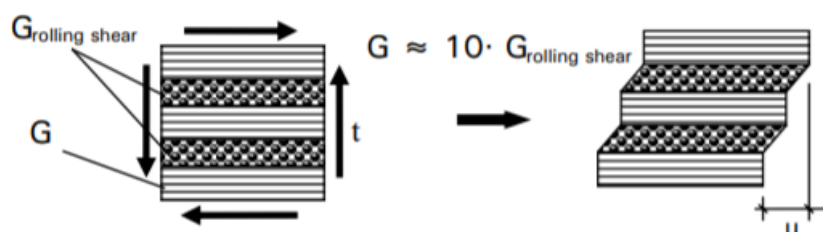


Figur 7: Spenningsfordelen ved last påført vinkelrett på et massivtreelement (Jeleč, Varevac, & Rajčić, 2018).

2.2.3 Skjærpåvirkning

Rulleskjær styrke og stivhet er identifisert som en av de mest sentrale kontrollene ved dimensjonering av massivtreelementer (Gagnon & Pirvu, 2011). Oppbygningen av massivtreelementer og anisotropien til treverk gjør at de tverrgående lagene i elementet blir utsatt for rulleskjær når elementet blir belastet vinkelrett på elementplanet (Figur 8). Den lave rulleskjærstivheten gjør at skjærdeformasjonen til massivtreelementer nesten bare er avhengig av rulleskjærdeformasjon (Mestek, Kreuzinger, & Winter, 2008). Størrelsen på skjærdeformasjonene i massivtreelementer belastet vinkelrett på elementplanet påvirker både spenningsfordeling, den effektive bøyestivheten og den totale deformasjonen. Rulleskjærmodulen er avhengig av mange ulike faktorer som type treslag, densitet, tykkelsen på lamellene, fuktinnhold, orienteringen på årringene, størrelse og geometri på tverrsnittet

(Gagnon & Pirvu, 2011). Det er vist at orienteringen på årringene og geometrien til lamellene er de faktorene som påvirker rulleksjæregenskapene mest (Ehrhart, Brandner, Schickhofer, & Frangi, 2015). Bredden på lamellene i de tverrgående lagene bør være minst 4 ganger tykkelsen for å ha tilstrekkelig kapasitet. Desto bredere lamellene er desto større blir kapasiteten. Ved å kantlime lamellene i de tverrgående lagene økes den effektive bredden på lamellene, som igjen vil redusere skjærdeformasjonene (Tretknisk, 2006b).



Figur 8: Skjærdeformasjon i et massivtreelement. (Mestek 2008).

Rulleskjærmodulen (G_r) kan antas å være omtrent $1/10$ av skjærmodulen parallelt med fiberretningen (G_0), altså vil den normalt ligge mellom $40 - 80 \text{ N/mm}^2$ for gran (Blass & Fellmoser, 2004). I en undersøkelse utført av (Ehrhart, Brandner, Schickhofer, & Frangi, 2015) med mer enn 200 testobjekter ble den gjennomsnittlige rulleskjærmodulen $G_{r,mean}$ for norsk gran funnet til å være 100 N/mm^2 . Dette antyder at rulleskjærmodulen for dimensjonering av massivtre er på den konservative siden.

Betydningen av skjærdeformasjoner er i stor grad avhengig av forholdet mellom spennvidden og tykkelsen på elementet. For et massivtreelement med lite forhold mellom spennvidde og tykkelse vil skjærdeformasjonene være av stor betydning for den totale deformasjonen. Betydningen av skjærdeformasjonene minker med økende forhold mellom spennvidde og tykkelse på elementet (Tretknisk, 2006b). Flere undersøkelser har vist at påvirkningen av skjærdeformasjonen til de tverrgående lagene for fritt opplagte massivtreelementer med jevnt fordelt last er neglisjerbar når forholdet mellom spennvidden og tykkelsen på elementet blir stor. Forskningen til (Mestek, Kreuzinger, & Winter, 2008) foreslår at skjærdeformasjonene kan neglisjeres hvis forholdet mellom lengde og tykkelse på elementet er større enn 20 ($l/t > 20$). Annen forskning (Blass & Fellmoser, 2004) tilsier at forholdet må være større enn 30 ($l/t > 30$) før skjærdeformasjonen kan neglisjeres. Beregningsmetoder for massivtreelementer som gamma-metoden er basert på at skjærdeformasjonen kan neglisjeres under forutsetningene (Blass & Fellmoser, 2004) belyser.

Det er også interessant å merke seg forskningen utført av Mestek (referert i (Ehrhart, Brandner, Schickhofer, & Frangi, 2015, s. 11)) som undersøkte påvirkningen trykk har på forholdet mellom rulleskjær og spenning vinkelrett på fiberretningen. Den viste tendenser til at trykkraft påvirker rulleskjærkapasiteten på en positiv måte. Forspenning introduserer en trykkraft i elementet som, ut fra denne forskningen, kan gi økt rulleskjærkapasitet. Dette

vil ikke bli undersøkt nærmere i denne oppgaven, men kan være en positiv side ved forspenning av massivtredekker.

2.2.4 Dimensjonsstabilitet

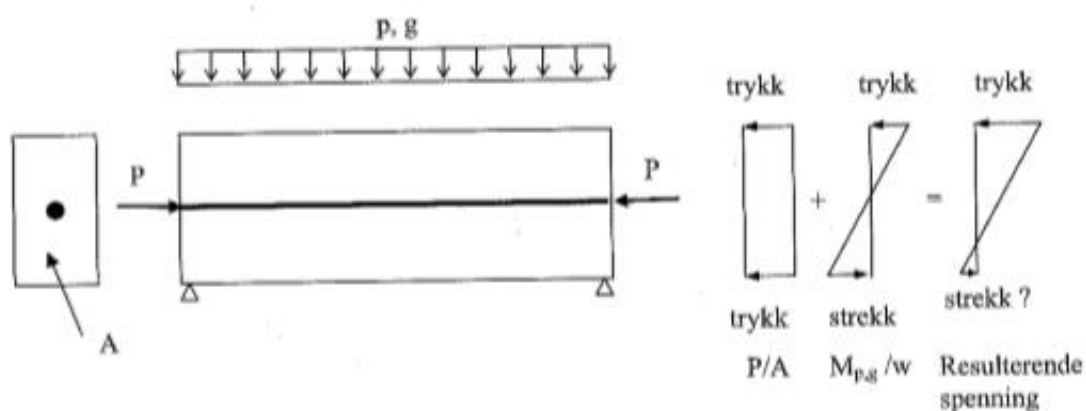
Som beskrevet tidligere er tre et ortotrop materiale som krymper og sveller ulikt i forskjellige retninger. Siden det er vann i celleveggen som fører til endringer i dimensjoner og at trakeidene hovedsakelig ligger i lengderetningen til treet er dimensjonsendringene mye større i tverretningene enn i lengderetningen. For krysslimte massivtreelementer vil de kryssende lagene med lameller motvirke dimensjonsendringen som følge av fuktighet. Dette skjer fordi lagene er limt sammen under høyt trykk slik at dimensjonsendringene i lengderetningen på lamellene holder igjen dimensjonsendringene i tverretningene. Siden krysslimte elementer vanligvis er bygd opp slik at det er flest lag i lengderetningen vil elementet ha noe større dimensjonsendringer i tverretningen enn i lengderetningen. Ut fra dette er det kommet frem til følgende antagelser for dimensjonsendringene i massivtre (Treteknisk, 2006b):

- I elementets lengderetning: 0,010 % pr. % fuktighetsendring.
- I elementets tverretning: 0,025 % pr. % fuktighetsendring.

Lamellene som brukes i produksjon av massivtre er tørket ned til mellom 8 % og 14 % fuktighet før produksjon. Fuktigheten i elementene varierer derfor kun ut fra endringer i den relative fuktigheten til den omliggende luften. Dimensjonsendringene grunnet endringer i fuktighet vil derfor normalt sett være svært små (Treteknisk, 2006b).

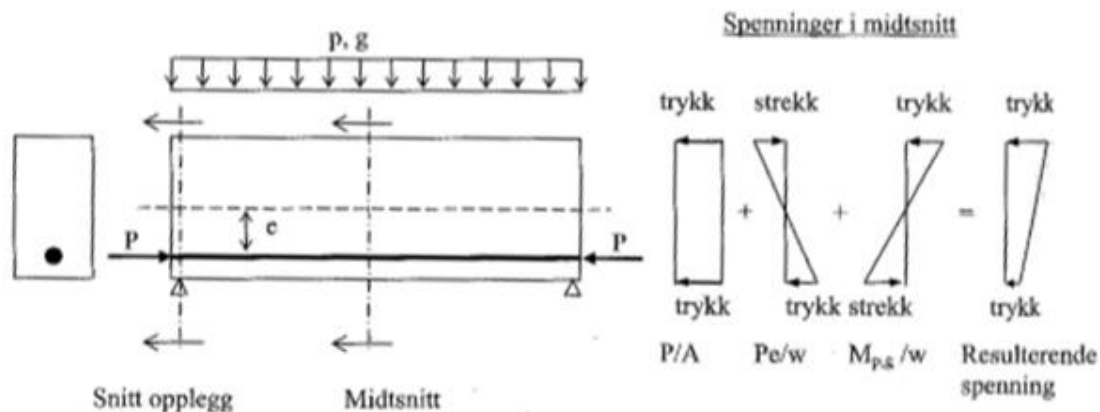
2.3 Forspenning

En forspent konstruksjon er enkelt forklart en konstruksjon påført trykkspenning som til en viss grad motvirker ytre laster på konstruksjonen. Dette oppnås ved å danne hybride konstruksjoner der spennarmering i stål benyttes sammen med tre eller betong. Trykket påføres gjennom at spennarmeringen først blir påført en strekkraft uavhengig av resten av konstruksjonen. Deretter forankres spennarmeringen med endeforankringer eller heft mellom spennarmeringen og treverket eller betongen. Når strekkraften fjernes vil strekkspenningen i spennarmeringen overføres som trykk til resten av konstruksjonen. Trykkspenningen vil motvirke strekkspenningen som oppstår over tverrsnittet fra ytre laster (Figur 9). Det er dermed mulig å få en resulterende spenningsfordeling uten strekk (Sørensen, 2013).



Figur 9: Bjelke med sentrisk spennarmering (Sørensen, 2013).

Fra bjelketeori er det gitt at strekk vil oppstå i underkant av bjelken. Siden ønsket med forspenning som regel er å redusere strekkspenningen vil det være effektivt å plassere spennarmeringen under nøytralaksen til bjelken. Ved å gjøre dette vil det bli dannet et moment på grunn av spennarmeringen i tillegg til trykkspenning den påfører (Figur 10). Momentet vil øke i størrelse desto lenger fra nøytralaksen spennarmeringen blir plassert. Momentet fra spennarmeringen vil motvirke momentet fra den påførte lasten da de er motsatt rettet. Samme reduksjon av strekkspenning i underkant av tverrsnittet er derfor mulig å oppnå med en mindre spennkraft i spennarmeringen i forhold til ved sentrisk forspenning. Ved opplagerne er det ikke nødvendigvis noen spenninger fra ytre laster. Dette gjør at det ved bruk av rettlinjert spennarmering plassert med eksentrisitet vil være mulig å få strekk i overkant av bjelken, noe som ikke er ønskelig (Sørensen, 2013).



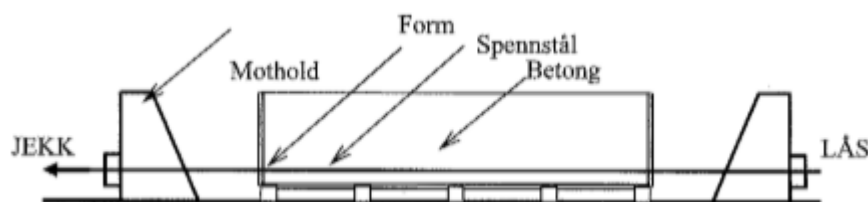
Figur 10: Bjelke med eksentrisk spennarmering (Sørensen, 2013).

Momentdiagrammet til en konstruksjon vil variere ut fra hvilken type opplager som brukes og hvilke laster som virker på konstruksjonen. Ideelt sett bør spennarmeringsprofilen ha samme form som momentdiagrammet forårsaket av de ytre lastene. På denne måten maksimerer man effekten og oppnår en jevn spenning gjennom hele konstruksjonen. Dermed unngås problematikken med strekk i overkant av bjelken ved opplagerne som følge av forspenningen. Momentet fra spennarmeringen er alltid spennkraften ganger avstanden fra nøytralaksen (eksentrisiteten) i en statisk bestemt konstruksjon (Sørensen, 2013).

2.3.1 Før- og etteroppspenning av betong

Det finnes to ulike hovedmåter å forspenne konstruksjoner på, der forskjellen er om spennarmeringen blir spent opp før eller etter betongen er støpt og herdet.

Ved føroppspenning blir spennarmeringen først tilført en strekkraft med en jekk. Når ønsket strekkraft er oppnådd låses spennarmeringen i endene. Deretter blir betongen støpt rundt spennarmeringen, og heft mellom spennarmeringen og betong oppnås ved direkte kontakt (Figur 11). Etter at betongen er herdet tilstrekkelig kappes spennarmringen mellom endeforankringene og elementene. Dermed blir kraften i spennarmeringen overført som trykkrefter til betongen gjennom heften mellom spennarmeringen og betongen og forspenning av betongen oppnås (Sørensen, 2013).



Figur 11: Spennbenk for føroppspenning (Sørensen, 2013).

Ved etteroppspanning spennes armeringen opp etter at konstruksjonen er herdet og bruker konstruksjonen som forankring. Dette skjer ved at det blir lagt inn gjennomgående utsparingskanaler før konstruksjonen støpes. Spennarmeringen ligger da allerede fritt inni utsparingskanalene eller tres gjennom utsparingskanalene etter at betongen er støpt. Etter at betongen har herdet jekkes spennarmeringen opp i den ene enden med mothold i betongen på den andre enden og låses med forankringsplater. Heft mellom spennarmeringen og betongkonstruksjonen kan oppnås ved å fylle utsparingskanalene med injiseringsmørtel, som også beskytter armeringen mot korrosjon. Ved etterspenning må det ikke være heft mellom spennarmeringen og betongkonstruksjonen da kreftene kan overføres gjennom endeforankringene. Utsparingskanalene fylles da med smørefett som forhindrer korrosjon og gjør det enklere å spenne opp konstruksjonen. Uten heft mellom armeringen og betongen er det også mulig å etterspenne eller bytte ut armeringen, men ulempen er at hvis forankringen ryker mister man all kapasitet fra spennarmeringen. Ved etterspenning er det mulig å legge utsparingskanalene slik at spennarmeringen følger momentdiagrammet til konstruksjonen for å tilpasse forspenningen til momentene fra ytre laster (Sørensen, 2013).

2.3.2 Forspenning i trevirke

En av de store motivasjonene, i tillegg til å motvirke nedbøyning og å flytte nøytralaksen, ved forspenning av betong er at spennarmeringen skal ta opp strekkreftene som oppstår. Siden betong antas å ikke ha noe strekkapasitet må det brukes en form for armering for å ta opp strekkrefter i betongdekker.

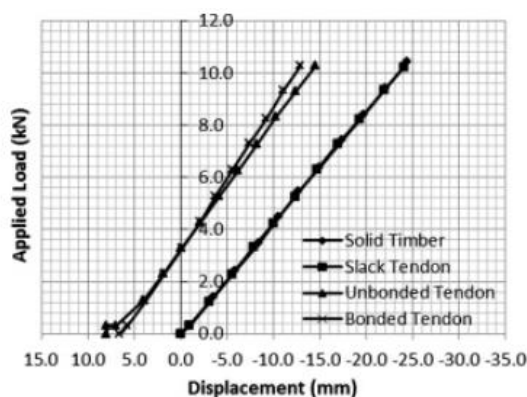
I trevirke uten noen form for forstyrning av fiberretningen vil strekkapasiteten være betraktelig høyere enn trykkapasiteten. Siden det ikke er mulig å produsere store dimensjoner med trevirke uten fiberforstyrrelser, forårsaket av kvister eller andre defekter, vil strekkapasiteten i praksis være lavere enn trykkapasiteten (Estevez-Cimadevila, Otero-Chans, Martin-Gutierrez, & Suarez-Riestra, 2016). Siden treverk har relativt lik strekk- og trykkapasitet er det ikke nødvendig å bruke armering på samme måte som i betong og derfor ikke vanlig praksis. Det er allikevel visse fordeler ved forspenning av strukturelle treelementer. Ved bøyning av treverk vil brudd primært skje som følge av at strekkspenningene overskrider strekkapasiteten til treverket. Forspenningen vil redusere strekkspenningene i treverket både fordi den påfører tverrsnittet trykkspenning som motvirker strekkspenningen og fordi spennarmeringen vil ta opp noe av strekkspenningene. Gjennom forspenningen er det altså mulig å motvirke svakhetene i materialet, noe som gir en betraktelig økning i bøyekapasiteten til elementet (Estevez-Cimadevila, Otero-Chans, Martin-Gutierrez, & Suarez-Riestra, 2016).

At strekkapasiteten til treverket er dimensjonerende ved bøyning uten forspenning fører til at det vil oppstå strekkbrudd i underkant av tverrsnittet (Figur 12). Strekkbrudd er en sprø bruddform som ikke er ønskelig da det gir lite forvarsel på at et brudd er i ferd med å skje og fordi det kan føre til rask kollaps. Ved forspenning av treverket er strekkapasiteten vanligvis

ikke dimensjonerende og det vil typisk oppstå en duktil bruddform, karakterisert ved trykk eller skjær (McConnell, McPolin, & Taylor, 2014). Bruk av forspenning vil også øke stivheten til elementet, noe som fører til redusert nedbøyning ved lik lastsituasjon (McConnell, McPolin, & Taylor, 2014). Selv om økt stivhet er gunstig for å motvirke nedbøyning er virkningen henholdsvis liten i forhold til opphøyningsbidraget fra forspenningen gitt at den er påført med en eksentrisitet.



Figur 12: Typisk strekkbrudd for limtrebjelke uten forspenning.



Figur 13: Last/nedbøynings kurve for forspente limtrebjelker med og uten samvirke mellom spennarmeringen og treverket

Ved forspenning av konstruksjonselementer i tre brukes hovedsakelig etteroppspenning da det å før oppspenne elementene vil være vanskelig å utføre. Etteroppspenningen skjer ved at det blir laget utsparinger i treverket der spennarmeringen kan tres igjennom.

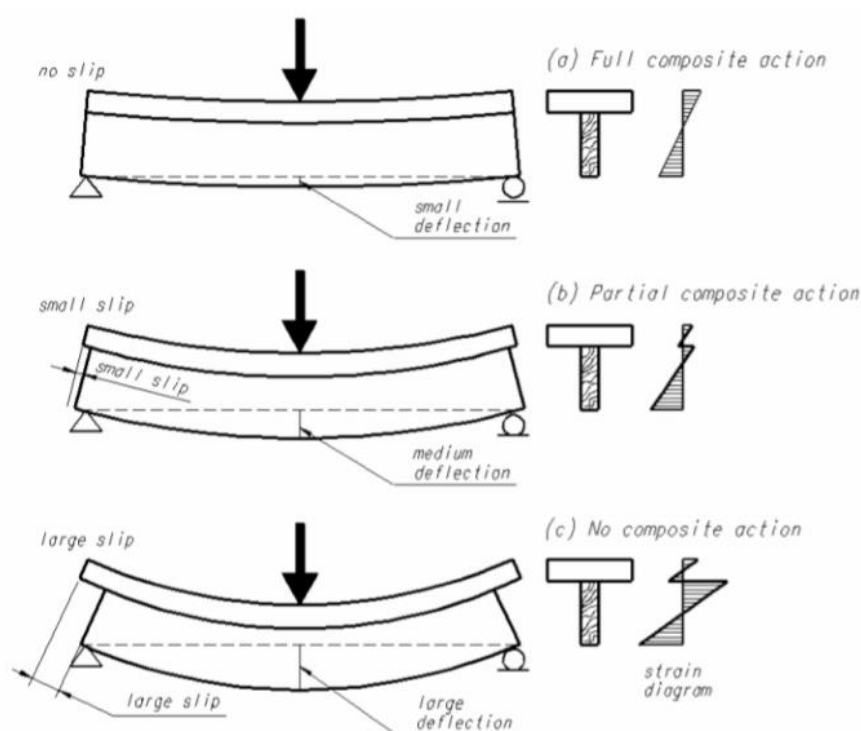
Utsparingene kan dannes ved å bore hull gjennom treverket eller under produksjon av limte treelementer ved å lage et mellomrom mellom lamellene. Hvis det er ønskelig å oppnå samvirke mellom spennarmeringen og treverket kan det brukes spesielle epoxy lim som er produsert spesielt til å være sakte tørkende og romfyllende. Dette gir limet tid til å flyte og muligheten til å fylle mellomrommet mellom treverket og spennarmeringen ved påføring. Limet kan påføres gjennom små hull som borres inn i treverket og med tilstrekkelig samvirke er det ikke nødvendig med endeforankringer (McConnell, McPolin, & Taylor, 2014).

Samvirke mellom treverket og spennarmeringen gir en bedre overførsel av krefter som igjen gir bedre stivhet og bøyekapasitet (McConnell, McPolin, & Taylor, 2014). Den økte stivheten gir også noe mindre nedbøyning, men den er liten i forhold til effekten fra etterspenning med eksentrisitet på spennarmeringen (Figur 13) (McConnell, McPolin, & Taylor, 2014).

Ulempene med å danne samvirke mellom treverket og spennarmeringen er at det ikke gir mulighet for etterspenning av spennarmeringen på et senere tidspunkt, noe som vil være ønskelig siden treverket vil krype. Det vil også være vanskelig å verifisere at det er en god limforbindelse mellom treverket og spennarmeringen gjennom hele elementet. Uten endeforankringer, som typisk ikke brukes når det er heft mellom armeringen og treverket, vil alle kreftene overføres gjennom limet. Hvis limforbindelsen da ikke har tilstrekkelig kapasitet vil all effekt av forspenningen kunne forsvinne.

2.4 Samvirke

Samvirke mellom strukturelle elementer kan beskrives som to eller flere elementer koblet sammen av en forbindelse slik at de virker som ett element med en samlet spenningsfordeling når ytre laster påføres. Graden av samvirke varierer ut fra hvor stiv forbindelsen mellom elementene er og kan deles inn i tre kategorier, der to av kategoriene er ekstremtilfeller (Figur 14). Det ene ekstremtilfellet er når det er en helt stiv forbindelse mellom elementene. I dette tilfellet vil det være perfekt samvirke og elementene vil oppføre seg som ett element uten noen glidning i forbindelsen. Elementene vil dermed ha den samme nøytralaksen og tøyningen/spenningen i overgangen mellom elementene vil være like. Det andre ekstremtilfellet er når det ikke er en forbindelse mellom elementene. I dette tilfellet vil det ikke være noe samvirke mellom elementene og de vil oppføre seg som to eller flere elementer uavhengig av hverandre. Elementene får da egne nøytralakser og tøyningen/spenningen i overgangen mellom elementene vil være ulike. I praksis vil et samvirke mellom to eller flere strukturelle elementer ligge et sted mellom disse ekstremtilfellene. Den siste kategorien er derfor delvis samvirke. I dette tilfellet kan forbindelsen mellom elementene bevege seg noe, det er en viss glidning og elementene vil oppføre seg mer eller mindre som ett element ut fra stivheten til forbindelsen. For å oppnå et stivt og sterkt samvirkeelement er det derfor viktig med en god skjærforbindelse som overfører skjærkreftene effektivt mellom de ulike komponentene (Lukaszewska, 2009).



Figur 14: Fremstilling av de ulike gradene av samvirke (Lukaszewska, 2009).

2.4.1 Samvirke mellom tre og betong

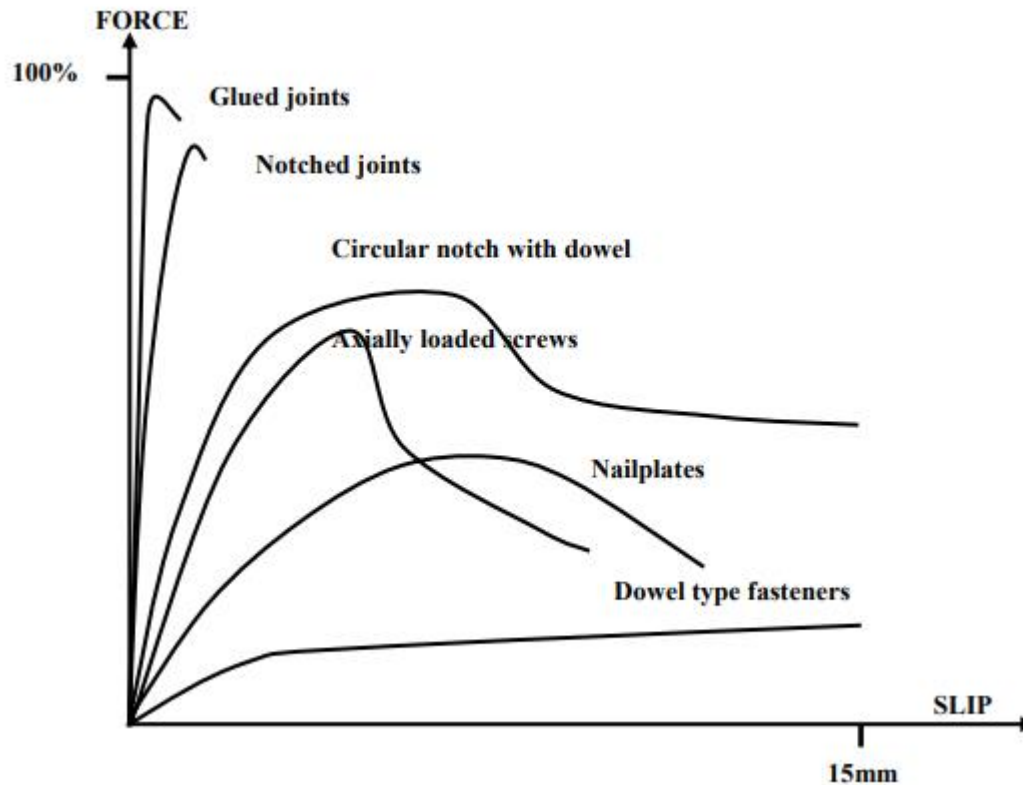
Motivasjonen bak å lage et samvirkeelement mellom ulike materialer er at det skal forbedre egenskapene til elementet i forhold til hvis kun ett av materialene ble brukt alene. Ved samvirke er det mulig å øke strukturelle egenskaper som bøyestivhet og vibrasjon, i tillegg til at det kan gi signifikante forbedringer på bygningsfysiske egenskaper. Ideen bak samvirke mellom tre og betong er at betongen hovedsakelig skal ta opp trykkreftene i elementet, mens tredelen tar opp strekkreftene. Skjærkreftene mellom betongen og treet blir overført gjennom skjærforbindelser mellom komponentene.

Med tanke på massivtredekker vil et slik samvirkedekke ha flere fordeler i forhold til et konvensjonelt massivtredekke og også visse fordeler i forhold til et konvensjonelt betongdekke. Et samvirkedekke vil gi høyere bøyekapasitet og stivhet, noe som gir lavere nedbøyning og vibrasjon i dekke i forhold til et vanlig massivtredekke. Betongen vil også tilføre en tyngde som vil gi bedre lydegenskaper og større brannmotstand. I betongdekker vil det ofte oppstå sprekker i strekksonen av dekket som gjør at fuktighet kan trekke inn. Dette fører til korrosjon av armeringen, noe som ikke vil skje ved et samvirkedekke. Sprekker i betong i strekksonen av elementet tilsier også at betongen ikke har noen strekkapasitet, noe som fører til at betongen under nøytralaksen i et dekke i teorien ikke gir økt styrke og er overflødig. Ved å bytte ut betongen under nøytralaksen med massivtre er det mulig å senke egenvekten og tykkelsen til dekke (Lukaszewska, 2009).

2.4.2 Skjærforbinderen mellom massivtre og betong

For å oppnå samvirke mellom massivtre og betong er det nødvendig å overføre skjærkreftene mellom massivtreet og betongen som oppstår når laster påføres. Det er denne forbindelsen som bestemmer graden av samvirke. Den første metoden utarbeidet for å overføre disse kreftene på var med mekaniske forbindelser der spikere eller skruer festes i massivtreet før de blir festet til betongen når den støpes. Denne typen forbindelser vil overføre skjærkrefter, men de er ikke stive nok til å skape stor grad av samvirke og dermed vil betongen kunne bevege seg i forhold til massivtreet (Thilén, 2017). Det har siden blitt utarbeidet flere og bedre mekaniske forbindelser. Et eksempel på dette er ved å lage spor i lengderetningen til massivtreet for så å plassere og lime fast stålgitter i sporene. Det finnes veldig mange ulike mekaniske forbindelser med ulike konfigurasjoner og varierende grad av samvirke.

Fra tidligere forskning (Deam, Fragiaco, & Buchanan, 2008) er det funnet at de forbindelsene som gir minst bevegelse mellom treverk og betong, og derav best samvirke, oppnås ved enten å lage spor i massivtreet eller ved å påføre lim mellom betongen og massivtreelementet. Denne typen forbindelser er karakterisert ved høy styrke og stivhet (Dias A. M., 2005). De har nesten lineær oppførsel frem til brudd, men sprø bruddformer på grunn av liten deformasjon (Figur 15).



Figur 15: Typisk last-deformasjons oppførsel for forskjellige forbindelser mellom treverk og betong (Dias A. M., 2005).

Fordelen med å bruke lim er at skjærkreftene kan overføres over et stort areal, noe som er gunstig fordi det eliminerer spenningskonsentrasjoner i både treverket og betongen. I tillegg gir det en veldig stiv forbindelse som gir veldig liten bevegelse mellom lagene. Lim kan brukes som forbindelse både når betongen er ferdig herdet før limeprosessen og ved direkte støpning på et massivtreelement med vått lim. Ulempene med å bruke limforbindelser er at det er en mer komplisert prosess med tanke på påføring av limet og eksponeringstiden. Dette gir usikkerhet rundt om kapasiteten til limlinjen er oppnådd. Ved å støpe betong direkte på det våte limet vil det også være mulig at limet og betongen blander seg og kapasiteten på limet reduseres. Dessuten vil en veldig stiv skjærforbindelse også kunne føre til et sprøtt brudd, noe som ikke er ønskelig (Thilén, 2017).

I tillegg til at skjærforbindelsen har tilfredsstillende kapasitet og stivhet, skal den også være pålitelig, enkel og rask å produsere (Jiang & Crocetti, 2019). Grunnet den kompliserte prosessen og usikkerheten rundt lim er det derfor valgt å bruke spor i betongen for å overføre skjærkreftene i de påfølgende forsøkene.

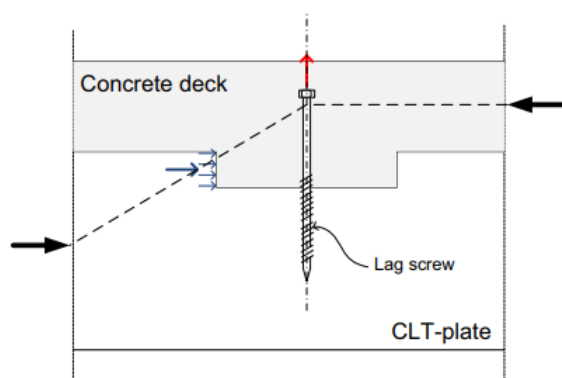
2.4.2.1 Skjærspor

Overføring av skjærkrefter mellom massivtre og betong ved bruk av spor i massivtreet er en av de enkleste og mest effektive måtene å danne samvirke på, både med tanke på stivhet og styrke (Jiang & Crocetti, 2019). Sporene i det øverste laget i massivtreet blir typisk frest ut

ved bruk av en CNC (computer numerical control) maskin. Ved produksjon av massivtreelementer vil elementene typisk bli fraktet til en CNC maskin for fresing av kanter og utskjæringer til vinduer og dører etter liming. Dette er dermed et vanlig steg i produksjonen av massivtreelementer som gir en rask, enkel, presis og økonomisk produksjon av sporene. Fordelen med å overføre skjærkreftene ved bruk av spor er at kreftene blir overført gjennom direkte kontakt mellom massivtreet og betongen. Dette er en pålitelig overføring som er lett å verifisere. Den høye stivheten til denne forbindelsen vil føre til liten glidning mellom de ulike lagene og dermed høy grad av samvirke (Jiang & Crocetti, 2019).

For å hindre at betongen løftes fra massivtreet under store belastninger skrues det skjærskrue i sporene i massivtreet som blir bygd inn og festet i betongen ved støpning. Skruene skal ta opp oppdriftskreftene som oppstår som følge av eksentrisiteten mellom trykkreftene i betongen og massivtreet (Figur 16), og på den måten hindre at lagene deles under belastning. I tillegg til å hindre løft vil skruene kunne overføre skjærkrefter mellom massivtreet og betongen, men på grunn av den lave bøyestivheten til skruene vil bidraget til overføring av skjærkrefter være irrelevant (Jiang & Crocetti, 2019).

Forskjellige utforminger og geometrier har blitt testet for å maksimere effekten av sporene. Testingen har vist at de viktigste faktorene som påvirker forbindelsen er lengden på sporet, dybden på penetrasjonen ned i treverket og bruken av skruer. Det ble funnet at lengden på sporen påvirker styrken og stivheten, mens skruene øker kapasiteten ved å hindre separasjon mellom lagene ved store belastninger (Fragiacomo & Yeoh, 2010).



Figur 16: Fremstilling av spor som skjærforbindelse mellom et massivtreelement og betong. De svarte pilene representerer de aksielle kreftene i komponentene, de blå pilene viser trykkreftene mellom komponentene og den røde pilen viser oppløftskraften som følge av eksentrisiteten mellom komponentene (Jiang & Crocetti, 2019).

2.5 Vibrasjon

Etasjeskillere laget i tre er lette konstruksjoner sammenliknet betongdekker. Når man ser på tredekker med store spennvidder vil derfor krav til vibrasjoner ofte være dimensjonerende og ikke bruddkapasiteten (Homb, 2008). Hvordan vibrasjoner oppleves, og når de kjennes ubehagelig er subjektivt og avhengig av person og situasjon. Krav til vibrasjon er derfor komplisert å bestemme. Man kan likevel si noe generelt om opplevde vibrasjoner.

Vibrasjoner er over akseptabel grense i det utsvingningen blir merkbar, ikke dempes med en gang kombinert med tilstrekkelig lav frekvens (Homb, 2008). Årsaken til uønskede vibrasjoner i en etasjeskiller kan være mange. Typiske kilder til vibrasjoner i bygninger er maskiner, trafikk og mennesker i bevegelse. Av disse er den vanligste og derfor viktigste kilden, når man ser på kommersielle bygninger, vibrasjoner skapt av mennesker. Det er derfor impulser forårsaket av personer i bevegelse som er fokusområdet i denne oppgaven.

2.5.1 Generelt

Vibrasjoner er bevegelse av masse. Systemer med vibrerende masse deles inn i to kategorier; diskrete og kontinuerlige systemer. En etasjeskiller er et kontinuerlig system, mens en bygning utsatt for horisontal last er et diskret system. Et diskret system består av uavhengige masser med fjærer mellom og er lettere å kalkulere enn et kontinuerlig system. En tilnærming for å løse et kontinuerlig system er å gjøre det om til et diskret problem. Måten et kontinuerlig system oppfører seg på avhenger av type impuls, masse og stivheten til systemet. Dette kalles respons og blir beskrevet som forskyvningshastighet og akselerasjon med hensyn på tid og posisjon i systemet. Likningen under beskriver responsen til et kontinuerlig system (Smith, Hicks, & Devine, 2009)

$$m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} = F(x, t)$$

m : *distribuert masse*

w : *forskyvning av bjelke som funksjon av x og t*

t : *tid*

EI : *bøyestivhet til bjelke*

x : *posisjon langs bjelken*

$F(x, t)$: *kraftfunksjon*

2.5.2 Frekvens

Frekvens måles i Hz og er antall sykluser et system gjennomfører per sekund. Det er altså et mål på hvor hurtig et system svinger. Responsen til et system er sterkt knyttet til systemets egenfrekvens. Forholdet mellom frekvensen til påført last og egenfrekvensen til systemet

sier noe om hvilken effekt impulsen vil ha på systemet. Er egenfrekvensen mye lavere enn impulsfrekvensen vil ikke systemet rekke å reagere før impulsen er borte og påvirkningen vil være liten. Er egenfrekvensen mye høyere enn impulsfrekvensen vil heller ikke systemet påvirkes i nevneverdig grad. Systemet vil da oppføre seg på samme måte som om det utsettes for en statisk, og ikke en dynamisk last. Det kritiske område blir derfor når egenfrekvensen ligger nært impulsfrekvensen. I dette området vil det være fare for resonans. Ved resonans treffer impulsen slik at man får størst uttelling i form av respons fra systemet, og konstruksjonen vil kunne oppnå store utsvingninger. For systemer med lav dempningskoeffisient, som gjelder de fleste etasjeskillere, vil man med resonans kunne oppnå 50 ganger forstørret verdi på amplituden (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

2.5.2.1 Egenfrekvenser

I kontinuerlige systemer vil det ikke finnes én egenfrekvens, men en hel serie. Hver av disse egenfrekvensene har en tilhørende svingeform som er bølgeformen til frekvensen ved maks forskyving. Kun deler av massen er involvert i hver enkelt svingeform. Hvor stor del av massen som er involvert bestemmer hvor stor kinetisk energi som er involvert i hver svingeform og sier derfor noe om hvor stort bidrag hver enkelt svingeform har på systemets respons. Andel masse involvert i en enkelt svingeform kalles modal masse. En svingeform med stor modal masse krever mye kinetisk energi for å settes i gang og har dermed liten effekt på systemets respons (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

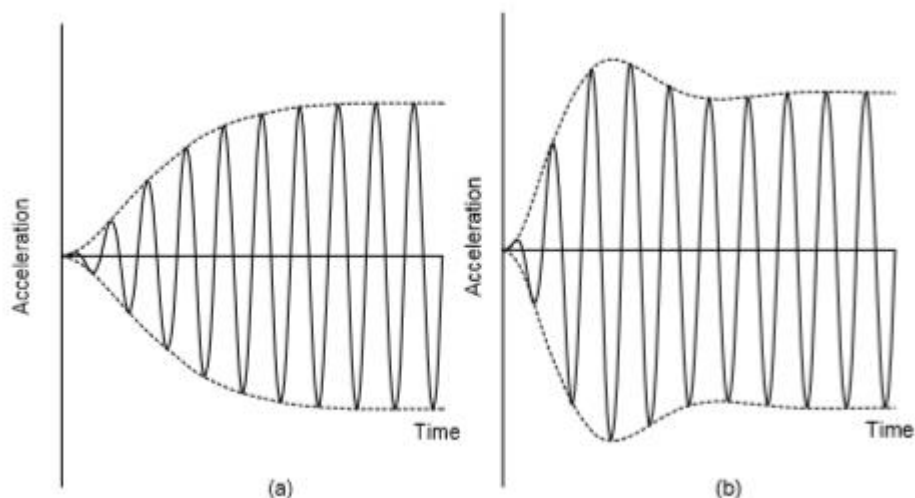
2.5.3 Impuls fra gående personer

For vibrasjoner forårsaket av impulslast fra gående personer vil frekvenser med fare for resonans ligge innenfor området 4 ganger gangfrekvensen. Frekvensen til en impuls fra en gående person ligger mellom 1,5-2,5 Hz, men sannsynlig gangfrekvens ligger i intervallet 1,8-2,2 Hz. (Smith, Hicks, & Devine, 2009) Gulvkonstruksjoner med egenfrekvenser lavere enn 8-10 Hz anses derfor som konstruksjoner hvor det er fare for resonans. Hvilken gangfrekvens innenfor intervallet som brukes bør velges ut fra hvilken bruk det overliggende rommet skal ha. For lukkede områder anses saktere gange som naturlig, og man vil ligge på nederste del av intervallet, mens for åpne rom og korridorer vil raskere gange være sannsynlig (Homb, 2007). I denne oppgaven settes verdien for gangfrekvens i beregninger til 2 Hz.

2.5.4 Transient and steady-state respons

Responset til et system utsatt for eksitasjon deles inn i to deler, transient og steady-state. Den transiente delen er før impulsen har fått etablert seg i systemet og således er steady-state delen etter impulsen har fått etablert seg. Hvilken av de to delene som blir

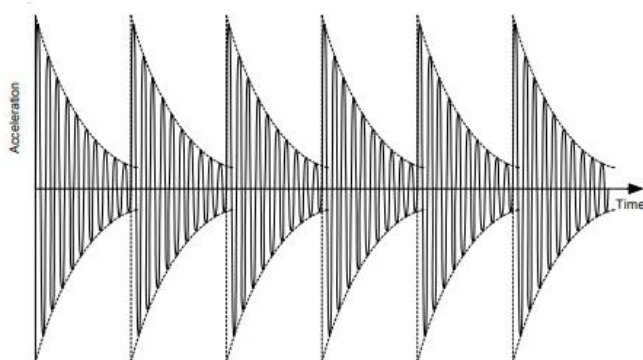
dominerende for responsen avhenger av impuls og egenfrekvens. Dette illustreres av Figur 17.



Figur 17: Transient og steady-state respons. For begge figurene er den første delen transient del og den andre delen (siste 4 svingningene) steady-state del. a) viser et system hvor den transiente delen er mindre enn steady-state. b) viser et system hvor den transiente delen er størst. Steady-state respons er lik for begge systemene (AL Smith 2009).

2.5.5 Lavfrekvente og høyfrekvente gulv

Som nevnt i kapittel 2.5.2.1 responderer et system ulikt ut fra egenfrekvensen. Man deler derfor inn gulvsystem i to grupper, høyfrekvente og lavfrekvente gulv. Høyfrekvente gulv er gulv med egenfrekvens større enn 4 ganger gangfrekvensen (8-10 Hz), og anses derfor som utenfor resonansområdet. Lavfrekvente gulv er gulv med egenfrekvens lavere enn 4 ganger gangfrekvensen og er derfor innenfor området hvor det er fare for resonans. For høyfrekvente gulv vil en impuls fra en person som går dø ut før neste impuls kommer. Den transiente delen av svingningen er den dominerende og man kan derfor se bort fra steady-state respons. Med andre ord vil responsen til systemet ikke oppføre seg som en kontinuerlig svingning, men som en serie impulser, dette kalles impulsrespons (Figur 18). For tradisjonelle lette tregulv, eksempelvis ribbedekker, vil denne responsen være å forvente (Smith, Hicks, & Devine, 2009).



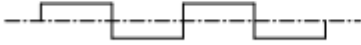


Figur 18: Illustrasjon av impulsrespons (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

Gulvene som skal undersøkes i denne oppgaven vil, når man snakker om tregulv, havne i kategorien tyngre gulv. Tyngre gulv gir lavere egenfrekvens og disse vil derfor defineres som lavfrekvente gulv. For lavfrekvente gulv vil ikke nødvendigvis den transiente delen være den dominerende, og man må derfor ta hensyn til både transient og steady-state respons.

2.5.6 Akselerasjon, a_{rms}

For lavfrekvente gulv er det krav til akselerasjon og stivhet som blir gjeldende. Det finnes mange måter å representere akselerasjonen til et system på. Man kan eksempelvis se på toppverdi, men toppverdien gir ingen indikasjon på hvor stor del av tiden systemet faktisk oppnår denne akselerasjonen. Derfor brukes ofte rms (root mean square) akselerasjon hvor tiden systemet oppnår en akselerasjon blir tatt hensyn til. Figur 19 viser hvordan største akselerasjon er den samme for de tre bølgevariantene, og hvordan a_{rms} varierer. a_{rms} gir derfor en bedre representasjon av den faktiske situasjonen.

Waveform		a_{peak}	a_{rms}
	Sine	1	$1/\sqrt{2}$
	Triangular	1	$1/\sqrt{3}$
	Square	1	1

Figur 19: Ulike bølgefrequenser med tilhørende toppakselerasjon og a_{rms} akselerasjon (AL Smith 2009).

2.5.7 Opplevde vibrasjoner

Opplevelsen av vibrasjoner er en subjektiv følelse som er avhenger av mange faktorer. Dette gjør det vanskelig å sette klare og universale grenser (Homb, 2007). Mennesker vil bl.a. ha ulik oppfatning ut fra hvilken frekvens svingningen har. Samme amplitude, men ulik frekvens, kan i ene tilfelle føles ubehagelig, mens i det andre ikke oppfattes i det hele tatt. Frekvensområdet hvor menneske er mest sensitive er 4-8 Hz (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). Kroppens posisjon og aktivitet vil også spille en rolle. Det kan derfor være hensiktsmessig å sette ulike krav til ulike bygninger (Smith, Hicks, & Devine, 2009). Prosjektering i dag bygger på at man har en last som er kontinuerlig. En person som går på et gulv er i realiteten ikke noe som pågår til enhver tid, og hyppigheten vil variere fra hvilket bygg og rom det er snakk om. Det finnes en tilnærming som tar hensyn til dette gjennom VDV verdier (vibration dose values). VDV verdiene beskriver oppfatningen av kortere og sporadiske impulser. Ved sjeldnere forekomst blir terskelen for akseptabelt nivå lavere. Tradisjonell dimensjonering slik den er i dag tar ikke hensyn til impulslastens hyppighet, noe som gjør den konservativ. Tilnærmingen med VDV verdier er beskrevet i (Smith, Hicks, & Devine, 2009) og bygger på BS 6472 og ISO 10137.

2.5.8 Demping

Hvor fort energi fjernes fra et system som vibrerer fritt kalles demping. Det er altså demping som er årsaken til at vibrasjonen til et system avtar, og til slutt stopper helt. Ifølge (Homb 2007) viser forskning at mennesker tåler større impulshastigheter dersom svingningene dempes raskt. Ut fra dette kan man si at dempingen til et element har mye å si for dens vibrasjonsegenskaper. Demping i et dekke avhenger av to faktorer. Den ene delen handler om hvilket materiale som brukes og hva slags dempingsegenskaper dette materialet har i seg selv. Den andre, og største delen, er knyttet til friksjon mellom delene konstruksjonen er bygget opp av. Samvirke mellom de ulike materialene vil derfor gi størst gevinst med tanke på demping. Utenom konstruksjonen i seg selv vil nyttelast i form av løse masser som f.eks. møbler absorbere energi fra vibrasjonen og øke dempingen ytterligere. Denne type demping vil være situasjonsavhengig og tas derfor ikke med i denne oppgaven.

Å finne dempingen til et system er komplisert. Den kan ikke regnes kvantitativt, men må bestemmes empirisk ut fra erfaring eller finnes fra resultater fra målinger. (Homb, 2007). Homb anbefaler at man gjennomfører testing slik at man kan beregne akselerasjon og demping separat ved hjelp av kjente metoder. Alternative metoder kan være logaritmisk dekrement, båndbredde til resonansfrekvenser i frekvensspekter, eller modal analyse. I dette prosjektet vil metode for båndbredde i frekvensspekter bli brukt for å bestemme dempingen fra målt akselerasjon.

For dekker i tre settes demping vanligvis mellom 1-3 %. I Eurocode 5 er verdien satt til 1 %, men dette er av mange ansett som en konservativ verdi (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). I det midlertidige forslaget til ny Eurokode 5 er det foreslått nye verdier for demping som beskrives i kapittel 3.2.4.

3 Analytiske metoder

3.1 Beregningsmetoder for krysslimte massivtredekker og samvirkedecker

Det er utarbeidet flere beregningsmetoder for å bestemme de mekaniske egenskapene til krysslagte massivtreelementer. De tre mest brukte metodene er metoden for mekanisk sammensatte bjelker (gamma-metoden), skjæranalogimetoden og kompositteorien (Gagnon & Pirvu, 2011). Kompositteorien er kjent fra beregning av kryssfiner og tar hensyn til styrke- og stivhetsegenskapene til hvert enkelt sjikt. Siden kompositteorien ikke blir brukt til beregninger i denne undersøkelsen vil den ikke bli beskrevet i detalj.

3.1.1 Gamma-metoden

Gamma-metoden er beskrevet i "Tillegg B" i Eurokode 5 (Standard Norge, 2004b) og ble i utgangspunktet utviklet for bjelker bundet sammen med mekaniske forbindelser, som I og T bjelker. De mekaniske forbindelsene antas å ha en stivhet K og en jevn fordeling over lengden på bjelken med en avstand s . I henhold til denne metoden er stivhetsegenskapene til bjelker definert ved den effektive bøyestivheten (E_{eff}). Den effektive bøyestivheten er avhengig av de mekaniske egenskapene til hver del av bjelken og stivheten til forbindelsen mellom delene i tverrsnittet, som beskrives med faktoren γ . Denne faktoren avhenger av hvor stor glidning som oppstår i forbindelsen mellom de ulike delene (forholdet s/K). Ingen mekanisk forbindelse er beskrevet med $\gamma = 0$, som betyr at det ikke er noe samvirke. For en helt stiv forbindelse er $\gamma = 1$, det vil si fullt samvirke (Gagnon & Pirvu, 2011).

3.1.1.1 Gamma-metoden for massivtre

Siden krysslimte massivtreelementer ikke har noen mekaniske forbindelser må gamma metoden modifiseres noe for å kunne brukes. Som beskrevet tidligere kan det antas at lagene som ligger i tverretningen til massivtreelementet ikke tar opp noen krefter, dermed tas alle kreftene opp av de langsgående lagene. Et massivtreelement kan altså ses på som flere lag med bjelker (lagene i lengderetningen til elementet) som er bundet sammen med fiktive mekaniske forbindelser (lagene i tverretningen til elementet). Stivheten til de fiktive mekaniske forbindelsene er dermed lik rulleskjærdeformasjonen til de tverrgående lagene. Dette fører til at formelen for glidning mellom de ulike delene i bjelken kan erstattes med glidning som følge av rulleskjær mellom de lastbærende lagene (Gagnon & Pirvu, 2011).

$$\frac{k_i}{s} = \frac{G_R b}{h_i}$$

Hvor:

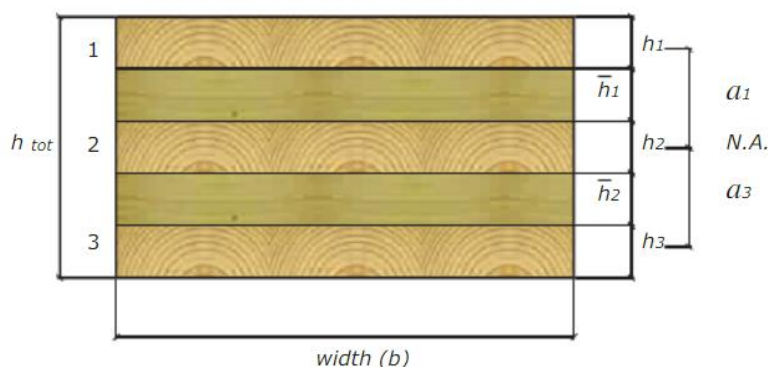
G_R	- skjærmodulen vinkelrett på fiberretningen (rulleskjærmodulen)	[N/m ²]
h_i	- tykkelsen på lamellene i de tverrgående lagene.	[m]
b	- bredden på elementet.	[m]
s	- avstanden mellom de mekaniske forbindelsene.	[m]
k_i	- glidningsmodulen til de mekaniske forbindelsene.	[N/m]

Reduksjonsfaktoren gamma for massivtrelementer bestemmes derfor ved å substituere formelen for glidning i de mekaniske forbindelsene med skjærdeformasjonen i de tverrgående lagene i formelen for gamma i EC5.

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i h_i}{G_R b l^2} \right]^{-1}$$

Hvor:

- γ_i - graden av samvirke / reduksjonsfaktor for fiktive forbindelsesmidler
- h_i - tykkelse på de tverrgående sjiktene [mm]
- l - lengden på elementet [mm]
- b - bredden på elementet [mm]



Figur 20: Tverrsnitt til et 5-lag massivtrelement (Gagnon & Pirvu, 2011).

Med den modifiserte gammafaktoren kan den effektive bøyestivheten (EI_{eff}) bestemmes ut fra formelen i "Tillegg B" i Eurokode 5.

$$EI_{eff} = \sum E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2$$

Hvor:

- EI_{eff} - totale effektive bøyestivheten til elementet [N/mm²]
- E_i - elastisitetsmodulen til sjikt i [N/mm²]
- I_i - arealregghetsmomentet til sjikt i [mm⁴]
- A_i - tverrsnittsarealet til sjikt i [mm⁴]
- a_i - avstanden mellom globalt tyngdepunkt og tyngdepunktet til hvert langsgående sjikt (Figur 20) [mm]

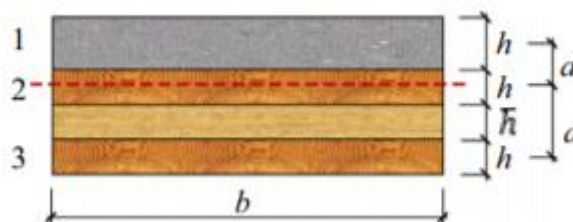
Gammametoden kan brukes til å beregne de mekaniske egenskapene til massivtrelementer hvis følgende kriterier er oppfylt:

- Elementet er fritt opplagt og har et spenn lik lengden på elementet.
- Forholdet mellom lengden og tykkelsen på massivtreelementet er relativt høy ($l/t > 30$). Dette fordi skjærdeformasjon i de langsgående lagene neglisjeres.
- Lasten på elementet virker vertikalt og genererer et momentdiagram med parabelformet fordeling. Det er derimot vist at forskjellen mellom nedbøyning fra en jevnt fordelt last og punktlaster er liten og dermed kan metoden også brukes for andre lasttilfeller (Bajzecerová, 2017).
- Elementet har 5 lag eller mindre, men metoden kan modifiseres så den kan brukes med flere lag (Gagnon & Pirvu, 2011).

3.1.1.2 Gamma-metoden for samvirkedekker av massivtre og betong

For øyeblikket er gamma-metoden den analytiske metoden som er mest allment akseptert for å beregne de mekaniske egenskapene til samvirkedekker av massivtre og betong (Jiang & Crocetti, 2019). For å kunne bruke gamma metoden på samvirkedekker av massivtre og betong er det nødvendig å regne ut to ulike gammafaktorer. Den ene gjelder for forbindelsen mellom de langsgående lagene i massivtreelementet og regnes ut som beskrevet i 3.1.1.1. Den andre for forbindelsen mellom massivtreet og betongen. Ved bruk av mekaniske forbindelser for å overføre skjærkreftene mellom massivtreelementet og betongen må gammafaktoren for forbindelsen regnes ut med hensyn på glidningen som oppstår i de mekaniske forbindelsene. Som en forenkling antas det at skjærforbindelsene er jevnt fordelt over hele elementets lengde. Dermed kan en effektiv fiktiv avstand (S_{eff}) introduseres, som gjør det mulig å bruke gamma metoden på denne typen konstruksjoner (Jiang & Crocetti, 2019).

Samvirkedekker av 3-lags massivtre og betong beregnes uten videre modifikasjoner ved å se på det som et 5-lags element hvor det øverste tverrgående laget er transformert til mekaniske forbindelser (Figur 21) (Jiang & Crocetti, 2019).



Figur 21: Samvirkedekke med 3-lags massivtre og betong (Jiang & Crocetti, 2019).

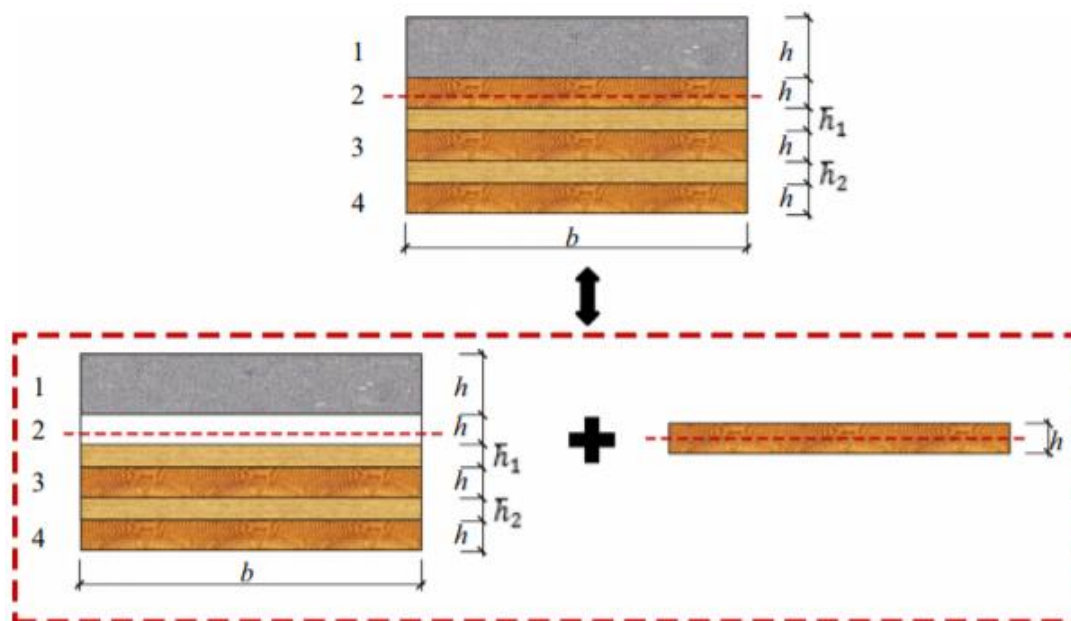
Gammalfaktoren som beskriver samvirke mellom massivtreelementet og betongen, med mekaniske skjærforbindelser kan bestemmes ved følgende uttrykk.

$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_c A_c S_{eff}}{k_s l^2} \right]^{-1}$$

Hvor:

γ_i	- graden av samvirke mellom massivtreelementet og betongen	
E_c	- elastisitetsmodulen til betongen	[N/mm ²]
A_c	- Arealet til betongen	[mm ²]
k_s	- glidningsmodulen til de mekaniske forbindelsene.	[N/m]
l	- lengden på elementet	[mm]
s_{eff}	- effektive avstanden mellom de mekaniske forbindelsene	[mm]

Siden et samvirkedecke med 5-lag massivtre og betong vil overskride begrensningen på antall lag må det brukes en modifisert formel for å finne graden av samvirke mellom massivtreelementet og betongen. For denne typen samvirkedecker vil nøytralaksen være lokalisert i, eller veldig nær, det øverste laget i massivtreelementet. (Jiang & Crocetti, 2019) har foreslått en modifisert metode der den effektive bøyestivheten til samvirkedecke regnes ut som summen av stivhetene til betongen og de fire nederste lagene i massivtreelementet og bøyestivheten til det øverste laget i massivtreelementet (Figur 22). Forbindelsen mellom betongen og det midterste laget i massivtreet består dermed av den mekaniske forbindelsen mellom betongen og massivtreet og rulleskjærdeformasjonen til det tverrgående laget mellom lag 2 og 3 (Jiang & Crocetti, 2019).



Figur 22: Samvirkedecke med 5-lags massivtreelement og betong (Jiang & Crocetti, 2019).

Hvis man ser på de to delene som fjærer i serie, vil den kombinerte stivheten til forbindelsen være:

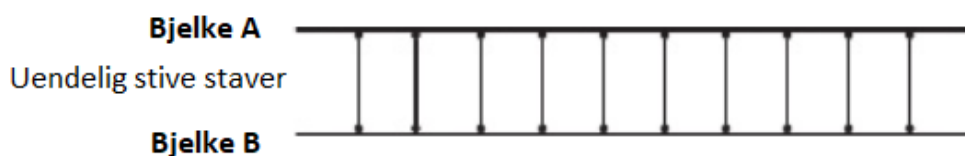
$$\left(\frac{k}{s}\right)_c = \frac{\frac{k_1}{s_{eff}} * \frac{G_R b}{h_1}}{\frac{k_1}{s_{eff}} + \frac{G_R b}{h_1}}$$

I følge (Jiang & Crocetti, 2019) vil den modifiserte stivheten til den mekaniske forbindelsen gi en lavere verdi for samvirke mellom betongen og massivtreet. Dette vil videre føre til at den effektive bøyestivheten til elementet blir lavere. Gammafaktoren mellom lagene i massivtreelementet og den effektive bøyestivheten til delen med massivtre og betong regnes ut på samme måte som beskrevet i 3.1.1.1.

I denne oppgaven brukes den modifiserte gamma-metoden foreslått av (Jiang & Crocetti, 2019) for å beregne den effektive bøyestivheten til samvirkedeckket mellom massivtre og betong. Detaljert fremgangsmåte og utregninger er beskrevet i Vedlegg A.

3.1.2 Skjæranalogimetoden

(Blass & Fellmoser, 2004) hevder at skjæranalogimetoden er den mest presise metoden for å dimensjonere massivtreelementer. Metoden tar hensyn til både elastisitetsmodulen og skjærmodulen til hvert enkelt lag i elementet, noe som gjør at skjærdeformasjonen i de langsgående sjiktene ikke blir neglisjert. Skjæranalogimetoden har i motsetning til gammametoden ingen begrensning på antall lag og kan brukes for nesten alle typer oppbygninger.



Figur 23: Prinsippskisse av skjæranalogimetoden (Gagnon & Pirvu, 2011).

I skjæranalogimetoden er de lagvise egenskapene til massivtreelementet tatt hensyn til ved at elementet deles inn i to virtuelle bjelker, bjelke A og B. Bjelkene antas å være forbundet med uendelig stive staver, som gjør at deformasjonen er lik for begge bjelkene (Figur 23). Bjelke A er stilet summen av bøyestivheten til hvert individuelt lag i massivtreelementet. I denne bjelken er det ikke tatt hensyn til samvirke mellom lagene og skjærstivheten er antatt å være uendelig stor. Ut fra dette kan bøyestivheten til bjelke A beskrives med følgende formel (Gagnon & Pirvu, 2011):

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n E_i I_i = \sum_{i=1}^n E_i b \frac{h_i^3}{12} \quad (GA)_A = \infty$$

Hvor:

$(EI)_A$	- bøyestivhet for bjelke A	[Nmm ²]
$(GA)_A$	- skjærstivhet for bjelke A	[Nmm ²]
E_i	- elastisitetsmodul for sjikt i	[N/mm ²]
I_i	- arealtreghetsmoment til sjikt i	[mm ⁴]
B	- bredden på elementet	[mm]
h_i	- tykkelsen til sjikt i	[mm]

Bjelke B tar for seg bidraget fra "steinerandelen" til sjiktene, altså summen av bøyestivheten som følge av samvirke mellom de ulike lagene. Bjelke B inneholder også skjærstivheten og eventuell fleksibilitet til forbindelsene mellom de ulike lagene. For krysslimte massivtreelementer antas det fullt samvirke mellom lagene, altså at forbindelsene er helt stive. Bøyestivheten til bjelke B beregnes derfor etter følgende formel (Gagnon & Pirvu, 2011):

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

Hvor:

$(EI)_B$	- bøyestivhet for bjelke B	[Nmm ²]
E_i	- elastisitetsmodul for sjikt i	[N/mm ²]
A_i	- tverrsnittsarealet til sjikt i	[mm ²]
z_i	- avstanden fra tyngdepunktet til sjikt i til nøytralaksen til massivtreelementet	[mm]

Siden skjærstivheten kun er tilegnet bjelke B vil den tilsvare den effektive skjærstivheten til hele elementet. Ved å anta fullstendig stive forbindelser mellom lagene i massivtreelementet kan skjærstivheten uttrykkes på følgende måte (Gagnon & Pirvu, 2011):

$$(GA)_b = (GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2G_1 b} \right) + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2G_n b} \right) \right]}$$

Hvor:

$(GA)_A$	- skjærstivhet for bjelke A	[Nmm ²]
a	- total tykkelse på elementet minus tykkelsen på ytterste sjikt	[mm]
h_i	- tykkelsen til sjikt i	[mm]
G_i	- skjærmodulen til sjikt i	[Nmm ²]
b	- bredden på elementet	[mm]

Bidraget fra bjelke A og bjelke B til bøyestivheten summeres for å finne den effektive bøyestivheten til hele elementet (Gagnon & Pirvu, 2011).

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i I_i \frac{h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2$$

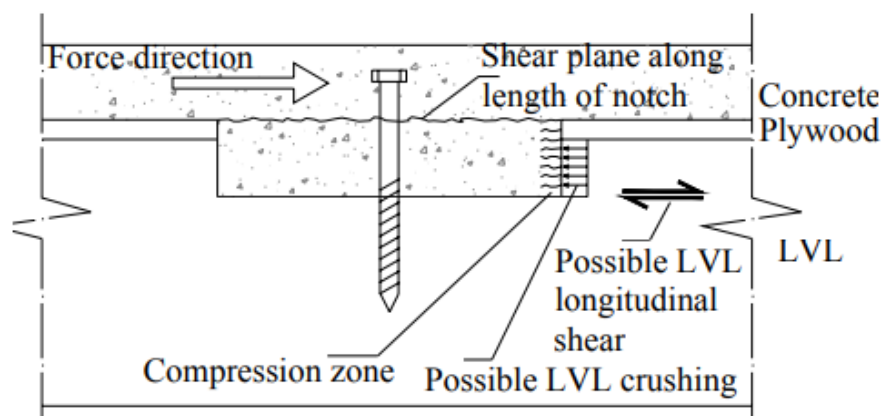
I denne oppgaven brukes skjæranalogimetoden til å beregne den effektive bøyestivheten til massivtreelement. Detaljert fremgangsmåte med utregninger er beskrevet i Vedlegg A.

3.1.3 Beregningsmetode for sporene

For å oppnå en forbindelse med tilfredsstillende kapasitet er det nødvendig å kontrollere alle bruddformene til forbindelsen. Ved bruk av spor som skjærforbindelse mellom massivtre og betong må følgende bruddformer kontrolleres (Figur 24) (Fragiacomo & Yeoh, 2010):

- (1) Skjærbrudd i betongen som ligger i sporet.
- (2) Knusning av betongen som følge av trykket mellom massivtreet og betongen i sporet.
- (3) Langsgående skjærbrudd i øverste lag av massivtreet mellom to spor eller mellom siste spor og den frie enden av elementet.
- (4) Knusning av treverket parallelt på fiberretningen som følge av trykket mellom massivtreet og betongen i sporet.

Siden trykkflaten til betongen og treverket i sporet er like store, og det faktum at trykkapasiteten til betong er betraktelig høyere enn trykkapasiteten til treverk er det ikke nødvendig å kontrollere knusning av betongen.

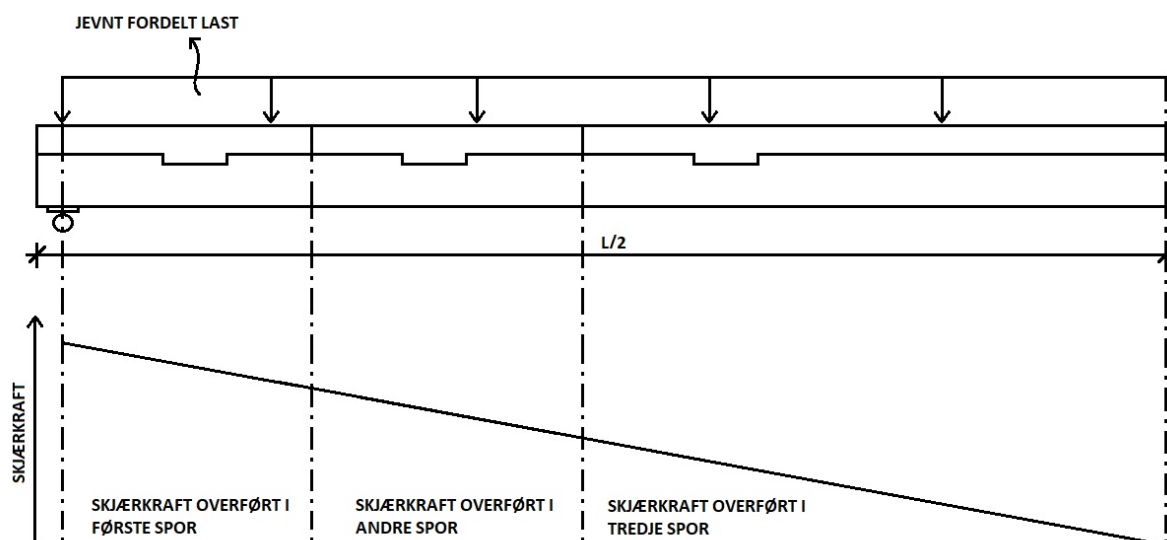


Figur 24: Mulige bruddformer ved bruk av spor med skruer som skjærforbindelse mellom treverk og betong (Fragiacomo & Yeoh, 2010).

For å dimensjonere sporene er det først nødvendig å regne ut skjærkreftene som oppstår i sporene ved bøyning av elementet. De horisontale skjærkreftene som overføres i sporene er avhengig av de vertikale skjærkreftene i bjelken. For et fritt opplagt dekkeelement med jevnt fordelt last vil skjærdiagrammet bli som vist på (Figur 25). Fra figuren er det gitt at skjærkreftene er størst nærmest opplagerne. Hvert spor vil ta opp skjærkreftene innenfor sine respektive lastareal, og det vil derfor være gunstig å plassere sporene nærmere opplagerne, enn midten av elementet. Ved å plassere sporene ut fra skjærdiagrammet vil hvert spor overføre like store krefter og kan dimensjoneres like. (Thilén, 2017).

En måte å bestemme dimensjonene på sporene er å bruke de ulike bruddformene som kan oppstå til å finne de minste tillatte verdiene. Den minste tillatte dybden på sporet kan

bestemmes ved å kontrollere trykkapasiteten til treverket parallelt med fiberretningen. Den minste avstanden fra sporet til enden av elementet, eller minste avstanden mellom to spor, kan bli funnet ved å kontrollere skjærkapasiteten til treverket i planet på bunnen av sporet. Den minste tillatte lengden på sporet kan bli bestemt ved å kontrollere skjærkapasiteten til betongen i snittet i overkant av sporet (Thilén, 2017).



Figur 25: Fremstilling av skjærkreftene over et halvt element og skjærkreftene som blir overført i hvert spor.

3.1.4 Beregningsmetode for nedøyning

3.1.4.1 Last

I denne oppgaven blir det gjort en antakelse om at elementene kun blir utsatt for last fra egenvekt og nyttelast. Dette innebærer at eventuelle semi permanente laster fra gulvoverbygning, lettvegger, kjøkken osv. som vil være tilstede i virkeligheten blir utelatt. Antakelsen blir gjort på grunnlag av at det undersøkes innvendige dekker som ikke blir utsatt for last fra snø eller vind. Følgende lastkombinasjon ble brukt for å beregne den dimensjonerende flatelasten som virker på elementene.

$$q_{d,B} = 1,2 * G_k + 1,5 * Q_k$$

Hvor:

- G_k : Permanente last fra egenvekt
- Q_k : Nyttelast

Nyttelasten er hentet fra Tabell NA.6.2 i Eurokode 1 (Standard Norge, 2002). I denne oppgaven er det valgt å bruke nyttelast for kontorarealer, som definert i Tabell NA.6.1 i Eurokode 1. Utregning av den dimensjonerende flatelasten er vist i Vedlegg A.

3.1.4.2 Nedbøyning

Nedbøyningen fra den dimensjonerende flatelasten ble funnet ved å bruke formelen for nedbøyning til en fritt opplagt bjelke utsatt for en linjelast. Stivheten som ble brukt ble funnet fra testforsøkene.

$$v = \frac{5 * q * l^4}{384 * EI}$$

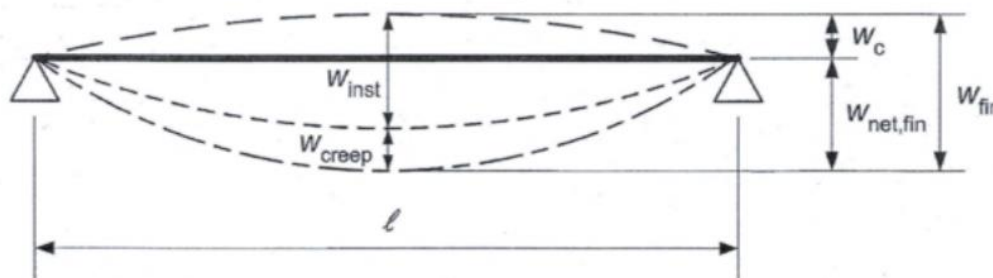
Hvor:

v	- Maksimal nedbøyning på midten av elementet	[mm]
q	- Linjelast	[N/mm]
EI	- Effektiv bøyestivhet	[Nmm ²]
l	- Lengden til elementet	[mm]

3.1.4.2 Krav

I Eurokode 5 (Standard Norge, 2004b), som tar for seg prosjektering av trekonstruksjoner blir krav til nedbøyning tatt for seg i kapittel 7.2. Nedbøyning er et resultat av flere påvirkninger (Figur 26), der de ulike symbolene er definert som følger:

- W_c : er overhøyden (opphøyning som er gir et gunstig bidrag)
- W_{inst} : er umiddelbar nedbøyning
- W_{creep} : er nedbøyning som følge av kryp
- W_{fin} : er den endelige nedbøyningen
- $W_{net,fin}$: er netto endelig nedbøyning



Figur 26: Nedbøyingskomponenter (Standard Norge, 2004b).

Det er gitt krav til både umiddelbar nedbøyning og endelig nedbøyning ut fra lengden på elementet (Figur 27).

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	ℓ/300 til ℓ/150	ℓ/250 til ℓ/350	ℓ/150 til ℓ/300
Utkragede bjelker	ℓ/150 til ℓ/250	ℓ/125 til ℓ/175	ℓ/75 til ℓ/150

Figur 27: Grenseverdier for nedbøyning av bjelker (Standard Norge, 2004b).

Kravet til umiddelbar nedbøyning for en bjelke på to opplegg ble brukt i denne oppgaven siden det ikke tas hensyn til kryp. I motsetning til definisjonen i EC5 blir det tatt hensyn til overhøyden, opphøyningen fra forspenningen, i beregningene. Dette leder til følgende nedbøyningskrav:

$$w_{inst,fin} = \frac{l}{300}$$

Hvor: $w_{inst,fin} = w_{inst} - w_c$

3.2 Beregningsmetoder, vibrasjon

Dagens regelverk for beregning av vibrasjoner i tredekker ble utviklet på 1980 tallet og bygger på studier gjort på små en-familjære boligbygg i Sverige. Siden den gang har kunnskapen rundt tre som konstruksjonsmateriale blitt mye større, og nye trebaserte produkter for bærende konstruksjoner har blitt utviklet. Dette har gjort at bruken er utvidet og Eurokode 5 møter ikke lengre dagens behov. Det er derfor i dag pågående arbeid for å utvikle et nytt regelverk for dimensjonering av trekonstruksjoner (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). Vibrasjoner er som adressert i kapittel 2.5 ofte dimensjonerende for tredekker med lange spenn. Nytt kapittel 9.3 i Eurokode 5, omhandlende vibrasjoner, forventes å ferdigstilles i år 2020. Siden regelverket som gjelder i dag er ufullstendig og også utdatert er det i denne oppgaven valgt å se på flere metoder og kriterier for dimensjonering. Følgende metoder er brukt i denne oppgaven:

- Eurokode 5 med østerriksk tillegg.
- Alternativ metode utarbeidet av Hamm, Richter og Winter.
- Foreløpig forslag til nytt kapittel 9.3 i Eurokode 5.

Regelverket som gjelder i Norge i skrivende stund er Eurokode 5 med norsk tillegg. Her står det at for dekker med egenfrekvens under 8 Hz bør det foretas en spesiell undersøkelse. Hvilke(n) type undersøkelse er ikke spesifisert (Standard Norge, 2004b). Dekkene som analyseres i denne oppgaven forventes å ha egenfrekvens lavere enn 8 Hz. Det er derfor valgt å bruke østerriksk tillegg i analysens, ikke det norske. Som et alternativ til Eurokoden er det også sett på verifiseringsmetode utarbeidet av Hamm, Richter og Winter (Hamm, Richter, & Winter, 2010). Grunnen til dette er at det er en metode som blir brukt av prosjekterende selskap i dag. Forslaget til nytt kapittel i Eurokode 5 har blitt brukt fordi det kan gi en pekepinn på hvordan prosjektering av tredekker vil se ut i fremtiden.

3.2.1 Eurokode 5

Eurokode 5 bygger på forskning utført av Ohlsson (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). Ohlsson kontrollerte bruksgrensetilstanden til et dekke ved å se på egenfrekvens, maksimal nedbøying under punktlast og maksimal impulshastighet. Eurokode 5 har adoptert disse kontrollene og det er disse som er gjeldende per i dag. (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). (Standard Norge, 2004b) er brukt som kilde i hele dette delkapittelet.

Eurokoden setter kun krav til gulv i boliger og her brukes tre kriterier for verifisering av vibrasjonsegenskaper (EC5 7.3.3):

1. Krav til egenfrekvens
2. Krav til nedbøying under en punktlast på 1 kN
3. Krav til hastighet etter en impuls på 1 Ns

3.2.1.1 Egenfrekvens

Verifisering av egenfrekvens gjøres etter Tabell 1.

Tabell 1: Formel og krav til egenfrekvens, (Standard Norge, 2004b).

	Formler	Krav
Egenfrekvens	$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_L}{m}} > f_{lim}$	$f_{lim} = 8 \text{ Hz}$

Hvor:

m : massen per enhet areal, kun permanente laster [kg/m^2]

l : spennvidde [m]

EI_L : langsgående bøyestivhet [Nm^2/m]

3.2.1.2 Stivhet

Dersom minstekrav for egenfrekvens på 8 Hz er ivarett kontrolleres krav til nedbøying.

Nedbøying beregnes etter formel i Tabell 2 og kravet settes fra Figur 28. Hvordan finne verdi for w er ikke foreslått i eurokoden.

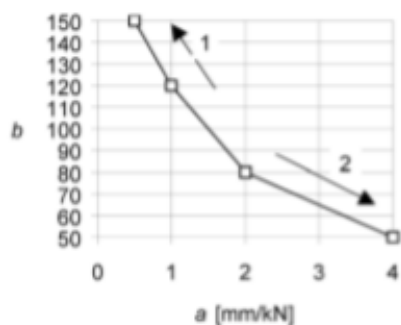
Tabell 2: Formel og krav til stivhet, (Standard Norge, 2004b).

	Formler	Krav
Nedbøying under punktlast på 1 kN	$\frac{w}{F} \leq a \text{ mm/kN}$	$a : \text{settes etter Figur 28}$

Hvor:

w : største vertikale øyeblikksnedbøyningen under en punktlast.

a : krav til nedbøyning



Key:
 1 Better performance
 2 Poorer performance

Figur 28: Intervall for grenseverdier mellom a og b som brukes til krav til nedbøyning og krav til responshastighet, (Standard Norge, 2004b).

3.2.1.3 Hastighetsrespons

Utover undersøkelser knyttet til egenfrekvens og nedbøyning står det i eurokoden at det skal gjøres kontroller på hastighetsresponsen for alle dekker med egenfrekvens under 40 Hz. Dvs. største verdi for vibrasjonshastighet forårsaket av en impuls på 1 Ns påført i det punktet på gulvet som gir maks respons til gulvet. Hastighetsresponsen til et gulv verifiseres etter Tabell 3.

Tabell 3: Formler og krav til impulshastighet, (Standard Norge, 2004b).

	Formler	Krav
Impulshastighet fra enhetsimpuls (1 Ns)	$v = \frac{4(0.4 + 0.6n_{40})}{mBL + 200} \leq v_{lim}$ $n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{B}{l} \right)^4 \frac{EI_L}{EI_b} \right\}^{0.25}$	$v_{lim} = b^{(f_1 \xi - 1)} \text{ m/Ns}^2$

Hvor:

v : *Hastighetsresponsen ved en enhetsimpuls [m/s]*

n_{40} : *antall førsteordensmodi med egenfrekvenser opptil 40 Hz*

ξ : *Relativ dempning, settes til 0,01 med mindre man kan påvise andre mer korrekte verdier*

l : *spennvidde [m]*

B : *bredde gulv [m]*

m : *er massen per enhet areal, tar kun hensyn til permanente laster (egenlast) [kg/m²]*

EI_L : *langsgående bøyestivhet til gulvet [Nm²/m]*

EI_b : *effektiv stivhet i bredderetning [Nm²/m]*

f_1 : *egenfrekvens gulv [Hz]*

b : *verdi hentet fra Figur 28 som avhenger av krav til nedbøying a*

3.2.2 Nasjonalt tillegg Østerrike

I østeriket har man kommet lengre enn i de fleste andre europeiske land når det gjelder verifisering av tredekker. Utkast til ny EC5 har mye til felles med det østerrikske nasjonale tillegget (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018). Her deles gulvkonstruksjonen inn etter tre bruksklasser. Bruksklasse 1 gjelder for kontorlokaler, gulv mellom ulike enheter i leilighetsbygg og korte korridorer. Bruksklasse 2 gjelder for gulv i boligbygg innenfor samme enhet. Bruksklasse 3 gjelder for gulv i rom uten varig opphold. Det østerrikske tillegget har ingen foreslåtte verdier til krav for bruksklasse 3 og de er derfor ikke tatt med i tabellene. (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014) er brukt som kilde i hele dette delkapittelet.

3.2.2.1 Egenfrekvens

Egenfrekvensen beregnes etter én av to formler avhengig av om man tar hensyn til sidestivhet eller ikke. For gulv understøttet på to sider regner man ikke med sidestivhet og beregning utføres etter første rad i Tabell 4. For gulv understøttet på fire sider kan man også regne med sidestivhet og egenfrekvensen beregnes etter andre rad i Tabell 4.

Tabell 4: Formler og krav til egenfrekvens, (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014).

	Formler	Krav
Egenfrekvens	$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_L}{m}} > f_{lim}$ $f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_L}{m}} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{B}\right)^4 \frac{EI_B}{EI_L}} \geq f_{lim}$	$f_{lim} = 8 \text{ Hz} - \text{klasse 1}$ $f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{klasse 2}$

Hvor:

l : spennvidde [m]

B : bredde gulv [m]

m : masse gulv [kg/m^2]

EI_l : effektiv stivhet i lengderetning [Nm^2/m]

EI_b : effektiv stivhet i bredderetning [Nm^2/m]

For andre opplagerbetingelser enn fritt opplagt kan man multiplisere egenfrekvensen med en faktor K_{e1} som for fast-fast lager vil gi størst utbytte med en verdi på 2,268. I denne oppgaven er det gjort undersøkelser på et fritt opplagte gulvelement og denne faktoren settes derfor til 1.

For dekker som spenner over flere lengder kan man multiplisere egenfrekvensen med en faktor K_{e2} . Faktoren velges fra en tabell og baserer seg på forholdet mellom den minste lengden på den største lenden av spennet. I denne oppgaven undersøkes et dekke som spenner over ett felt og denne faktoren blir ikke relevant.

3.2.2.2 Stivhet

I tillegg til krav til egenfrekvens må krav til stivhet ivaretas ved kontroll av nedbøying under 1 kN punktlast. Beregninger av nedbøying og krav gjøres etter Tabell 5.

Tabell 5: Beregning og krav til stivhet, (Standard Norge, 2004b).

	Formler	Krav
Nedbøying under 1 kN punktlast	$w_{stat} = \frac{Fl^3}{48EI_L b_f} \leq a$ $b_f = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{1.1} \sqrt[4]{\frac{EI_B}{EI_L}} \\ b \end{array} \right.$	$a = 0.25 \frac{mm}{kN} - \text{klasse 1}$ $a = 0.5 \frac{mm}{kN} - \text{klasse 2}$

Hvor:

w_{stat} : største vertikale nedbøying fra en punktlast på 1 kN plassert på mest ugunstig punkt

F : 1000 N

b_f : samarbeidende bredde [m]

l : lengde [m]

b : bredde [m]

EI_l : effektiv stivhet i lengderetning [Nm^2/m]

EI_b : effektiv stivhet i bredderetning [Nm^2/m]

3.2.2.3 Akselerasjon

Dersom egenfrekvensen ligger i intervall 4,5- 8 Hz, som antas å være tilfellet for samtlige dekker analysert i denne oppgaven, blir krav til akselerasjon gjeldende for konstruksjonen. Beregning og krav til akselerasjon gjøres etter Tabell 6.

Tabell 6: Formel og krav til akselerasjon, (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014).

	Formler	Krav
Akselerasjon	$a_{rms} = \frac{0.4\alpha F_0}{2\xi M^*}$ $M^* = m \frac{l}{2} b_f$	$a_{rms} = 0.05 \text{ m/s}^2$ – klasse 1 $a_{rms} = 0.10 \text{ m/s}^2$ – klasse 2

Hvor:

a_{rms} = root mean square verdi av vibrasjonsakselerasjon

α : Fourier – koeffisient som en funksjon av første egenfrekvens

F_0 : vekt av en person som går (som regel 700 N)

ξ : modal demping satt etter verdier i Tabell 7

M^* : modal masse [kg]

b_f : samarbeidende bredde [m]

m : masse [kg]

l : spennvidde [m]

Tabell 7: Verdier for dempningskoeffisient, (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014).

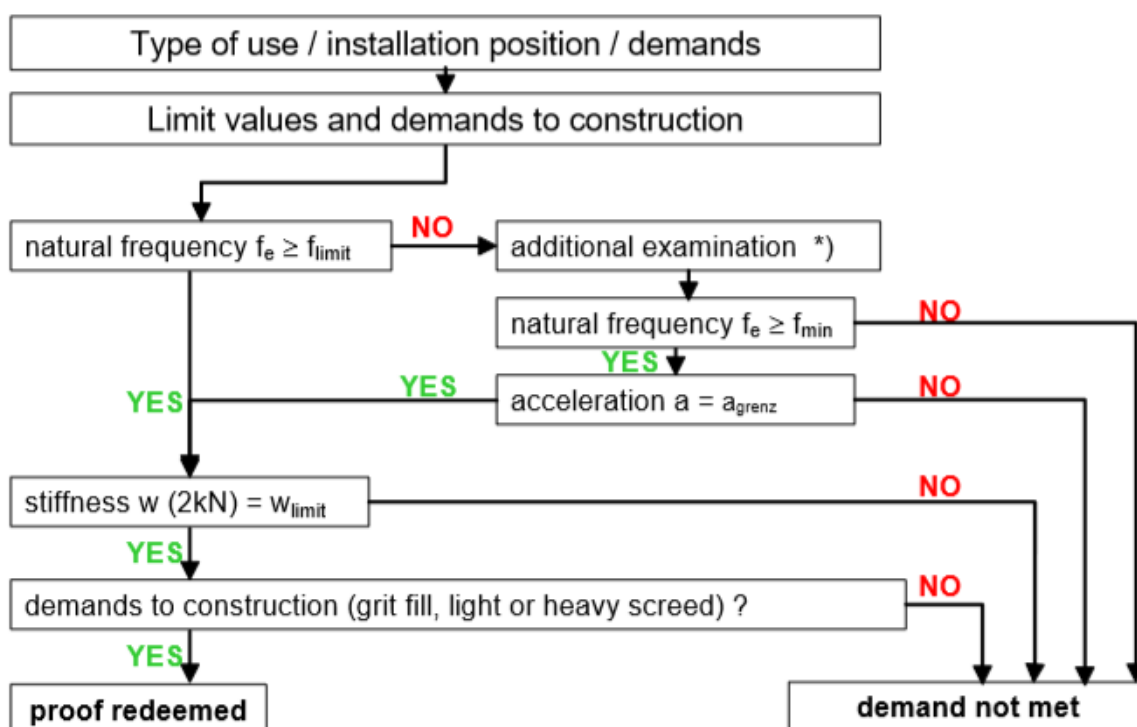
Art der Deckenkonstruktion	Modaler Dämpfungsgrad ζ
Deckenkonstruktionen ohne bzw. mit leichtem Fußbodenaufbau	0,01
Deckenkonstruktionen mit schwimmendem Estrich	0,02
Brettsperrholzdecken ohne bzw. mit leichtem Fußbodenaufbau	0,025
Holzbalkendecken und mechanisch verbundene Brettstapeldecken mit schwimmendem Estrich	0,03
Brettsperrholzdecken mit schwimmendem Estrich und schwerem Fußbodenaufbau	0,04

Dersom egenfrekvensen er høyere enn 8 Hz gjelder ikke krav til akselerasjon, men krav til impulshastighet. Siden det antas at ingen av dekkene analysert i denne oppgaven har egenfrekvens over 8 Hz anses dette kriteriet som ikke relevant for oppgaven. Alle

konstruksjoner med egenfrekvens under den absolutte grense på 4,5 Hz vil anses av det Østerrikske tillegget som ikke tilfredsstillende for bruksklasse 1 og 2.

3.2.3 Hamm, Richter og Winter

Siden det er knyttet usikkerhet til hvor god nåværende metode i EC5 er for dimensjonering av massivtre, har det i denne oppgaven også blitt gjort beregninger fra en alternativ metode. Den alternative metoden som brukes er utarbeidet av Hamm, Richter og Winter og er en beregningsmetode basert på vibrasjonsmålinger. Vibrasjonsmålingene ble utført både på ferdige bygg og på elementer i laboratorie. Til sammen ble ca 50 bygninger og 100 gulv undersøkt. Av testobjektene var 16 tre-betong kompositter og 38 var av KL-tre. Resultater fra målingene sammenfattet med subjektive undersøkelser knyttet til komfort ble grunnlaget for metoden. Hamm, Richter og Winters metode deler gulvkonstruksjonen inn i tre kategorier ut fra bruksområde på samme måte som det østerrikske nasjonalt tillegget (Hamm, Richter, & Winter, 2010). Resultater fra forskningen ble brukt til å utforme en beregningsmodell og metode. Figur 29 beskriver hvilke verifiseringer som blir gjeldende for ulike gulv.



Figur 29: Beregningsmetode for verifisering av vibrasjonsegenskaper til tregulv, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).

I første del i beregning fastslås egenfrekvensen. Beregning og krav settes fra Tabell 8 og er identiske med formler og krav fra østerriksk standard.

Tabell 8: Formler og krav til egenfrekvens, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).

	Formler	Krav
Egenfrekvens	$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI_L}{m}} > f_{lim}$ $f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI_L}{m} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{B}\right)^4 \frac{EI_B}{EI_L}}} \geq f_{lim}$	$f_{lim} = 8 \text{ Hz} - \text{høyere krav}$ $f_{lim} = 6 \text{ Hz} - \text{lavere krav}$

Hvor:

l : spennvidde [m]

B : bredde gulv [m]

m : masse gulv [kg/m^2]

EI_l : effektiv stivhet i lengderetning [Nm^2/m]

EI_b : effektiv stivhet i bredderetning [Nm^2/m]

Dersom egenfrekvensen ligger i intervall 4,5- 8 Hz blir krav til akselerasjon gjeldende for konstruksjonen. Beregning og krav til akselerasjon gjøres etter Tabell 9.

Tabell 9: Formler og krav til akselerasjon, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).

	Formler	Krav
Akselerasjon	$a = \frac{F_{dyn}}{M^*2D} = \frac{0.4F(t)}{m0.5L0.5B2D} \geq a_{lim}$	$a_{lim} = 0.05 \text{ m/s}^2 - \text{høyere krav}$ $a_{lim} = 0.1 \text{ m/s}^2 - \text{lavere krav}$

Hvor:

B : bredden til gulvet; $B \leq 1,5l$

L : spennvidde [m]

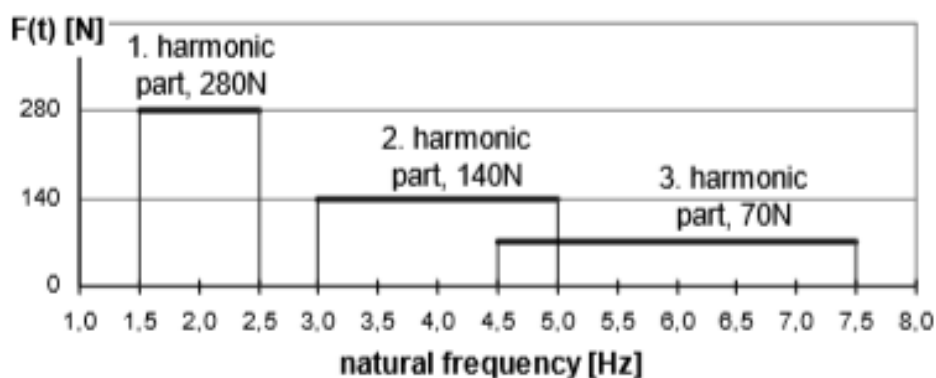
M^* : modal masse

D : demping fra Tabell 10

$F(t)$: harmonisk del av kraften leses fra Figur 30

Tabell 10: Dempingsrate for ulike gulv, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).

Type of floor	Damping D []
timber floors without any floor finish	0,01
plain glued laminated timber floors with floating screed	0,02
girder floors and nail laminated timber floors with floating screed	0,03



Figur 30: Angir harmonisk del av kraften avhengig av egenfrekvensen, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).

Dersom kravet til akselerasjon er ivaretatt, utføres beregning for nedbøying under 2 kN punktlast. Beregninger gjøres etter Tabell 11.

Tabell 11: Formel og krav til stivhet, (Hamm, Richter, & Winter, 2010).

	Formler	Krav
Stivhet, nedbøying under 2 kN punktlast	$w(2kN) = \frac{2l^3}{48EI_L b_{w(2kN)}} \leq w_{lim}$ $b_{w(2kN)} = \min \left\{ \begin{matrix} b_{ef} \\ b \end{matrix} \right.$ $b_{ef} = \frac{l}{1.1} \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_l}}$	$w_{lim} = 0.5 \text{ mm} - \text{høyere krav}$ $w_{lim} = 1.0 \text{ mm} - \text{lavere krav}$

Hvor:

l : spennvidde [m]

B : bredde gulv [m]

EI_l : effektiv stivhet i lengderetning [Nm^2/m]

EI_b : effektiv stivhet i bredderetning [Nm^2/m]

Alle konstruksjoner med egenfrekvens under den absolutte grense på 4,5 Hz vil anses som ikke tilfredsstillende.

$$f_1 \geq f_{lim}$$

3.2.4 Forslag til ny EC5

I førsteutkast til det nye forslaget til eurokoden blir det introdusert 6 ulike nivåer av prestasjon. Årsaken til at det introduseres så mange nivåer, er av hensyn til ulik bruk og kulturelle forskjeller. Hvilket nivå som skal anvendes bestemmes enten av det nasjonale tillegget eller ansvarlig prosjekterende (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). Det nye forslaget deler også inn konstruksjoner i to kategorier ut fra egenfrekvens, lavfrekvente og høyfrekvente gulv. De to kategoriene bestemmer hva slags verifiseringsmetode som blir gjeldende for det enkelte gulv. Lavfrekvente gulv er konstruksjoner med egenfrekvens lavere eller lik 8 Hz. For disse gulvene er det krav til akselerasjon (a_{rms}) og stivhet som blir gjeldende. Høyfrekvente gulv er konstruksjoner med egenfrekvens > 8 Hz og her blir krav til hastighet (v_{rms}) og stivhet gjeldende (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018). Det forventes at alle gulvelementene i denne oppgaven havner i kategorien lavfrekvente gulv.

Merknad; formler og tabeller er fremdeles under arbeid og er ikke et endelig forslag til ny EC5.

3.2.4.1 Akselerasjon, arms

Akselerasjon beregnes etter formler i Tabell 12. (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018).

Tabell 12: Formler for utregning av akselerasjon, (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018).

	Formler
Akselerasjon	$a_{rms} = \frac{F_{dyn}}{(\sqrt{2})2\zeta M^*}$ <p>Gitt at gulvet er understøttet på alle fire sider beregnes modal masse etter følgende formel:</p> $M^* = \frac{mlw}{4}$ <p>$F_{dyn} = DLF * \text{vekten til den som går}$</p> <p>$DLF = e^{-0,4k} \quad : \text{Østerisk metode}$</p> <p>$DLF = 0,026 + 0,05k \quad : \text{Wilford metode}$</p>

Hvor:

a_{rms} : er root mean square akselerasjon [m/s^2]

F_{dyn} : er dynamisk kraftamplitude.

ζ : modal demping velges etter Tabell 13

M^* : modal masse [kg]

m : masse [kg]

l : lengde [m]

w : bredde på gulv [m]

Tabell 13: verdier for dempningskoeffisienten, (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018).

Gulvtype	Demping, ζ
Leddete gulv	0,02
Tre-betong kompositter og tunge tregulv	0,025
Leddete gulv med flytende overgulv	0,03
Tre-betong kompositter og tunge tregulv med flytende overgulv	0,035
For alle gulv med flytende overgulv og understøtte på alle fire sider	0,04
For alle gulv med flytende overgulv og med støtte på alle fire sider med trevegger via fleksible støtter	0,06

For å sammenlikne målt akselerasjon med kalkulert verdi anbefales det å bruke maksakselerasjon.

$$a_{maks} = a_{rms} * \sqrt{2}$$

Responsfaktoren beregnes etter følgende formel og sammenliknes med krav i Tabell 14.

$$R = \frac{a_{rms}}{0,005} \left[\frac{m/s^2}{m/s^2} \right]$$

Tabell 14: Krav til vibrasjon, (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018).

Criteria	Floor performance levels					
	level I	level II	level III	level IV	level V	level VI
Frequency f_1 [Hz] \geq	4,5					
<u>Stiffness criteria</u> w_{1kN} [mm] \leq	0,25		0,5	0,8	1,2	1,6
Response factor R	4	8	12	16	20	24
<u>Acceleration criteria</u> when $f_1 < 8$ [Hz] a_{rms} [m/s^2] \leq	R \times 0,005					
<u>Velocity criteria when</u> $f_1 \geq 8$ [Hz] v_{rms} [m/s] \leq	R \times 0,0001					

For boligbygg og kontorbygg er det laget forslag til brukskategorier og tilhørende prestasjonsnivå presentert i Tabell 15.

Tabell 15: Kategorier og tilhørende nivåer, (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018).

Brukskategori	Kvalitetsvalg	Normalvalg	Økonomivalg
A (bolig)	Nivå III	Nivå IV	Nivå V
B (Kontorer)	Nivå II	Nivå III	Nivå IV

3.2.5 Beregningsmetode, demping

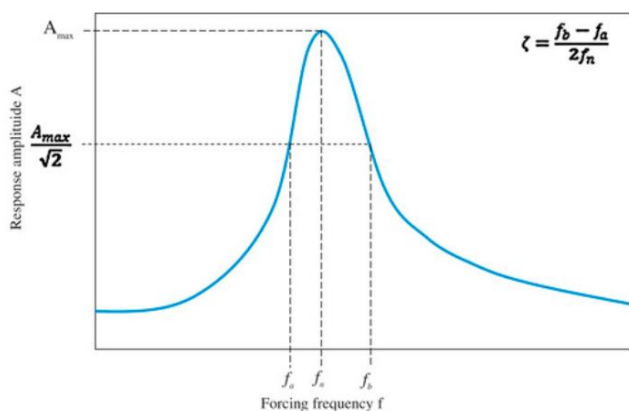
3.2.5.1 Halp-power bandwidth metoden.

Den vanligste metoden for å bestemme dempningsraten fra eksperimentelle tester er half-power bandwidth metoden (Olmos & Roesset, 2010). Denne metoden bestemmer dempningsraten til et system ved bruk av frekvens-respons kurven, funnet ved eksperimentelle tester. Kurven representerer den maksimale amplituden til enten deformasjon, fart eller akselerasjon på et punkt på konstruksjonen, som følge av en harmonisk last med hensyn på frekvensen. Metoden går ut på å finne maksimal amplitude relatert til egenfrekvensen til systemet og de to frekvensene som har amplituder lik den maksimale amplituden delt på kvadratroten av 2 (Figur 31). Metoden antar at en horisontal linje ved denne verdien krysser responskurven på to steder. For å få en god tilnærming på dempningraten er det viktig å ha en nøyaktig frekvens-responskurve. Half-power bandwidth metoden er hovedsakelig utarbeidet for single degree of freedom system med liten demping, men den kan også brukes for multiple degree of freedom systemer ved bruk av antagelsen om at hver topp i responskurven bare er påvirket av svingeformen som undersøkes (Olmos & Roesset, 2010). Derfor ble metoden ansett som akseptabel for å finne dempingen til elementene undersøkt i denne oppgaven. Hvis dempningsraten antas å være liten ($\xi < 0,2$) kan formelen for dempningsrater skrives på følgende måte:

$$\xi = \frac{f_b - f_a}{2f_n}$$

Hvor:

ξ	- dempningsraten	[%]
f_n	- frekvensen ved maksimal amplitude, egenfrekvensen	[Hz]
f_b	- frekvensen ved $A_{max}/\sqrt{2}$ før den maksimale amplituden	[Hz]
f_a	- frekvensen ved $A_{max}/\sqrt{2}$ etter den maksimale amplituden	[Hz]



Figur 31: Konseptuell fremstilling av half-power bandwidth metoden (Olmos & Roesset, 2010).

4 Numerisk analyse

Det finnes ingen analytisk metode for beregning av KL-tre og KL-tre -betong samvirkedekker med forspenning. En numerisk modell ble derfor laget for å i første omgang predikere effekten av forspenningen på elementene. Resultatene fra modellen ble brukt til utforming av testobjektene. Med dette menes antall, plassering og kraft i kabler, samt lastsituasjoner for testene. Etter testene var gjennomført ble resultatene fra disse brukt til å verifisere modellen, som igjen ble brukt til videre analyser. Modellen ble konstruert i ANSYS APDL, et FEM-analyseprogram.

4.1 Finite element method

En FEM-analyse er en metode hvor et større problem deles opp i mindre mer løsbare deler. Hver enkel del løses for seg for så å settes sammen igjen til et system tilnærmet likt problemet. En finere inndeling gir en bedre tilnærming til en reell løsning. I denne oppgaven er det gulvelementer som skal analyseres. Et gulvelement er å betegne som et kontinuerlig system. I en fem-analyse deles et kontinuerlige system inn i flere diskrete systemer eller element. For hvert element ser man på kreftene som kreves for å skape enhetsdeformasjoner i det enkelte elements frihetsgrader. Disse kreftene overføres til knutepunktene mellom elementene gjennom elementets noder. Summen av kreftene i et knutepunkt representere kraften som kreves for å oppnå enhetsforskyvninger av knutepunktet. Alle knutepunktene samlet representerer systemet i sin helhet.

4.2 ANSYS Mechanical APDL

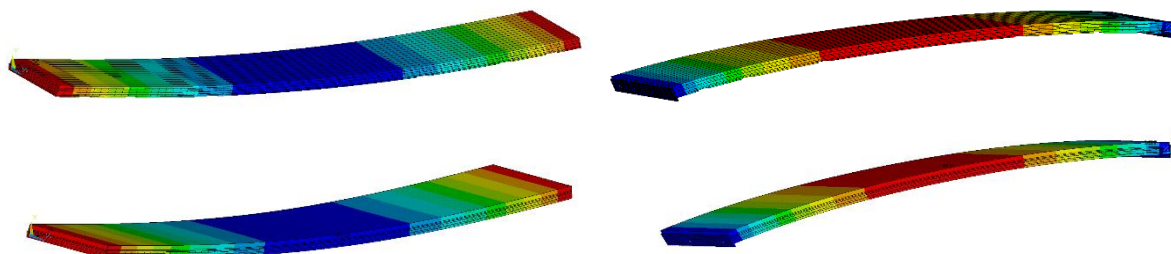
Programmet som ble brukt til modelleringen av gulvelementene er ANSYS Teaching Mechanical APDL versjon 18.2 og 19.1. Dette er et elementanalyse-program som utfører både lineære og ikke-lineære analyser. Programmet kan brukes til å simulere strukturerer, elektronikk og maskinkomponenter. APDL står for Ansys Parametric Design Language. Dette betyr at Ansys Mechanical APDL i hovedsak er et program hvor modelleringen foregår ved programmering eller skript. Fordelene med skript er at det er enkelt å endre variabler for å modifisere modellen i analyser. Viktige verktøyer (koder) for modelleringen er i dette delkapittelet skrevet med store bokstaver.

4.2.1 Modellering

Det er laget 4 skript/modeller som utgangspunkt for den numeriske analysen Figur 32. Det er laget ett skript for hvert testobjekt. Alle skriptfilene brukt i analysen er lagt til i vedlegg C. Notepad er brukt som underlag for samtlige skript.

De fire hovedskriptene /modellene:

- **A:** 7-lags massivtreelement, Vedlegg C
- **A forspent:** 7-lags massivtreelemen med spennkabler, Vedlegg C
- **B:** 5-lags massivtre- betong samvirkeelement, Vedlegg C
- **B forspent:** 5-lags massivtre- betong samvirkeelement med spennkabler, Vedlegg C



Figur 32: De fire elementene fra de fire hovedskriptene. Øverst t.v. 7-lags massivtredekke, øverst t.h. 7-lags massivtreelemen med spennkabler, nederst t.v. 5-lags massivtre- betong samvirkeelement, nederst t.h. 5-lags massivtre- betong samvirkeelement med spennkabler. Fargene illustrerer forskyvning i vertikal retning. Rødt angir høyest posisjon og blått angir lavest posisjon.

4.2.1.1 Materialdata

I Tabell 16, Tabell 17 og Tabell 18 er inndata for materialene brukt i modellene listet opp. Siden treet er krysslågt og det finnes to typer kvaliteter på trevirket, trengs tre materialtyper for å bygge opp massivtreelementet. Både for 5-lags og 7-lags element er ytterste lag levert i kvalitet T22. De resterende lagene er levert i kvalitet T14.

Tabell 16: Materialeegenskaper for trelameller i massivtreelementene.

Materialeegenskaper lameller i massivtreelement	Øverste og nederste lag, kvalitet T22	Lag 2,4 og 6, kvalitet T14	Midterste lag, kvalitet T14	Enhet
E-MODUL X-RETNING	13 000	370	11000	Mpa
E-MODUL Y-RETNING	430	370	370	Mpa
E-MODUL Z-RETNIGN	430	11000	370	Mpa
G-MODUL XY-PLAN	81	690	69	Mpa
G-MODUL YZ-PLAN	810	69	690	Mpa
G-MODUL XZ-PLAN	81	69	69	Mpa
POISSONS TALL XY	0,44	0,25	0,44	
POISSONS TALL YZ	0,47	0,03	0,47	
POISSONS TALL XZ	0,38	0,01	0,38	
TETTHET	470	420	420	Kg/m ³

Tabell 17: Materialelegenskaper for betongen i modellene for samvirkeelementene.

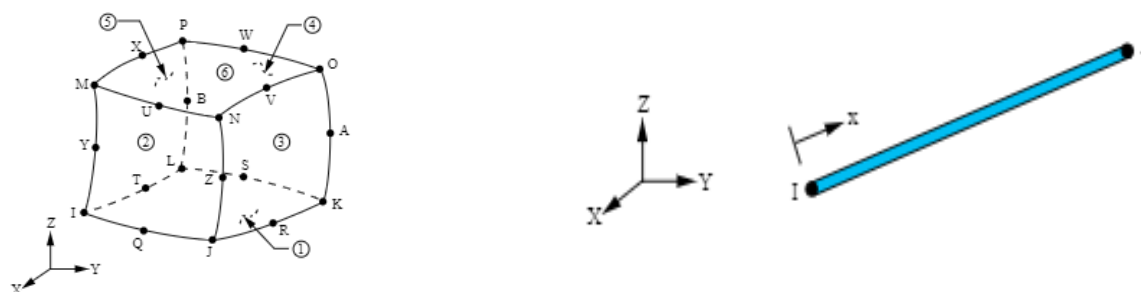
Materialelegenskaper betong	B45	Enhet
E-MODUL	36000	Mpa
POISSONS TALL	0,2	
TETTHET	2200	Kg/m ³

Tabell 18: Materialelegenskaper til stålplatene til forankring av kabler i første kolonne og materialelegenskaper til spennkablene i andre kolonne.

Materialelegenskaper stål	Stålplater, S355	Spennkabler, S195	Enhet
E-MODUL	210	196	Mpa
POISSONS TALL	0,3	0,3	
TETTHET	7500	6009	Kg/m ³

4.2.1.2 Elementer

I modellen er det brukt to typer elementer. Én type element er brukt til oppbygging av dekkekonstruksjonen og én type er brukt til spennkablene. Dekkene er bygget opp av SOLID186 volumelementer (Figur 33) av standard variant. Dette elementet har 20 noder med tre frihetsgrader i X, Y og Z-retning. Elementet har valgfri orientering og det er et anisotropisk element. Et anisotropisk element er et element som er kompatibelt med materialer med styrke- og tøyningsegenskaper som varierer med orientering (ANSYS, 2019). Tre er et slikt materiale som gjør at SOLID186 egner seg godt for disse modellene.

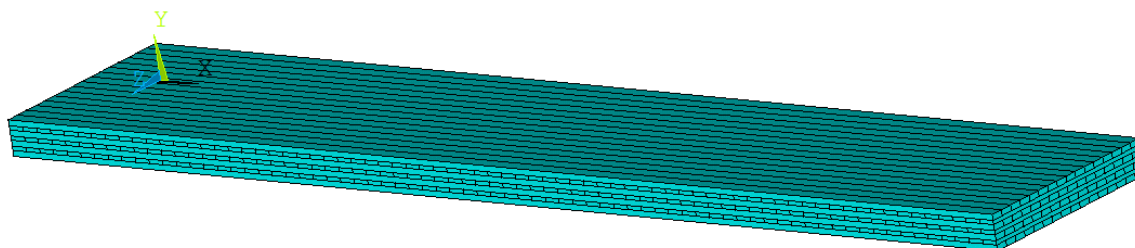


Figur 33: T.v. SOLID186 element brukt for alle volumer med unntak av spennkablene, t.h LINK180 elementet brukt til spennkablene, (ANSYS, 2019).

Spennkablene er bygget opp av linjeelement av typen LINK180, (Figur 33). Dette er et én-aksialt trykk-strekk element, dvs et element som kun tar trykk og strekk. Elementet kan også settes til å ta opp enten bare trykk eller bare strekk, som gjør det godt egnet til modellering av kabler. Hvert element har to noder som ligger i hver sin ende av elementet. Hver av nodene har tre frihetsgrader i X,Y og Z-retning (ANSYS, 2019).

4.2.1.3 Orientering

Global orientering for modellene er som følger: X-retningen ligger parallelt med dekkets lengderetning, Z-retningen ligger parallelt med dekkets bredderetning og Y-retningen ligger parallelt med dekkets høyde som vist i Figur 34.



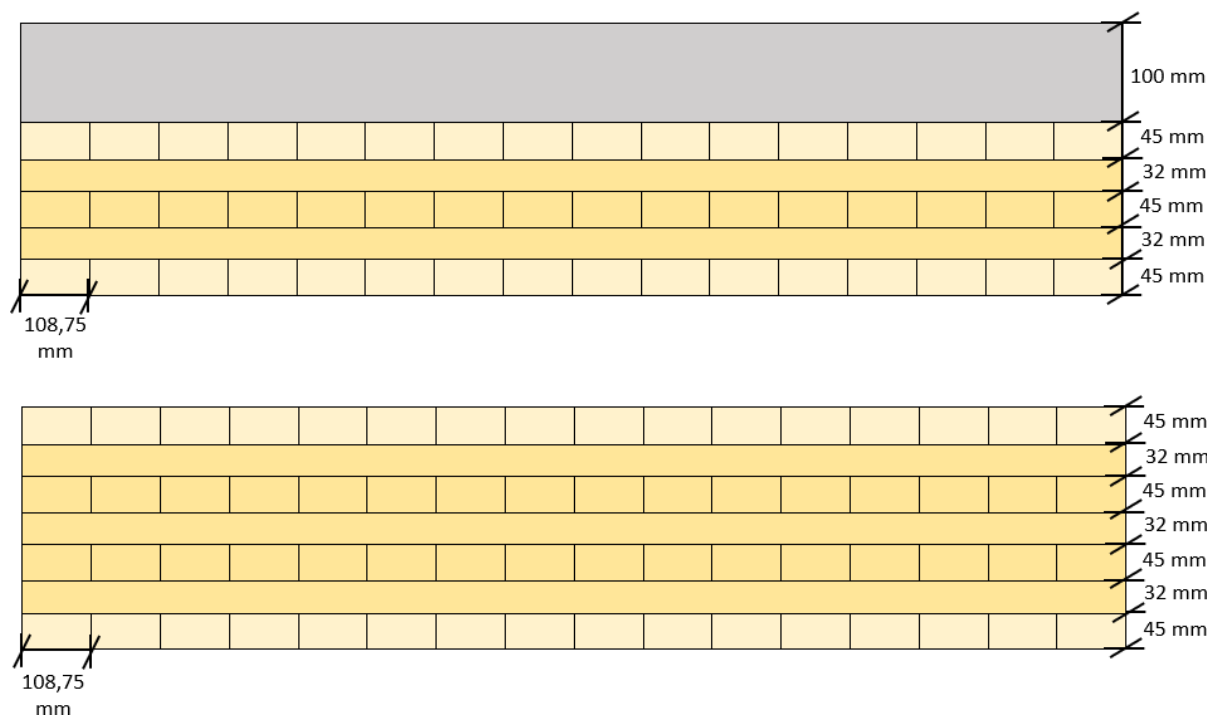
Figur 34: Den globale orienteringen til modellene. X-retning langs elementet, Z-retning på tvers av elementet og Y-retning i elementets høyde.

4.2.1.4 Geometri

Modellene er bygget opp av volumer hvor hver del av konstruksjonen, inkludert hver enkel lamell modelleres som et eget volum, som gir større nøyaktighet i modellen. Dimensjonene til de enkelte delene og dekkens oppbygging er listet opp i Tabell 19 og illustrert i Figur 35. Modellen ble simulert så like som testelementene som mulig. Noen forenklinger ble likevel gjort for å gjøre modelleringen smidigere.

Tabell 19: Dimensjoner for massivtreet i modellene.

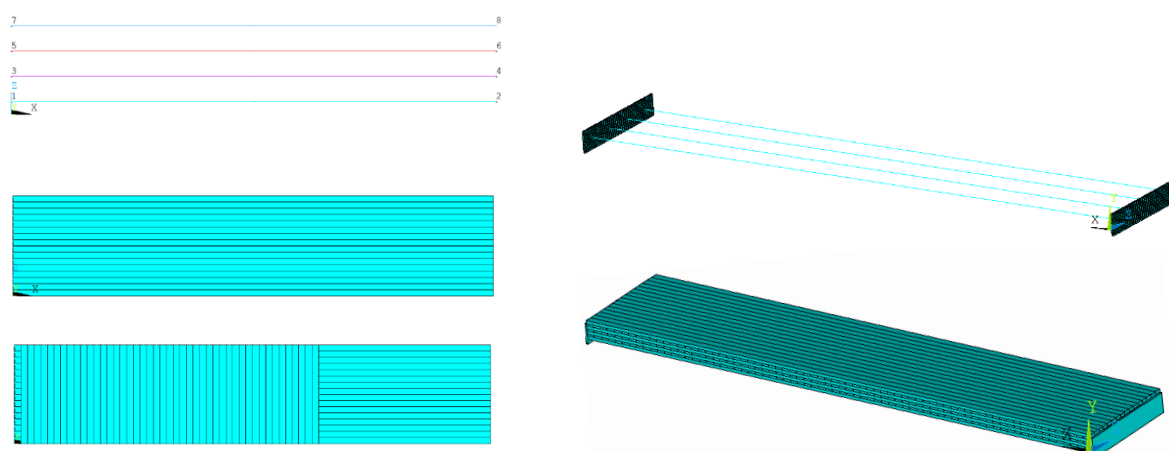
Lengde element	9 m
Bredde element	1,74 m
Bredde langsgående lamell	10,875 cm
Høyde langsgående lamell	4,5 cm
Bredde tverrgående lamell	12,5 cm
Høyde tverrgående lamell	3,2 cm



Figur 35: Øverst er et tverrsnitt av samvirkeelementet slik det er byggt opp i ANSYS, nederst er et tverrsnitt av massivtreelementet slik det er bygget opp i ANSYS.

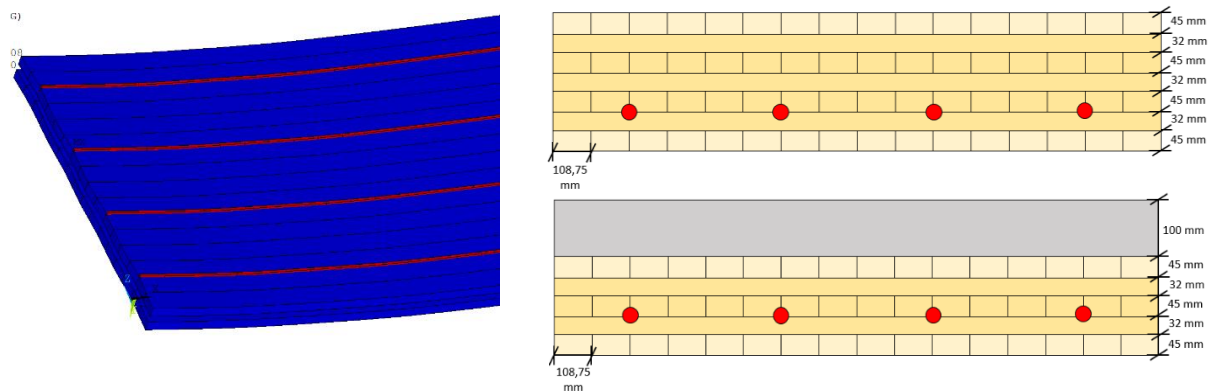
4.2.1.5 Oppbygging

Alle volumer i modellen, med unntak av spennkablene, er konstruert ved bruk av BLOCK-verktøy. BLOCK-verktøy har 6 input verdier hvor de første to definerer en vektor i X-retning, de neste to en vektor i Y-retning og de siste to en vektor i Z-retning ($X_0, X_1, Y_0, Y_1, Z_0, Z_1$). Vektorene representerer lengden, høyden og bredden til volumet det tegner. Det første koordinatet i de tre vektorene (X_0, Y_0, Z_0) bestemmer volumets plassering i det globale koordinatsystemet. Koordinatene ble først skrevet i Excel og deretter importert til skriptene. Hver spennkabel er tegnet som en linje plassert mellom andre og tredje lag massivtre. Figur 36 viser oppbygging av volum-modellen steg for steg.



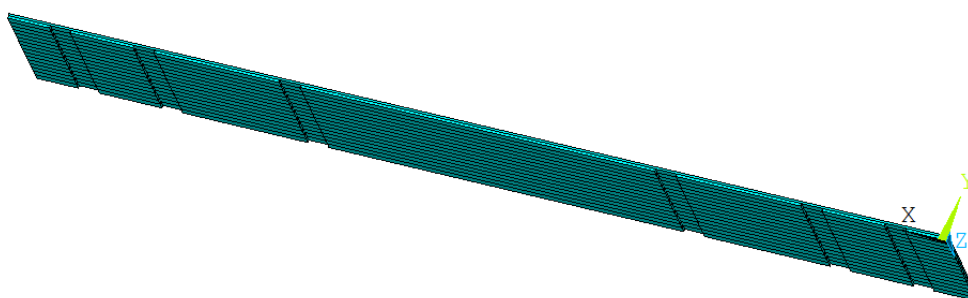
Figur 36: Oppbygging av volumelementet i 5 steg. Venstre kolonne steg 1-3, høyre kolonne steg 4 og 5.

Plasseringen til spennkablene i planet er valgt for at alle kablene skal ligge langs en langsgående lamell (Figur 37). Dette er nødvendig for å få til gode fester mellom kabler og den øvrige konstruksjonen.



Figur 37: Plasseringen til spennkablene. Bildet t.v. viser kablenes plassering langs det midterste laget med lameller i massivtreet. Figuren t.h. viser plasseringen av kablene i tverrsnittet. Spennkablene er markert i rødt.

Bestillingen til Splitkon var 4 stykk elementer der 2 skulle ha påstøp og 2 skulle være rene massivtreelementer. Elementene med påstøp skulle ha skjærspor beskrevet i kapittel 2.4.2 Skjærforbinderen mellom massivtre og betong, mens de to uten påstøp skulle leveres i standard form, hele uten skjærspor. Alle fire elementene ble levert med skjærspor. Feilen som dette utgjorde for de rene massivtredekkene ble vurdert til å legges inn i modellen, og skjærsporene ble modellert (Figur 38).

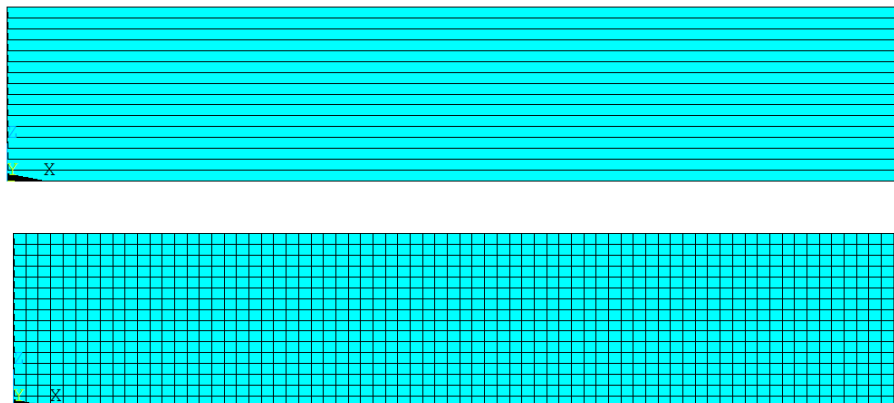


Figur 38: Det nederste laget med massivtre i 7-lags elementet sett fra undersiden, med feil implementert.

4.2.1.6 Meshing

Etablering av elementer i volumene kalles meshing. Hvor grov inndelingen er, og dermed hvor nøyaktige beregningene blir, bestemmes av meshet. Flere elementer gir bedre løsning, men øker også størrelsen på modellen. NMBU har lisens på ANSYS Teaching Mechanical som

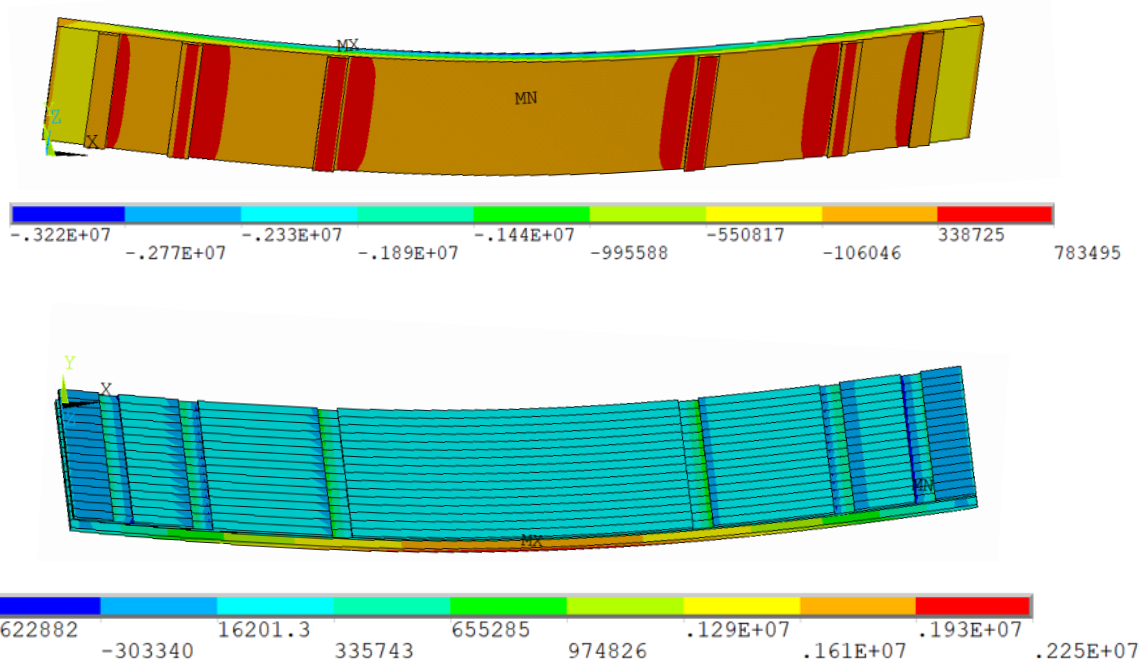
har en begrensning på 256 000 noder. For modellene i denne oppgaven ble dette styrende for størrelsen på meshet. I tillegg til å dele modellen i mindre deler er det også meshingen som tilegner volumene materialegenskaper. Dekkekonstruksjonen er meshet lagvis ved bruk av VMESH (Figur 39). Meshet er tilpasset for å oppnå så gode kontaktflater mellom de ulike lagene som mulig. Stålplatene og spennkablene er meshet for seg. Førstnevnte på samme måte som dekket, sistnevnte ved bruk av LMESH. For å lage fester mellom kablen og elementene er meshet tilpasset slik at endene på hvert LINK-element treffer hjørnene på tilstøtende SOLID- elementer.



Figur 39: Et lag med massivtre før og etter meshing.

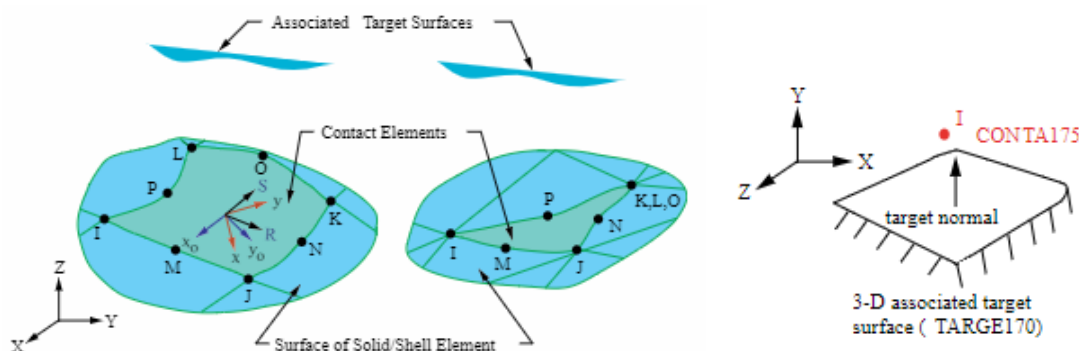
4.2.1.7 Kontaktflater

Limoverflater mellom lagene i massivtreet, overflaten mellom betong og massivtreelementet, og feste mellom stålplater og massivtreelement er alle simulert ved hjelp av CONTA174 «surface-to-surface contact» og TARGE170-flater. Kontaktflaten opprettes ved å først velge et sett med noder som definerer en target-flate, og et annet sett noder som definerer en contact-flate. De to flatene settes sammen og danner én kontaktflate ved at de tilegnes en felles realkonstant. CONTA174 har 16 keyoptions og 35 variabler i realkonstanten som gjør den kompatibel med mange ulike former for kontakt (ANSYS, 2019). Kontakten er for alle flater i modellen satt til «bonded always» (keyoption 12). Feste mellom kabel og dekkeelement skjer mellom lag 2 og 3 i massivtreet, og ligger derfor langs en kontaktflate. Dette setter føringer for hvilken kontaktalgoritme som kan brukes. Kontaktalgoritmen «Penalty function» (keyoption 2) ble valgt da den tar hensyn til problemet. Verdien til realkonstant 3 FKN (normal stivhet), er tilpasset slik at penetrasjon mellom de ulike delene er tilstrekkelig liten. Kontaktflatene mellom lagene med massivtre (limet) antas i å være 100% stive. Realkonstant 12 FKT (tangentiell stivhet) er for disse lagene gitt en positiv verdi, som gjør at glidning mellom de ulike elementene er tilnærmet lik null. Kontaktflaten mellom tre og betong er ikke limt, men samvirke oppstår ved skjærspor beskrevet i 4.2.1.5. For å simulere denne kontaktflaten er geometrien til sporene modellert og realkonstant 12 FKT er gitt en negativ verdi, som gir full glidning i kontaktflaten. På denne måten vil det mer eller mindre kun være sporene som skaper samvirke (Figur 40).



Figur 40: Kontaktflaten mellom betong og tre. Øverst, undersiden av betongsjiktet hvor de utstikkende delene er hvor betongen fyller sporene i treverket. Nederst, øverste lag i massivtreet med skjærspor. Blå farge og negative verdier betyr trykk og rød farge og positive verdier betyr strekk. Verdiene er oppgitt i pascal.

Spennkabelen er festet til stålplatene ved bruk av CONTA175 point-to-surface contact og TARGE170-flater (Figur 41). CONTA175 har 16 keyoptions og 33 variable for realkonstanten, hvor de fleste er felles med CONTA174 (ANSYS, 2019). En node i hver ende av spennkablene velges for å opprette contact-noden. Nodene på innsidene av hver stålplate definerer targetflatene. På samme måte som mellom CONTA174 og TARGE170, opprettes kontakten mellom de to ved at de tilegnes en felles realkonstant. Kontakten er også her satt til «bonded always», og kontakalgoritmen er satt til «Penalty function».



Figur 41: T.v. overflate-til-overflate kontakt, t.h. punkt-til-overflate kontakt (ANSYS, 2019).

4.2.1.8 Forspenning

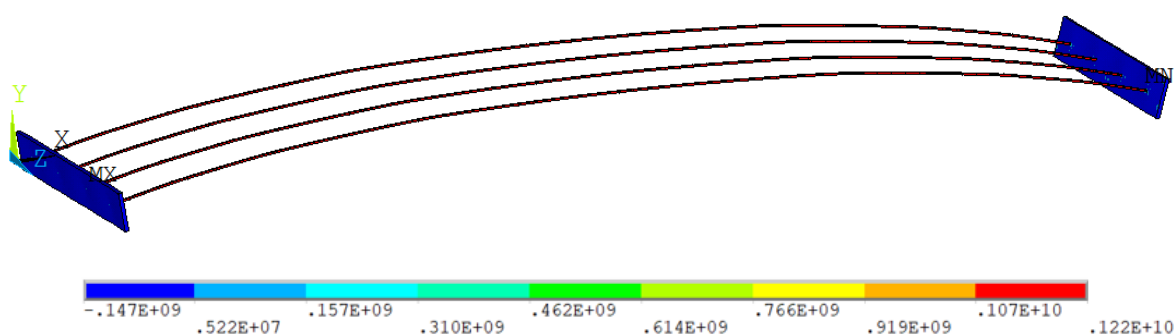
Festet mellom kabler og dekkeelement er gjort ved såkalt «paring av noder». Det vil si, i dette tilfellet, at alle noder tilhørende kablene deler forskyvning med alle andre noder i

samme knutepunkt. Ved paring av noder må det velges i hvilke retninger nodene skal dele forskyvning. Spennkablene brukt i testobjektene ligger i en hylse med fett som gjør at de glir fritt i elementets lengderetning. Fellesforskyvninger ble derfor satt i Y og Z-retning, men ikke i X-retning for å gi tilsvarende bevegelse. Oppretting av nodepar ble gjort med bruk av CP (Figur 42).



Figur 42: De lysegrønne symbolene representerer nodeparene mellom kabler og element. Avstanden mellom nodeparene er like stor som lengden på tilstøtende element, 12.5 cm.

Spennkraften i kablene er simulert ved å legge inn en initialtøyning i kablene på størrelse med ønsket spennkraft (Figur 43). Påføring av initialtøyning ble gjort ved bruk av INIS. Kablene settes til å kun ta opp strekk ved SECCONTOL, TESNKEY.



Figur 43: Spennkablene etter påført initialtøyning. Rød farge og positive verdier betyr strekk. Blå farge og negative verdier betyr trykk. Verdiene er oppgitt i pascal.

4.2.1.9 Opplager

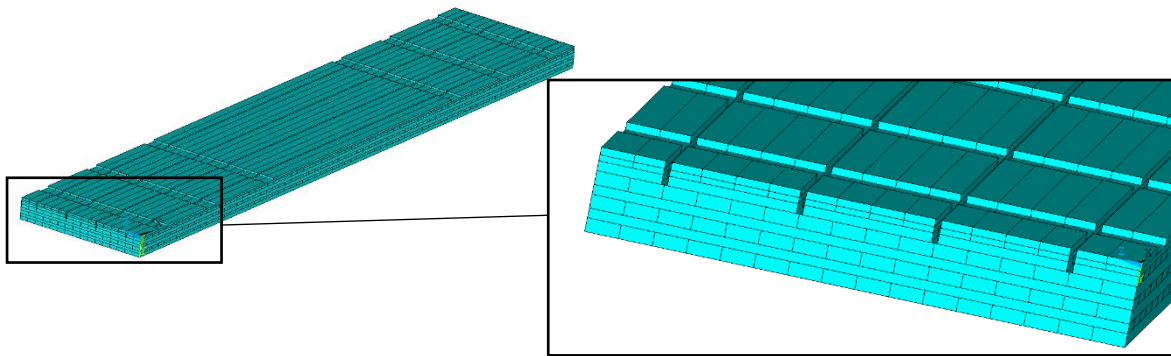
Modellene er holdt fast i hver kortende på underside av elementet ved bruk av DL. For å simulere ett fritt opplagt element, er modellen holdt fast i alle retninger (UX, UY, UZ) i ene enden, og i to retninger (UY, UZ) i andre enden.

4.2.1.10 Solver

Avhengig av hvilken data som ønskes velges type analyse. I denne oppgaven ble nedbøying, spenninger, egenfrekvenser og svingeformer brukt. Til dette må det kjøres to typer analyser. Statisk analyse for nedbøying og spenning. Modal analyse for egenfrekvenser og svingeformer.

4.2.1.11 Forenklinger

Noen forenklinger er gjort for å gjøre modelleringen smidigere, samt for å få modellen til å henge sammen på en god måte. I geometrien er det gjort forenklinger ved at 4 stålplater i hver ende av elementet er erstattet med én større plate. Forenklingen minker antall kontaktflater fra 8 til 2 som gjør at kjøring av modellen går raskere. For plassering av kabler i testelementene måtte det slisses spor (beskrives nærmere i kapittel 5.1), disse er ikke med i modellen. De langsgående bordene er i modellen 108,75 mm brede og ikke 110 mm som for testelementene. Dette er gjort for å kunne modellere 4 kabler med lik avstand mellom seg, og for at kablene skal ligge mellom lameller. For alle tilfeller nevnt, er forskjellen forenklingene utgjør forsøkt kontrollert ved modellering. Figur 44 viser 7-lags massivtreelement med slisser for kabler og skjærsporene elementene ble levert med. Slissene kompliserte modelleringen med feste av kabler, og så ut til å ikke ha stor betydning, de ble derfor utelatt i de endelige modellene.



Figur 44: Undersiden av 7-lags massivtreelement med slisser til spennkablene.

5 Praktisk metode

5.1 Beskrivelse av testobjekter

Testobjektene er utarbeidet fra problemstilling til oppgaven, der hovedfokus er å analysere påvirkningen forspenning har på KL-tre dekker og samvirkeelementer av KL-tre og betong.

Testobjektene kan deles inn i to grupper, henholdsvis massivtreelementer og samvirkeelementer av massivtre og betong. For å undersøke om forspenning kan øke spennvidden er lengden på elementene valgt til å være større enn lengden på tilsvarende elementer som brukes i praksis. Tykkelsen er valgt fra ønsket om et relativt tynt dekke (i forhold til ribbedekker). Antall lag i massivtreelementene er igjen bestemt av tykkelsen, og at spennkablene i utgangspunktet var tenkt plassert i et langsgående lag hvor avstanden til senter måtte være stor nok til å skape eksentrisitet. Elementbredden er valgt fra størrelsen på pressen til produsenten. Dimensjonene til elementene er, på dette grunnlaget, som vist i Tabell 20. For å verifisere testresultatene og å få et inntrykk av feilmarginer er det produsert to av hver type dekkelement.

Tabell 20: Dimensjoner på elementene.

Type element	Massivtreelement	Samvirkeelement
Lengde [mm]:	9000	9000
Bredde [mm]:	1740	1740
Tykkelse massivtre [mm]:	276	200
Tykkelse betong [mm]:	0	100
Total tykkelse [mm]:	276	300
Antall lag i massivtreet:	7	5

5.1.1 7-lags massivtreelement

Massivtredekkene er bygd opp av 7 lag, der 4 lag ligger med fiberretningen i lengderetningen til elementet og 3 lag ligger 90 grader i forhold til lengderetningen (0 90 0 90 0 90 0). Styrkeklassen på lamellene som er brukt er oppgitt av leverandøren. De ytterste lagene (det øverste og nederste) er av kvalitet T22. De resterende 5 lagene i midten av elementet er av kvalitet T14. Lamellene i de langsgående lagene er 45 mm tykke og 110 mm brede, lamellene i de tverrgående lagene er 32 mm tykke og 125 mm brede.

Føringer gjennom elementene, til spennkablene, var i utgangspunktet tenkt å gjøres likt som i (Sigrist & Lehmann, 2012). For å få til dette måtte det ha blitt laget åpninger mellom lamellene, i et langsgående lag, under produksjon. Leverandør hadde ikke mulighet til å endre på vanlig produksjonen, og elementene ble levert fra fabrikken uten føringer til kablene. For å få spennkablene i posisjon inne i elementet, er det derfor slisset ut spor ved

bruk av en sirkelsag. Kablene skulle, for å oppnå eksentrisitet, legges under elementets nøytralakse. Det ble derfor valgt å sage ut spor fra elementets underside. Hvert spor er et produkt av flere kapp med sagen, tett inntil hverandre. Metoden med sirkelsag gjør at bredden varierer noe fra spor til spor, henholdsvis mellom 19 og 22 mm. Sporenes dybde er 90 mm.

5.1.2 Samvirkedekke av massivtre og betong

Massivtre delen av samvirkeelementet er et 5 lags element der 3 lag ligger med fiberretningen i lengderetningen, og 2 lag ligger 90 grader i forhold til lengderetningen (0 90 0 90 0). Styrken på lamellene er den samme som for det rene massivtreelementet, der de ytterste lagene har kvalitet T22 og de indre har T14. Tykkelsen og bredden på lamellene i de ulike lagene er også den samme. For å skape samvirke mellom massivtreet og betongen ble det frest ut 6 spor i elementene (Figur 45) på fabrikken ved bruk av en CNC-maskin (en fres med datamaskinbasert styring).



Figur 45: Bilde av skjærsporene i ett av de to samvirkeelementene.

Føringer til kablene i samvirkeelementet ble gjort på samme måte som for de to massivtreelementene, slissing med sirkelsag. I motsetning til de to 7-lags elementene ble slissingen på samvirkeelementene gjort fra oversiden. Dette er gjort for å ikke ta bort treverk der spenningen er størst (på elementets over og underside). Eksentrisitet, samt å ikke ta bort for mye av massivtreelementet ble styrende for dybden på sporene, som er 110 mm (Figur 46).

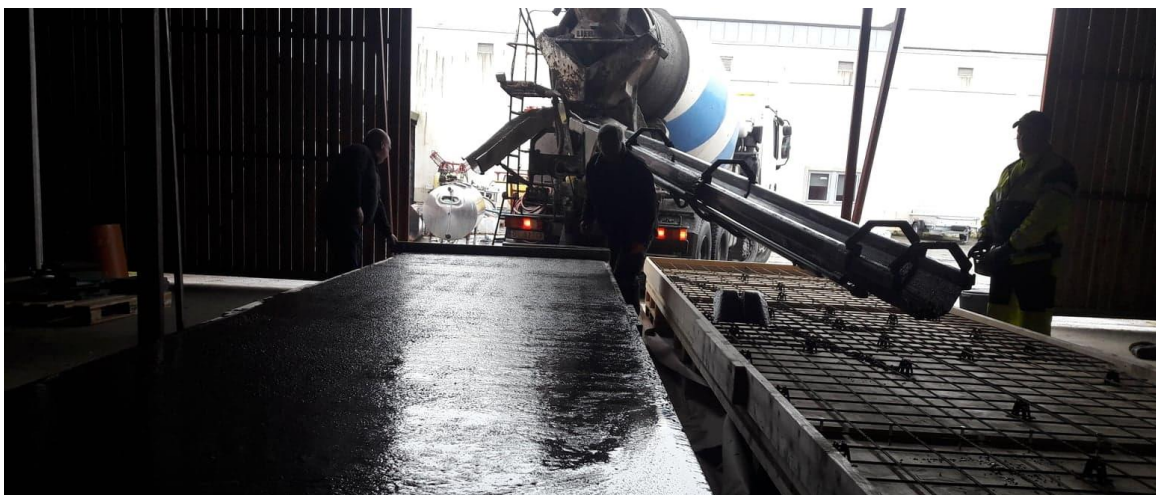


Figur 46: Bilde av de to 5-lags massivtreelementene. Tv. elementene slik det ble levert fra produsent, th. Elementene etter at spor til kabler er tatt ut.

5.1.2.1 Betong

Betongresepten er utarbeidet i samarbeid med betongavdelingen i Skanska og levert av Unicon. Det er lagt vekt på at betongen skulle inneholde lite vann slik at fuktpåkjenningen på treverket blir minst mulig. For å få minimere kryp i betongen og hindre at den løfter seg i hjørnene er det valgt en høy styrkeklasse. Tilslagsdiameteren og synkmålet er bestemt fra at betongen skal klare å fylle de langsgående slissene (til spennkablene) i massivtreelementet, og at det skulle være lett å dra ut betongen ved støp. Det var også et ønske om at betongen skulle være mest mulig miljøvennlig, noe som førte til at det er valgt å ha et høyt innhold av flygeaske. Dette ga følgende resept:

- Betongtype: B45 M40.
- Tilslag: maks 16 mm, 25 % redusert.
- Konsistens: 220 mm synkmål.

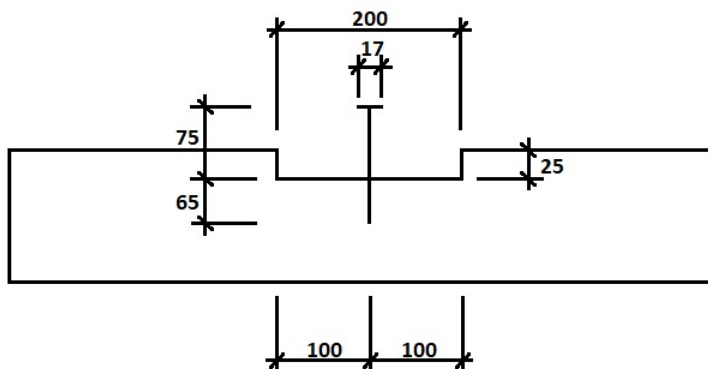


Figur 47: Bilde av de to samvirkeelementene under støp.

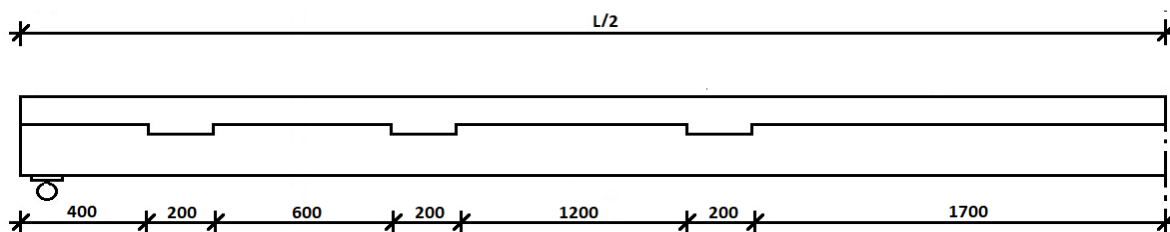
5.1.2.2 Sporene

Plasseringen og dimensjoner på sporene er regnet ut etter kapittel 3.1.3 og utregningene vist i Vedlegg A. Ut fra dette ble dimensjonene på sporene som følger: dybde = 25 mm,

lengde = 200 mm og bredde = 1740 mm (Figur 48). Plasseringen av sporene er som vist i (Figur 49).



Figur 48: Tverrsnitt av et spor med skjærskrue.



Figur 49: Halve samvirkeelementet vist fra siden.

5.1.2.3 Skjærskruer

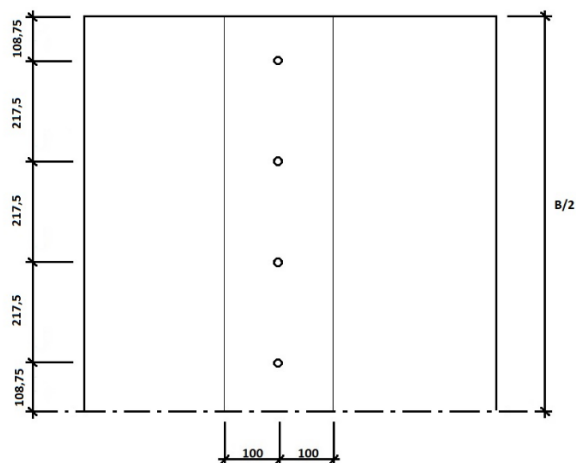
Valg av skruer er bestemt fra tidligere forsøk med samme type skjærforbindelse (Jiang & Crocetti, 2019), og hva som var tilgjengelig hos byggeforhandler i nærområdet. Det ble i tillegg til dette lagt vekt på enkel montasje. Skrueene som er brukt er av stål kvalitet 8.8 og har følgende dimensjoner og styrke (Figur 50):

- Lengde: 140 mm.
- Ytre diameter: 10 mm.
- Hodediameter: 17 mm.



Figur 50: Skjærskruene som ble brukt i sporene.

Før skruene ble skrudd inn i elementet er det forboret med et 5 mm trebor. Skruene er skrudd inn i midten av sporene med en senteravstand på 217,5 mm (Figur 51), og en inntrengningsdybde på 65 mm (Figur 48). Inntrengningsdybden er valgt for at skruhodene skal ha samme høyde som armeringsnettet.



Figur 51: Illustrasjon av et skjærspor med skruer sett fra oversiden.



Figur 52: Bilde av skjærspor med skruer på de to samvirkeelementene.

5.1.2.4 Armering

Det er brukt armeringsnett for å motvirke kryp i betongen og hindre store sprekker. Armeringsnettet hadde lengde på 5000 mm, bredde på 2000 mm og diameter på 7 mm. Armeringsnettet ble kappet (Figur 53) til en bredde på 1700 mm for at det skulle passe inn i forskalingen. Nettene ble lagt med 1 meter overlapp på midten av elementet. Det ble plassert midt i betongen, altså 50 mm over massivtreelementet ved bruk av støpestoler før betongen ble påført.



Figur 53: Bildene viser av kapping av armeringsnett tv og plassering av armeringen ved hjelp av støpestoler.

5.1.2.5 Forskaling

Det er brukt 1,5 x 6 tom (36 x 148 mm) planker som forskaling (Figur 54). Forskalingen ble festen ved å skru plankene inn i massivtreelementet, og sammen i hjørnene. Plassering av plankene ble valgt slik at de stakk 100 mm over massivtreelementet. På denne måten ble det enkelt å bruke en rettskive til å dra av betongen ved støping og sørge for riktig høyde på støpen over hele elementet.



Figur 54: Bilde av de to samvirkeelementene med forskaling klare til støp.

5.1.2.6 Spennkabler

Dimensjoner og styrke på spennkablene er bestemt fra hvilke kabler CCL leverer. Stålet i kabelen består av 5 ståltråder tvinnnet sammen. Stålet ligger i en plasthylse med fett for å forhindre korrosjon, og for at kabelen skal gli lett inne i hylsen. Spennkablene brukt i oppgaven har følgende dimensjoner:

- Lengde: 10 meter
- Indre diameter (diameter til stålet): 15 mm
- Ytre diameter (diameter til plasthylse): 20 mm

Etter at kablene ble plassert i sporene ble planker festet over dem. Plankene har en bredde på 18-20 mm og høyde på 50 mm, etter dimensjoner på slissene. Høyden på plankene er valgt slik at de flukter med bunnen på skjærsporene (Figur 55). Feste mellom planker og element er gjort med skruer. Hensikten med plankene er å unngå direkte kontakt mellom betong og spennkabler, som ved nedbøyning kunne løftet betongen fra treverket. Samtlige kabler ble spent opp med en kraft på 22 tonn.



Figur 55: Bilde av plankebitene som ble lagt i sporene oppå kablene.

5.1.2.7 Endeforankring

For overføring av trykkrefter fra spennkablene til elementene ved forspenning er det brukt stålplater med stål kvalitet S355 (Figur 56). Stålplatenes bredde og høyde ble valgt for å passe endene på massivtreelementene, og beregning av trykk på de langsgående lagene. På bakgrunn av dette ble det bedt om en kvadratisk plate med bredde på 200 mm. Stålplatene ble levert med bredde på 300 mm av ukjent årsak. Det er valgt å bruke platene som de ble levert, siden for store plater ikke har noen negative konsekvenser for overføring av kraften. Tykkelsen på platen er bestemt ved å se på platen som en fritt opplagt bjelke utsatt for en punktlast. Maksimal tillatt spenning ble satt etter flytegrensen til stålet for å sikre en tilstrekkelig stiv plate. Fra utregningene ble tykkelsen bestemt til 30 mm.



Figur 56: Bilde av stålplatene på et av 7-lags elementene etter forspenning.

5.1.2.8 Kiler (forankring)

Det ble brukt stålhylser med kiler for å låse spennkablene i strekk etter forspenning. Hylsen tres på kabelen før oppspenningen starter. Når oppspenningen av spennarmeringen starter vil kilen på forankringssiden (passiv side) av spennarmeringen låses som følge av at spennarmeringen blir dratt inn mot kilene. På aktiv side vil kilene låse seg etter at jekken slipper kabelen ved at kabelen trekker seg inn mot kilene. Fordi kabelen må trekke seg litt

sammen for at kilene skal låse seg på aktiv side, spennes det opp med litt større kraft enn den man ønsker at kablen skal ha i låst posisjon.



Figur 57: Bilde av den hydrauliske jekken tatt mens den spenner opp en av kablene i 7-lags elementet.

5.1.2.9 Opplager

Opplagerne ble designet for å best mulig imitere et fritt opplagt dekke. Fritt opplagt vil si at dekke er lagt opp på ett frittlager og ett rullelager. Frittlager er når elementet kan rotere, men ikke flytte seg. Rullelager er når elementet både kan rotere og flytte seg horisontalt. Materiale som ble brukt til opplagerne ble valgt fra hva som var tilgjengelig på universitetet. Det ble også lagt vekt på at opplagerne skulle ha minst mulig deformasjoner for å minimere feilkilder ved målinger. For å ha plass til måleutstyr under elementet var det også nødvendig at opplagerne hadde en viss høyde. Opplagerne ble bygd av massivtreelementer som hadde blitt brukt til testingen på universitetet tidligere. For å simulere et frittlager ble enden på elementene lagt direkte på opplageret. For å simulere et rullelager ble en stålsylinder med en U-profil over og en stålplate under lagt oppå opplageret (Figur 58).



Figur 58: Bilder av opplagerne brukt til alle testene i oppgaven.

5.1.2.10 Last

For å simulere en last ble det fylt opp 45 potetsekker med grus til de veide 25 kg (Figur 59). Alle sekkene ble veid med en vekt med nøyaktighet på 0,05 kg.



Figur 59: Bilde av én 25 kg sekk brukt som last i testene.

5.2 Testing

Alle testene er utført på alle fire elementene før og etter forspenning. Testoppsett og fremgangsmåte er den samme for alle forsøk med samme test.

Testene er utført på 2 massivtreelementer og 2 samvirkeelementer med og uten forspenning. Forspente elementer er spent opp med 22 tonn pr kabel, sammenlagt 88 tonn. De ulike testene/objektene vil videre refereres til med følgende navn:

Massivtreelementene:

- A1
- A1 forspent
- A2
- A2 forspent

Samvirkeelementene:

- B3
- B3 forspent
- B4
- B4 forspent

5.2.1 Nedbøyningstester

Det ble utført to typer nedbøyningstester

- Nedbøyning fra jevnt fordelt last.
- Nedbøyning fra 1 kN punktlast.

Det ble valgt å undersøke nedbøyning fra flatelast for å finne den effektive bøyestivheten til elementet og nedbøyning som følge av egenvekt. Nedbøyning fra en 1 kN punktlast ble testet for å undersøke om dekkene møtte kravene til stivhet knyttet til vibrasjonsegenskaper.

5.2.1.1 Testutstyret

For å måle nedbøyningene ble det brukt lineære deformasjonssensorer. Sensorene er hovedsakelig bygget opp av en ensartet motstand, en glidekontakt som beveges over motstanden, en mekanisme som varierer posisjonen til glidekontakten på motstanden og elektriske terminaler i hver ende. Dette beskriver et potensiometer, som enkelt forklart er en justerbar spenningsfordeler. Når en deformasjon skaper glidning over motstanden produseres det et spenningsfall mellom endepunktene (Riverglennapts, u.d.). Spenningsfallet sender ut et elektrisk signal, i dette tilfellet til en Hioki Memory HiLogger som konverterer spenningen til deformasjon. Loggeren lagrer og visualiserer nedbøyningsverdiene under forsøkene og ble stilt inn til å lagre verdier én gang i sekundet.

Under forsøkene ble start- og sluttverdier lest av ved hvert forsøk for å kontrollere at utstyret fungerte som det skulle.

5.2.1.3 Kalibrering av testutstyret

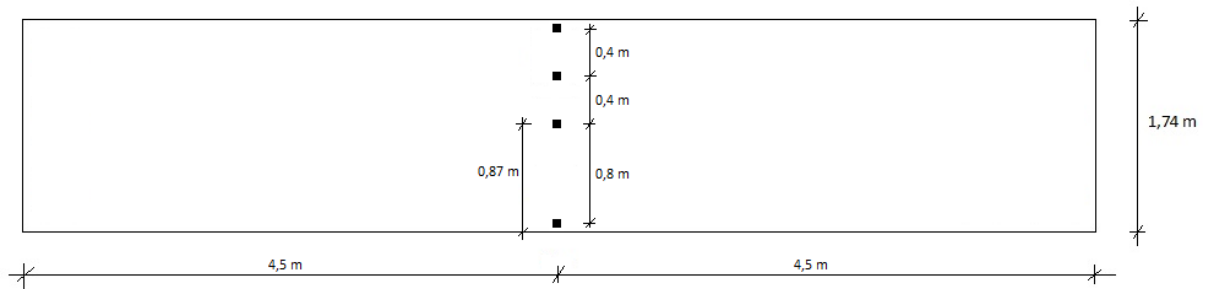
Siden nedbøyningsutstyret måler endring i spenning (Volt) er det nødvendig å kalibrere det slik at det viser nedbøyning i millimeter (mm). Kalibreringen ble gjort ved å feste sensoren forsiktig med en tvinge til et flatt underlag. For å få en startverdi på sensoren ble det festet en plate ved siden av den som førte til en forskyvning av målepinnen. Dette ble også gjort fordi det kan være unøyaktigheter når målepinnen står helt ute, en såkalt dø-millimeter. For å få en rimelig nøyaktig kalibrering ble det valgt å bruke fem punkter. Disse punktene ble funnet ved først å lese av startverdien på sensorene, i Volt og si at den tilsvarte 0 mm. Deretter ble det plassert målestykker med meget nøyaktige dimensjoner mellom sensoren og platen (Figur 60). Dette ga en ny spenningsverdi i Volt fra sensoren og nedbøyningen i mm ble satt lik dimensjonen på målestykke. Samme prosedyren ble gjentatt for de resterende 3 punktene. Punktene ble plottet i Excel hvor stigningstallet ble funnet ved lineær regresjon. Den inverse av stigningstallet er omgjøringsfaktoren som ble brukt for å gå fra Volt til mm. Prosedyren ble gjentatt for alle de fire sensorene.



Figur 60: Bilde av kalibrering av sensor 1 til nedbøyningstest. Metallskivene er målestykkene som ble brukt.

5.2.1.4 Testoppsett

Nedbøyningen ble målt på 4 punkter midt mellom opplagerne. Plasseringen på midten av elementet er valgt etter hvor deformasjonen blir størst. For å kontrollere feil på sensor og for å se om det var noen forskjell på nedbøyning på tvers av elementet ble det valgt å bruke 4 nedbøyningsmålere (Figur 61).



Figur 61: Plassering av nedbøyningsutstyr.

Nedbøyningsutstyret ble festet på en bit av et massivtreelement med klosser for å få utstyret i riktig høyde (Figur 62). Målerne ble festet med skruer til riggen.

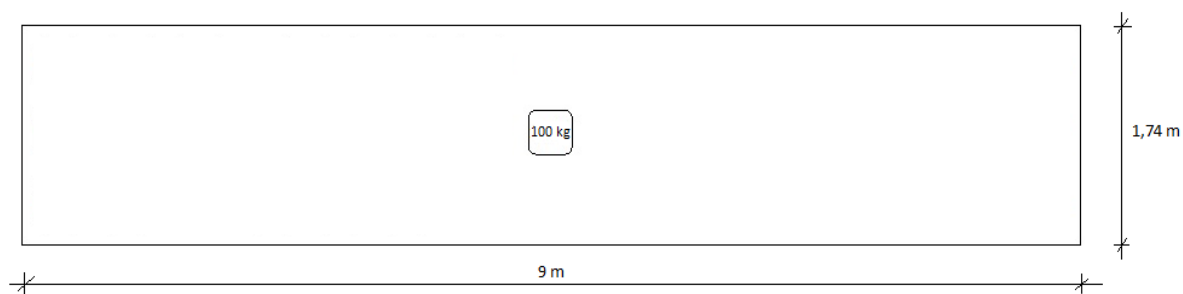


Figur 62: Rigg med nedbøyningsmålere brukt i alle nedbøyingstester.

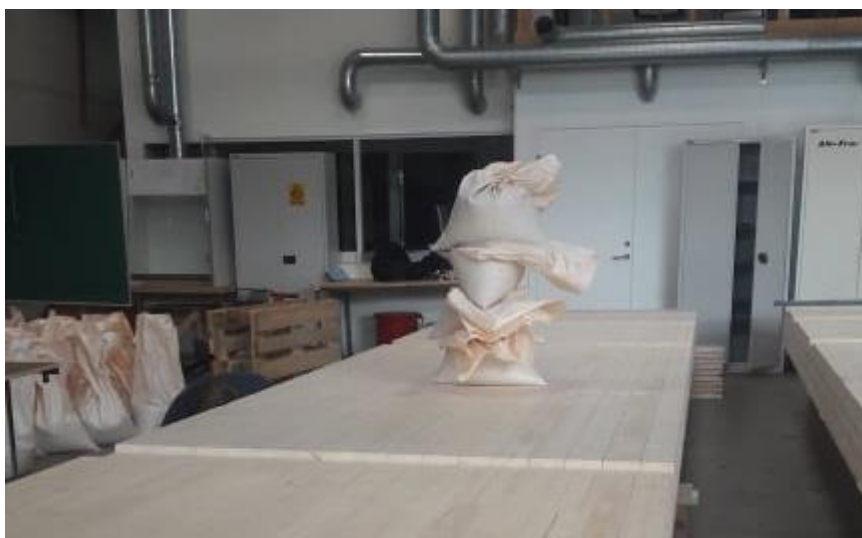
5.2.1.5 Utførelse av testene

5.2.1.5.1 Punktlast

Før testen startet ble nedbøyningsutstyret satt i posisjon under elementene. Sensorene var posisjonert litt høyere enn elementet slik at målepinnen var dyttet litt ned før testen startet. Dette er en strategi for å unngå den første dø-millimeteren. Deretter ble nedbøyningsutstyret skrudd på og startverdien til de ulike sensorene lest av. Punktlasten ble lagt på i midten av elementet ved bruk av fire 25 kg sandsekker stablet oppå hverandre (Figur 64). Etter at lasten var lagt på og vibrasjoner hadde stabilisert seg ble verdiene til sensorene lest av. Testen ble gjennomført 3 ganger for å kontrollere eventuelle feil.



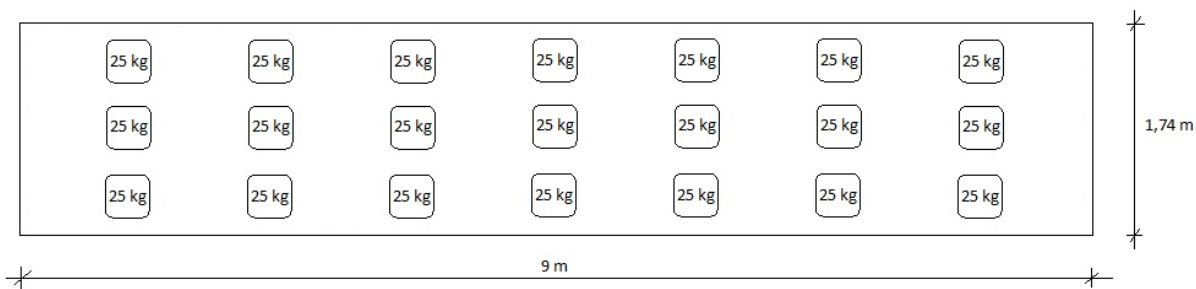
Figur 63: Plassering av punktlasten på element for testing.



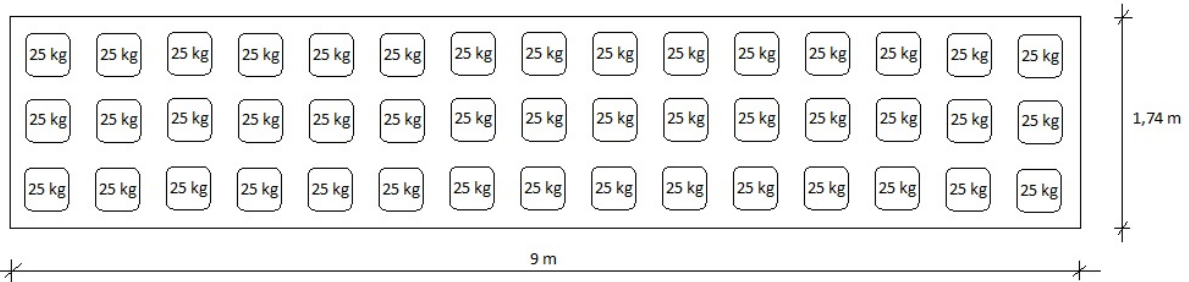
Figur 64: Bilde fra test av 7-lags massivtreelement med 1 kN punktlast.

5.2.1.5.2 Flatelast

Rigging til test med jevnt fordelt last ble gjort på samme måte som for test med punktlast og startverdiene til sensorene ble lest av. I motsetning til punktlasten ble denne testen utført i to trinn. I første trinn ble omtrent halve lasten lagt på, dvs. 7x3 sandsekker på 25 kg (Figur 65) tilsvarende 525 kg eller $0,329 \text{ kN/m}^2$. Når vibrasjonene fra lasten hadde stabilisert seg ble verdiene til sensorene lest av. I andre og siste trinn ble hele lasten lagt på som var 15x3 sandsekker på 25 kg (Figur 66) tilsvarende 1125 kg eller $0,705 \text{ kN/m}^2$, og verdiene lest av.



Figur 65: Lasttilfelle ved trinn 1 av nedbøyingstest med jevnt fordelt last.



Figur 66: Lasttilfelle ved trinn 2 av nedbøyningstest med jevnt fordelt last.



Figur 67: Bilde av nedbøyningstest med jevnt fordelt last utført på et samvirkeelement.

5.2.1.6 Bearbeidelse av testresultatene

Den effektive bøyestivheten til elementene ble funnet ved å gjøre om formelen for nedbøyning av en fritt opplagt bjelke utsatt for en linjelast. Nedbøyningen fra den største flatelasten og lastdifferansen mellom ingen last og den største ble brukt i utregningene.

$$v = \frac{5 * q * l^4}{384 * EI} \rightarrow EI = \frac{5 * q * l^4}{384 * v}$$

Ut fra de tre målte lasttilfellene for flatelast ble det gjort en lineær regresjon som ga et uttrykk for deformasjonskurven til elementene i det elastiske området. Uttrykket ble brukt til å finne nedbøyningen til elementene fra egenlast ved å bruke vekten på elementene som last. Dette uttrykket ble også brukt til å finne nedbøyningen til elementene ved den dimensjonerende flatelasten for sammenlikning med krav i EC5.

5.2.2 Akselerasjonstester

Det ble utført to typer akselerasjonstester:

- Akselerasjon som følge av en person som går
- Akselerasjon som følge av impuls fra hammer

Hensikten med testene var å finne egenfrekvens, dempingen og akselerasjon til elementene.

5.2.2.1 Testutstyr

Følgende testutstyr ble brukt i akselerasjonstestene:

- CatmanEasy programvare
- Impulshammer
- Piezoelektriske akselerasjonsmålere

CatmanEasy er en programvare for datainnsamling. Med programvaren er det mulig å visualisere, analysere og lagre dataene under målingene. Dataen kan visualiseres i både tids- og frekvensdomenet. Programvaren gjør også om de elektriske signalene fra målerne til fysiske verdier som m/s^2 og kN. Dette gjør det enkelt å verifisere at utstyret fungerer som det skal under testene. Gjennom CatmanEasy ble «sampling raten» satt til 600 Hz, som vil si at det blir lagret 600 verdier pr. sekund under testene.

Impulshammeren brukt i testene i denne oppgaven ble levert av PCB (Figur 68).

Impulshammeren består av en kraftsensor plassert i den slående enden av hammeren.

Denne sensoren transformerer kraften til et elektrisk signal. Signalet sendes videre til en programvare for visualisering og analyse via en kabel festet i bunnen av hammeren. Den slående enden av hammeren har et gjenget hull hvor det kan skrues på ulike tupper.

Funksjonen til tuppen er å beskytte kraftsensoren fra skade og føre kraften fra slaget til sensoren. Frekvensinnholdet til kraften varierer med stivheten på tuppene. På hammeren brukt i denne oppgaven fulgte det med to ulike tupper. Den hardeste tuppen ble valgt som gir det bredeste frekvensområdet. I denne oppgaven var kun én variant av programvaren CatmanEasy tilgjengelig. Denne varianten av programvaren mangler mange funksjoner til prosessering av data. Siden det ikke ble tid til å hente ut dataen og prosessere de i et annet program, ble ikke kraften fra hammeren brukt til å få ut resultater. Hammerens formål ble derfor simpelthen å lage en impuls, mens alle resultater ble hentet fra data produsert av akselerometerne.



Figur 68: Impulshammeren brukt i denne oppgaven.

Et piezoelektriske akselerometer (Figur 69) er et akselerometer som bruker den piezoelektriske effekten til visse materialer til å måle akselerasjon. Den piezoelektriske effekten er endring i elektrisk polarisering i disse materialene når de er utsatt for mekanisk spenning. Akselerometerne konverterer en form for energi til en annen og gir ut et elektrisk signal (AZoSensors, 2015). Dette signalet sendes til en programvare, f.eks. CatmanEasy, via kabler festet til akselerometeret.



Figur 69: Bilde av akselerometere brukt i vibrasjonstester.

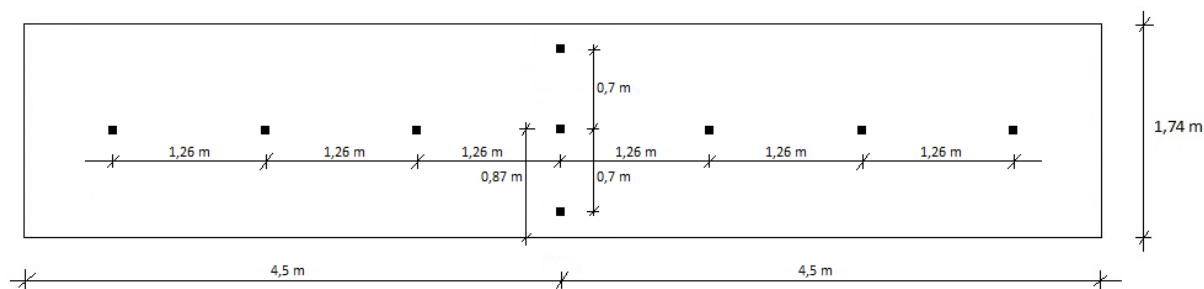
5.2.2.2 Kalibrering av testutstyr

Akselerometerne som er brukt i testene måler endringer i spenning (Volt). For å gjøre om enheten fra Volt til m/s^2 for akselerometerne og fra Volt til kN for impulshammeren måtte det gjøres en kalibrering. Kalibreringen ble gjort i CatmanEasy, programvaren brukt sammen med utstyret, ved å gå inn på sensorinnstillinger å legge inn at verdiene skulle gjøres om fra elektriske til fysiske verdier. For å gjøre dette trenger programmet en sensitivitetsfaktor. Sensivitetsfaktoren som ble brukt er oppgitt fra produsenten av utstyret.

5.2.2.3 Testoppsett

Testoppsettet er likt for begge akselerasjonstestene. 7 akselerometere ble plassert langs senterlinjen til elementet og 2 på hver side av midten (Figur 70). Plasseringen av akselerometerne langs senterlinjen er valgt fra gangtester utført av (Sedlacek, et al., 2006). For test med impulshammer var tre posisjoner viktige for å få ut de første tre

egenfrekvensene. To av posisjonene er i elementets senterlinje og passer med dem plassert fra gangtest, den siste plasseringen er på siden av midten. For symmetri og som en ekstra sikkerhet ble et siste akselerometer plassert på andre enden av midten.



Figur 70: Plassering av akselerometerne på elementets underside.

For feste mellom akselerometerne og elementet ble spesiallagde stålplater skrudd fast i elementets underside. Deretter ble akselerometerne skrudd inn i stålplatene (Figur 71).



Figur 71: Bilde av akselerometerne festet på elementets underside.

5.2.2.4 Utførelse av testene

5.2.4.1 Gangtest

Beregningsmetodene for akselerasjon, som beskrevet i kapittel 3.2, går ut fra at en person på 70 kg går over dekket med en gangfrekvens på mellom 1,5 – 2,5 Hz. Gangtesten som ble utført i denne undersøkelsen ble derfor utført ved at en person på 60 kg gikk over elementet med 10 kg vekt i hendene. Gangbanen på testene var midt på elementene fra det ene opplageret til det andre, altså rett over plasseringen på akselerometerne. Testpersonen gikk over dekket 10 ganger.

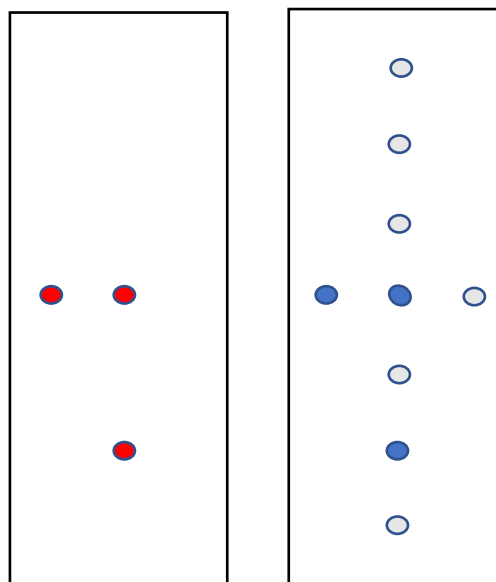
5.2.4.2 Test med impulshammer

Hammertestene ble utført med en impulshammer. I tillegg til akselerasjon fra akselerometerne blir kraften til impulsen fra hammeren registrert. Selve testen ble utført ved at hammeren med letthet ble sluppet ned på dekket. Det ble slått tre ganger med

hammeren på hver posisjon. Hvor impulsen blir gitt spiller en rolle for hvilke svingeformer som blir aktivert. Hver egenfrekvens har sin tilhørende svingeform Figur 72 som beskrevet i kapittel 2.5.2. Posisjonen til hammeren ble valgt fra et ønske om å aktivere de første tre svingeformene. Plassering av impuls fra hammer, og plassering til akselerometer resultatene er hentet fra vises i Figur 73.



Figur 72: De tre første svingeformene tilhørende de tre første egenfrekvensene. 1 svingeform øverst, 3. svingeform nederst.



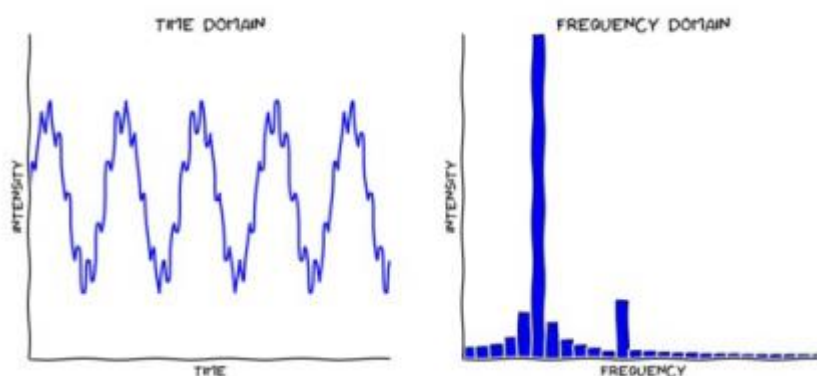
Figur 73: Figur av elementet sett fra oversiden. De røde markeringene er hvor impulsen fra hammeren ble gitt. Th figur av elementet sett fra undersiden, markeringene viser posisjonen til akselerometerne. De mørkeblå viser hvilke av akselerometerene som resultatene er hentet fra.



Figur 74: Bilde fra hammertest av et 7-lags element.

5.2.2.5 Bearbeidelse av testresultatene

Akselerometerne måler kun akselerasjon og det er derfor nødvendig å bearbeide verdiene for å finne egenfrekvensen og demping. For å finne egenfrekvensene til dekkene ble det utført en Fourier transformasjon (FFT) i CatmanEasy. En Fourier transformasjon er en matematisk funksjon som transformerer signal fra tidsdomenet til frekvensdomenet. Komplekse bølgeformer er egentlig bare en sum av enkle sinusbølger med forskjellige frekvenser, amplituder og faser. Fourier transformasjonen dekonstruerer signalet om til de individuelle sinusbølgene og gir informasjon om hvilke frekvenser sinusbølgene inne i signalet har (Figur 75) (DiCola, 2018). Resultatet fra transformasjonen er en vibrasjonsamplitude, gitt i akselerasjon i denne oppgaven, som en funksjon av frekvens. Dette gjør det mulig å utføre analyser i frekvensdomenet og undersøke vibrasjonsegenskapene til systemet.



Figur 75: Illustrasjon av Fourier transformasjonen fra tidsdomenet til frekvensdomenet (DiCola, 2018).

Fourier transformasjonen ble utført av programvaren CatmanEasy og ut fra FFT grafen ble Peak Picking metoden brukt for å bestemme egenfrekvensene til dekkene. Peak Picking er en metode for å lokalt estimere egenfrekvenser til enkle SDOF systemer. Metoden bygger på observasjonen om at systemets respons går til det ekstreme ved egenfrekvensene til systemet. Metoden kan også brukes for MDOF systemer under antakelsen om at egenfrekvensene er godt separerte slik at én egenfrekvens kan bli analysert av gangen (Enríquez-Zárate, Valencia-Palomo, López-Estrada, Silva-Navarro, & Hoyo-Montaño, 2019). Enkelt forklart ble altså egenfrekvensene funnet ved å finne frekvensen ved toppene på FFT grafen. Half-power bandwidth metoden ble brukt til å finne dempingen på elementene, som beskrevet i kapittel 3.2.5.1 bruker denne metoden også grafen fra Fourier transformasjonen.

6 Resultater

I resultatene vil de fire modellene refereres til ved følgende navn:

- **A** : 7-lag massivtreelement
- **A forspent**: : Forspent 7-lag massivtreelement
- **B** : 5-lag massivtre- betong samvirkeelement
- **B forspent** : Forspent 5-lag massivtre- betong samvirkeelement

6.1 Resultater fra håndberegninger

Resultatene fra håndberegningen er basert på teorien beskrevet tidligere i oppgaven og en detaljert fremgangsmåte med utregninger ligger vedlagt i Vedlegg A.

6.1.1 Stivhet

Tabell 21: Anslått effektiv bøyestivhet alle verdier er oppgitt i kNm².

Type dekke	Effektiv bøyestivhet, Eleff	Metode
A	30600	Skjæranalogimetoden
B	54200	Modifisert gammametode

6.1.2 Nedbøyning

Tabell 22: Anslått nedbøyning fra egenvekt og punktlast på 1 kN, alle verder er oppgitt i mm.

Nedbøyning	Egenvekt	Punktlast, 1 kN
A	5,76	0,51
B	7,72	0,26

6.1.3 Egenfrekvens

Tabell 23: Anslått verdi for egenfrekvensen, alle verdier er oppgitt i Hz.

Egenfrekvens:	Eurokode 5	Forslag til nye Eurokode 5
A	7,68	7,50
B	6,39	6,48

6.1.4 Akselerasjon

Tabell 24: Anslått akselerasjon rms og maks akselerasjon med bredde tilsvarende testobjektene (b=1,74 m), alle verdier er oppgitt i m/s².

Akselerasjon:	Forslag til nye Eurokode 5	Hamm, Richter og Winther	Østerrikske nasjonale tillegg
A, a_{rms}	0,98	1,19	0,28
B, a_{rms}	0,48	0,58	0,18
A, a_{maks}	1,39	1,68	0,40
B, a_{maks}	0,69	0,82	0,25

Tabell 25: Anslått akselerasjon rms for et simulert dekke med bredde på 13,2 m og effektiv bredde på 4,5 m.

Akselerasjon:	Forslag til nye Eurokode 5	Hamm, Richter og Winther	Østerrikske nasjonale tillegg
A, a_{rms}	0,13 m/s ²	0,16 m/s ²	0,08 m/s ²
B, a_{rms}	0,06 m/s ²	0,06 m/s ²	0,07 m/s ²
Bredde	13,2 m	13,2 m	A: 6,23 m B: 4,5 m

6.2 Resultater fra numerisk analyse

I dette delkapittelet foreligger resultatene fra den numeriske analysen. Skriptfilene som er brukt for å hente resultatene er vedlagt i Vedlegg C.

6.2.1 Egenfrekvenser

Egenfrekvenser fra de numeriske modellene er listet opp i Tabell 26.

Tabell 26: Egenfrekvensen til de to elementvariantene før og etter forspenning. Alle egenfrekvenser er oppgitt i Hz.

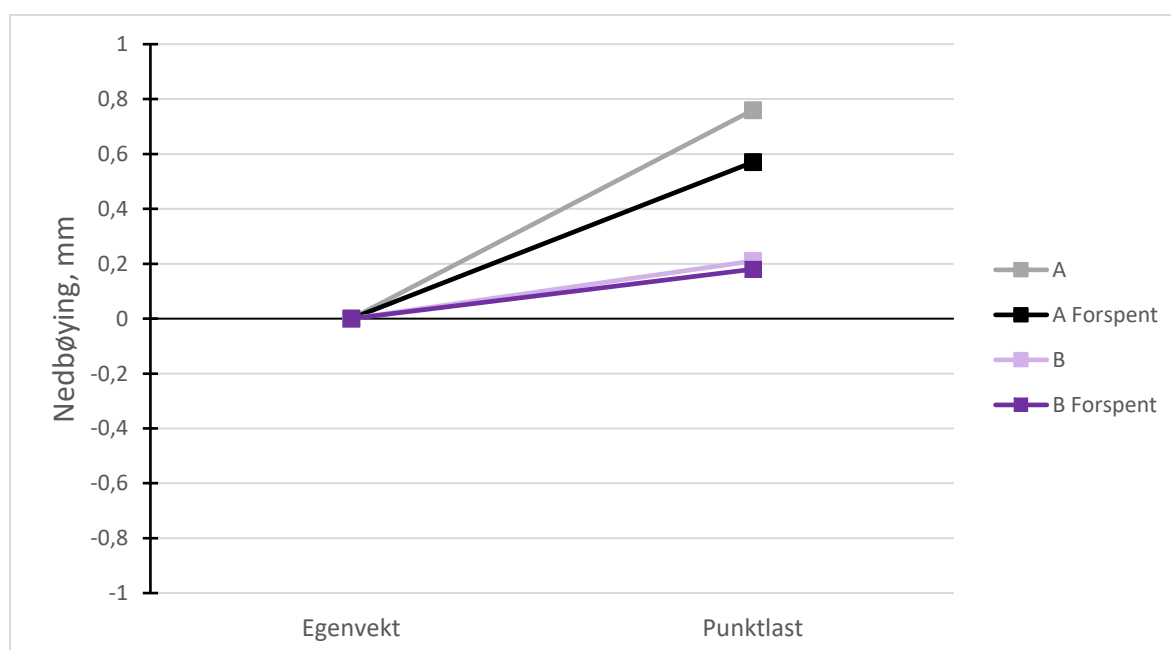
Svingeform	A	A forspent	B	B forspent
1	6,72	7,66	6,13	6,61
2	9,25	10,31	16,13	17,32
3	23,23	24,53	22,94	21,78

6.2.2 Nedbøying

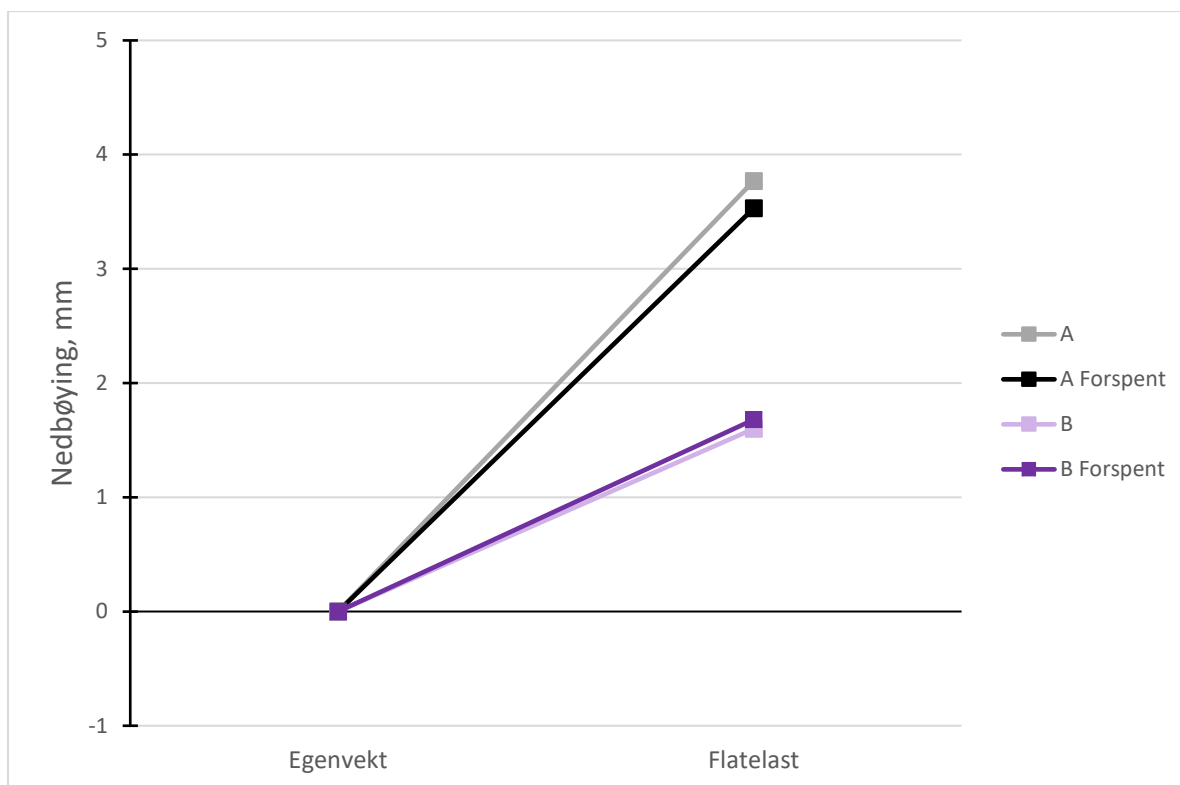
Verdier for nedbøying fra egenvekt, 1 kN punktlast og flatelast for de fire modellene er listet opp i Tabell 27 og visualisert i Figur 76 og Figur 77.

Tabell 27: Verdier for nedbøying av de fire modellene i ulike lastsituasjoner. Alle verdier er oppgitt i mm og nedbøyingverdiene for punktlast og flatelast er relative til nedbøying fra jevnt fordelt last.

Last	A	A forspent	B	B forspent
Egenvekt	6,69	- 13,82	8,34	-8,31
1 kN punktlast	0,76	0,57	0,21	0,18
Flatelast, 0.72 kN/m ²	3,77	3,53	1,60	1,68



Figur 76: Nedbøying fra 1 kN punktlast før og etter forspenning.



Figur 77: Nedbøying fra 0,72 kN/m² jevnt fordelt last før og etter forspenning.

6.2.3 Stivheter

Fra nedbøying av elementene ved jevnt fordelt last ble stivheten beregnet (Tabell 28) som beskrevet i kapittel 5.2.2.5.

Tabell 28: Stivhetene til de fire modellene og forskjellen før og etter forspenning. Stivheter oppgitt i kNm²

	A	B
Ikke forspent	27787	65473
Forspent	29676	62356
Endring i stivhet	6,8 %	-4,8 %

6.2.4 Etter tester

Etter fullskalatestene var gjennomført og resultatene analysert ble fem modifiserte versjoner av massivtreelementet modellert:

- **Amod 1:** Spenningen i hver kabel er doblet til 44 tonn pr kabel, kabelen er flyttet opp til like under elementets nøytralakse og stålkvaliteten i kablene er økt til S355.
- **Amod 2:** En ekstra rad med 4 stk kabler er lagt inn i overkant av elementet. Spenning på 22 tonn pr kabel er beholdt.
- **Amod 3:** En ekstra rad med 4 stk kabler er lagt i overkant av elementet. Spenning på den øverste raden er redusert med 25 %. Spenningen i den nederste raden er beholdt til 22 tonn.

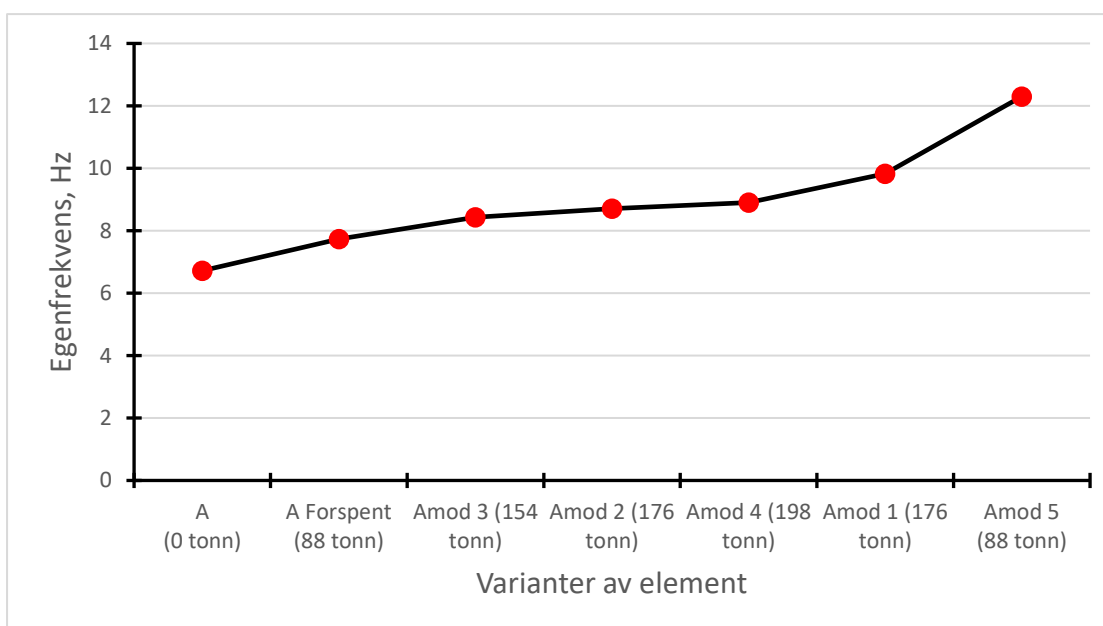
- **Amod 4:** En ekstra rad med 4 stk kabler er lagt i overkant av elementet. Spenning på den nederste raden er økt med 25 % og stålkvaliteten er endret til S355. Spenningen i den øverste raden er beholdt til 22 tonn.
- **Amod 5:** Lengden på elementet er redusert til 7 meter, ellers er elementet likt som før.

Resultatet fra numerisk analyse av de modifiserte elementene er listet opp i Tabell 29.

Tabell 29: Resultatene fra modellering av nye versjoner av 7-lags massivtreelement

	Amod 1 (Dobbel kraft)	Amod 2 (8 kabler)	Amod 3 (8 kabler+ redusert)	Amod 4 (8 kabler+ Øning)	Amod 5 (L = 7m)
Første egenfrekvens	9,66 Hz	8,61 Hz	8,43 Hz	8,90 Hz	12,27 Hz
Nedbøying fra egenvekt	-20,58mm	6,28 mm	2,08 mm	1,77 mm	-7,57 mm
Nedbøying fra flatelast	2,96 mm	3,04 mm	3,15 mm	3,01 mm	1,36 mm

I Figur 78 er de ulike variantene av 7-lags elementet plottet i stigende rekkefølge etter verdi på første egenfrekvens.



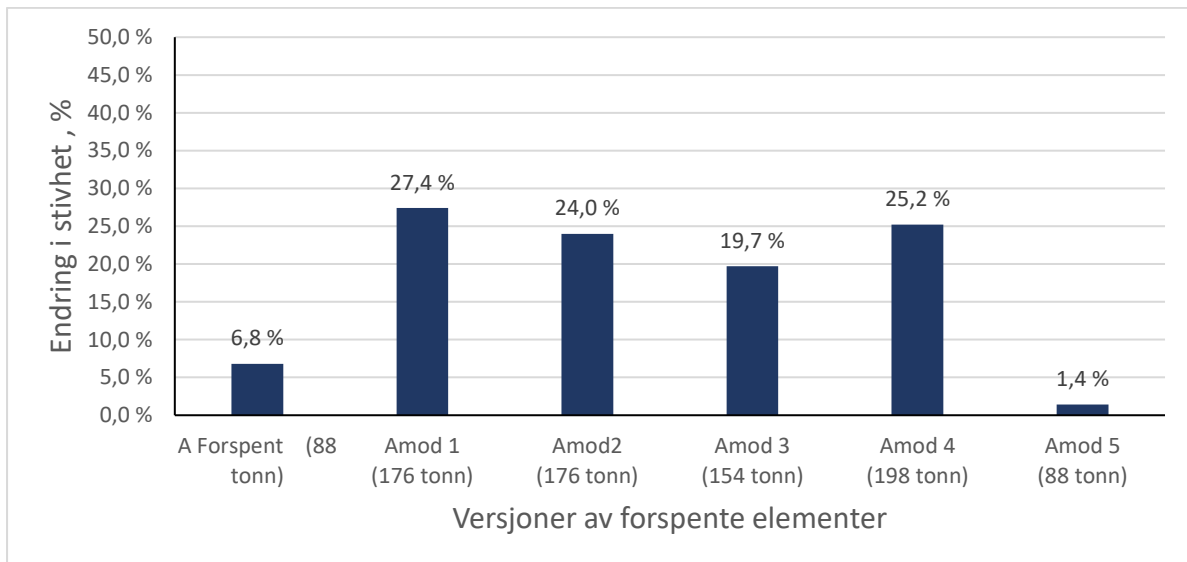
Figur 78: Første egenfrekvens for 7-lags element uten forspenning, og de ulike varianter av elementet forspent.

Fra verdiene for nedbøying ble stivhetene beregnet i henhold til kapittel 5.2.2.5. Resultatet er listet opp i Tabell 30.

Tabell 30: Stivheten til de nye variantene av massivtreelementet. Stivhetene er oppgitt i kNm².

	Amod 1	Amod 2	Amod 3	Amod 4	Amod 5
Stivhet (EI)	35391	34459	33256	34803	28188

Endringen i stivheten til de ulike variantene av forspente massivtreelementer sammenliknet med ikke forspent element er plottet i Figur 79.



Figur 79: Prosent endring i stivhet til de ulike versjonene av forspente massivtreelementer sammenliknet med et ikke forspent massivtreelement.

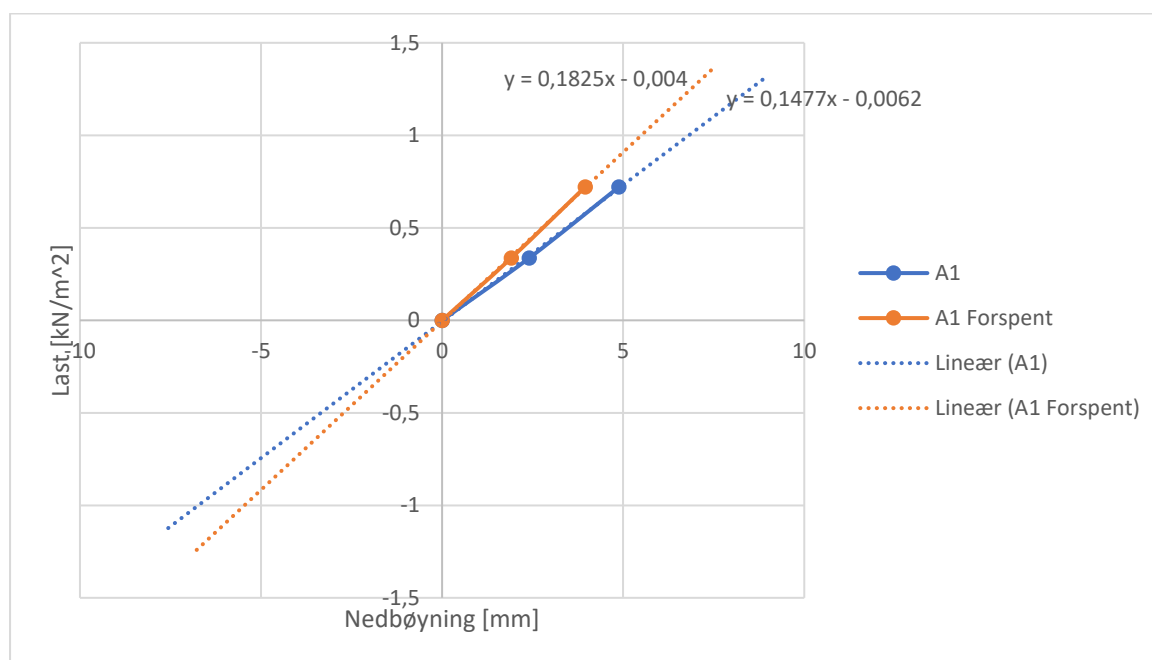
6.3 Resultater fra fullskala tester

I dette delkapittelet gjennomgås resultater fra alle fullskala tester utført på de fire testelementene. Som beskrevet i kapittel 5 ble to typer nedbøyningstester og to typer vibrasjonstester utført på samtlige elementer.

6.3.1 Nedbøyningstester av massivtreelementene

6.3.1.1 Nedbøyning under flatelast

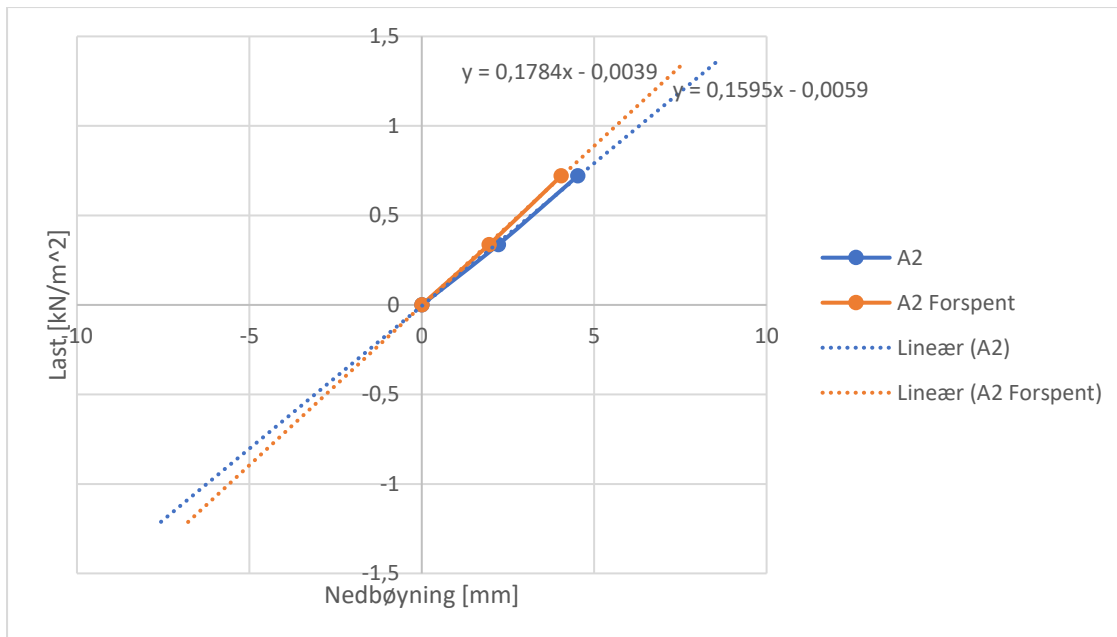
Ut fra de tre målte lasttilfellene ble det gjort en lineær regresjon som ga et uttrykk for deformasjonskurven til elementene i det elastiske området. Ut fra dette uttrykket ble nedbøyningen til elementene fra egenlast funnet ved å bruke vekten på elementene (Figur 80 og Figur 81). Stivheten til elementene ble funnet ved å bruke den relative deformasjonen fra nedbøyning ved egenvekt og full påført last (Tabell 33).



Figur 80: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning A1.

Tabell 31: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning A1, alle verder er oppgitt i mm.

Nedbøyning fra flatelast A1	Ikke forspent	Forspent
Lasttilfelle 1 [0,34 kN/m ²]	2,40	1,91
Lasttilfelle 2 [0,72 kN/m ²]	4,88	3,95



Figur 81: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning A2.

Tabell 32: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning A2, alle verdier er oppgitt i mm.

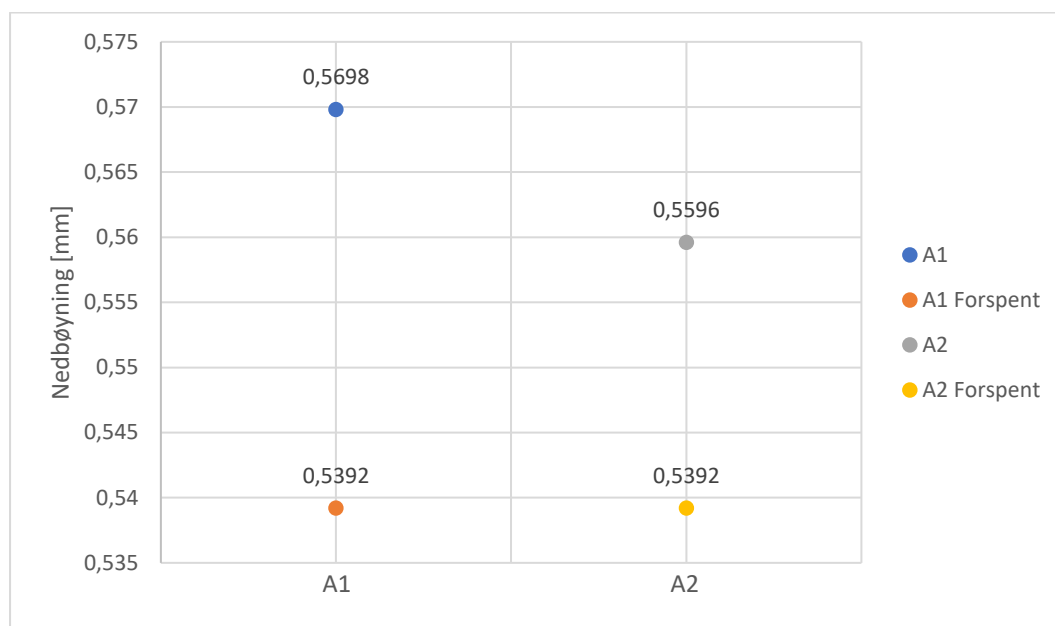
Nedbøyning fra flatelast A2	Ikke forspent	Forspent
Lasttilfelle 1 [0,34 kN/m ²]	2,22	1,95
Lasttilfelle 2 [0,72 kN/m ²]	4,52	4,04

Tabell 33: Effektiv bøyestivhet før og etter forspenning og økning i stivhet som følge av forspenningen A1 og A2, stivheter er oppgitt i kNm².

Effektiv bøyestivhet	A1	A2
Ikke oppspent	20059	21659
Oppspent	24792	24224
Økning i stivhet	23,6 %	11,8 %

6.3.1.2 Nedbøying fra punktlast

Nedbøying fra punktlast er vist i Figur 82 og listet opp i Tabell 34.



Figur 82: Nedbøying fra 1 kN punktlast.

Tabell 34: Nedbøying fra 1 kN punktlast A1 og A2, verdier for nedbøying er oppgitt i mm.

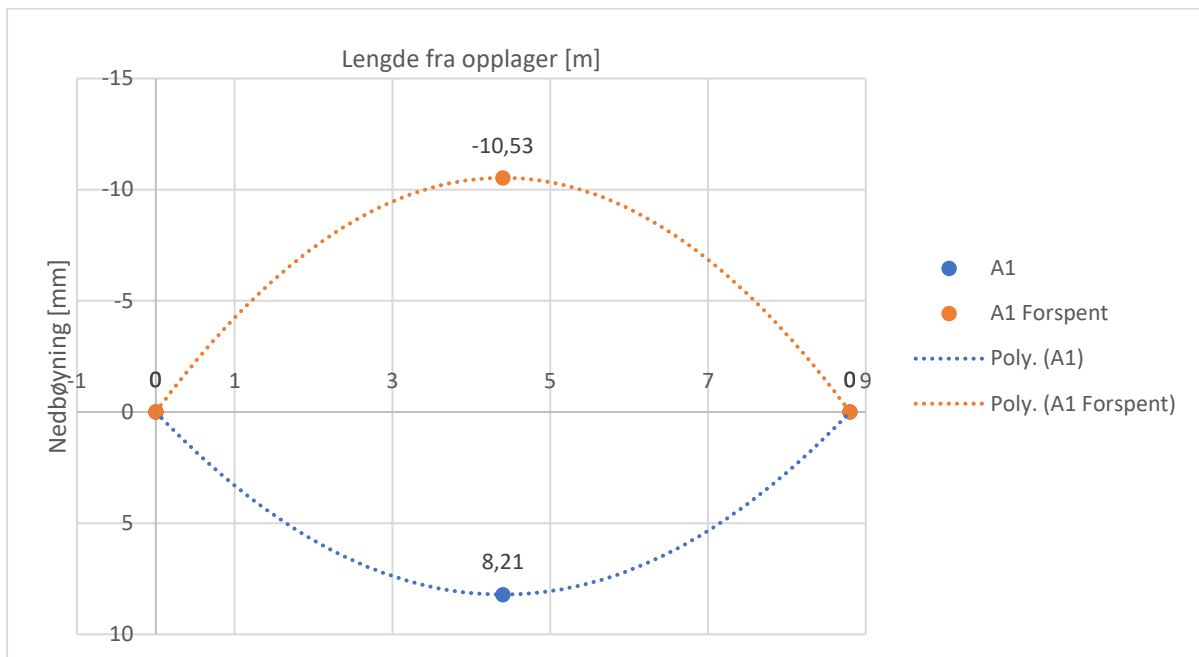
Nedbøying fra 1 kN punktlast	A1	A2
Ikke forspent	0,57	0,56
Forspent	0,54	0,54
Differanse	0,03 / 5,7 %	0,02 / 3,8 %

6.3.1.3 Forspenning av elementene

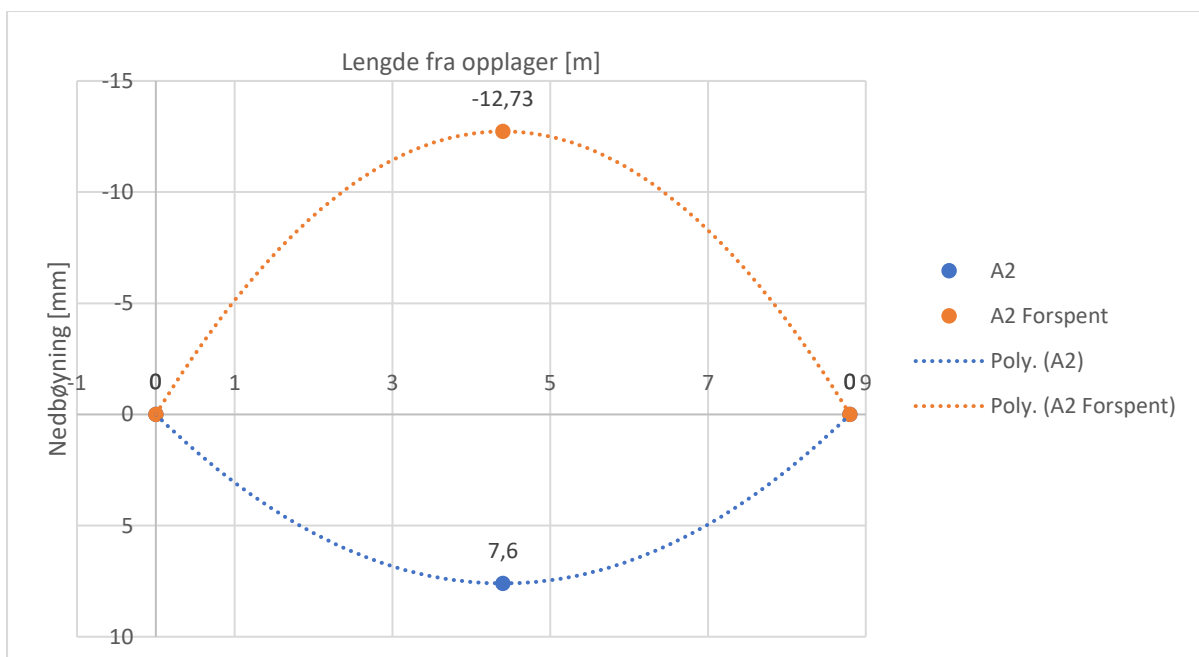
Resultater for målt opphøyning under forspenning av elementene er listet i Tabell 35. Figur 83 og Figur 84 viser hvordan elementene hevet seg under forspenningen. Nedbøying før forspenning er tatt fra utregnet verdi fra testresultater av nedbøying under jevnt fordelt last, sammenlikning mellom verdiene kan leses i Tabell 36.

Tabell 35: Opphøyning som følge av forspenning av A1 og A2, alle verdier er oppgitt i mm.

Opphøyning som følge av etterspenning	A1	A2
Ved 50 % spennkraft [44 tonn]	10,09	10,30
Total opphøyning [88 tonn]	18,74	20,33



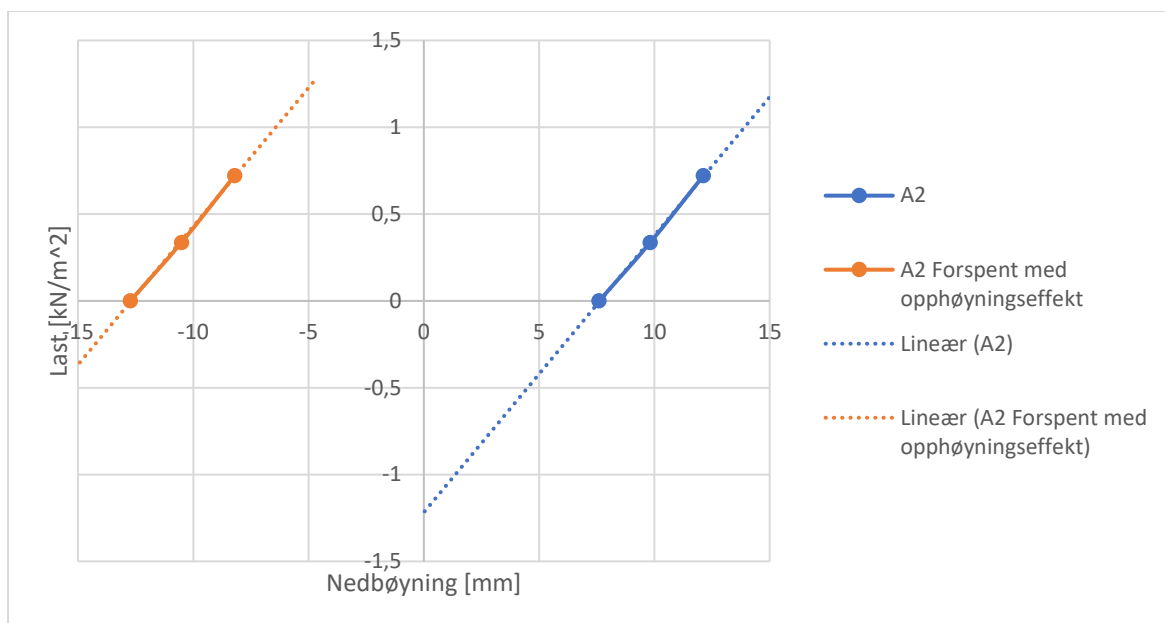
Figur 83: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning A1.



Figur 84: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning A2.

Tabell 36: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning av A1 og A2, alle verdier er oppgitt i mm.

Nedbøyning fra egenvekt	A1	A2
Ikke forspent	8,21	7,60
Forspent	-10,53	-12,73

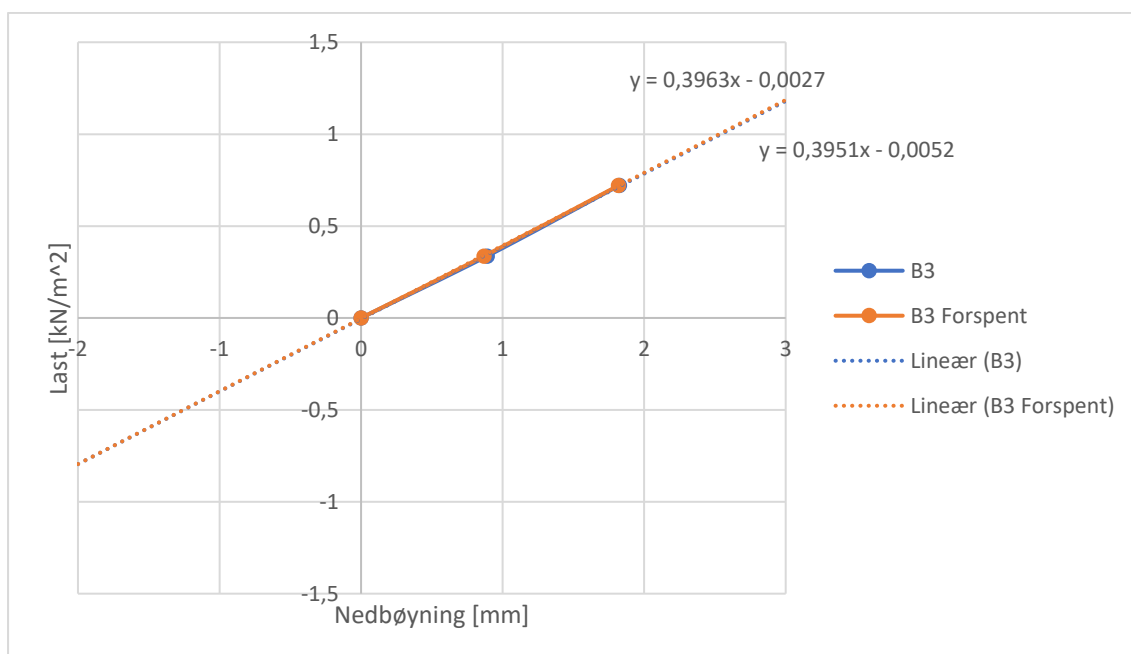


Figur 85: Nedbøyning fra flatelast med opphøyningseffekt fra forspenningen og uten forspenning A2.

6.3.2 Nedbøyningstester av samvirkeelementene

6.3.2.1 Nedbøyning fra jevnt fordelt last

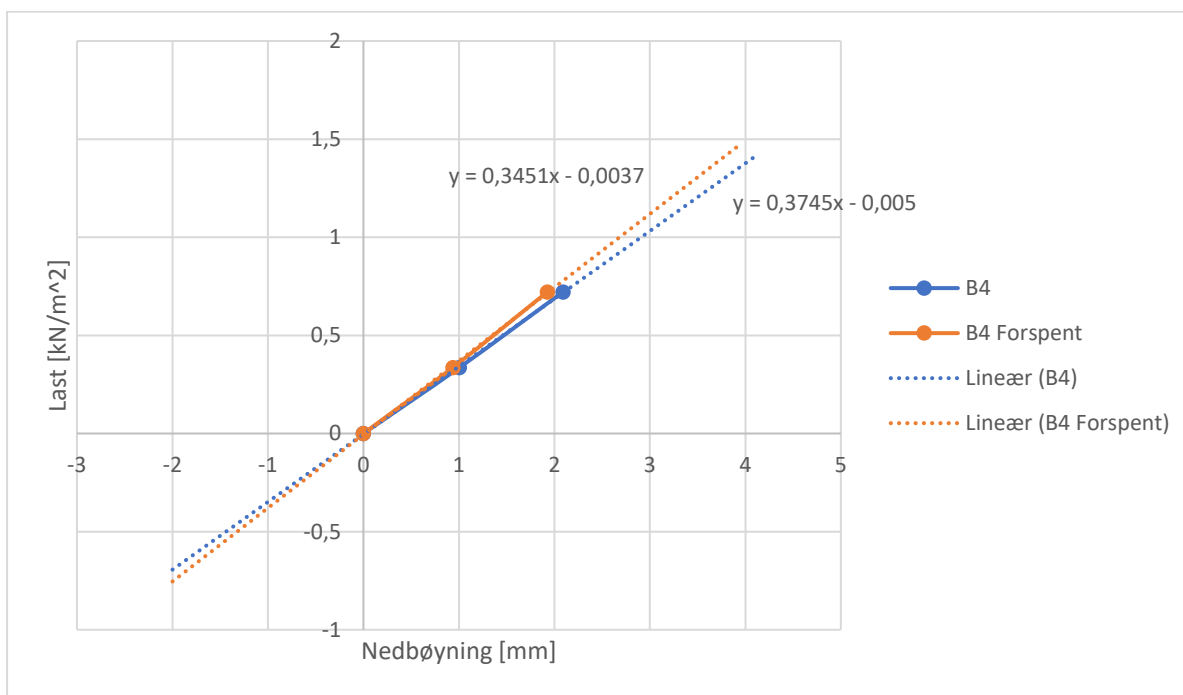
Nedbøyning med og uten forspenning vises i Figur 86 og Figur 87. Det ble brukt samme metode som for massivtreelementene for å finne nedbøyning fra egenvekt. Stivheten til elementene ble funnet, på samme måte som for massivtreelementene, ved å bruke den relative deformasjonen fra nedbøyning ved egenvekt og full påført last (Tabell 39).



Figur 86: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning B3.

Tabell 37: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning B3, alle verdier er oppgitt i mm.

Nedbøyning fra flatelast B3	Ikke forspent	Forspent
Lasttilfelle 1 [0,34 kN/m ²]	0,89	0,87
Lasttilfelle 2 [0,72 kN/m ²]	1,83	1,82



Figur 87: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning B4.

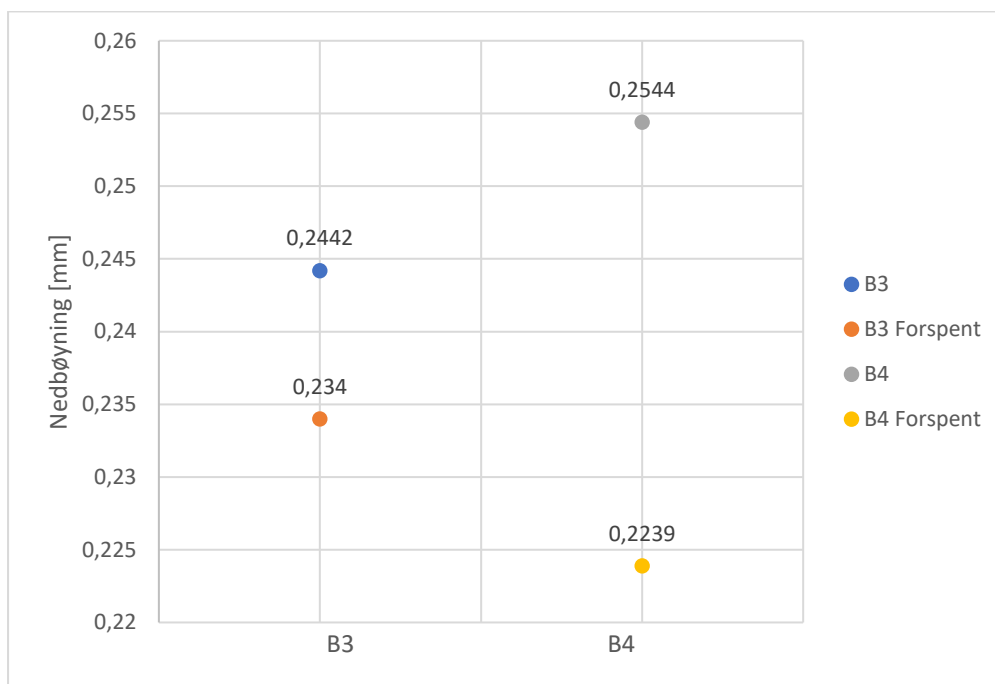
Tabell 38: Nedbøyning fra flatelast med og uten forspenning B4, alle verdier er oppgitt i mm.

Nedbøyning fra flatelast B4	Ikke forspent	Forspent
Lasttilfelle 1 [0,34 kN/m ²]	1,01	0,94
Lasttilfelle 2 [0,72 kN/m ²]	2,09	1,93

Tabell 39: Effektiv bøyestivhet før og etter forspenning og økning i stivhet som følge av forspenningen B3 og B4, stivheter er oppgitt i kNm².

Effektiv bøyestivhet	B3	B4
Ikke forspent	53668	46866
Forspent	53823	50871
Økning i stivhet	0,3 %	8,5 %

6.3.2.2 Nedbøying fra punktlast



Figur 88: Nedbøying på samvirkedekkene fra 1 kN punktlast.

Tabell 40: Nedbøying fra 1 kN punktlast B3 og B4, verdier for nedbøying er oppgitt i mm.

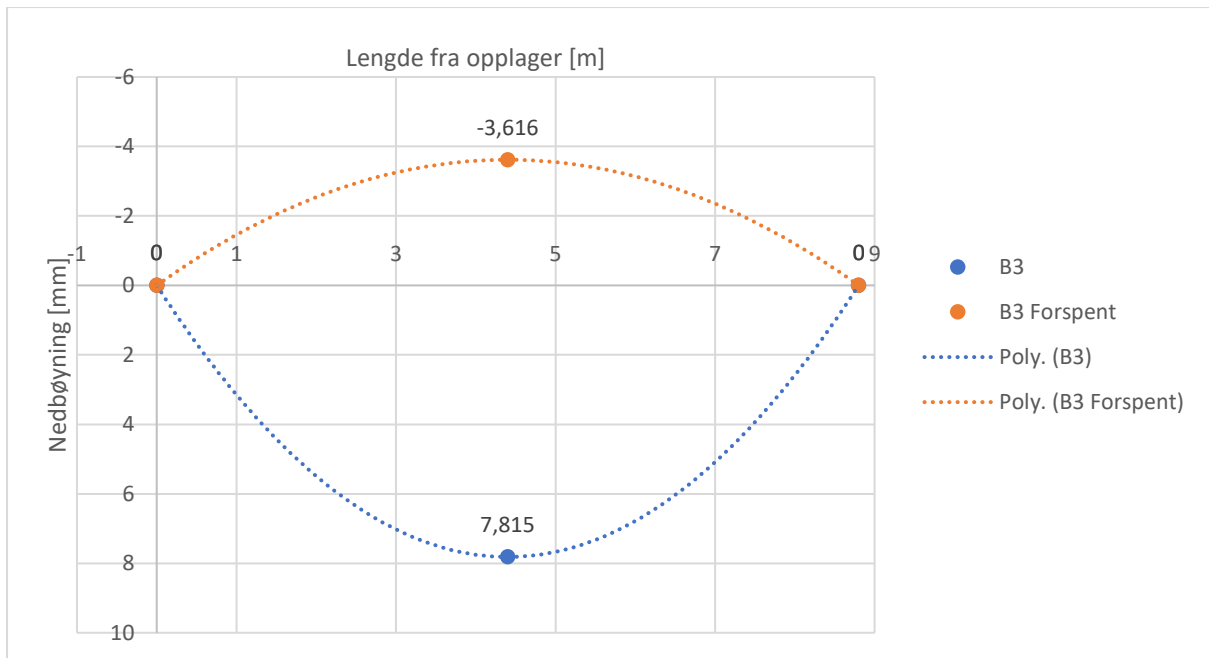
Nedbøying fra 1 kN punktlast	B3	B4
Ikke forspent	0,24	0,25
Forspent	0,23	0,22
Differanse	0,01 / 4,4 %	0,03 / 13,6 %

6.3.2.3 Forspenning av elementene

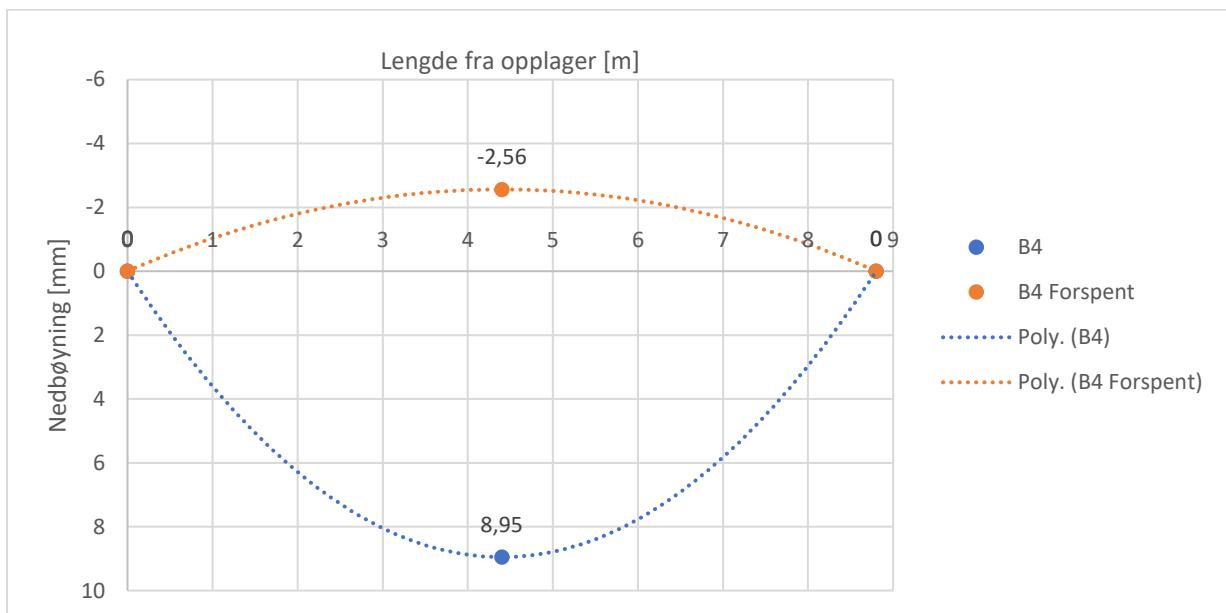
Resultater for målt opphøyning under forspenning av elementene er listet i Tabell 41. Figur 89 og Figur 90 viser hvordan elementene hevet seg under forspenningen. Nedbøying før forspenning er tatt fra utregnet verdi fra testresultater av nedbøying under jevnt fordelt last, sammenlikning mellom verdiene kan leses i Tabell 42.

Tabell 41: Opphøyning som følge av forspenning av B3 og B4, alle verdier er oppgitt i mm.

Opphøyning som følge av forspenning	B3	B4
Ved 50 % spennkraft [44 tonn]	5,62	5,57
Total opphøyning [88 tonn]	11,41	11,51



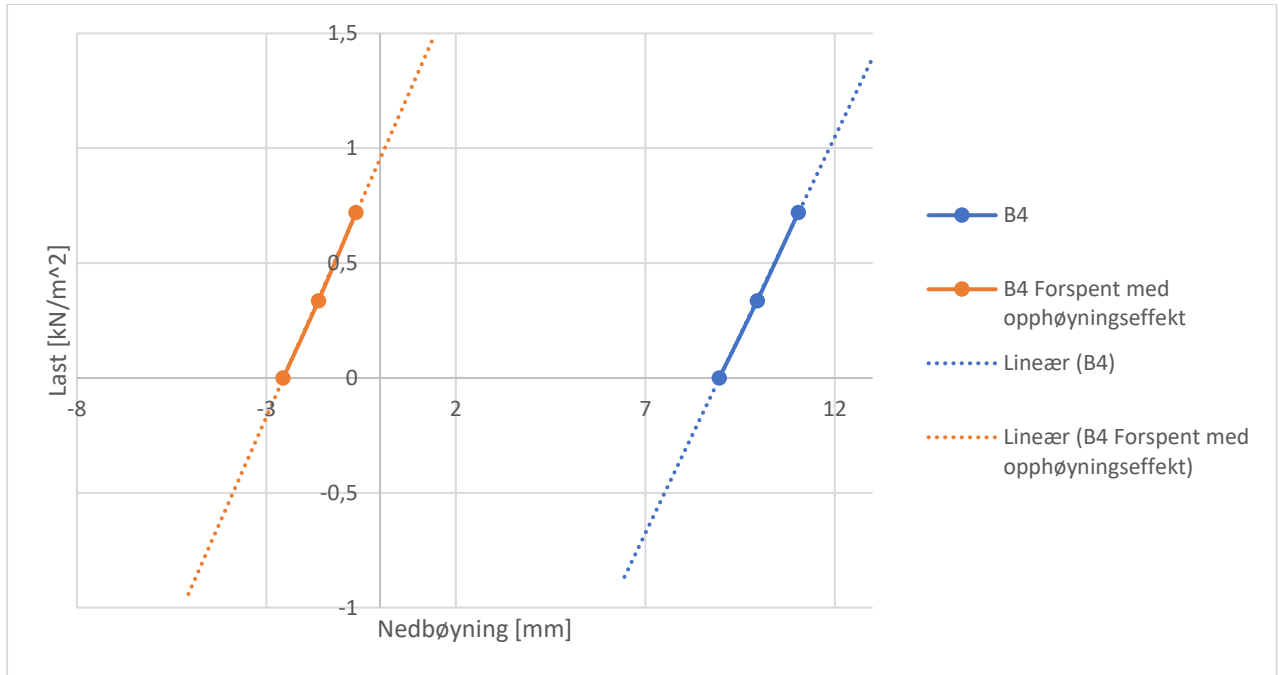
Figur 89: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning B3.



Figur 90: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning B4.

Tabell 42: Nedbøyning fra egenvekt med og uten forspenning av B3 og B4, alle verdier er oppgitt i mm.

Nedbøyning fra egenvekt	B3	B4
Ikke forspent	7,82	8,95
Forspent	-3,62	-2,56



Figur 91: Nedbøyning fra flatelast med opphøyningseffekt fra forspenning og uten forspenning B4.

6.3.3 Hammertest

Egenfrekvensene i Tabell 43 og Tabell 44 er hentet fra FFT kurver laget i programvare Catman Easy. I vedlegg B ligger eksempler på FFT-kurvene som ble brukt og et eksempel på hvordan verdiene ble lest av kurvene.

6.3.3.1 Egenfrekvenser

Tabell 43: Egenfrekvenser til de to massivtreelementene før og etter forspenning.

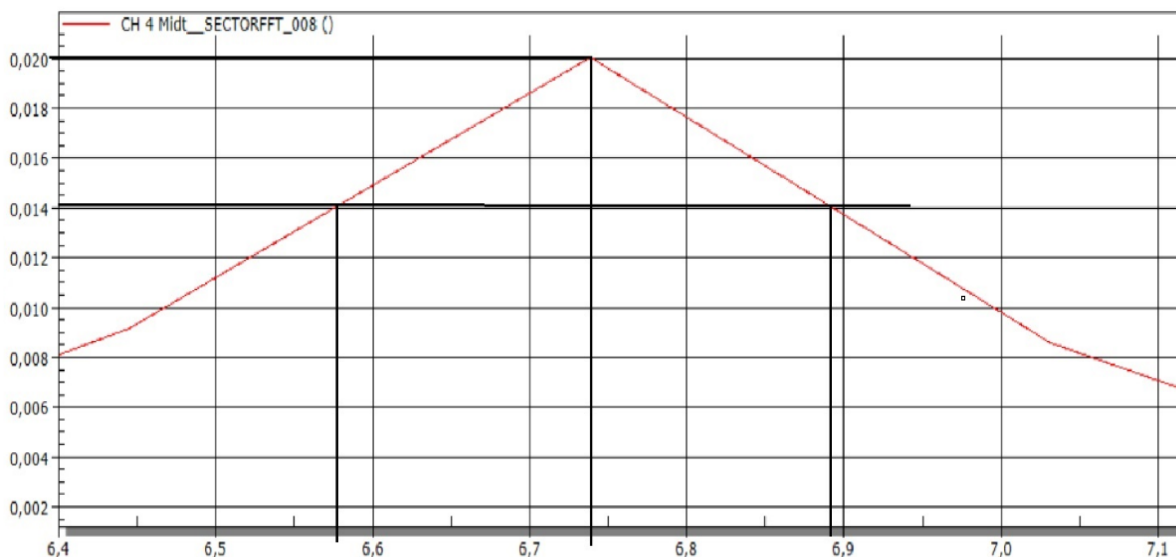
Svingeform	A1	A1-forspent	A2	A2-forspent
1	6,45	6,66	6,72	6,74
2	13,30	14,06	15,08	15,10
3	18,56	21,20	20,51	21,52

Tabell 44: Egenfrekvenser til de to samvirkeelementene før og etter forspenning.

Svingeform	B3	B3- forspent	B4	B4-forspent
1	6,12	6,06	6,04	6,12
2	11,50	10,22	12,01	13,10
3	20,14	19,93	20,10	20,18

6.3.3.2 Demping

Dempingen ble beregnet som beskrevet i kapittel 3.2.5. FFT grafen ble hentet fra hammertestene og zoomet inn for å få så nøyaktige verdier som mulig for frekvensene som brukes i utregningen (Figur 92). Tabell 45 viser de beregnede dempningsratene.



Figur 92: Zoomet inn bilde av første topp på FFT grafen til A2 med forspenning.

Tabell 45: Kalkulert dempningsrate i %.

Dempningsrate	A1	A2	B3	B4
Uten forspenning	4,8	4,4	4,9	4,8
Med forspenning	4,4	2,3	4,8	4,7

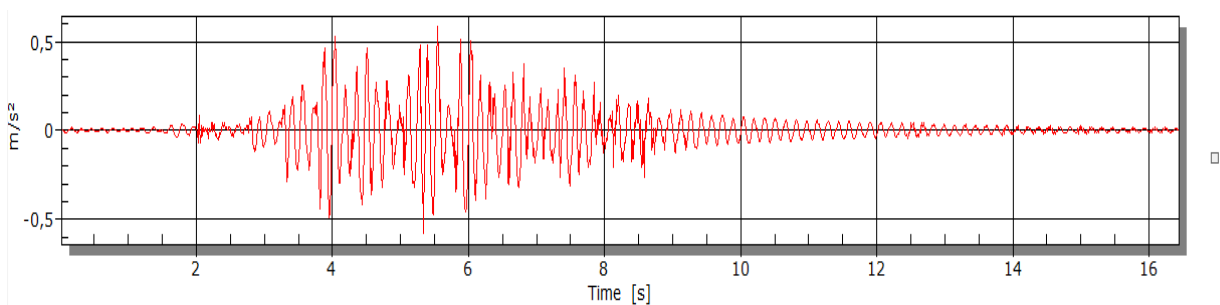
6.3.4 Gangtest

Resultatene fra gangtesten er listet opp i Tabell 46. Figur 93 til Figur 100 viser akselerasjonsgrafene tilhørende den testen som produserte høyeste akselerasjonsverdi.

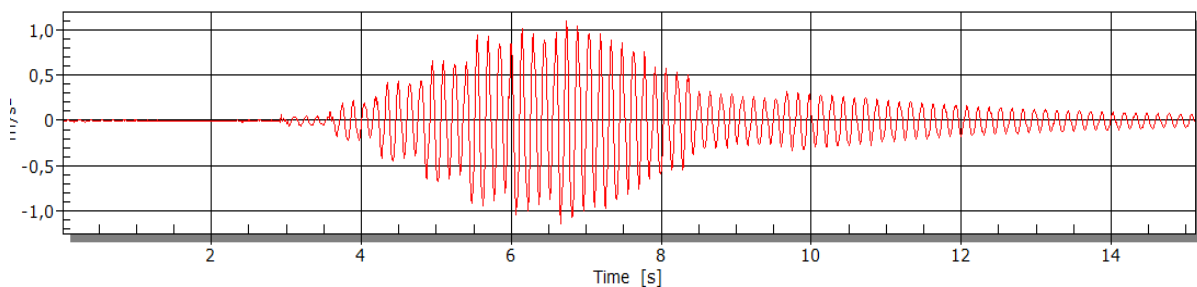
Tabell 46: Største akselerasjon målt på de fire testelementene før og etter forspenning, alle verdier er oppgitt i m/s^2 .

Akselerasjon	A1	A2	B3	B4
Før forspenning	0,60	0,49	0,27	0,54
Etter forspenning	1,14	1,43	0,46	0,51

Akselerasjonsgrafer tilhørende element A1 før og etter forspenning

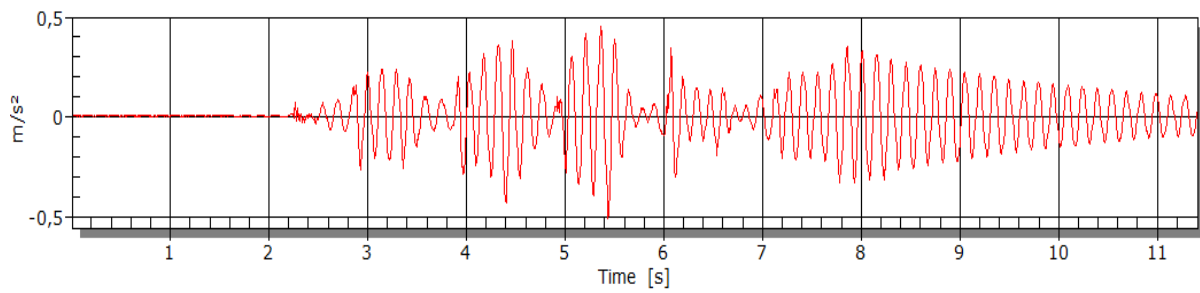


Figur 93: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til A1 ble målt.

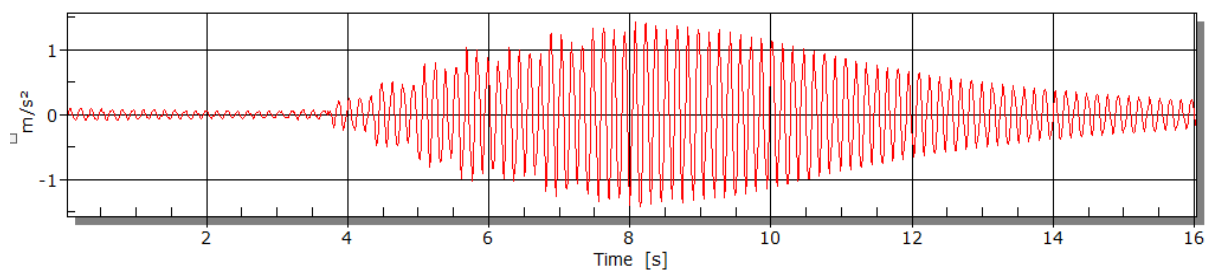


Figur 94 : Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent A1 ble målt.

Akselerasjonsgrafer tilhørende element A2 før og etter forspenning

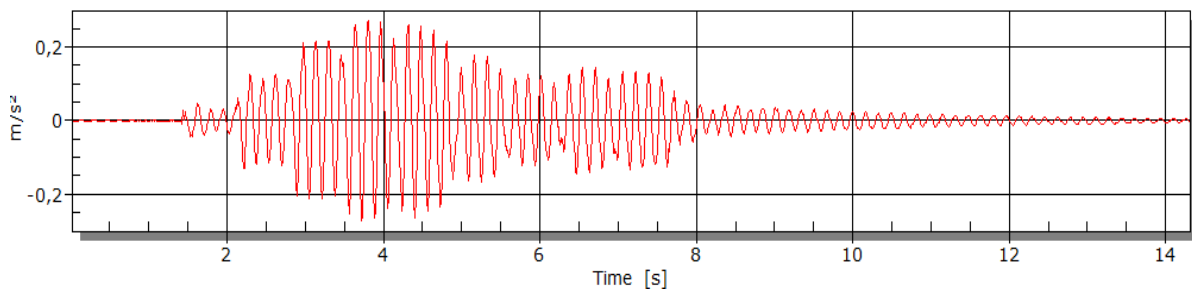


Figur 95: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til A2 ble målt.

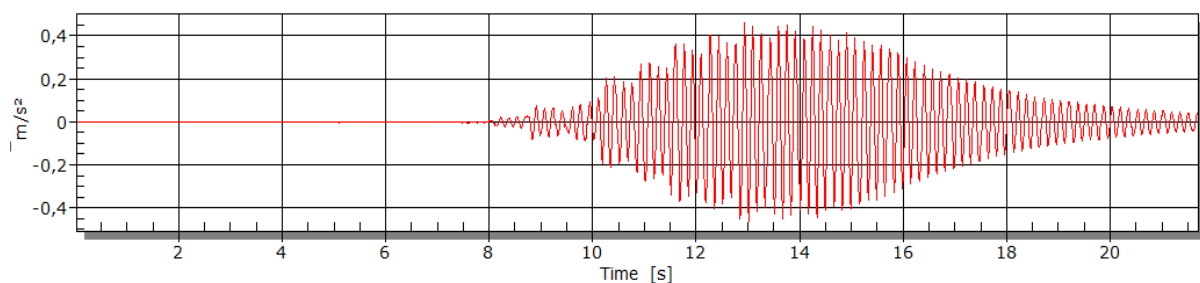


Figur 96: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent A2 ble målt.

Akselerasjonsgrafer tilhørende element B3 før og etter forspenning

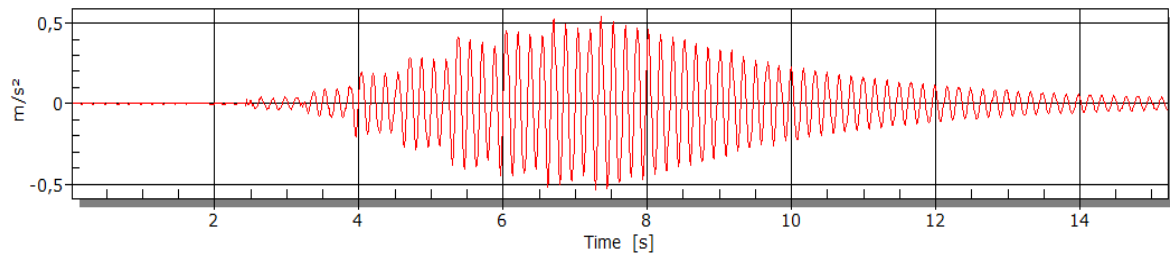


Figur 97: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til B3 ble målt.

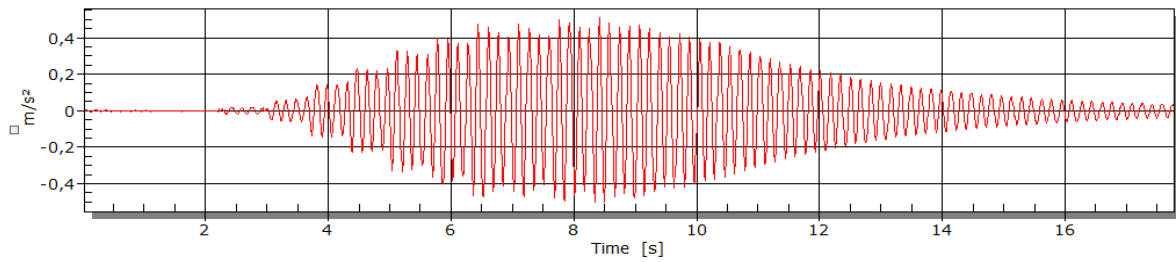


Figur 98: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent B3 ble målt.

Akselerasjonsgrafer tilhørende element B4 før og etter forspenning



Figur 99: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til B4 ble målt.



Figur 100: Akselerasjonsgraf fra testen hvor den største akselerasjonen til forspent B4 ble målt.

6.4 Sammenlikninger mellom testresultater

I dette delkapittelet er det gjort sammenlikninger av resultatene fra de ulike analysene.

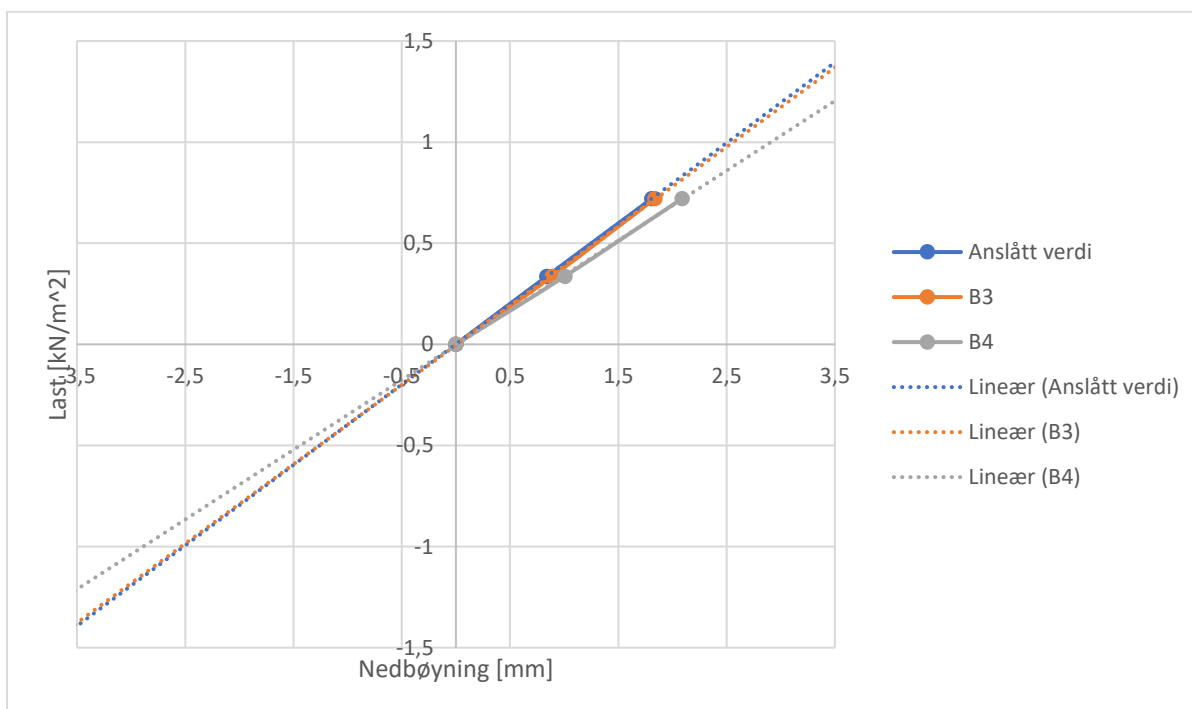
6.4.1 Håndberegninger og fullskala tester

Tabell 47: Sammenlikninger av effektiv bøyestivhet mellom håndberegninger og testresultater, stivheter er oppgitt i kNm^2 .

Effektiv bøyestivhet	A1	A2	B3	B4
Anslått verdi	30595	30595	54197	54197
Verdi fra testresultater	20059	21659	53668	46866
Differanse	52,5 %	41,3 %	1,0 %	15,6 %

Tabell 48: Sammenlikninger av nedbøyning fra 1 kN punktlast mellom håndberegninger og testresultater, verdier for nedbøyning er oppgitt i mm.

Nedbøyning fra 1 kN punktlast	A1	A2	B3	B4
Anslått verdi	0,51	0,51	0,27	0,27
Verdi fra testresultater	0,57	0,58	0,24	0,25
Differanse	-11,8 %	-13,7 %	12,5 %	8,0 %



Figur 101: Sammenlikning mellom anslått verdi og verdier fra testresultater for nedbøyning med flatelast.

Tabell 49: Maks akselerasjon fra håndberegningene, alle verdier er oppgitt i m/s^2 .

Maks akselerasjon:	Forslag til nye Eurokode 5	Hamm, Richter og Winther	Østerrikske nasjonale tillegg
<i>Massivtredekket</i>	1,39	1,68	0,40
<i>Samvirkedeckket</i>	0,69	0,82	0,25

Tabell 50: Maks akselerasjon fra fullskala tester, alle verdier er oppgitt i m/s^2 .

Akselerasjon gangtester	A1	A2	B3	B4
Maks akselerasjon	1,14	1,43	0,46	0,54

6.4.2 Numerisk modell og fullskala tester

6.4.2.1 Egenfrekvenser massivtreelement

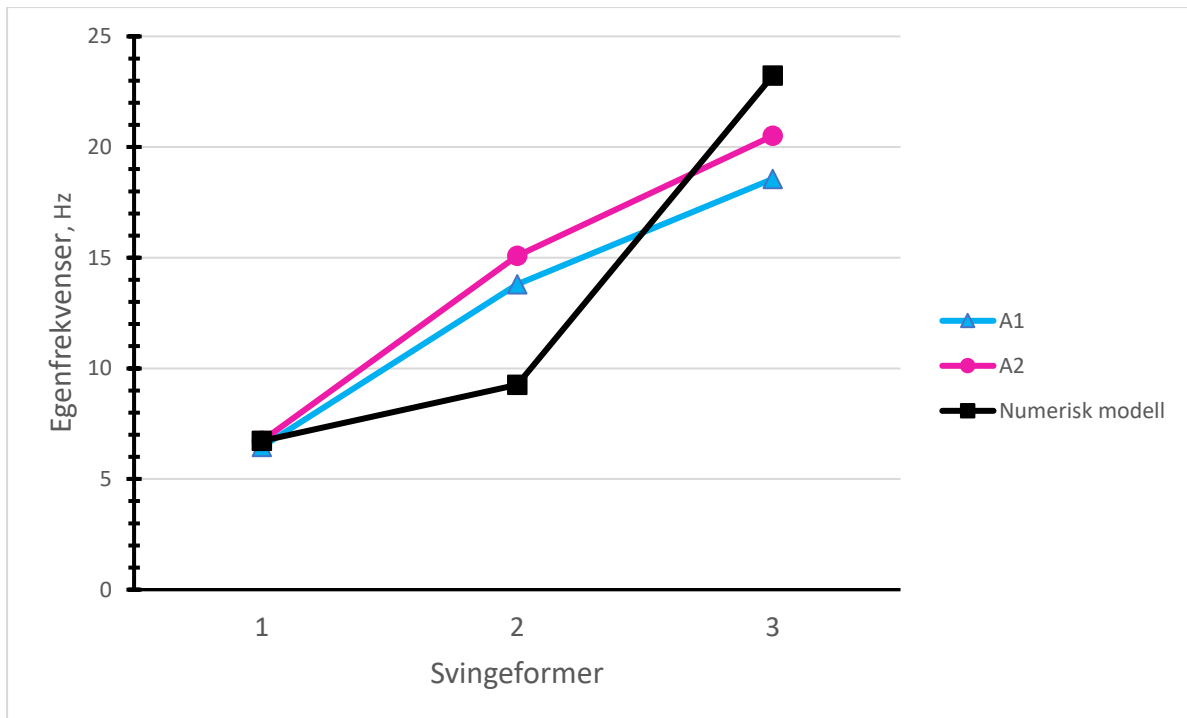
Egenfrekvensene til massivtreelementene før og etter forspenning sammenliknet med resultat fra numerisk analyse er listet opp i Tabell 51 og Tabell 52, og illustrert i Figur 102 og Figur 103. Figur 104 viser hvordan første egenfrekvens endrer seg før og etter forspenning for testelementene og den numeriske modellen.

Tabell 51: De første tre egenfrekvensene til de to massivtreelementene og numerisk modell i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.

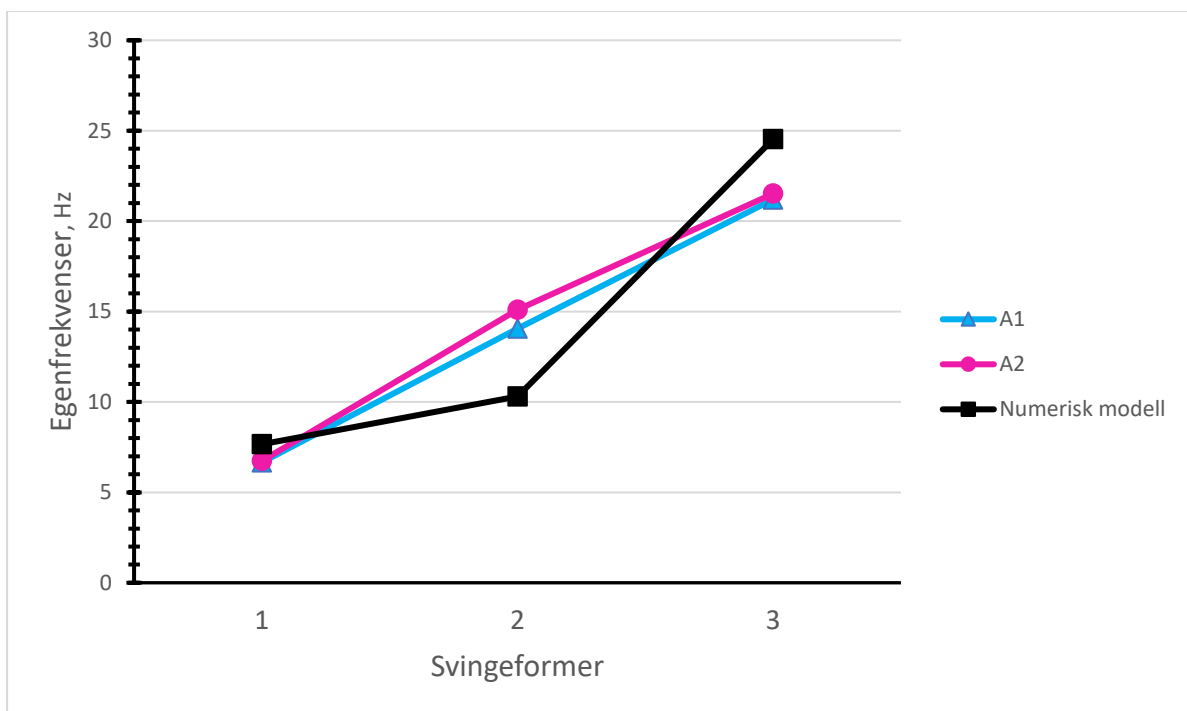
Svingeform	A1	A2	Numerisk modell
1	6,45	6,72	6,72
2	13,30	15,08	9,25
3	18,56	20,51	23,23

Tabell 52: De første tre egenfrekvensene til de to massivtreelementene etter forspenning og numerisk modell i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.

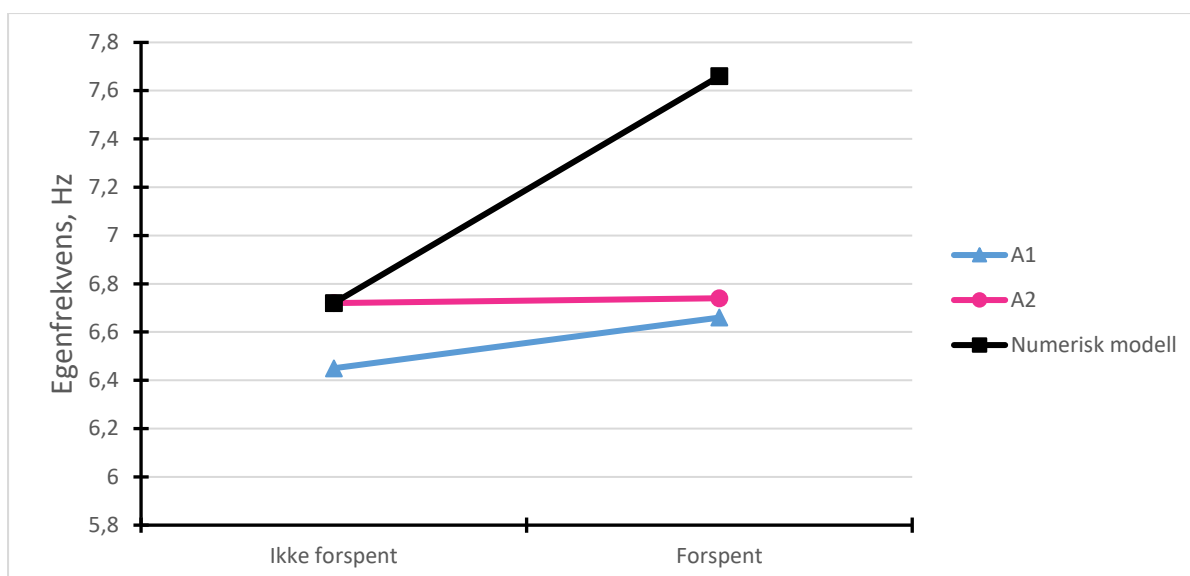
Svingeform	A1	A2	Numerisk modell
1	6,45	6,74	7,66
2	14,06	15,08	10,31
3	21,20	21,52	24,53



Figur 102: Eigenfrekvenser til A1 og A2 før forspenning sammenliknet med egenfrekvenser fra numerisk modell.



Figur 103: Eigenfrekvenser til A1 og A2 etter forspenning sammenliknet med egenfrekvenser fra numerisk modell.



Figur 104: Første egenfrekvens for massivtreelementene og numerisk modell før og etter forspenning.

6.4.2.2 Egenfrekvenser samvirkeelement

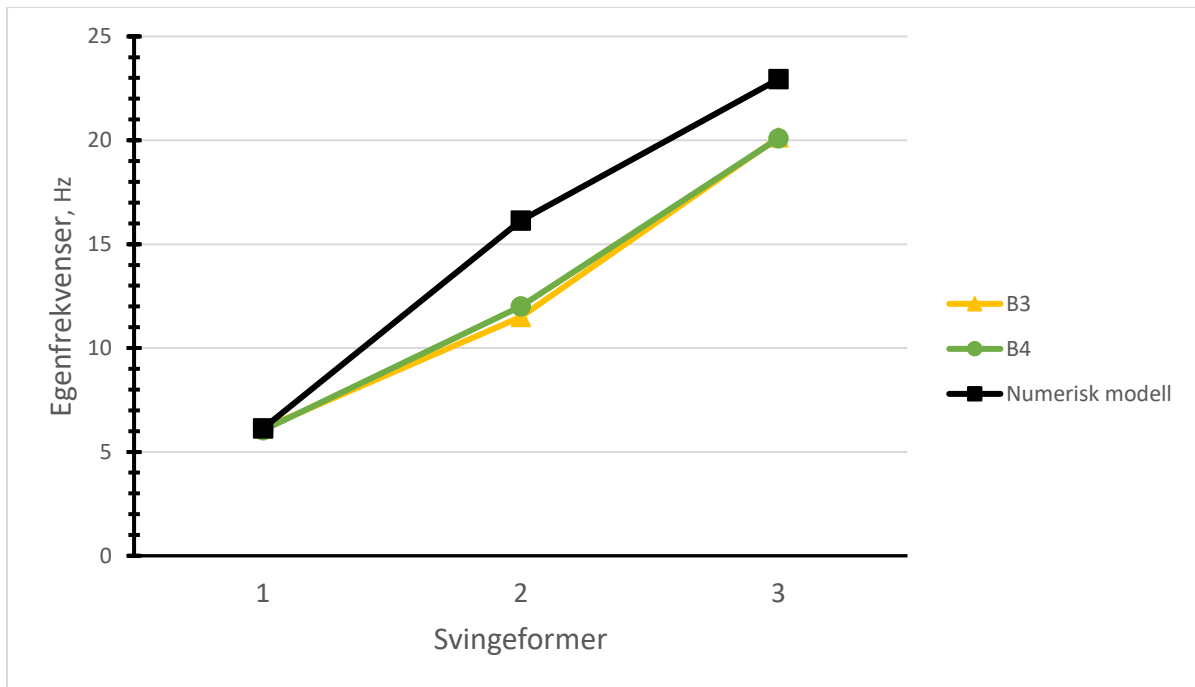
Egenfrekvensene til samvirkeelementene før og etter forspenning sammenliknet med resultat fra numerisk analyse er listet opp i Tabell 53 og Tabell 54, og illustrert i Figur 105 og Figur 106. Figur 107 viser hvordan første egenfrekvens endrer seg før og etter forspenning for testelementene og den numeriske modellen.

Tabell 53: De første tre egenfrekvensene til de to samvirkedekkerne og modell av samvirkedekke i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.

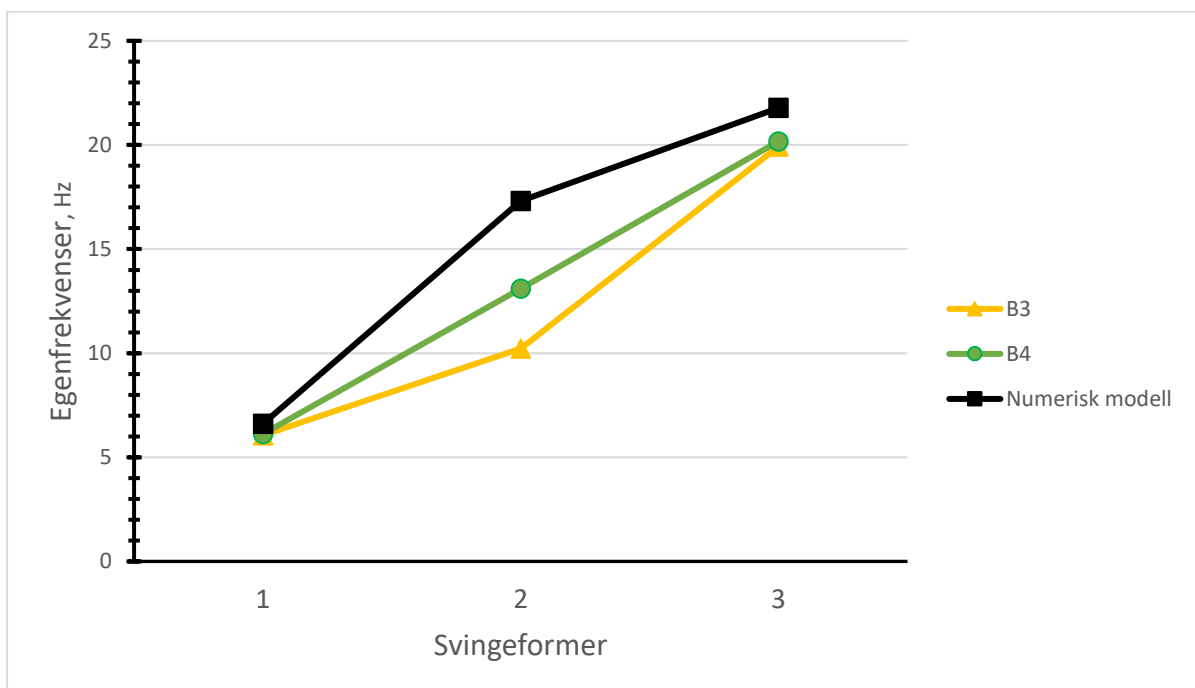
Svingeform	B3	B4	Numerisk modell
1	6,12	6,04	6,13
2	11,50	12,01	16,13
3	20,14	20,10	22,94

Tabell 54: De første tre egenfrekvensene til de to samvirkedekkerne etter forspenning og modell av samvirkedekke i ANSYS, alle verdier er oppgitt i Hz.

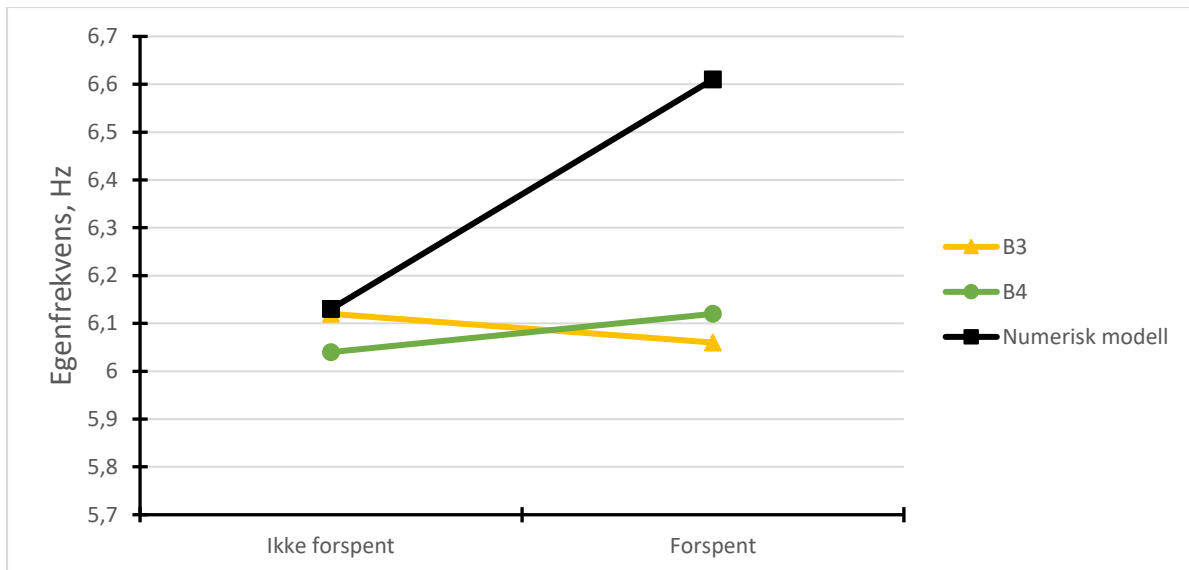
Svingeform	B3	B4	Numerisk modell
1	6,06	6,12	6,61
2	10,22	13,10	17,32
3	19,93	20,18	21,78



Figur 105: Egenfrekvenser til samvirkeelement sammenliknet med egenfrekvenser i numerisk modell.



Figur 106: Egenfrekvenser til forspent samvirkeelement sammenliknet med egenfrekvenser i numerisk modell.



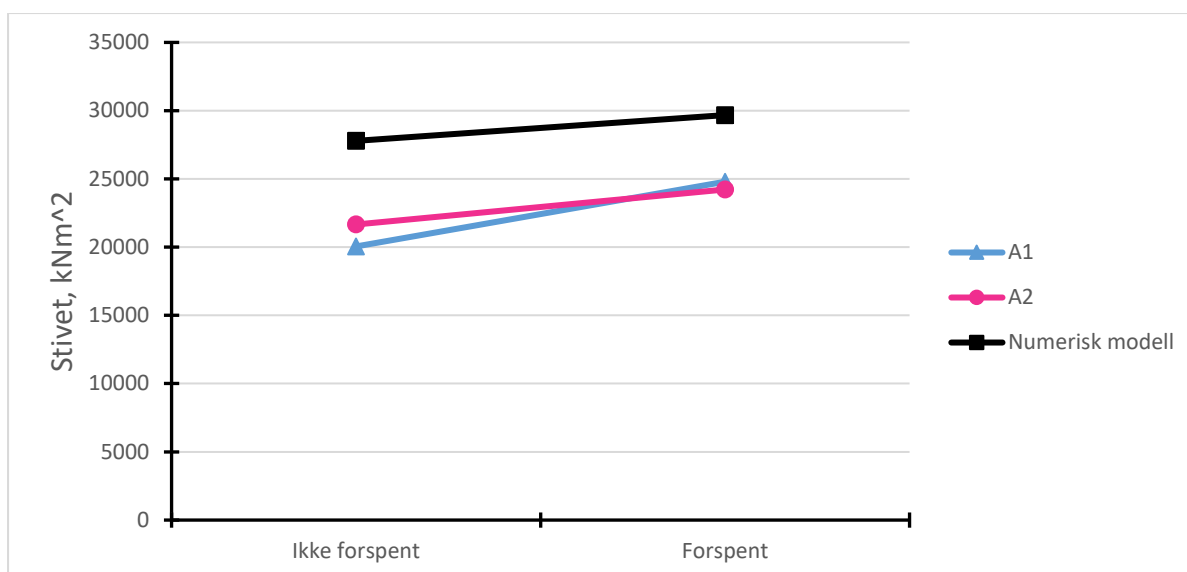
Figur 107: Første egenfrekvens for samvirkeelement og numerisk modell før og etter forspenning.

6.4.2.3 Nedbøying massivtreelement

I dette delkapittelet sammenliknes nedbøyingresultater fra fullskala tester av massivtreelementene A1 og A2 med numerisk analyse. Tabell 55 viser nedbøying fra flatelast og Tabell 57 viser nedbøying fra punktlast. Figur 108 og Tabell 56 sammenlikner stivhetene funnet i tester og analyse. Tabell 58 viser differansen i nedbøying for massivtreelementene sammenliknet med differansen funnet i den numeriske analysen.

Tabell 55: Verdier for nedbøying fra jevnt fordelt last før og etter forspenning for de to massivtreelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøying under egenvekt.

	Ikke forspent		Forspent	
A1	4,86		3,94	
A2	4,53		4,04	
Numerisk modell	3,77		3,53	
Avvik i prosent fra num. modell til A1 og A2	22,4%	16,8%	10,4%	12,6%



Figur 108: Endringen i stivhet som følge av forspenning for massivtreelementene og numerisk modell, alle verdier er oppgitt i kNm².

Tabell 56: Endringen i stivhet som følge av forspenning for massivtreelementene og numerisk modell, alle verdier er oppgitt i kNm².

	A1	A2	Numerisk modell
Ikke forspent	20059	21659	27787
Forspent	24792	24224	29676

Tabell 57: Sammenlikning av nedbøying fra 1 kN punktlast på massivtreelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøying under egenvekt.

	Ikke forspent		Forspent	
A1	0,58		0,54	
A2	0,54		0,54	
Numerisk modell	0,76		0,57	
Avvik i prosent fra num. modell til A1 og A2	31,0%	40,7%	5,5%	5,5%

Tabell 58: Differansen i nedbøying fra egenvekt før og etter oppspenning for de to massivtreelementene og numerisk modell, alle verdiene er oppgitt i mm.

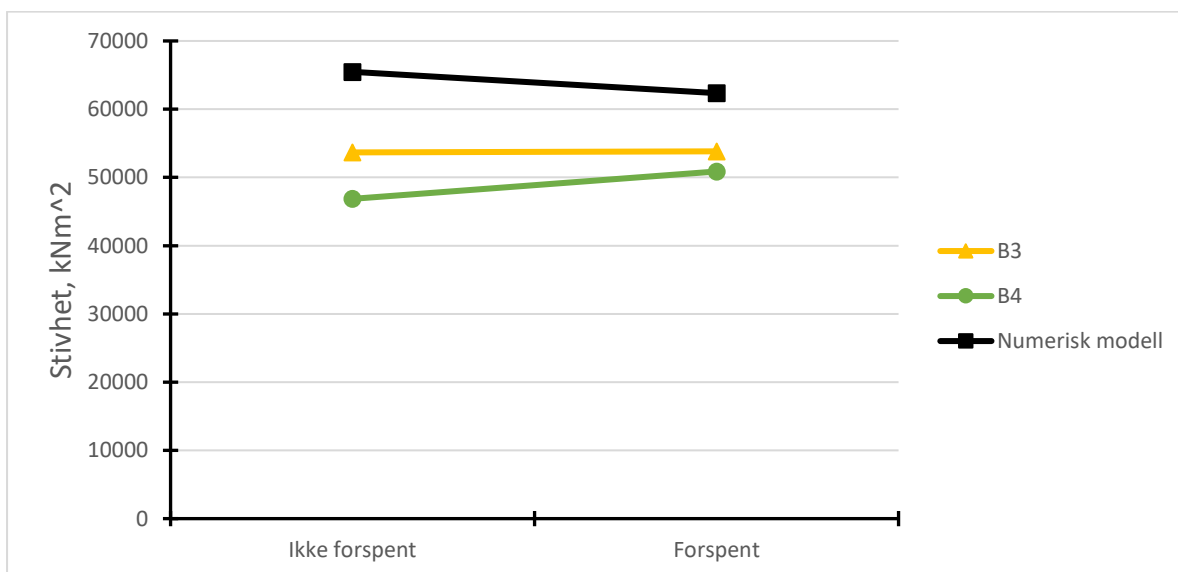
	A1	A2	Numerisk modell	Avvik num. modell fra A1 og A2	
Differanse før og etter forspennig	18,74	20,33	20,51	9,4%	0,9%

6.4.2.4 Nedbøying samvirkeelement

I dette delkapittelet sammenliknes nedbøyingresultater fra fullskala tester av samvirkeelementene B3 og B4 med numerisk analyse. Tabell 59 viser nedbøying fra flatelast og Tabell 61 viser nedbøying fra punktlast. Figur 109 og Tabell 60 sammenlikner stivhetene funnet i tester og analyse. Tabell 62 viser differansen i nedbøying for samvirkeelementene sammenliknet med differansen funnet i den numeriske analysen.

Tabell 59: Verdier for nedbøying fra jevnt fordelt last før og etter forspenning for de to samvirkeelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøying under egenvekt.

	Ikke forspent		Forspent	
B3	1,90		1,85	
B4	2,08		1,90	
Numerisk modell	1,60		1,68	
Avvik i prosent fra num. modell til B3 og B4	15,7%	23,1%	9,2%	11,6%



Figur 109: Endringen i stivhet som følge av forspenning for massivtreelementene og numerisk modell.

Tabell 60: Endringen i stivhet som følge av forspenning for samvirkeelementene og numerisk modell, alle verdier er oppgitt i kNm².

	B3	B4	Numerisk modell
Ikke forspent	53668	46866	65437
Forspent	53823	50871	62356

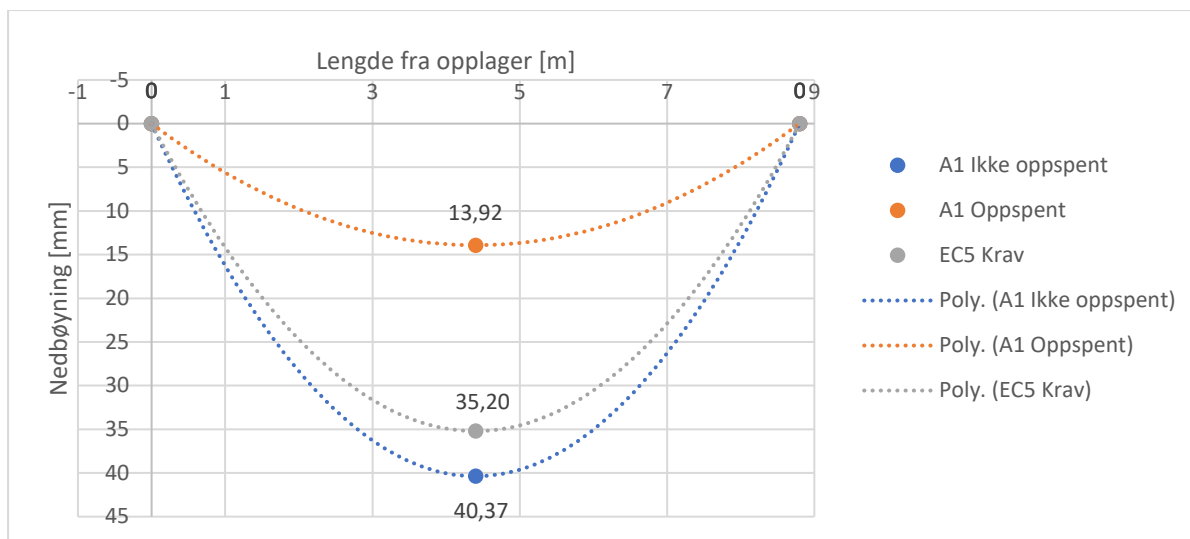
Tabell 61: Sammenlikning av nedbøying fra 1 kN punktlast på samvirkeelementene og numerisk modell. Alle verdiene er oppgitt i mm og er relative til nedbøying under egenvekt.

	Ikke forspent		Forspent	
B3	0,24		0,23	
B4	0,25		0,22	
Numerisk modell	0,21		0,18	
Differanse numerisk modell og testelement	12,5%	16,0%	21,7%	18,2%

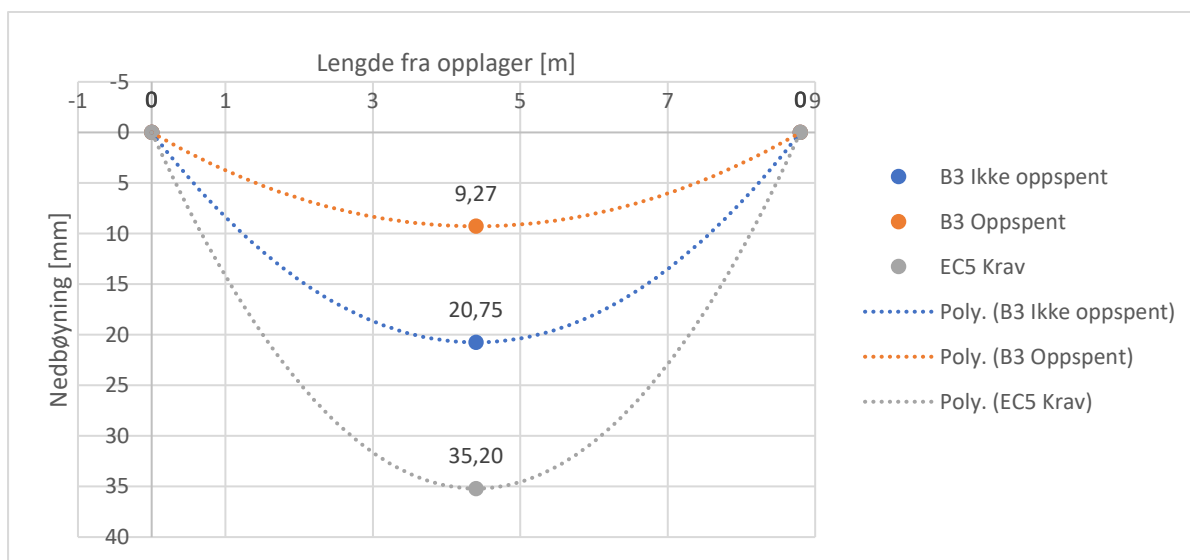
Tabell 62: Differansen i nedbøying fra egenvekt før og etter oppspenning for de to samvirkeelementene og numerisk modell, alle verdiene er oppgitt i mm.

	B3	B4	Numerisk modell	Differanse num. modell og testobjekter.	
Differanse før og etter forspenning	11,45	11,47	16,65	45,4 %	45,1 %

6.5 Oppfylling av krav fra Eurokode 5



Figur 110: Sammenlikning av nedbøyning ved dimensjonerende flatelast og EC5 krav A1.



Figur 111: Sammenlikning av nedbøyning ved dimensjonerende flatelast og EC5 krav B3.

Tabell 63: Sammenlikning av nedbøyning ved dimensjonerende flatelast og EC5 krav A1 og B3, alle verdier er oppgitt i mm.

Nedbøyning og krav ved flatelast	A1	B3
Ikke forspent	40,37	20,75
Forspent	13,92	9,27
EC5 krav	35,20	35,20

7 Diskusjon

7.1 Fullskala tester

7.1.1 Nedbøyingstester

Resultatene fra fullskalatestene viser at nedbøyingen til både massivtredekkene og samvirkedekkerne ble redusert ved forspenning. Reduksjonen kom både som følge av økt stivhet og opphøyning fra forspenning med eksentrisitet. Som forventet var opphøyningseffekten den største bidragsyteren til å motvirke nedbøyingen (Figur 85 og Figur 91).

Figur 80 og Figur 81 viser nedbøyingen fra tester av A1 og A2 med og uten forspenning ved påføring av flatelast. I figurene er det ikke tatt hensyn til opphøyningseffekten fra forspenningen, nedbøyingen til dekkene er altså relativ til nedbøying fra egenvekten. Fra figurene er det synlig at nedbøyingen reduseres, dette indikerer at stivheten til både A1 og A2 har økt som følge av forspenningen. Tabell 33 viser den beregnede effektive bøyestivheten for A1 og A2. Fra tabellen kommer det frem at stivheten til begge elementene økte med forspenning. Økningen på 23,6 % og 11,8 % for A1 og A2 indikerer at den effektive bøyestivheten vil øke ved forspenning av massivtreelementer.

Testresultatene viste en økning i stivhet for A1 som var dobbelt så stor som for A2. Dette kan skyldes forskjell i elementene i seg selv, men også deformasjoner i opplagere og nøyaktighet ved målinger kan ha medvirket. Nedbøying av A1 og A2 påført flatelast gir en differanse før og etter forspenning på 0,94 mm og 0,48 mm. Relativt sett er dette små deformasjoner som gjør at påvirkningen fra eventuelle feilkilder kan gi store utslag. For denne typen elementer vil en større last eller en mer konsentrert last være gunstig for å teste stivheten da dette vil hjelpe på å begrense eventuelle feilkilder.

Figur 86 og Figur 87 viser, på samme måte som beskrevet tidligere, nedbøyingen for B3 og B4 med og uten forspenning. Figur 87 viser at nedbøyingen blir mindre med forspenning av B4, mens Figur 86 viser minimal endring for B3. Den effektive bøyestivheten med og uten forspenning er gitt i Tabell 39. Tabellen viser en økning i stivhet på 0,3 % for B3 og 8,5 % for B4. Økningen er relativt liten og den varierer for de to elementene. Dette gjør at det vanskelig å påvise hvilken- eller om forspenning vil ha noen påvirkning på stivheten til samvirkedekker. B3 og B4 er betraktelig stivere enn A1 og A2, deformasjonen under flatelast vil derfor være enda mindre for disse. Differansen i nedbøying under flatelast for B3 og B4 før og etter forspenning var 0,01 mm og 0,16 mm. I denne sammenheng er dette meget små verdier som gjør at samvirkeelementene er enda mer sårbare for påvirkningen fra feilkilder enn massivtreelementene. En betraktelig større last ville være å foretrekke for å bekrefte eller avkrefte om forspenning påvirker stivheten til samvirkedekker.

Resultatene fra testene utført på B3 og B4 kan også ha blitt påvirket av eventuelle riss i betongen. Armeringsnett som er støpt inn i betongen vil motvirke dannelse av riss. Det

kan likevel ikke utelukkes at begge eller en av elementene har risset. Hvis betongen har fått riss vil dette føre til at første delen av nedbøyningen, ved påføring av last, vil skje uten motstand og elementet vil følgelig bøye seg mer. Rissing av betongen vil redusere stivheten til elementet, men det vil også gjøre at elementet virker mindre stivt enn det faktisk er ved måling av små deformasjoner. Større laster vil gjøre at påvirkningen fra eventuelle riss vil gi mindre utslag på testresultatet og understøtter, som nevnt i forrige avsnitt, at større og/eller mer konsentrerte laster ville være gunstigere for å avgjøre stivheten.

Tabell 35 og Tabell 41 viser opphøyningen av de fire elementene. Fra tabellene er det synlig at opphøyningseffekten er betraktelig større for A1 og A2 enn for B3 og B4, selv om de ble forspent med samme kraft. Dette var å forvente da A1 og A2 ble forspent med en eksentrisitet på ca. 60 mm, mens B3 og B4 ble forspent med en eksentrisitet på ca. 50 mm. B3 og B4 har også en betydelig høyere egenvekt og stivhet som gjør dem vanskeligere å løfte. Figur 89 og Figur 90 viser at B3 og B4 vil bøye seg oppover som følge av forspenningen, som kan gi strekk i betongen. Strekk i betongen kan ha bidratt til større opphøyning av elementene, men på grunn av relativt lave spenninger og bruk av armeringsnett vil dette ikke utgjøre noen stor forskjell. Problematikken med strekk i overkant av elementet vil ikke være tilstede for massivtreelementene.

Figur 82 og Figur 88 viser resultatene for nedbøyning av massivtredekkene og samvirkedeckene under punktlast. Begge figurene viser en reduksjon av nedbøyningen ved forspenning av dekkene. Siden reduksjonen var veldig liten og testresultatene varierte mellom de ulike testobjektene er det vanskelig å påvise økning av stivhet ut fra testene. Verdiene kan derimot brukes for sammenlikning med krav til vibrasjon.

Formålet med å redusere nedbøyning ved forspenning er å møte kravene EC5 stiller. Figur 110 viser nedbøyningene ved dimensjonerende flatelast for element A1 med og uten forspenning og nedbøyningskravet fra EC5. Fra figuren er det synlig at ved å spenne opp elementet er det mulig å gå fra å ikke møte kravet, til å være godt innenfor. Figur 111 viser nedbøyning ved dimensjonerende flatelast for element B3. Elementet er innenfor krav både med og uten forspenning, men forspenningen gjør at nedbøyningen er mindre. Selv om B3 er innenfor krav også uten forspenning vil en reduksjon i nedbøyning kunne være avgjørende ved andre konfigurasjon på dekket, lastkombinasjoner eller andre nedbøyningskrav. Med bakgrunn i dette ser det ut til at forspenning har gode effekter på nedbøyning både for massivtredekker og samvirkedecker, og kan være et middel for å møte kravene til nedbøyning i EC5. Krav til nedbøyning under 1 kN punktlast varierer fra bruksklasse og hvilket regelverk som betraktes, men ligger i området 0,25- 0,5 mm. Tabell 34 viser at massivtreelementene ikke er innenfor kravet hverken med eller uten forspenning, mens Tabell 40 viser at samvirkeelementene møter kravet på 0,25 mm både før og etter forspenning. Krav til stivhet fra nedbøyning under 1 kN punktlast er en metode som fungerer godt på lette mindre stive gulv som tradisjonelle ribbedekker. At metoden ikke er like anvendbar på tunge stive dekker diskuteres i (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018) og blir bekreftet av testene på

samvirkeelementene som ligger innenfor stivhetskrav, men likevel langt utenfor akselerasjonskrav.

7.1.2 Hammertest

Resultatene fra hammertesten viste at egenfrekvensene til A1 og A2 økte litt som følge av forspenning (Tabell 43). Forskjellen var likevel så liten at økningen ikke hadde noen påvirkning på vibrasjonsegenskapene til elementene. Endringene i egenfrekvensene var relativt ulike for de to elementene, hvor egenfrekvensen til A1 økte med 3,3 % økte egenfrekvensen til A2 med 0,3 %. Forskjeller på elementene i testene før og etter forspenning kan ha påvirket resultatene. Begge elementene ble testet uten forspenning før slissene til spennkablene ble skjært ut, mens testene med forspenning følgelig var med slisser. Før og etter forspenningen lå elementene snudd hver sin vei. Det vil si at skjærsporene var i overkant av elementet under de første testene (uten forspenning), mens de var i underkant av elementet i de andre testene (med forspenning). For B3 og B4 var påvirkningen på egenfrekvensene fra forspenning svært liten. For B4 gikk egenfrekvensene litt opp, mens for B3 gikk den litt ned (Tabell 44). Det er det samme elementet, B3, hvor egenfrekvensene ble redusert som ikke viste økning i stivhet fra nedbøyningstest. En mulig forklaring på reduksjon i egenfrekvens kan derfor være som beskrevet i kapittel 7.1.1 at betongen kan ha fått riss som reduserer stivheten.

7.1.2.1 Demping

Tabell 45 viser dempningsraten funnet ved Half-Power Bandwidth metoden. For samtlige elementer, med unntak av forspent A2, ble verdien funnet til å være like under 5 %. For dekker av denne typen kan man forvente seg en demping på rundt 2,5 % (Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike, 2014) og (First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5, 2018). I (Smith, Hicks, & Devine, 2009) påpekes det at å bruke responsen fra en modal test uten å ta med kraften fra impulsen, kan gi en dårlig tilnærming til dempningsraten for enkelte systemer. Grunnen til dette er at metoden i utgangspunktet er laget for et SDOF (Singel Degree Of Freedom) system. For et MDOF (Multi degree of freedom) system hvor responser fra flere av svingeformene er nært plassert, vil metoden kunne gi for høye verdier for demping (Smith, Hicks, & Devine, 2009). Med bakgrunn i denne forskningen sees det bort fra de beregnede dempningsratene, da de er tolket som for høye.

7.1.3 Gangtest

Resultatene fra gangtesten viser store variasjoner i toppakselerasjon. Testene utført på A1 og A2 viste en dobling i toppakselerasjon etter forspenning (Tabell 46). Fra akselerasjonsgrafene (Figur 93 til Figur 96) vises det at for testene utført på forspent A1 og A2 har det oppstått resonans, mens for de samme elementene uten forspenning har det ikke oppstått resonans. Egenfrekvensene var relativt like før og etter forspenning som betyr at det ikke var forspenningen som skapte resonans, men simpelthen en liten variasjon i gangfrekvensen til testpersonen. Variasjonen i toppakselerasjonene fra testene ser derfor ut

til å være en konsekvens av om elementene oppnådde resonans eller ikke. Sammenlikning av verdier med og uten resonans gir ikke mening, og resultatene kunne derfor ikke brukes til å fortelle noe om eventuelle endringer i akselerasjon ved forspenning. Testene utført på B3 og B4 viste at problemet med resonans-ikke resonans også oppstår for element B3. (Figur 97 og Figur 98). B4 er det eneste elementet hvor det ser ut som det oppstår resonans både før og etter forspenning (Figur 99 og Figur 100). Dette samsvarer godt med at akselerasjonen før og etter forspenning er mye likere for B4, enn for de tre andre elementene (Tabell 46). For B4-elementet går akselerasjonen ned etter forspenning. Forskjellen er likevel liten, og det er vanskelig å si om elementet nådde full resonans i begge tilfeller. For å få resultater som er representative bør det gjennomføres gå-tester med minst 50 ulike personer av begge kjønn, med ulik alder, forskjellige sko etc. (Sedlacek, et al., 2006). Resultatene fra testene ble derfor vurdert til å ikke kunne fortelle om forspenning kan påvirke akselerasjon. Verdiene ble kun brukt til å avgjøre om elementene var utenfor krav, dette diskuteres nærmere i kapittel 7.4.1. Testresultatene knyttet til stivhet og egenfrekvens, som påvirker akselerasjonen (Hu & Gagnon, 2012), indikerer likevel at akselerasjonen i elementene ikke har endret seg i stor grad.

7.2 Numerisk modell

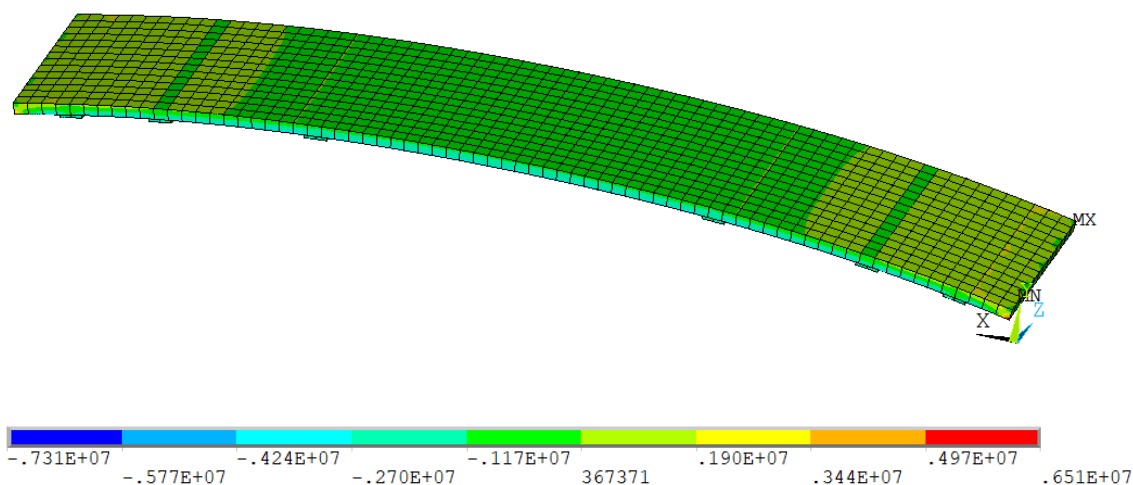
7.2.1 Egenfrekvenser

Den numeriske analysen viste en økning i egenfrekvenser ved forspenning (Tabell 26). Spesielt for modell A viste forspenningen positive effekter på egenfrekvensene. Siden det er første egenfrekvens som er mest interessant å se på med tanke på vibrasjon, er det denne verdien som videre i kapittelet omtales som egenfrekvensen. For modell A økte egenfrekvensen fra 6,72 til 7,66 Hz. For modell B var oppgangen omtrent halvparten, fra 6,13 til 6,61 Hz. At økningen var størst for modell A kan komme av at begge modellene ble modellert med samme spenning i kablene, selv om massen og stivheten til modell B er om lag dobbelt så stor som modell A. Økning i egenfrekvens kan påvirke vibrasjonsegenskapene positivt, spesielt hvis verdiene kan overskride grensen for resonans (8-10 Hz). Analysen viser at endringen i egenfrekvens ikke er stor nok til å komme utenfor resonansområdet, men at den for modell A er nær nedre grense på 8 Hz.

7.2.2 Nedbøying og stivhet

Nedbøying som følge av punktlast reduseres for modell A før og etter forspenning med 27,3 % (Tabell 27). Dette gir en indikasjon på at stivheten til modellen har økt. Forspenning har samme virkning på modell B i at nedbøyingen reduseres. Endringen er likevel noe mindre for modell B med en reduksjon på 14,3%. Figur 76 viser hvordan forspenningen påvirker nedbøying under punktlast. I figuren kommer det frem at modell B generelt bøyer seg mindre, men at påvirkningen fra forspenningen er størst for modell A. At påvirkningen var størst på modellen med mindre masse og stivhet var å forvente.

Forspenningen har også betydning for nedbøying under en jevnt fordelt last for begge modellene (Tabell 27). Det er fra disse verdiene stivheten er kalkulert. For modell A reduseres nedbøyingen med 6,7% og for modell B øker nedbøyingen med 4,4%. Årsaken til økning i nedbøying for modell B kan være at det oppstår strekk i overkant av betongen ved forspenning (Figur 112), som igjen kan føre til rissing diskutert i kapittel 7.1.1. Siden det ikke er lagt inn armeringsnett i modellen vil sannsynligheten for riss være større i modellen en for fullskaletestene.



Figur 112: Spenningsfordelingen i betongen på modell B. De lysegrønne og gule feltene i endene viser strekkspenninger. Spenningsverdiene på fargeskalaen er oppgitt i pascal.

I modellene legges lastene på i to trinn, først forspenningslasten og deretter flatelasten. Hvis elementet har risset før flatelasten er lagt på blir den samlede nedbøyingen større. Hvis dette er tilfellet for modellen ville det være naturlig at nedbøyingen under punktlasten også skulle bli størst for modell B etter forspenning. En forklaring på at dette ikke skjer kan være at rissene går på tvers av elementet og derfor ikke påvirker tverrstivheten. Hvis tverrstivheten er stor nok, eller har økt ved forspenning, kan dette veie opp slik at påvirkning av eventuelle riss ikke blir synlig.

Figur 77 viser hvordan forspenningen fører til ulik nedbøying ved påføring av jevnt fordelt last for modellene. Som ved punktlasten er det synlig fra figuren at modell B generelt bøyer seg mindre enn modell A. Påvirkningen fra spennarmeringen er likevel størst for modell A og ikke bare mindre for modell B, men også negativ. Stivhetene til modellene er beregnet etter kapittel 3.1.4.2, fra verdiene for nedbøying under jevnt fordelt last. For modell A øker stivheten ved forspenning med 6,8%, mens for modell B reduseres stivheten med 4,8% (Tabell 28). Siden stivhetene er funnet fra verdiene for nedbøying under flatelast, følger endringen i stivhet endringen i nedbøying. At stivheten er redusert for modell B er en direkte konsekvens av større nedbøying av modellen etter forspenning.

7.2.3 Modifikasjoner av modell

Resultatene fra fullskala tester og numerisk analyse viste at forspenning påvirket både stivheter og egenfrekvenser. De viste likevel bare moderate endringer og det ble derfor

besluttet å modellere nye varianter av forspente elementer i ANSYS. Fordi spennarmering så ut til å ha størst påvirkning på egenskapene til massivtrelementene, og fordi modellen av samvirkeelementene har flere mulige feilkilder, ble det valgt å gjøre modifikasjoner kun på massivtrelementet.

Første modifikasjon var å øke spenningen i hver kabel til det dobbelte. Resultatet var en endring i egenfrekvens til 9,66 Hz (Tabell 29), det vil si at egenfrekvensen økte i underkant av 3 Hz. Endringen hadde også effekt på stivheten til modellen som viste en økning på 27,4% sammenliknet med modell uten forspenning (Figur 79). Å øke kraften per kabel til det dobbelte er likevel ikke noe som kan gjøres med den typen kabler som er brukt i denne testingen. Det er ikke gjort undersøkelser på om produksjon av kabler med dobbel så stor strekkapasitet kan produseres.

Andre modifikasjon ble gjort på grunnlag av første modifikasjon. Siden kabler som tåler 44 tonn ikke er hylleware, ble det laget en variant av modellen hvor antall kabler ble doblet. Kablene ble lagt i 2 rader med 4 kabler i hver rad. Resultatet fra denne modellen gav en egenfrekvens på 8,61 Hz (Tabell 29), det vil si en økning i underkant av 2 Hz som er noe mindre enn for første modifikasjon. Stivheten økte med 24,0 % i forhold til den ikke forspente modellen (Figur 79).

Tredje modifikasjon var å redusere kraften på den øverste raden med kabler med 25%. Dette fordi å introdusere like stort trykk i trykksonen som i strekksonen av modellen ikke er gunstig med tanke på nedbøying. Ved å skru ned kraften reduserte egenfrekvensen seg til 8,43 Hz (Tabell 29). Stivheten økte med 19,7% (Figur 79) i forhold til ikke forspent modell. Fra sammenlikning av andre og tredje modifikasjon er det synlig at reduksjon i trykkraften har direkte negativ konsekvens spesielt for stivhet, men også for egenfrekvensen.

Fjerde modifikasjon var, i stedet for å redusere kraften i den øverste raden med kabler, å øke kraften i den nederste raden med 25%. Dette resulterte i en egenfrekvens som økte til 8,90 Hz (Tabell 29). Stivheten gikk også opp til 25,2% (Figur 79). Resultatene understøtter at egenfrekvensen og stivheten begge går opp med økte trykkrefter.

Femte modifikasjon var å korte ned spennet på modellen til 7 meter. Resultatet var ett hopp i egenfrekvensen til 12,27 Hz (Tabell 29). Dette er en frekvens som ligger godt utenfor resonansområdet (3-10 Hz). At egenfrekvensen økte med kortere spennvidde var som forventet. Fra det østerrikske tillegget ganges den beregnede egenfrekvensen med en faktor opp til 2,268 ut fra opplagerbetingelser som beskrevet i 3.2.2. Opplagerne påvirker den effektive lengden til elementet og dermed også egenfrekvensen. Selv om egenfrekvensen økte mye, økte stivheten bare med 1 % i forhold til den ikke forspente 9 meter lange modellen (Figur 79).

Figur 78 viser utviklingen i egenfrekvenser for de ulike modifikasjonene. Fra denne er det synlig at reduksjon av lengden på elementet gir størst gevinst for egenfrekvensen. I tillegg til dette kan det se ut som det er en sammenheng med økende trykkraft og økt egenfrekvens,

men dette er ikke helt entydig. Fra Figur 79 kan det leses en sammenheng mellom økt trykkraft og økt stivhet. Dette fenomenet er spesielt synlig fra Modifikasjon 2, 3 og 4 som er samme type element, bare med varierende strekkspenning i kablene. Modifikasjon 2,3 og 4 har dobbel rad med kabler. En fordel med å legge kablene slik er at spenningen kan varieres fra den øvre og nedre raden kabler etter ønsket nedbøyning.

For enkelhetens skyld er kablene i alle modellene lagt helt horisontalt i modellene. Ved forspenning av betongelementer er det vanlig at kablene legges i en bue etter momentdiagrammet. Dette gjør at kabelen får størst påvirkning der momentet er størst, i midten av elementet. I tillegg finnes en metode som kalles «nullforspenning». Dette er en metode hvor kablene ligger parvis over hverandre hvor den ene ligger buet ned og den andre buet opp. Her blir kraften i kablene unyttet til det fulle, samtidig som nedbøyingen til elementet kan reguleres ved å spenne de nederste kablene med større kraft. En slik modifikasjon ble det ikke tid til å modellere, men kunne blitt undersøkt som videre arbeid.

7.3 Sammenlikning numerisk modell og testelement

7.3.1 Egenfrekvenser

Sammenlikning av numeriske modell A og B og resultater fra hammertester av element A1, A2, B3 og B4 viser best samsvar mellom verdier for 1. egenfrekvens. Samsvaret mellom verdier for 3. egenfrekvens er noe dårligere og dårligst for 2. egenfrekvens (Tabell 51 til Tabell 54). For A1 og A2 er 2. egenfrekvens mye lavere for enn for modell A (Figur 102 og Figur 103). Varierende verdier for 2. og 3. egenfrekvens i modellen sammenliknet med testelementer kan muligens skyldes at de har ulik demping. Ulik demping vil utgjøre større forskjell for høyere egenfrekvenser (Sedlacek, et al., 2006). Siden det ikke lyktes å finne dempingen til elementene, kunne heller ikke den korrekte dempingsverdien legges inn i modellen. Hvis ikke verdien for dempingen tilegnes modellen vil dempingen bestemmes automatisk av materialeegenskaper og kontaktflater. En annen årsak til sprik i verdier for 2. egenfrekvens kan være at modellen er mindre stiv i tverretningen enn testobjektene. Ulik stivhet i tverretningen kan skyldes at simuleringen av kontaktflater mellom tresjiktene ikke stemmer helt med de faktiske limflatene.

Sammenlikning av modell B med testelement B3 og B4 viser også variasjon i verdier for 2. egenfrekvens. I motsetning til A elementene er 2. egenfrekvens høyere for modell B enn for testobjekt B3 og B4 (Figur 105 og Figur 106). Dette kan, som for A elementene, skyldes forskjeller i demping mellom modell og testobjekter. En annen årsak kan være at modellen er stivere i tverretningen enn testelementene. Større stivhet i modellen kan skyldes grovt mesh av betongen som vil gi en stivere plate. Et grovt mesh vil utgjøre større forskjell for tverretning enn lengderetning når elementet er langt og smalt. En annen årsak til at modellen er stivere kan være at kontaktflaten mellom massivtreet og betongen i modellen er stivere i tverretningen enn den samme kontaktflaten i testelementene.

Den første egenfrekvens stemmer godt overens mellom modellen og testelementene, både for A- og B elementene (Tabell 51 og Tabell 53). Den positive endringen i frekvens som følge av spennkraft i modellene blir derimot ikke fulgt av testelementene (Figur 104 og Figur 107). Etter forspenning spriker altså verdiene for egenfrekvens mellom modellene og testelementene. Det er vanskelig å si sikkert hvorfor en ikke ser den samme gode effekten på egenfrekvensen i testelementene. For A-elementene kan én årsak være slissene til spennkabler og skjærspor. Som nevnt tidligere i diskusjonen ble testene av element A1 og A2 før forspenning utført på elementer uten slisser, og med skjærsporene på oversiden av elementene. Testene etter forspenning ble utført med slisser, og med skjærspor på undersiden av elementene. I modellen ligger også kabelaen «limt inn» i massivtreet, det vil si at ingenting av treverket er tatt bort for å lage rom til kabelaen. I A1 og A2 ligger derimot spennkablene mer eller mindre fritt i åpne spor på undersiden av elementene. Hvordan elementene lå på opplagerne kan også ha påvirket resultatene. Som beskrevet i 5.1.2.9 er det kun brukt to opplagere til alle testene, det vil si at opplagerne måtte flyttes rundt for hver test og elementene lå derfor ikke helt likt fra en test til en annen. I tillegg til dette er opplagerne bygget av biter av massivtre. Dette gjør at de ikke er helt dimensjonsstabile og kan derfor ha deformert seg noe under tester.

7.3.2 Stivhet og nedbøying

Som beskrevet i kapittel 7.11 økte den prosentvise stivheten for A1 og A2 med 23,6 % og 11,8 % (Tabell 33). Økningen er større for testelementene enn for numerisk modell A som ligger på 6,6% (Tabell 28). Dette kan delvis skyldes at modellen i utgangspunktet er stivere enn de faktiske elementene (Figur 108).

For B3 og B4 økte den prosentvise stivheten med 0,3 % og 8,5 % (Tabell 39), mens for modell B ble den redusert med 4,8% (Tabell 28). Mulig årsak til reduksjon i stivhet for modell B og manglende økning i stivhet for testobjekt B3 kan være rissdannelse som er beskrevet i kapittel 7.22. Testelement B3 og B4 har armeringsnett, dette er ikke lagt inn i modell B. Et armeringsnett vil ta strekkrefter ved en oppbøying av elementet og bidra til å forhindre rissing av betongen. Armeringsnettet kan altså være en årsak til at resultatene varierer for modell B og testelement B3 og B4. Resultatene fra testing av B3 og B4 viser kun en liten økning i stivhet for B4. Det kan likevel ikke utelukkes at forspenningen kan ha påvirket stivhetene til begge elementene. Riss i betongen kombinert med lav lastpåkjenning kan ha påvirket resultatene slik at endringen i B3 ikke ble detektert.

Nedbøying fra jevnt fordelt last er mindre for modell A enn for testelement A1 og A2 på grunn av høyere stivhet, likevel er nedbøying fra punktlast større for modellen enn for testelementene (Tabell 57). Dette indikerer, som diskutert under egenfrekvenser, at tverrstivheten kan være lavere for modellen enn for massivtreelementene.

Heveeffekteten forspenningen har på elementene er relativt like for A1 og A2 sammenliknet med modell A (Tabell 58). Modell B hever seg 43-45% mer enn testelement B3 og B4 (Tabell 62). En av grunnene til dette kan være at i modellen ligger kabelaen 22 mm lengre ned i

elementet som gir større eksentrisitet. En annen grunn kan være, som diskutert tidligere i kapitlet, at modellen ikke har armeringsnett for å holde mot strekk ved oppbøying. Dette kan resultere i at betongen risser og modellen får høyere reisning.

7.3.3 Modifiserte versjoner av elementene

Resultatene fra testene av A1 og A2 viste en økning i stivhet større enn i den numeriske modellen med 23,6% og 11,8% økning mot modellens 6,7%. Analyse av modifikasjoner av numerisk modell A resulterte i en økt stivhet opp til 27,2%. Hvis sammenhengen er tilsvarende for de modifiserte elementene som for A1 og A2 og modell A, er det mulig at forspenning kan gi endring i stivhet stor nok til å utgjøre en merkbar forskjell på vibrasjonene. For egenfrekvensen viste sammenlikning mellom modeller og testelementer at effekten var dårligere for testelementene enn for modellene. Det vil derfor være mer usikkert om de gode effektene på egenfrekvenser som modellene viser vil være like betydelige i den virkelige verden. Siden det er en sammenheng mellom stivhet og egenfrekvens er det likevel ikke urimelig å anta at også egenfrekvensene kan øke ved forspenning. Eksempelvis kunne bedre metoder for å legge inn spennkablene muligens gjort at påvirkningen fra forspenningen gav større utslag på egenfrekvensen. Andre årsaker til at egenfrekvensene ikke økte som forventet i fullskalaestene kan være ustabile opplagere og testmetode hvor størrelsen på impuls kraften ikke ble brukt for å finne egenfrekvensene. Metoden hvor kraften fra impulsen blir brukt sammen med responsen for å finne FFT kurven ville gitt mer nøyaktige verdier for egenfrekvensene (Smith, Hicks, & Devine, 2009).

7.4 Sammenlikninger mellom testresultater og håndberegninger

Som beskrevet tidligere ble håndberegningene i hovedsak utført for å dimensjonere skjærforbindelsene i samvirkedekkene og for å verifisere den numeriske modellen, som skulle brukes til å bestemme kraft og plassering av spennarmeringen. Det er allikevel visse ting sammenlikninger kan belyse.

Sammenlikning mellom testresultatene og håndberegningene kan fortelle noe om hvor godt samvirke det er mellom massivtreet og betongen på testobjektet. Fra håndberegningene i Vedlegg A er det kommet frem til et samvirke på 65 %. Tabell 47 viser den effektive bøyestivheten til alle elementene både fra testresultatene og håndberegningene. Denne viser at den anslåtte verdien fra håndberegningene passer godt med resultatene fra testene utført på B3 og B4. Dette tyder på at håndberegningene gir en god tilnærming og at graden av samvirke på testobjektene vil ligge rundt 65 %. Tabell 47 viser også at den anslåtte verdien for den effektive bøyestivheten til massivtreelementene ligger langt over verdiene funnet i testene av A1 og A2. En årsak til dette er skjærsporene i testobjektene som ikke er en del av beregningene. Dette kan i verste fall redusere tykkelsen på elementene med 25 mm. 25 mm reduksjon i det øverste laget i et massivtredekke vil ha betydelig innvirkning på stivheten. Sammenlikningen av den effektive bøyestivheten gir også nyttig informasjon ved sammenlikninger av viberasjonsegenskapene fordi det ene avhenger av det andre.

7.4.1 Akselerasjon

Som diskutert i delkapittel 7.1.3 kan det ikke gjøres sammenlikninger av akselerasjonene før og etter forspenning fra gåtestene. I diskusjonen blir derfor de største verdiene for akselerasjon for det enkelte element brukt, uavhengig av om elementet var forspent eller ikke. For å kunne sammenlikne rms akselerasjonen fra håndberegningene med maksakselerasjon fra testene ble rms verdiene ganget med kvadratroten av 2 (INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5, 2018). Som beskrevet i kapittel 2.5.2 vil dekker med en egenfrekvens under 8-10 Hz ha fare for resonans. For dekker med egenfrekvens mellom 3 Hz og 10 Hz bør akselerasjonen beregnes med antakelse om en resonansrespons (Smith, Hicks, & Devine, 2009). Verdiene fra håndberegningene er derfor sammenliknet med gangtestene som produserte resonans. Siden utregningene av dempingen til elementene ikke ga noen klare svar ble dempningsraten i begge dekkevariantene og i alle beregningsmetodene satt lik 2,5 %. Verdien ble valgt ut fra dempningsraten oppgitt i forslaget til nye Eurokode 5 og det østerrikske tillegget.

Tabell 49 og Tabell 50 viser maks akselerasjon fra de ulike håndberegningemetodene og maks akselerasjon gangtestene. Tabell 49 viser at verdiene i to av metodene, forslaget til nye Eurokode 5 og Hamm, Richter og Winther, generelt sett ligger litt over verdiene fra testene. Både verdiene fra håndberegningene og testene ligger langt over kravet til akselerasjon, som ligger mellom 0,05 – 0,10 m/s². Verdien regnet ut fra det østerrikske nasjonale tillegg skiller seg veldig ut fra de to andre metodene på alle utregningene. Dette kan forklares med at denne metoden baserer seg på en effektiv bredde istedenfor den faktiske bredden, som brukes i de to andre metodene. I det østerrikske tillegget opererer man med en effektiv bredde, mens for de to andre metodene brukes bredden på hele gulvet når man beregner akselerasjon. For å kunne gjøre en sammenlikning er bredden til elementet brukt i alle utregningene, altså 1,74 meter. Denne forskjellen i formlene kan være årsaken til at verdiene beregnet fra østerriksk tillegg fraviker de andre verdiene. Selv om verdiene mellom de ulike metodene og testobjektene varierer, viser samtlige at elementene ikke er i nærheten av å møte kravene til akselerasjon. Det bør merkes av den anslått stivhet for A1 og A2 er betraktelig høyere enn stivheten funnet fra testene. Dette gir en feil ved sammenlikning da akselerasjonen fra beregningsmodellene ville vært større hvis stivheten fra fullskala testene hadde blitt brukt.

I praksis ville et dekke med ett spenn på 8,8 m antakelig ha en bredde på mer enn 1,74 m. I forslaget til ny Eurokode 5 og metoden til Hamm, Richter og Winther regnes den modale massen fra den faktiske bredden på dekket. I begge tilfeller er det satt en maksbredde til 1,5 ganger spennet til dekket i utregningen av den modale massen. Med ett spenn på 8,8 m gir dette en maksimal bredde på 13,2 m. Den effektive bredden i det østerrikske tillegget kan også økes til 4,5 m for samvirkede dekket og 6,23 for massivtrelementet etter beregnet effektiv bredde. Tabell 25 viser maks akselerasjon til de ulike metodene med de nye breddene. Fra dette kommer det frem at akselerasjonen er redusert drastisk og er innenfor eller mye

nærmere kravet. Siden det er vanskelig å verifisere at disse metodene er en god tilnærming på akselerasjonen når verdiene man sammenlikner med har så mange usikkerheter; dempningsrate, for få testpersoner, dimensjonsustabile opplagere, mm., er det vanskelig å trekke en konklusjon fra dette idealiserte tilfellet. Det som kan trekkes ut av denne diskusjonen er at det er veldig interessant at akselerasjonen reduseres så betraktelig i beregningsmetodene ved økende bredde.

8 Konklusjon

Hovedmålet med denne oppgaven var å undersøke om forspenning kan påvirke nedbøyning og vibrasjonsegenskapene til KL-tre dekker og samvirkedekker av KL-tre og betong. Følgende konklusjoner har blitt gjort:

- Stivheten til massivtredekkene økte litt ved forspenning. Stivheten til samvirkedekkerne endret seg veldig lite ved forspenning og det er derfor ikke påvist en endring i stivhet for denne typen dekker.
- Nedbøyningen ble redusert for begge typene elementer, der hovedbidraget kom fra opphøyningseffekten fra forspenningen med eksentrisitet. Massivtreelementene ble løftet i gjennomsnitt 19,5 mm, og samvirkeelementene ble løftet i snitt 11,5 mm. Den økte stivheten vil gi et lite bidrag i reduksjon av nedbøyning, men er neglisjerbar i forhold til opphøyningseffekten.
- Den numeriske modellen styrker funnene fra testene om at stivheten til massivtredekkene øker ved forspenning. Økningen var likevel mindre i modellen enn for testobjektene. Ved modifikasjoner av modellen ble det oppnådd en økning i stivheten som var 5 ganger større enn for den originale modellen. Siden økningen i stivhet var større for testobjektene enn for den tilhørende modellen er det vurdert til at andre utforminger av elementet kan utgjøre større forskjeller for stivheten.
- Forspenningen av testobjektene viste å ha veldig liten effekt på egenfrekvensen til begge typene elementer. Det ble funnet en liten økning i egenfrekvensene til massivtredekkene og for samvirkedekkerne økte egenfrekvensen litt for det ene elementet og ble litt redusert for det andre. Fra resultatene kan det ikke konkluderes med at forspenning påvirker egenfrekvensen.
- Den numeriske modellen viste en økning i egenfrekvensen for massivtreelementet i underkant av 1 Hz og en økning i underkant av 0,5 Hz for samvirkeelementet. Modellering av de modifiserte elementene viste en sammenheng mellom økt spenning i elementet og økt stivhet. Ved å øke spenningen i kablene økte også egenfrekvensen hvor den høyeste frekvensen for et 9 meter langt element ble funnet til 9,7 Hz som er like under grensen for resonans (10 Hz). Det å nå en egenfrekvens utenfor resonansområdet vil ha stor betydning for vibrasjonsegenskapene. Høyere egenfrekvenser enn 10 Hz ble ikke funnet for noen av modellene med 9 meter spennvidde.
- Den beregnede dempningsraten til dekkene ved bruk av Half-Power Bandwidth Metoden ga verdier som ble vurdert til å være for høye (4,2%-4,9 %). Det er derfor ikke grunnlag for å sammenlikne verdier, og heller ikke mulig å si noe om en eventuell endring i dempning som følge av forspenning.
- På grunn av for snevre data fra gangtesten er det ikke mulig å si noe om forspenning av massivtredekker og samvirkedekker vil påvirke akselerasjonen. Det kan derimot konkluderes med at akselerasjonen var meget stor for samtlige elementer, og langt

utenfor kravene gitt i beregningsmetodene brukt i denne oppgaven. Det kan også fastslås at det som forventet, siden dekkene hadde en egenfrekvens < 8 Hz, var resonans som var mest problematisk for begge typene dekker.

Delmål nr. 1: Foreta en vurdering av forbedringspotensialet spennarmering gir med tanke på spennvidde.

- Testene viste at forspenning av elementene påvirket vibrasjonsegenskapene i liten grad. Siden det vanligvis er krav til vibrasjon som er dimensjonerende for etasjeskillere (Homb, 2008) kan det konkluderes med at det fra testene ikke er grunnlag for å si at spennvidden kan økes. Testene viste også at nedbøyningen ble redusert. I tilfeller der krav til nedbøyning og ikke vibrasjoner blir gjeldene, eksempelvis takkonstruksjoner eller gulver uten varig opphold, kan forspenning gi mulighet for økt spennvidde. Den numeriske modellen viste bedre effekter på egenfrekvensen, og modifikasjoner av modellen viste at også stivheten kan økes ved forspenning. Fra modelleringen kan det derfor konkluderes med at det, ved riktig utforming av elementene, finnes en mulighet for at vibrasjonsegenskapene kan endres nok til å øke spennvidden til massivtreelementer.

Delmål nr. 2: Foreta en vurdering av analytiske metoder i forhold til testresultatene.

- Den beregnede stivheten til massivtreelementene var høyere enn stivheten funnet fra testene. Element A1 og A2 ble med en feil produsert med skjærspor. Disse sporene var ikke en del av beregningene og høyere verdier var derfor å forvente. Denne forskjellen gjør at det er vanskelig å avgjøre om beregningsmetoden er en god tilnærming eller ikke. Stivheten beregnet for samvirkeelementene var nære stivheten funnet i testene. Dette tyder på at beregningsmetoden er en god tilnærming til virkeligheten. Beregningene for akselerasjon fra de ulike metodene gav varierende verdier. Alle verdiene lå likevel i området rundt akselerasjonene funnet fra testene. Usikkerheter rundt gåtosten gjør at det ikke kan bekreftes om metodene er gode tilnærminger eller ikke.

Delmål nr. 3: Foreta en vurdering av numerisk analyse i forhold til testresultat.

- Den numeriske modellen og resultatene fra fullskalatestene stemmer generelt sett godt. Stivhetene fra den numeriske modellen er høyere enn den som er funnet i testene for samtlige testobjekter. Egenfrekvensen stemmer godt både for massivtreelementene og samvirkeelementene før forspenning. Modellene med forspenning gir større variasjon i verdier enn modellene uten forspenning. Modellen av samvirkeelementet har flere usikkerheter enn modellen av massivtre. Usikkerhetene ligger i manglende armeringsnett, noe lavere plassering av kablene og en kontaktflate tre-betong som er vanskelig å overprøve. Generelt sett oppfører likevel modellene seg omtrentlig på samme vis som testobjektene, og det kan konkluderes med at den numeriske analysen fungerer relativt godt.

Delmål nr. 4: Se på mulige forbedringer av forspenningen ved bruk av den numeriske modellen.

- Den numeriske modellen ble brukt til å undersøke 5 ulike konfigurasjoner av forspente massivtredekker og påvirkning på stivhet og egenfrekvens for disse. Analysene viste at egenfrekvensen til elementene kan økes mer med andre konfigurasjoner. Siden modellen ga en større økning i egenfrekvens enn testresultatene kan det ikke utelukkes at også disse konfigurasjonene vil ligge noe over hva de ville gjøre i virkeligheten. Analysene viste også en økning i stivhet på rundt 25 % sammenliknet med 6,8 % for den originale modellen. Siden stivheten økte mer for testobjektene (23,6 % og 11,8 %) enn for modellen er det muligheter for at man vil oppnå like høye eller høyere verdier ved fullskala tester av tilsvarende elementer. Konfigurasjonene som ble gjort forbedret situasjonen til elementet og det anses som at det ligger potensiale i å undersøke ytterligere konfigurasjoner som videre arbeid.

Delmål nr. 5: Foreta en vurdering av elementenes egenskaper i forhold til krav.

- Massivtreelementene møtte ikke kravene til nedbøyning før forspenningen. Ved forspenning av elementene ble nedbøyningen motvirket slik at nedbøyningskravet ble møtt. Samvirkeelementene var innenfor nedbøyningskravet både med og uten forspenning. Samvirkedekkene møtte kravet til nedbøyning ved 1 kN punktlast, mens massivtredekkene la like over kravet. Den målte akselerasjonen var betraktelig høyere enn kravene fra beregningsmetodene brukt i denne undersøkelsen for begge typene dekker. Akselerasjonen i samvirkedekkene var omtrent halvparten av akselerasjonen i massivtredekkene, men de var ikke i nærheten av å møte akselerasjonskravet.

9 Vurdering av feilkilder

9.1 Fullskala tester

Det er hovedsakelig to store feilkilder i denne oppgaven. At massivtreelementene ble produsert med tverrgående spor og at elementene ikke ble produsert med utsparinger til spennarmeringen, som førte til slissing i elementene. De tverrgående sporene er vanskelig å ta høyde for både i håndberegningene og den numeriske analysen og er derfor en viktig årsak til hvorfor stivheten i håndberegningene var betraktelig høyere enn fra testresultatene. Slissene i samvirkelekket svekket også elementene i forhold til håndberegningene og numerisk analyse.

For massivtreelementene var de tverrgående sporene på oversiden av elementet når det ble testet uten forspenning og på undersiden av elementet når det ble testet med forspenning. I tillegg ble slissingen av elementene gjort etter testene uten forspenning. Dette gir feilkilder rundt påvirkningen forspenningen har på massivtreelementene. For samvirkeelementene var slissingen gjort før testene uten forspenning og elementene lå samme vei i alle testene. Skjærsporene er derfor vurdert til å ikke være en feilkilde mtp påvirkning forspenning har på samvirkeelementene.

Det er også en rekke mindre feilkilder rundt selve testingen, blant annet opplagerne, lasten og helning/buklete overflate på underlaget. Gjennom prosessen med testene kom det frem at opplagerne ble presset sammen fra lasten fra elementene. Deformasjonen kommer antakelig mest fra langtidseffekter av at elementene hvilte på opplagerne, og ble nødvendigvis ikke påvirket av korttidslastene fra testene. Opplagerne ble også flyttet mellom alle testene, noe som førte til at elementene ikke lå helt likt fra test til test. En annen feilkilde er at lasten ble simulert med sandsekker, og plasseringen av disse varierte noe mellom de ulike testene. Spesielt med tanke på testene med punktlast vil varierende posisjon på sandsekkene være en feilkilde. En siste feilkilde verdt å nevne er at hverken underlaget i lokalene som ble brukt under testene eller opplagerne var helt i vater. Dette førte til at enden på elementene ikke alltid lå helt nedpå opplagerne under testene og kan følgelig ha påvirket både deformasjoner og bevegelse i elementene.

9.2 Numerisk modell

For modell A med og uten forspenning kan mulige feilkilder være:

- Opplagere: Opplagerne er satt på helt i enden av modellen og ligger ikke 10 cm inn på hver side som for testobjektene. Dvs at modellen har spennvidde på 9 meter, mens testobjektene har et spenn på 8,8 meter. Opplagerne er simulert som fastholdelse i retninger langs en linje og vil derfor heller ikke være helt det samme som opplagerne brukt i testene.
- Kontaktflater mellom de krysslagte lagene: Kontaktflaten er satt så stiv som mulig ved den valgte kontaktalgoritmen, å anta at limflaten er helt stiv er en forenkling. I

tillegg, fordi festene til spennkablene ligger i en kontaktflate, kan ikke den «sikreste» formen for kontakalgoritme brukes. Selv om «Penalty function» ser ut til å fungere godt i modellen, er påvirkningen fra å bruke denne kontakalgoritmen vanskelig å kontrollere.

- Forstyrrelser i fibrene som ikke er en del av materialet i modellen: Tre er et materiale med store uregelmessigheter og variasjoner som beskrevet i kapittel 2.1. Modellen er bygget opp av idealiserte versjoner av materialer og egenskapene vil derfor aldri bli helt like som i den virkelige verden.
- Feste mellom kabler og elementet: Kablene ligger i modellen inne i elementet, ingenting av treverket er tatt bort for å gjøre plass til kablen. I tillegg til at dette aldri vil være tilfellet i den virkelige verden, har vi i disse testene tatt ut ganske mye treverk for å legge inn kablene. Kablen ligger også relativt løst i testobjektene mot at de holdes helt fast i to retninger i punkter langs hele elementet i modellen.
- Grovt mesh: Begrensninger i antall noder i programvaren bestemte størrelsen på meshet. I en FEM-analyse vil alltid et finere mesh gi en bedre tilnærming. Selv om meshet ikke trenger å være veldig fint for et element på denne størrelsen og denne typen tester, kan det likevel ha en betydning.

For modellen for samvirkeelementet gjelder alle de samme punktene som for massivtreelementet. I tillegg kan feilkilder for denne modellen være:

- Kontaktflate mellom betong og tre: Kontaktflaten mellom treet og betongen er mer komplisert enn kontaktflatene mellom tre-tre. Siden kontakalgoritmen bare tillater en tangentiell stivhet på enten full eller ingenting, ble den satt til ingenting og geometrien til skjærsporene ble kopiert i modellen til å sørge for kontakten. Skjærskruer var ikke en del av sporene. Hvorvidt denne kontaktflaten fungerer helt som den faktiske kontaktflaten er vanskelig å overprøve uten å gjøre nærmere undersøkelser.
- Manglende armeringsnett i betongen: Armeringsnettet er i hovedsak brukt i testobjektene for hindre kryp av betongen ved tørking. Siden dette ikke er et problem for en numerisk modell, ble armeringsnettet ikke en del av modellen. Bidraget fra armeringsnettet kan likevel spille en rolle når forspenningen skaper strekkspenninger i overkant av elementet.
- Plassering av kabler: For å få til kontakt mellom kabler og øvrig element på en god måte ble kablene lagt i sjiktene mellom de krysslågte lagene med tre. På samvirkeelementet ble slissene, for å ikke ta bort for mye av treverket, sagd ned til midten av en lamell. Dette gjør at eksentrisiteten fra kablene i modellen vil være større enn eksentrisiteten fra kablene i testobjektene.

10 Videre arbeid

Denne oppgaven har belyst flere området som burde undersøkes videre. Siden resultatene fra vibrasjonstestene ikke kunne brukes til å finne demping og akselerasjonen til dekkene, kunne testene knyttet til disse egenskapene gjøres på ny. For dempingen ville det i tilfellet vært essensielt å ta med kraften fra impulsen ved beregning av dempningsraten. For å finne akselerasjonen kunne en fullstendig gåtest med utgangspunkt i (Sedlacek, et al., 2006) gjennomføres. For å kontrollere verdier for stivhet, som varierte mellom de tilsynelatende like elementene, kunne også nedbøyningstestene blitt gjort på ny med nye dimensjonsstabile opplagere og større laster.

Med tanke på at akselerasjonen til dekkene var langt over kravene og at beregningsmetodene viser en drastisk reduksjon i akselerasjon ved økt bredde kan påvirkningen bredden har på dekkene undersøkes videre. En annen ting som også påvirker akselerasjon opplagerbetingelsene. I denne oppgaven ble det bare sett på fritt opplagte dekker, som ikke gjenspeiler opplagere in situ. Begge disse undersøkelsene ville være interessante med tanke på å øke spennvidder. Ved å bruke andre opplagere vil også påvirkningen på nedbøyningen sannsynligvis endres. For å få en bedre forståelse av hvilken spennvidde som vil møte kravene kunne dekkene testes med forskjellige spenn.

I denne oppgaven måtte det utføres store mengder ekstraarbeid for å slisse ut spor til spennkablene. Slike spor reduserer kapasiteten og kan påvirke resultatene. Et annet forslag til videre arbeid er derfor å se på produksjonen av KL-tre elementer og implementering av spennkabler. Dette er også meget aktuelt med tanke på vertikal forspenning av vegger. Muligheten for å produsere elementer der spennarmeringen ligger i bue ut fra momentdiagrammet hadde også vært en interessant vinkling.

Forspenningskraften vil reduseres når treverket og betongen kryper. Det hadde derfor vært en idé å se hvor mye kryp som oppstår og hvilken effekt dette har. I denne oppgaven ble kun korttidslaster undersøkt. Det kan derfor undersøkes hvordan elementene hadde oppført seg under langtidslast. Siden det er mulighet for at det var strekk i betongen under testingen av samvirkedekkene med forspenning og fordi høyere laster vil gi bedre tilnærming av stivheten kan tester med høyere last være nyttig. Det hadde også vært meget interessant å kjøre dekkene til brudd, for å se hvilken påvirkning forspenningen har på bruddkapasitet og bruddtype.

I denne oppgaven gjorde vi en kort analyse for «optimalisering» av massivtreelementet. Dette kunne blitt jobbet videre med i et FEM-analyseprogram. Her finnes mange variabler å se på; størrelse på spenninger, plassering av kabler, antall kabler, buede kabler, spennvidder, bredder etc.

Referanser

- Aarstad, J., Glasø, G., & Bunkholt, A. (2008, Januar). Massivtre. *FOKUS på tre*, s. 6.
- ANSYS. (2019, januar 20). *ANSYS Help*. Hentet fra webområde for ANSYS:
https://ansyshelp.ansys.com/account/secured?returnurl=/Views/Secured/corp/main_page.html?v=192
- AZoSensors. (2015, 06 10). *AZoSensors*. Hentet 06 26, 2019 fra Applications and the Working Principle of Piezoelectric Accelerometers:
<https://www.azosensors.com/article.aspx?ArticleID=309>
- Bajzecerová, V. (2017). Bending Stiffness of CLT-Concrete Composite Members - Comparison of Simplified Calculation Methods. *Procedia Engineering*, ss. 15-20.
doi:10.1016/j.proeng.2017.05.301
- Blass, H. J., & Fellmoser, P. (2004). *Design of solid wood panels with cross layers*.
- Bodig, J., & Jayne, B. A. (1993). *Mechanics of Wood and Wood Composites* (2. utg.). Krieger Publishing Company.
- Dahl, K. B. (2009). *Mechanical properties of clear wood from Norway spruce*. Norwegian University of Science and Technology.
- Deam, B., Fragiaco, M., & Buchanan, A. H. (2008, April). Connections for composite concrete slab and LVL flooring systems. *Materials and Structures*, ss. 495-507. doi:10.1617/s11527-007-9261-x
- Dias, A. M. (2005). *Mechanical behaviour of timber-concrete joints*.
- Dias, A. M., Kuhlmann, U., Kudla, K., Mönch, S., Dias, A. M., & Kuhlmann, U. (2018). Performance of dowel-type fasteners and notches for hybrid timber structures. *Engineering Structures*. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.057>
- DiCola, T. (2018, 08 22). *FFT: Fun with Fourier Transforms*. Hentet 06 26, 2019 fra Adafruit learning:
<https://learn.adafruit.com/fft-fun-with-fourier-transforms>
- Ehrhart, T., Brandner, R., Schickhofer, G., & Frangi, A. (2015). *Rolling Shear Properties of some European Timber Species with Focus on Cross Laminated Timber (CLT): Test Configuration and Parameter Study*.
- Enríquez-Zárate, J., Valencia-Palomo, G., López-Estrada, F.-R., Silva-Navarro, G., & Hoyo-Montaño, A. J. (2019, Januar). Efficient predictive vibration control of a building-like structure. *Asian Journal of Control*. doi:10.1002/asjc.2015
- Estevez-Cimadevila, J., Otero-Chans, D., Martín-Gutierrez, E., & Suarez-Riestra, F. (2016). *Self-Tensioning system for long-span wooden structural floor*. Elsevier Ltd.
- First drafts for a revised version of EN 1995-1-1, Eurocode 5. (2018). *PT SC5.T3 1ST DOC EN 1995-1-1 subtask 7 Vibrations* (s. 6). Tallinn: CEN.
- FN sambandet. (2019, 08 06). *FN-SAMBANDET*. Hentet fra Klimaendringer:
<https://www.fn.no/Tema/Klima-og-miljoe/Klimaendringer>

- Forest Products Laboratory. (2010). *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. Madison, WI: U.S: United States Department of Agriculture Forest Service.
doi:<https://doi.org/10.2737/FPL-GTR-190>
- Fragiacomo, M., & Yeoh, D. (2010). *Design of timber-concrete composite beams with notched connections*.
- Gagnon, S., & Pirvu, C. (2011). *CLT Handbook*. FPInnovations.
- Hamm, P., Richter, A., & Winter, S. (2010). *Floor vibrations-new results*. München: WCTE. Hentet fra <https://www.hochschule-biberach.de/documents/46960/62d78088-61af-4a2f-a136-6fadbc505361>
- Hestnes, A. G., & Eik-Nes, N. L. (2017). *Zero Emission Buildings*. Fagbokforlaget.
- Homb, A. (2007). *Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere*. Trondheim: SINTEF Byggforsk. Hentet 01 23, 2019 fra [file:///C:/Users/Marie%20Male/Downloads/V__INFO_PUB_Utgivelser_Projektrapport_SINTEF%20Byggforsk%20prosjektrapporter_SB%20prapp%208_Nett_prosjektrapport%208%20nett%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/Marie%20Male/Downloads/V__INFO_PUB_Utgivelser_Projektrapport_SINTEF%20Byggforsk%20prosjektrapporter_SB%20prapp%208_Nett_prosjektrapport%208%20nett%20(1).pdf)
- Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. Trondheim: SINTEF Byggforsk. Hentet 1 13, 2019 fra <https://sintef.brage.unit.no/sintef-xmlui/bitstream/handle/11250/2411718/Prosjektrapport24.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Hu, L., & Gagnon, S. (2012). *CONTROLLING CROSS-LAMINATED TIMBER (CLT) FLOOR VIBRATIONS: FUNDAMENTALS AND METHOD*.
- Hylen, G. (2019, 08 06). *Bærekraftig skogbruk i Norge*. Hentet fra NIBIO: <http://www.skogbruk.nibio.no/tilvekst-og-skogavvirkning>
- INTER-Paper 51-20-2: Development of a floor vibration design method for Eurocode 5. (2018). *CEN/TC 250/SC 5/WG 3/SG 4* (s. 46). CEN. Hentet 2 26, 2019 fra <https://cen.iso.org/livelink/livelink/open/centc250sc5wg3>
- Jeleč, M., Varevac, D., & Rajčić, V. (2018). Cross-laminated timber (CLT) – a state of the art report. *Građevinar*, ss. 75-95. doi:<https://doi.org/10.14256/JCE.2071.2017>
- Jiang, Y., & Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors. *Construction and Building Materials*, ss. 127-139.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066>
- Kucera, B. (1998). *TREETS OPPBYGNING OG VEDANATOMI*. Ås: Norsk Institutt for Skogforskning.
- Lukaszewska, E. (2009). *Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors*. Luleå.
- McConnell, E., McPolin, D., & Taylor, S. (2014). *Post-tensioning of glulam timber with steel tendons*.
- Mestek, P., Kreuzinger, H., & Winter, S. (2008). *Design of Cross Laminated Timber (CLT)*. Munich, Germany.
- Nasjonalt Tillegg Eurokode 5 for Østerrike. (2014). *National specifications, national comments and national supplements concerning ÖNORM EN 1995-1-1*. Austrian standards.

- Olmos, B. A., & Roesset, J. M. (2010). Evaluation of the half-power bandwidth method to estimate damping in systems without real modes. *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, ss. 1671-1686. doi:10.1002/eqe.1010
- Riverglennapts. (u.d.). *Riverglennapts*. Hentet 07 03, 2019 fra Hva er Potensiometer?: <https://riverglennapts.com/no/potentiometer/670-what-is-potentiometer.html>
- Sathre, R., & O'Connor, J. (2010). *Meta-analysis og greenhouse gas displacement factors of product substitution*. Elsevier.
- Sedlacek, G., Heinemeyer, C., Butz, C., Völling, B., Waarts, P., Duin, F. V., . . . Demarco, T. (2006). *Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls*. Luxembourg: European Communities.
- Sigrist, C., & Lehmann, M. (2012). *Development of a cross laminated, post tensioned bridge deck*.
- Smith, A. L., Hicks, S. J., & Devine, P. J. (2009). *Design og Floors for Vibration: A New Approach*. Ascot: The Steel Construction Institute. doi:10.13140/RG.2.2.29342.95048
- Standard Norge. (2002). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008*.
- Standard Norge. (2004a). Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*.
- Standard Norge. (2004b). Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. *NS-EN 1995-1-1:2004/NA:2010/A1:2013*. Hentet januar 8, 2019
- Sørensen, S. I. (2013). *BETONGKONSTRUKSJONER Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2* (2. utg.). Oslo Trondheim: Akademika forlag.
- Thilén, J. (2017). *Testing of CLT-Concrete Composite decks*. Lund.
- Treteknisk. (2006a). *Hefte 1: Generelt. Bygge med Massivtreelementer*. Oslo.
- Treteknisk. (2006b). *Hefte 3: Dimensjonering. Bygge med massivtreelementer*. Oslo.
- Tronstad, S. (2013). Tre og fuktighet. *Treteknisk*.

Vedlegg A: Håndberegninger

Fremgangsmåten på beregningene for egenfrekvens og akselerasjon er like for massivtreelementet og samvirkedeckket. Dermed blir det kun vist utregningene for samvirkedeckket for disse verdiene.

Materialeegenskaper

Tabellene nedenfor inneholder dimensjonene på elementene og materialeegenskapene til trevirke og betongen som blir brukt i håndberegningene. Elementtype A representerer massivreelementet, mens elementtype B representerer samvirkedeckke mellom massivtre og betong.

Tabell A. 1: Dimensjoner på elementene.

Dimensjoner [mm]	Elementtype A	Elementtype B
Spenn	8800	8800
Bredde	1740	1740
Tykkelse massivtre	280	200
Tykkelse betong	0	100
Total tykkelse	280	300

Tabell A. 2: Materialeegenskaper for indre lag i massivtreelementene, styrkeklasse T14.

Materialeegenskaper T14	Forkortelse	Karakteristisk verdi [MPa]
Elastisitetsmodul	ET14, SLS	11000
Skjærmodul	G	690
Rulleskjærmodul	G _r	69

Tabell A. 3: Materialeegenskaper for ytre lag i massivtreelementene, styrkeklasse T22.

Materialeegenskaper T22	Forkortelse	Karakteristisk verdi [MPa]
Elastisitetsmodul	ET22, SLS	13000
Skjærmodul	G	810
Rulleskjærmodul	G _r	810
Trykk parallelt på fiberretningen	f _{c,0,k}	26
Skjær	f _{v,k}	4

Tabell A. 4: Materialeegenskaper for B45 betong.

Materialeegenskaper B45	Forkortelse	Karakteristisk verdi [MPa]
Elastisitetsmodul	EB, SLS	36000
Karakteristisk styrke, trykk	f _{c,k}	45

Laster

Hvilken type laster og lastkombinasjoner som er tatt med i beregningene varierer ut fra hvilke beregninger som utføres. Egenvekten til elementene beregnes ved å gange

tverrsnittsarealet til de ulike lagene i massivtreet og betongen med densiteten til det respektive materialet (A.1).

$$G_{kB} = A_{T14} * \rho_{T14} + A_{T22} * \rho_{T22} + A_{B45} * \rho_{B45}$$

$$= 4,2 * 0,109 + 4,7 * 0,09 + 22 * 0,1 = 3,0808 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.1})$$

Nyttelasten er tatt fra Tabell NA.6.2 i Eurokode 1 (Standard Norge, 2002). I denne rapporten er det valgt å bruke nyttelast for kontorarealer, som definert i Tabell NA.6.1 i Eurokode 1. Dette gir følgende laster (Tabell 5.).

Tabell A. 5: Densitet og laster.

Densitet/last	Forkortelse	Karakteristisk verdi
Densitet T14	ρ_{T14}	4,2 kN/m ³
Densitet T22	ρ_{T22}	4,7 kN/m ³
Densitet B45	ρ_{B45}	22 kN/m ³
Total egenvekt/permanent last element A	G _{kA}	1,2042 kN/m ²
Total egenvekt/permanent last element B	G _{kB}	3,0808 kN/m ²
Nyttelast	q _k	3 kN/m ²

Det blir brukt karakteristisk last på håndberegningene som skal sammenliknes med testresultatene. For å estimere nedbøyning fra testresultater slik at de kan sammenliknes med nedbøyningskrav fra EC5 og til å dimensjonere skjærforbindelsen blir følgende lastkombinasjon brukt for den dimensjonerende flatelasten (A.2).

$$q_{d,B} = \gamma_d * 1,2 * G_k + \gamma_d * 1,5 * Q_k$$

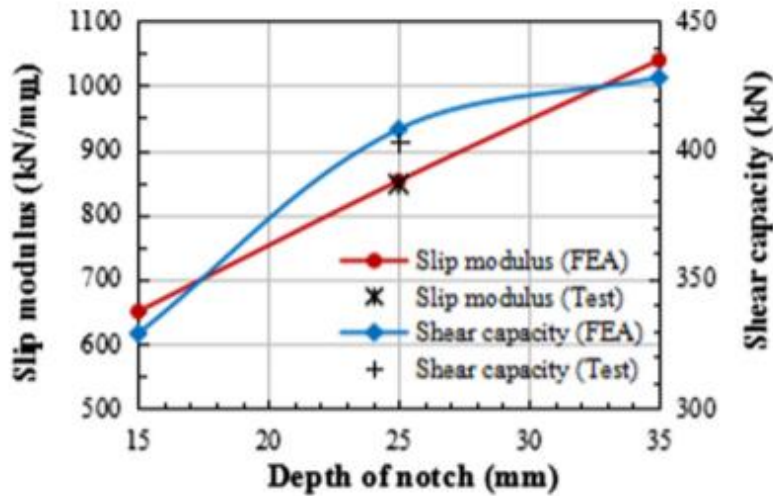
$$q_{d,B} = 1,2 * 3,0808 + 1,5 * 3 = 8,197 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{A.2})$$

Effektiv bøyestivhet

Beregning av effektiv bøyestivhet for samvirkedekket med modifisert gamma-metode

For et samvirkedekke mellom massivtre og betong kan den effektive bøyestivheten begrepses ved å bruke den modifiserte gamma-metoden foreslått av (Jiang & Crocetti, 2019), som beskrevet i teoridelen. For å kunne finne den effektive bøyestivheten med gamma-metoden er det nødvendig å bestemme hvor mye glidning det er mellom de ulike lagene i dekket. Da det ikke er utarbeidet en konkret beregningsmodell for å finne denne

faktoren ble glidnings-modulen (slip-modulus) til skjærforbindelsen mellom massivtreet og betongen hentet fra tidligere forsøk (Figur A. 1) (Jiang & Crocetti, 2019).



Figur A. 1: Glidningsmodul for samvirkedekker (bredde = 45 cm) med spor som skjærforbindelse (Jiang & Crocetti, 2019).

Med utgangspunkt i denne forskningen ble det valgt å prøve med en dybde på sporene på 25 mm. Ut fra Figur 1 gir dette en glidningsmodul (k) på 865 kN/mm for et spor med bredde på 45cm. Dette gir en verdi på 33,44 kN/mm for et element med bredde på 1,74 m. Det er valgt å ha 6 spor pr element på 9 meter, som fører til at den effektive avstanden (s_{eff}) mellom hvert spor er på 1,5m. Ut fra dette kan stivheten til skjærforbindelsen til elementet finnes ved den modifiserte formelen (A.3).

$$\left(\frac{k}{s}\right)_c = \frac{\frac{k_1}{s_{eff}} * \frac{G_R b}{h_1}}{\frac{k_1}{s_{eff}} + \frac{G_R b}{h_1}} = \frac{\frac{3,344 * 10^9}{1,5} * \frac{69 * 10^6 * 1,74}{0,032}}{\frac{3,344 * 10^9}{1,5} + \frac{69 * 10^6 * 1,74}{0,032}} = 1398483188 \text{ N/m}^2 \quad (\text{A.3})$$

Dermed kan graden av samvirke mellom massivtreet og betongen beregnes (A.4).

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 * E_{cm} * A_c}{\left(\frac{k}{s}\right)_c * l^2}\right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 * 36 * 10^9 * 0,1 * 1,74}{1398483188 * 8,8^2}\right)^{-1} = 0,636 \quad (\text{A.4})$$

Graden av samvirke mellom de langsgående lagene i massivtreelementet regnes ut på følgende måte (A.5)

$$\gamma_3 = \left(1 + \frac{\pi^2 * E_t * A_t * h_2^*}{G_{90} * l^2 * b}\right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 * 11000 * 1,74 * 0,045 * 0,032}{69 * 8,8^2 * 1,74}\right)^{-1} = 0,972 \quad (\text{A.5})$$

Siden samvirkedekket ikke har et symmetrisk tverrsnitt vil ikke nøytralaksen ligge i midten av elementet. Ved beregning av den nye nøytralaksen ble midten av massivtreelementet

satt som startaksen. Nøytralaksen til et samvirkedekke bestående av et symmetrisk 5-lags massivtreelement og betong kan da bli funnet ved bruk av følgende formel (A.6).

$$\begin{aligned}
 a_3 &= \frac{\gamma_1 * E_b * A_b \left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)}{\gamma_1 * E_b * A_b + 3 * (\gamma_3 * E_t * A_t)} \\
 &= \frac{0,636 * 36 * 10^9 * 1,74 * 0,1 * 0,1495}{0,636 * 36 * 10^9 * 1,74 * 0,1 + (0,972 * 11 * 10^9 * 1,74 * 0,045) + 2 * (0,972 * 13 * 10^9 * 1,74 * 0,045)} \\
 &= 0,0876 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{A.6}$$

Avstanden til senter av de andre lagene fra den nye nøytralaksen kan beregnes ut fra tykkelsen på de ulike lagene (A.7-9.).

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} - a_3 = \frac{0,1}{2} + 0,045 + 0,032 + \frac{0,045}{2} - 0,0876 = 0,0619 \text{ m}
 \tag{A.7}$$

$$a_2 = \frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} - a_3 = \frac{0,045}{2} + 0,032 + \frac{0,045}{2} - 0,0876 = 0,0107 \text{ m}
 \tag{A.8}$$

$$a_4 = \frac{h_4}{2} + h_5 + \frac{h_6}{2} + a_3 = \frac{0,045}{2} + 0,032 + \frac{0,045}{2} + 0,0876 = 0,165 \text{ m}
 \tag{A.9}$$

Det siste som trengs for å finne den effektive bøyestivheten til samvirkedekket er andre arealmoment (I) og arealet (A) til de ulike lagene. I henhold til den modifiserte metoden (Jiang & Crocetti, 2019) beregnes den effektive bøyestivheten på følgende måte (A.10-12).

$$\begin{aligned}
 EI_{eff,del1} &= E_b * I_b + \gamma_1 * E_b * A_b * a_1^2 + E_t * I_t + \gamma_3 * E_t * A_t * a_3^2 + E_t * I_t + \gamma_3 * E_t * A_t * a_4^2 \\
 &= 36 * 10^9 * 0,000145 + 0,636 * 36 * 10^9 * 0,174 * 0,0619^2 + 11 * 10^9 * 1,321 * 10^{-5} + 0,972 \\
 &\quad * 11 * 10^9 * 0,0783 * 0,0876^2 + 13 * 10^9 * 1,321 * 10^{-5} + 0,972 * 13 * 10^9 * 0,0783 * 0,165^2 \\
 &= 5,40 * 10^7 \text{ Nm}^2
 \end{aligned}
 \tag{A.10}$$

$$EI_{eff,del2} = E_t * I_t = 13 * 10^9 * 1,321 * 10^{-5} = 1,718 * 10^5 \text{ Nm}^2$$

$$EI_{eff,tot} = EI_{eff,del1} + EI_{eff,del2} = 5,40 * 10^7 + 1,718 * 10^5 = 5,42 * 10^7 \text{ Nm}^2 = 54,20 \text{ MNm}^2
 \tag{A.11}$$

$$\tag{A.12}$$

Den effektive bøyestivheten til elementet er sentral i dimensjonering av elementet. Det er i skrivende stund ingen standardisert måte å beregne denne verdien på, noe som gir en viss usikkerhet rundt dimensjonering av samvirkedekker. Verdien brukes videre til beregning av nedbøyning, egenfrekvens, akselerasjon og dimensjonering av skjærforbindelsene.

Beregning av effektiv bøyestivhet og skjærstivhet for 7-lags massivtreelement med skjæranalogimetoden.

Siden-gamma metoden har en begrensning på 5-lag uten at den må videre modifiseres brukes skjæranalogimetoden for å beregne den effektive bøyestivheten til 7-lags massivtreelementet. Beregningene er gjort med bakgrunn i beskrivelsen av skjæranalogimetoden i teoridelen. Ved beregning av den effektive bøyestivheten til et massivtreelement med skjæranalogimetoden er det først nødvendig å finne nøytralaksen til elementet (Likning 12). Siden massivtreelementet som undersøkes i dette tilfellet er symmetrisk både med tanke på geometri og styrkeegenskapene til trevirke vil nøytralaksen ligge i midten av elementet. Hvis elementet ikke er symmetrisk brukes følgende formel til å finne nøytralaksen (A.13).

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i A_i) Y_i}{\sum_{i=1}^n (E_i A_i)} \quad (\text{A.13})$$

Bøyestivheten til bjelke A regnes ut som summen av bøyestivheten av alle lagene i elementet uten noen form som samvirke, som vist i (A.14).

$$\begin{aligned} (EI)_A &= \sum_{i=1}^n E_i I_i = \sum_{i=1}^n E_i b \frac{h_i^3}{12} \\ &= 2 * 11000 * 1740 * \frac{45^3}{12} + 3 * 370 * 1740 * \frac{32^3}{12} + 2 * 13000 * 1740 * \frac{45^3}{12} \\ &= 6,40 * 10^{11} \text{ Nmm}^2 \end{aligned} \quad (\text{A.14})$$

Bjelke B tar for seg summen av bøyestivheten som følge av samvirke mellom de ulike lagene og beregnes som vist i (A.15).

$$\begin{aligned} (EI)_B &= \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \\ &= 2 * 13000 * 78300 * 115,5^2 + 2 * 11000 * 78300 * 38,5^2 + 2 * 370 * 55680 * 77^2 \\ &= 2,96 * 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned} \quad (\text{A.15})$$

Den totale effektive bøyestivheten finnes ved å summere bidragene fra bjelke A og bjelke B (A.16).

$$(EI)_{eff} = (EI)_A + (EI)_B = 6,40 * 10^{11} + 2,96 * 10^{13} = 3,06 * 10^{13} \text{ Nmm}^2 = 30,6 \text{ MNm}^2 \quad (\text{A.16})$$

Skjærstivheten til bjelke A antas å være uendelig stor, dermed er den effektive skjærstivheten den samme som skjærstivheten til bjelke B (A.17-18).

$$(GA)_b = (GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2G_1 b} \right) + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2G_n b} \right) \right]}$$

$$= \frac{231^2}{\left[\left(\frac{45}{2 * 810 * 1740} \right) + \left(3 * \frac{32}{69 * 1740} \right) + \left(2 * \frac{45}{690 * 1740} \right) + \left(\frac{45}{2 * 810 * 1740} \right) \right]}$$

$$= 5,89 * 10^7 \text{ Nmm}^2 \quad (\text{A.17})$$

$$a = h_{tot} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_7}{2} = 300 - \frac{45}{2} - \frac{45}{2} = 231 \text{ mm}$$

(A.18)

Nedbøyning

Det ble regnet ut 2 ulike tilfeller for nedbøyningen på dekkene for å verifisere den numeriske modellen og sammenlikne med testresultatene.

Samvirkedekket

Enhetslastsnedbøyning, nedbøyning ved 1 kN punktlast midt på elementet.

$$w = \frac{F * L^3}{48 * EI_L * b_f} = \frac{1000 * 8,8^3}{48 * 5,42 * 10^7 * 1,74} = 2,62 * 10^{-4} \text{ m} = 0,262 \text{ mm}$$

(A.19)

Nedbøyning fra egenvekt.

$$v = \frac{5 * q * l^4}{384 * EI} = \frac{5 * 3,081 * 8,8^4}{384 * 5,42 * 10^7} = 0,00772 \text{ m} = 7,72 \text{ mm}$$

(A.20)

Massivtreelementet

Enhetslastsnedbøyning, nedbøyning ved 1 kN punktlast midt på elementet.

$$w = \frac{1}{48} * \frac{Pl^3}{(EI)_{eff}} + \frac{1}{4} * \frac{Pl}{\frac{(GA)_{eff}}{k}} = \frac{1}{48} * \frac{1000 * 8800^3}{3,06 * 10^{13}} + \frac{1}{4} * \frac{1000 * 8800}{\frac{5,89 * 10^7}{1,2}} = 0,51 \text{ mm}$$

(A.21)

Nedbøyning fra egenvekt.

$$v = \frac{5}{384} * \frac{wl^4}{(EI)_{eff}} * \left(1 + \frac{48(EI)_{eff}k}{5(GA)_{eff}l^2} \right) = \frac{5}{384} * \frac{2,095 * 8800^4}{3,06 * 10^{13}} * \left(1 + \frac{48 * 3,06 * 10^{13} * 1,2}{5 * 5,89 * 10^7 * 8800^2} \right)$$

$$= 5,76 \text{ mm} \quad (\text{A.22})$$

Beregning av egenfrekvens

Beregningen av egenfrekvensen til dekkene ble gjort ut fra beskrivelsen av formlene gitt i teoridelen som omhandler vibrasjon. Det ble regnet ut to ulike egenfrekvenser, henholdsvis for den gjeldende Eurokode 5 og for forslaget til den nye Eurokode 5.

Eurokode 5:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_L/w}{m}} = \frac{\pi}{2 * 8,8^2} \sqrt{\frac{5,42 * 10^7 / 1,74}{314}} = 6,39 \text{ Hz} \quad (\text{A.23})$$

Den effektive bøyestivheten deles på bredden på elementet for å finne den effektive bøyestivheten for et element med bredde på 1 m. Dette blir gjort for at det skal samsvare med massen til elementet, som er funnet pr. kvadratmeter.

Forslag til nye Eurokode 5:

$$f_1 = k_{e,1} k_{e,2} \frac{18}{\sqrt{\delta_{sys}}} = 1 * 1 * \frac{18}{\sqrt{7,72}} = 6,48 \text{ Hz} \quad (\text{A.24})$$

Faktorene $k_{e,1}$ og $k_{e,2}$ er faktorer som tar hensyn til hvis det er et to-veis dekke eller hvis dekket har doble spenn. Siden elementet som undersøkes i denne oppgaven er et en-veis dekke med kun et spenn settes disse faktorene lik 1.

Akselerasjon

På grunn av manglende beskrivelse av utregning av akselerasjon på dekker i Eurokode 5 ble den regnet ut på 3 forskjellige måter, som beskrevet i metode kapittelet.

Hamm, Richter og Winther:

$$a = \frac{F_{dyn}}{M * 2\xi} = \frac{0,4 * F(t)}{(m * 0,5B * 0,5L) * 2\xi} = \frac{0,4 * 70}{(314,05 * 0,5 * 1,74 * 0,5 * 8,8) * 2 * 0,025} = 0,582 \text{ m/s}^2 \quad (\text{A.25})$$

Det østerrikske nasjonale tillegget:

$$a_{rms} = \frac{0,4\alpha F_0}{2\xi M^*} = \frac{0,4 * e^{-0,4f_1} * F_0}{2\xi * \frac{m * b_{eff}}{2}} = \frac{0,4 * e^{-0,4 * 6,39} * 700}{2 * 0,025 * \frac{314,05 * 1,74}{2}} = 0,181 \text{ m/s}^2 \quad (\text{A.26})$$

Forslaget til nye Eurokode 5:

$$a_{rms} = \frac{F_{dyn}}{(\sqrt{2})2\xi M^*} = \frac{700N * DLF * 4}{(\sqrt{2})2\xi mlw}$$

(A.27)

Østerisk metode: $DLF = e^{-0,4f_1}$

$$a_{rms} = \frac{700N * DLF * 4}{(\sqrt{2})2\zeta mlw} = \frac{700 * e^{-0,4*6,39} * 4}{(\sqrt{2}) * 0,025 * 314,05 * 8,8 * 1,74} = 0,640 \text{ m/s}^2$$

(A.28)

Wilfords metode: $DLF = 0,026 + 0,05f_1$

$$a_{rms} = \frac{700N * DLF * 4}{(\sqrt{2})2\zeta mlw} = \frac{700 * 0,026 + 0,05 * 6,39 * 4}{(\sqrt{2}) * 0,025 * 314,05 * 8,8 * 1,74} = 0,477 \text{ m/s}^2$$

(A.29)

Dimensjonering av skjærforbindelsene (sporene)

Laster

Den dimensjonerende linjelasten blir beregnet ut fra den dimensjonerende flatelasten på følgende måte (A.30).

$$q_{d,linje} = b * q_{d,flate}$$

$$q_{d,linje} = 1,74 * 8,20 = 14,26 \text{ kN/m} \quad (\text{A.30})$$

Siden elementet er påført en flatelast og er fritt opplagt kan den maksimale skjærkraften, som også vil tilsvare reaksjonskreftene beregnes på følgende måte (A.31).

$$V_{max} = \frac{q * l}{2} = \frac{14,26 * 8,8}{2} = 62,76 \text{ kN} \quad (\text{A.31})$$

Ut fra dette kan man finne et uttrykk for skjærkraften over dekket ved å «snitte» det. Ved å integrere dette uttrykket over halve dekket finner man den totale skjærkraften som virker på den halvdelen (A.32).

$$V_{tot} = \int_0^{4,4} (14,27x - 62,76) dx = 138,13 \text{ kN} \quad (\text{A.32})$$

Den gjennomsnittlige skjærkraften er halvparten av den totale skjærkraften.

$$V_{avg} = \frac{138,13}{2} = 69,07 \text{ kN} \quad (\text{A.33})$$

Skjærkraften som virker i hvert spor, F_{spor} kan dermed ses på som den gjennomsnittlige skjærkraften, V_{avg} som virker på den gjennomsnittlige lastbredden til sporene, l_{inf} . Dette vil

kun være gyldig hvis sporene er plassert utover elementet slik at de tar opp like mye krefter. Dette gir følgende uttrykk for skjærkraften i hvert spor (A.34).

$$F_{spor} = \frac{\gamma_1 E_c A_c a_1 l_{inf} V_{avg}}{EI_{eff}} = \frac{0,636 * 36 * 10^9 * 0,174 * 0,0619 * 1,5 * 69,07}{5,42 * 10^7} = 471,54 \text{ kN}$$

(A.34)

Plassering av spor

Som beskrevet i beregningsmetoden for sporene kan sporene bli plassert ut fra skjærdiagrammet slik at de overfører like store skjærkrefter. Plasseringen av sporene ble derfor funnet ved å bestemme lastbreddene som ga like store skjærkrefter i hvert spor. Dette ble gjort ved å først sette det integrerte uttrykket for skjærkraften gjennom halve elementet like henholdsvis 1/3 og 2/3 av den totale skjærkraften for halve elementet og deretter løse dette uttrykket med hensyn på x. Dette gir lastbredden til de ulike sporene og dermed den optimale plasseringen. Avstandene ble rundet av og vil derfor avvike noe fra den optimale plasseringen (Figur A. 3). Plasseringen av sporene kan også finnes ved å bruke geometri.

Lastbredden til sporet nærmest opplageret kan regnes ut på følgende måte (A35-A36):

$$\frac{14,27x^2}{2} - 62,76x = \frac{138,13}{3}$$

(A.35)

$$x_1 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{62,76 - \sqrt{62,76^2 - 4 * 7,135 * 46,045}}{2 * 7,135} = 0,81 \text{ m (fra opplageret)}$$

(A.36)

Dimensjonering

Dimensjoneringen av sporene ble gjort ut i fra bruddformene som kan oppstå i forbindelsen som beskrevet under beregningsmetoden. Den minste tillatte dybden på sporet ble bestemt ved å kontrollere kapasiteten til treverket parallelt med fiberretningen (A37-38).

$$f_{c,d} = \frac{k_{mod} f_{c,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 * 26}{1,3} = 18 \text{ MPa}$$

(A.37)

$$\text{Dybde på sporet} \geq \frac{F_{spor}}{b * f_{c,d}} = \frac{471,54 * 10^3}{1,74 * 18 * 10^6} = 0,015 \text{ m} = 15,06 \text{ mm}$$

(A.38)

Den minste avstanden fra sporet til enden av elementet eller minste avstanden mellom to spor ble funnet ved å kontrollere skjærkapasiteten til treverket i planet på bunnen av sporet (A39-40).

$$f_{c,d} = \frac{k_{mod} f_{c,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 * 4}{1,3} = 2,77 \text{ MPa} \quad (\text{A.39})$$

$$\text{Lengde til enden av elementet} \geq \frac{F_{spor}}{b * f_{v,d}} = \frac{471,54 * 10^3}{1,74 * 2,77 * 10^6} = 0,098 \text{ m} = 97,86 \text{ mm} \quad (\text{A.40})$$

Den minste tillatte lengden på sporet ble bestemt ved å kontrollere skjærkapasiteten til betongen i snittet i overkant av sporet. Dette ble gjort ved bruk av EC2 (Standard Norge, 2004a) med en antagelse om at betongen tar opp alle skjærkreftene, altså at det ikke brukes noen form for skjærarmering (A41-43).

$$f_{c,d} = \frac{\alpha_{cc} f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{0,85 * 30}{1,5} = 17 \text{ MPa} \quad (\text{A.41})$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{c,k}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \quad (\text{A.42})$$

$$\text{Bredden til sporet (d)} \geq \frac{V_{Ed}}{0,5 b_w v f_{cd}} = \frac{471,54 * 10^3}{0,5 * 1,74 * 0,528 * 17 * 10^6} = 0,06 \text{ m} = 60,38 \text{ mm} \quad (\text{A.43})$$

Anbefalte verdier

I tillegg til å tilfredsstillere kravene fra Eurokodene ble det også sjekket at dimensjonene på sporene og egenskapene til materialene var innenfor anbefalte verdier for spor som skjærfobindelse mellom tre og betong (Dias, et al., 2018).

Betongen:

- Minimum C20/25 styrkeklassifisering på betongen.
- Maksimum tilslagsdiameter på 16mm.

Treverket:

- Minimum C24 styrkeklassifisering.

Spordybde, t_v :

- $t_v \geq 20 \text{ mm}$

Sporlengde, l_n :

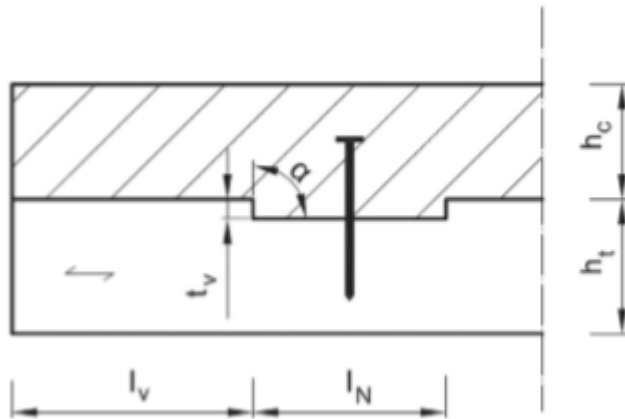
- $l_n \geq 150 \text{ mm}$

Lengden på treverket til enden av elementet/mellom sporene, l_v :

- $l_v \geq 8 \cdot t_v$

Vinkelen på sporen, α :

- $\alpha = 90$ grader

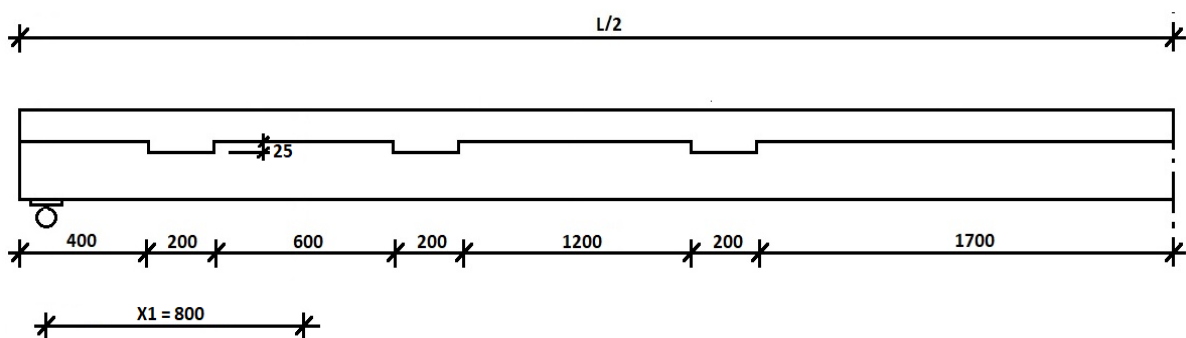


Figur A. 2: Forklaring av dimensjoner brukt ved dimensjonering av spor som skjærforbindelse (Dias, et al., 2018).

Endelige dimensjoner

Ut fra dette ble følgende dimensjoner og plasseringer valgt på sporene i massivtreelementet (Figur A. 3):

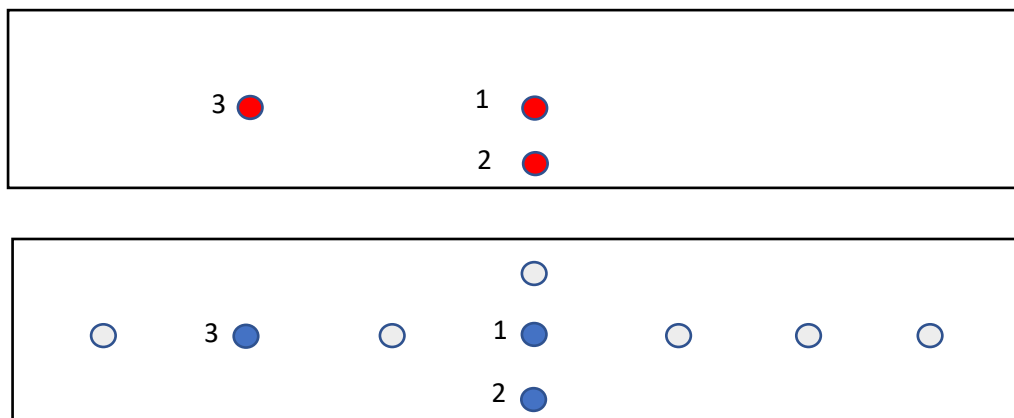
- Spordybde = 25 mm
- sporelengde = 200 mm



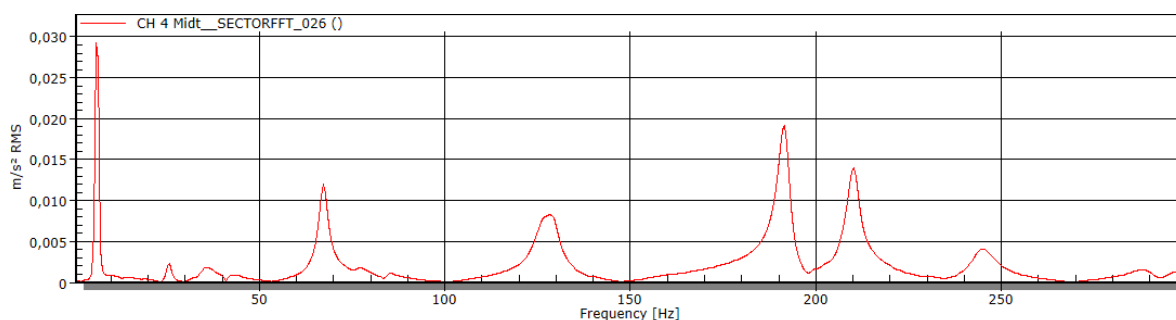
Figur A. 3: Dimensjoner og plassering av spor, samt illustrasjon av lastbredden til det første sporet [mm].

Vedlegg B: Resultater fra test med impulshammer

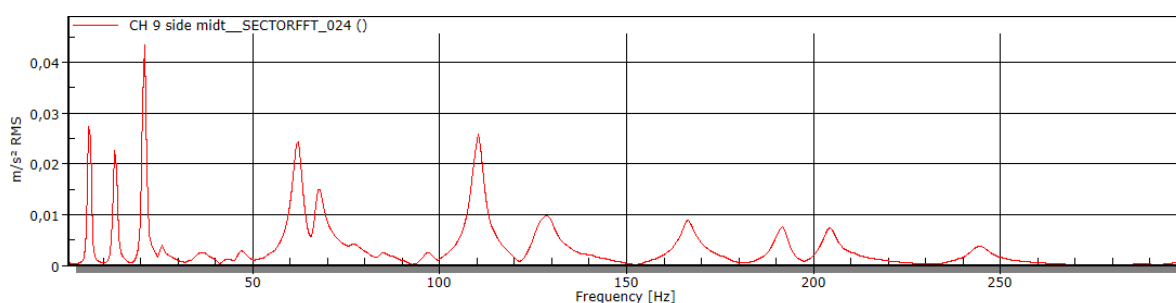
Eigenfrekvensene ble hentet fra akselerometer 1, 2 og 3 vist i Figur B. 1. Eksempler på et sett FFT kurver, tatt ut fra CatmanEasy er vist i Figur B. 2, Figur B. 3 og Figur B. 4. Det er fra disse kurvene egenfrekvensene i kapittel 6.3.3 er hentet.



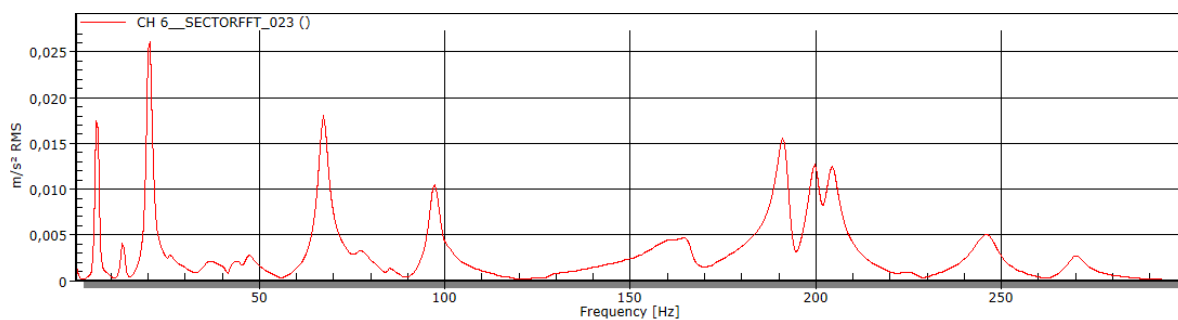
Figur B. 1: Øverst vises en figur av elementet fra oversiden. De røde markeringene angir hvor det ble slått med hammer. Nederst vises elementet fra undersiden og markeringene angir plassering til akselerometerne under test. De fylte blå markeringene viser de tre akselerometerne som dataen til FFT kurvene er hentet fra.



Figur B. 2: Eksempel på FFT kurve fra Catman Easy. Impulsen fra hammeren og plassering til akselerometer er posisjonert i punkt 1, Figur B. 1. Toppunktet på kurven viser første egenfrekvens tilhørende første svingeform. Kurven er hentet fra test av element B4 etter forspenning.



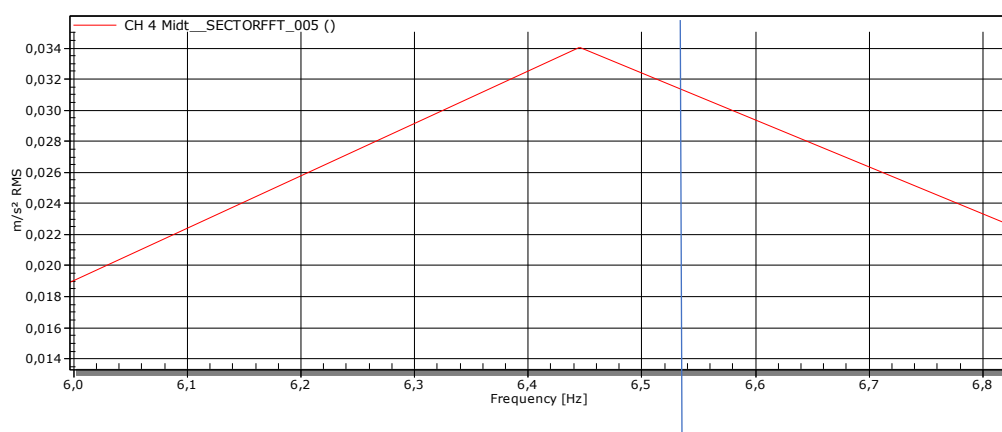
Figur B. 3: Eksempel på FFT kurve fra Catman Easy. Impulsen fra hammeren og plassering til akselerometer er posisjonert i punkt 2, Figur B. 1. I denne kurven er det flere toppen. Første og største toppen tilhører første svingeform, andre toppen tilhører andre svingeform. Kurven er hentet fra test av element B4 etter forspenning.



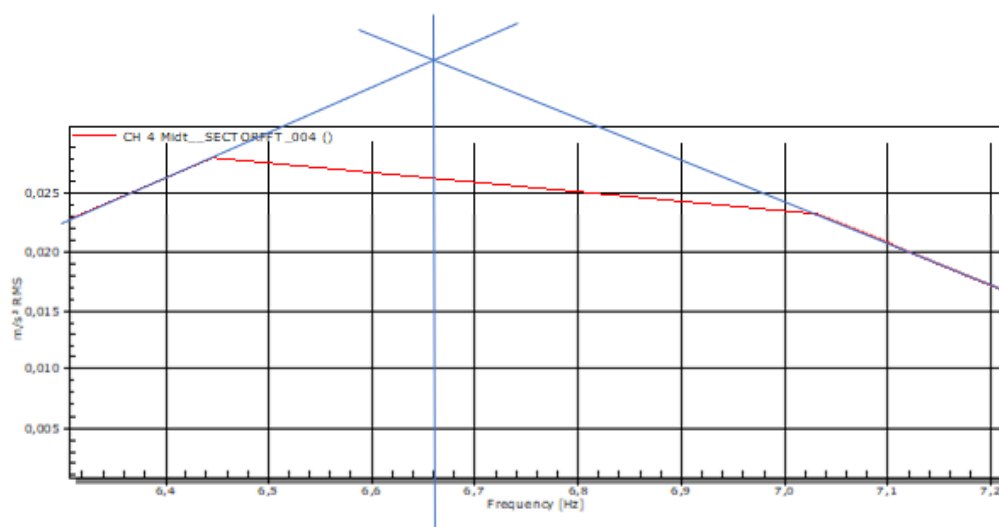
Figur B. 4: Eksempel på FFT kurve fra Catman Easy. Impulsen fra hammeren og plassering til akselerometer er posisjonert i punkt 3, Figur B. 1. I denne kurven er det flere topper. Første og største toppen tilhører første svingform, andre toppen tilhører andre svinge form. Kurven er hentet fra test av element B4 etter forspenning.

Avlesning av frekvenskurver

Verdier for egenfrekvenser fra hammertesten ble hentet ved å lese av frekvenskurvene direkte. Hver verdi ble avlest ved å forstørre kurven og lage en rett linje til X-aksen (Figur B. 5). I tilfeller hvor kurven ikke var spiss ble det gjort en grafisk interpolering (Figur B. 6).



Figur B. 5: Avlesning av første egenfrekvens, A1 uten forspenning.



Figur B. 6: Avlesning av første egenfrekvens, forspent A1.

Vedlegg C: ANSYS skriptfiler

Skriptfiler tilhørende de numeriske modellene er listet opp i Vedlegg C og ligger på tilhørende minnepenn. Tilgang til skriptfilene utenom sensur kan gis ved forespørsel.

- 1. A**
- 2. A forspent**
- 3. B**
- 4. B forspent**
- 5. Amodifikasjon_1**
- 6. Amodifikasjon_2**
- 7. Amodifikasjon_3**
- 8. Amodifikasjon_4**
- 9. Amodifikasjon_5**
- 10. ModalAnalyse**
- 11. Punktlast**
- 12. Flatelast**



Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway