



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2020 30 stp
Fakultet for realfag og teknologi

Analyse av påvirkningen betongpåstøp og horisontal oppspenning har på bøyestivhets- og vibrasjonsegenskapene til kantstilte massivtredekker.

Analysis of the influence a concrete slab and horizontal tensioning has on the bending stiffness and vibration properties of solid wood floors.

Eskil Tangen Karlsen
Vegard Røsvik Sjursen
Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeid ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, og markerer avslutningen på master studiet Byggeteknikk og arkitektur ved fakultetet for realfag og teknologi.

Arbeidet med valg av tema for oppgaven startet høsten 2019, og vår veileder Einar Nathan satt oss i kontakt med Norsk Massivtre og Ny Struktur. Arbeidet med å utforme et testobjekt som tok hensyn til Norsk Massivtre's produksjonslinje var interessant, og med innspill fra Jonn Kulterud kom vi frem til en god løsning. Vi vil rette en takk til Anders Nygård fra Ny Struktur som tok seg tid til møter og innspill i forbindelse med dekkeutformingen. Vi ønsker også å rette stor takk til Arild Øvergaard, Knut Lundem Hougsrud og de andre hos Norsk Massivtre som kom med innspill til aktuelle og interessante dekkeutforminger, og som har bidratt med materialer, lokaler og tid på deres produksjonslinje slik at dette arbeidet har blitt mulig. Vi takker også Per Martin Hynne og resten av folkene i CCL som har bidratt med oppspenning av dekkene og materialer knyttet til dette. En takk rettes også til Tom Ringstad ved NMBU som har vært behjelpelig med opplæring og utlån av nedbøyningsutstyr og strekkklapper. Vi takker stålverkstedet ved NMBU for god hjelp. Takk til Ryfoss betong som har bidratt med betong til testobjektene, og med utformingen av betongens resept.

Vi vil også rette en stor takk til vår veileder Einar Nathan som har veiledet oss igjennom dette arbeidet. Han har kommet med gode innspill og diskusjoner igjennom hele prosessen. Han har vært en god støttespiller igjennom dette prosjektet. Vi ønsker også å takke Themistoklis Tsalkatidis som også har bidratt med veiledning i denne oppgaven, spesielt inn mot ANSYS.

Til slutt ønsker vi å takke familie og samboer som har vært en god støtte gjennom studiene, og som den siste tiden har holdt ut kombinasjonen av masteroppgave og hjemmekontor.

Hurdal / Vigra, mai 2020
Karlsen, Eskil Tangen
Sjursen, Vegard Røsvik

Sammendrag

Byggenæringen er nødt til å tilpasse seg for å overholde stadig mer krevende krav til energi, miljø og kvalitet for sine prosjekter. Globalt står bygg for 32 % av all energibruk (Larsen, 2019). Tre i Norge er et kortreist og fornybart materiale som også binder karbon i konstruksjonens levetid. De siste årene har markedet hatt en økt etterspørsel av tre som konstruksjonsmateriale i større konstruksjoner. Det er fortsatt utfordringer knyttet til bruk av tredekker over lengre spenn, blant annet komfortkriterier som nedbøyning og vibrasjon. Det ses derfor på konfigurasjoner av massivtredekker i kombinasjon med andre materialer som for eksempel betong og stål for å løse denne problematikken.

Rapporten tar for seg to kantstilte massivtredekker med betongpåstøp og horisontal oppspenning i dekkenes lengderetning. I arbeidet kartlegges det hvordan bøyestivheten til massivtredekkene påvirkes av betongpåstøpen og oppspenningen. Det måles hvilken grad av samvirke som oppstår mellom betongen og treet uten bruk av mekaniske forbindere før og etter oppspenning. Rapporten ser også på hvordan oppspenningen påvirker forskyvningen i buttskjøtene. Det ses også på hvordan dekkenes vibrasjonsegenskaper lar seg påvirke av betongpåstøpen, og den horisontale oppspenningen. Det ses på dekkenes egenfrekvens, akselerasjon og dempingsrate under de tre ulike konfigurasjonene, massivtredekker, massivtredekker med betongpåstøp og oppspente massivtredekker med betongpåstøp.

Datagrunnlaget for rapporten samles inn gjennom praktiske fullskala tester. Testene er gjennomført på to kantstilte massivtredekker med buttskjøter. Dimensjonene på begge dekkene er 2,35 m x 6,96 m. Det er gjennomført nedbøyningstester under jevnt fordelt last og punktlast, samt vibrasjonstester som omfatter gangtester og impulstester. Testene ble utført på massivtredekkene før betongen ble støpt, 31 dager etter at betongen ble støpt og etter at massivtredekkene med betong ble spent opp i dekkets lengderetning.

Resultatene fra vibrasjonsanalysen settes opp mot de eksisterende kravene for vibrasjon i Eurokode 5, samt kravene under utvikling i utkastet til nye Eurokode 5.

Fullskala testene viser at betongen tilfører dekkene gode bøyestivhetsegenskaper, og bøyestivheten økes med over 528 % for begge dekkene. Samvirket måles til henholdsvis 81,6 % og 80,1 % for massivtredekkene med betongpåstøp. Bøyestivheten til dekkene reduseres med opptil 16,1 % etter oppspenningen. Det er grunn til å tro at dekkene vil trenge mekaniske forbindere for å opprettholde en god bøyestivhet, da samvirket ser ut til å falle. Etter oppspenning indikerer resultatene mindre forskyvninger i buttskjøtene. Betongpåstøpen gir liten endring i dekkenes egenfrekvens, men reduserer topp akselerasjonen med over 80 % for begge dekkene. Etter oppspenningen av dekkene øker dekkenes toppakselerasjon med opptil 47,5 %.

De beregnede dempingsratene antyder en økning ved påføring av en betongpåstøp, og faller noe etter oppspenning. Dataene for dempingsratene regnes imidlertid til å være for upålitelige til å trekke noen konklusjon.

Abstract

The construction industry must adapt to meet increasingly demanding energy-, environmental- and quality-requirements for its projects. Globally construction accounts for 32 % of all energy use (Larsen, 2019). Wood is a material that is renewable and is also easily accessible in Norway. In recent years, the market has had an increased demand for wood as a construction material in larger constructions. There are still challenges associated with using wooden floors over longer spans, including comfort criteria such as deflection and vibration. This thesis examines configurations of solid wood floors in combination with other materials such as concrete and steel to solve this problem.

This report deals with solid wood floors with concrete slabs and horizontal tensioning in the longitudinal direction of the floors. The work examines how the stiffness of the solid wood floors is affected by the concrete slab and tensioning. In this report, the degree of composite action that occurs between the concrete and the timber without the use of mechanical connectors before and after tensioning is measured. This report also examines how the tension affects the displacement in the butt joints. It is also looked at how the floors' vibration properties can be influenced by the concrete slab, and the horizontal tensioning. The vibration tests are carried out to find out the floors' eigenfrequency, acceleration and damping rate under the three different configurations.

The dataset for this report is collected through practical full-scale tests. The tests have been carried out on two solid wood floors with butt joints. The dimensions of both floors are 2.35 m x 6.96 m. There are two different test configurations, deflection tests which include evenly distributed loads and point loads, as well as vibration tests which include walking tests and impulse tests. The tests were performed on the solid wood floors before the concrete was cast, 31 days after the concrete was cast and after the solid wood floors with concrete were tensioned in the longitudinal direction of the floors.

The results of the vibration analysis are compared to the existing vibration requirements in Eurocode 5, as well as the requirements under development in the draft of the new Eurocode 5.

The full-scale tests show that the concrete gives the floors good stiffness properties, and the stiffness increases with over 528 % for both floors. The composite action is measured to be 81.6 % and 80.1 % respectively for the solid wood floors with concrete slabs. The floor stiffness is reduced after the tensioning by up to 16,1 %. There is reason to believe that the floors will need mechanical connectors to maintain a good stiffness, as the composite action seems to decrease with time and loads. After the tensioning, the results indicate less displacements in the butt joints. The concrete slab gives little change in the floors eigenfrequency but reduces the peak acceleration by over 80 % for both floors. After tensioning the floors, the top acceleration of the floors increases by up to 47,5 %.

The calculated damping rates indicate an increase after the application of a concrete slab and fall somewhat after tensioning. However, the data for the damping rates is considered to be too unreliable to draw any conclusion.

Påvirkning av koronaviruset

Denne oppgaven ble utarbeidet under spesielle omstendigheter, da COVID-19 preget samfunnsbildet i Norge. I midten av mars ble universitetet stengt, og en kunne ikke lenger benytte seg av masterlesesaler eller universitetets fasiliteter. For en oppgave som baserer seg på samarbeid mellom to studenter, førte dette til en omstilling. Alle testene foregikk i lokalene til Norsk Massivtre, og ble gjennomført etter det originale tidsskjemaet. Grunnet COVID-19 ble det imidlertid innført restriksjoner fra myndighetene som gjorde at de praktiske testene måtte gjennomføres på dagsturer som erstatning for lengre opphold, da overnattinger i Valdres ikke lenger var aktuelt. Våre opphold i Valdres ble også gjennomført med minimal kontakt med de ansatte hos Norsk Massivtre.

Stengingen av universitetet medførte også at den lette tilgangen til fagmiljøet og veiledning ble borte. En kunne ikke lenger gå innom kontoret og stille et kjapt spørsmål. Alt samarbeid måtte skje gjennom videomøter og chattefunksjoner fra hvert vårt hjemmekontor. Veiledningen ble også gjennomført ved videomøter og telefonsamtaler. Det er forsøkt å gjøre det beste ut av situasjonen, og for studenter ved godt mot har dette gått greit.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	IV
Abstract	VI
Påvirkning av koronaviruset	VII
Figurliste	XII
Formelliste	XV
Tabelliste	XVI
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Avgrensninger.....	2
2 Teori.....	3
2.1 Generell teori.....	3
2.1.1 Materialsymmetri.....	3
2.1.2 Materialstyrke	4
2.1.3 Densitet	5
2.1.4 Langtidseffekter – kryp.....	5
2.1.5 Deformasjon	5
2.1.6 Hooks lov	6
2.1.7 Poissons tall / passiv deformasjon	6
2.1.8 Dimensjonsstabilitet.....	7
2.2 Massivtre	8
2.2.1 Kantstilt massivtre	8
2.2.2 Fuktighet i kantstilt massivtre	8
2.2.3 Styrke og stivhet for kantstilt massivtre.....	9
2.3 Skruer	9
2.4 Betong	10
2.4.1 Betongens egenskaper	10
2.4.2 Kryp i betong	10
2.5 Samvirke	12
2.5.1 Samvirkeelement.....	12
2.5.2 Skjærforbindere.....	14
2.6 Buttskjøt	15

2.7	FEM analyse i ANSYS	16
2.8	Forspente bjelker og dekker	16
2.9	Forspenning av trevirke	18
2.10	Vibrasjon	19
2.10.1	Generelt	19
2.10.2	Frekvens og egenfrekvens	20
2.10.3	Svingeformer og modal masse	20
2.10.4	Impuls fra gange	20
2.10.5	Midlertidig og stabil respons	21
2.10.6	Opplevde vibrasjoner	22
2.10.7	Akselerasjon, a_{rms}	22
2.10.8	Demping	22
2.10.9	Logaritmisk dekrement	23
2.10.10	Resonans	24
2.10.11	Live Fast Fourier Transformasjon	26
2.11	Strekklapp	26
2.12	Nedbøyning	27
2.12.1	Beregning	27
2.13	Vibrasjonsberegning etter standarder	28
2.13.1	Eurokode 5	28
2.13.2	Utkast ny Eurokode 5	29
3	Metode	32
3.1	Håndberegninger og FEM analyse	32
3.1.1	Nedbøyning	32
3.1.2	Eurokode 5	32
3.1.3	Utkast til ny Eurokode 5	32
3.1.4	FEM Analyse	32
3.2	Produksjon av testdekker	38
3.2.1	Trelast	38
3.2.2	Fuktmåling	39
3.2.3	Jigg	39
3.2.4	Avstandslekter	40
3.2.5	Produksjonsmetode	41
3.2.6	Lameller for spennkabler	42

3.2.7	Skruer	43
3.2.8	Dekkeoppbygning.....	45
3.2.9	Forskaling.....	47
3.2.10	Armering.....	47
3.2.11	Betong	47
3.2.12	Oppspenning	50
3.3	Oppspenningssystem	52
3.3.1	Spennkabler og hylser	52
3.3.2	Kraftfordelende plater.....	52
3.4	Opplager	53
3.5	Praktiske målinger	53
3.5.1	Måleutstyr	53
3.5.2	Klargjøring av måleutstyr	54
3.5.3	Kalibrering av nedbøyningsutstyr.....	55
3.5.4	Kalibrering av streklapper.....	56
3.6	Testoppsett.....	58
3.6.1	Vibrasjonstester.....	58
3.6.2	Nedbøyning	60
3.6.3	Buttskjøttest	64
3.7	Dempingsrate	65
3.8	Målt bøyestivhet	65
3.9	Målt samvirke.....	65
4	Resultat.....	66
4.1	Håndberegninger.....	66
4.1.1	Nedbøyningsanalyse.....	66
4.1.2	Vibrasjoner	66
4.2	FEM analyse.....	68
4.2.1	Nedbøyningsanalyse.....	68
4.2.2	Vibrasjonsanalyse.....	68
4.3	Praktiske nedbøyningstester	69
4.3.1	Nedbøyningstester	69
4.3.2	Buttskjøt	71
4.3.3	Bøyestivhet.....	73
4.4	Praktiske vibrasjonstester	75

4.4.1	Dempingsrate	75
4.4.2	Egenfrekvens	75
4.4.3	Akselerasjon	77
4.5	Samvirke	82
4.6	Sammenstilling av resultater fra FEM analyse og praktiske tester	83
4.6.1	Nedbøyingstester	83
4.6.2	Vibrasjonsanalyse	84
4.7	Sammenligning av resultat med krav	85
4.7.1	Eurokode 5.....	85
4.7.2	Utkast ny Eurokode 5	85
5	Diskusjon	87
5.1	Praktiske tester.....	87
5.1.1	Bøyestivhet.....	87
5.1.2	Vibrasjonsanalyse	88
5.2	FEM analyse.....	90
5.3	Sammenligning av resultat med Eurokode og utkast til ny Eurokode	91
5.3.1	Eurokode 5.....	91
5.3.2	Utkast til ny Eurokode 5	91
6	Konklusjon	93
7	Feilkilder	95
8	Videre arbeid	96
9	Referanser	97
10	Vedlegg	99

Figurliste

Figur 2.1-1 – Materialsymmetrier. Figur 3.1 i Bodig og Jayne (1982).	3
Figur 2.1-2 – Definisjon av tverrsnittsretninger for trevirke. Figur 1.16 i Bodig og Jayne (1982).	3
Figur 2.1-3 – Ulike typer skjærkraft. Figur 4.9 i Bell (2017).	4
Figur 2.1-4 – Poissons effekt på enaksial strekkspenning. Figur 2.9 i Bodig og Jayne (1982).	6
Figur 2.1-5 – Krymping i tangential-, radial-, og lengderetning. Figur 4.5 i Bell (2017).	7
Figur 2.2-1 – Ulike typer massivtre. Henholdsvis kantstilt element, krysslågt element og hulromselement (Norsk Treteknisk Institutt, 2006).	8
Figur 2.5-1 - Alternativ til figuren over? (Lukaszewska, 2009)	12
Figur 2.5-2 - Illustrasjon av forskjøvet kantstilt massivtredekke. Figur 2-8 i Dias (2005).	14
Figur 2.6-1 – Buttskjøt lamell, skruer nr. 1 er $\varnothing 8$ 400 mm skruer, skruer nr 2 er $\varnothing 6$ 100 mm skruer.	15
Figur 2.8-1 - Forspent bjelke med eksentrisk spennkabel. Figur 1.2 i Sørensen (2013).	16
Figur 2.8-2 - Virkning av spennkabel i 2.grads parabel. Figur 1.3 i Sørensen (2013).	17
Figur 2.10-1 – De første tre svingeformene av en fritt opplagt bjelke. Figur 2.2 i Smith et al. (2009).	20
Figur 2.10-2 – Midlertidig og stabil respons. Figur 2.4 i Smith et al. (2009).	21
Figur 2.10-3 – Impulsrespons. Figur 2.5 i Smith et al. (2009).	21
Figur 2.10-4 – Forholdet mellom toppakselerasjon og rms akselerasjon for ulike bølgefrequenser. Tabell 2.2 i Smith et al. (2009).	22
Figur 2.10-5 - Illustrerer de tre situasjonene over-, under- og kritiskdempet system (Tomasi, 2019).	22
Figur 2.10-6 - Akselerasjonskurve for svingninger i dempet system med periodene u_n	24
Figur 2.10-7 - Amplifikasjonsfaktor for et udempet system (Tomasi, 2019).	24
Figur 2.10-8 - Totalrespons for udempet system hvor påført impuls er i fase og $B \ll 1$ (Tomasi, 2019).	25
Figur 2.10-9 - Respons for udempet system hvor $B \approx 1$, hvor impulsen går inn og ut av fase (Tomasi, 2019).	25
Figur 2.10-10 - Respons for dempet system hvor det oppstår resonans (Tomasi, 2019).	26
Figur 2.11-1 - Wheatstone Bridge konfigurasjon (HBM, 2020).	26
Figur 2.12-1 – Nedbøyningskomponenter – Figur 7.1 i Eurokode 5, Standard Norge (1995).	27
Figur 3.1-1 - Modell bygget for simulering av spenninger i skruer.	34
Figur 3.1-2 - Konturplott spenningsbilde for skruen nærmest opplegg.	34
Figur 3.1-3 - Hullkanttrykk for skruer nær buttskjøt.	35
Figur 3.1-4 – FEM modell bygget for estimering av egenfrekvenser og svingeformer. Her illustreres 2. svingeform.	35
Figur 3.1-5 - Skruerforbindelse spennkabel-lamell og element 1.	36
Figur 3.1-6 - Skruerforbindelse spennkabel-lamell og element 2.	36
Figur 3.1-7 - Spenningsbilde for endeplate modellert i ANSYS.	37
Figur 3.2-1 – Fuktmåling etter trelastpakken ble åpnet.	39
Figur 3.2-2 – Jiggen til Norsk Massivtre.	40
Figur 3.2-3 - Skruerhull i jiggen og skruing av element.	40
Figur 3.2-4 – Oppsett av et element i jiggen før det blir lagt lekter i sporene i overkant og presset sammen.	41
Figur 3.2-5 - Presset element i jiggen.	42
Figur 3.2-6 – Utfreste lameller for spennkabler.	42
Figur 3.2-7 - Illustrasjon sammenføring av element og lamell for spennkabel.	43
Figur 3.2-8 – Kantavstand skruer 1 på lamell for spennkabel.	43
Figur 3.2-9 - Kantavstander skruer 2 sammenkobling elementer.	44

Figur 3.2-10 - Skrue brukt til å skru sammen element.	44
Figur 3.2-11 - Skruer brukt til å sammenføre elementer.	45
Figur 3.2-12 – To forskjellige elementoppbygninger med tanke på plassering av buttskjøt.	46
Figur 3.2-13 - Dekke 1 og 2.	46
Figur 3.2-14- Viser forskalet og armert dekke 2.	47
Figur 3.2-15 – Fordeling og avretting av betong.	48
Figur 3.2-16 – Dekkene ferdig støpt og stablet.	49
Figur 3.2-17 – Hvordan betongen ligger an på trevirket, langsida.	49
Figur 3.2-18 – Montering av stålplater, hylser og kiler.	50
Figur 3.2-19 – Oppspenningspumpe, analog avlesning av trykk. Maks 479 bar.	50
Figur 3.2-20 – Hydraulisk jekk brukt til å spenne opp.	51
Figur 3.2-21 - Her ser en dekke 2 ferdig oppspent. Noe vridning på platen på motsatt side av der jekken stod.	51
Figur 3.3-1 – Endeplate ført på spennkabel.	52
Figur 3.5-1 – Akselerometre.	53
Figur 3.5-2 – Datablad for et av akselerometrene.	54
Figur 3.5-3 – Testing av oppsett og resultat av måleutstyr.	55
Figur 3.5-4 - Kalibreringsrigg for nedbøyingssensorer.	56
Figur 3.5-5 - Kalibrering av strekkklapper, leser av forskyvning og kraft på displayet til strekkmaskinen.	56
Figur 3.5-6 – Kalibrering av strekkklapper, leser av volt på forsterkeren til strekkklappene og setter det opp mot forskyvningen.	57
Figur 3.6-1 - Plassering av akselerometer.	58
Figur 3.6-2 - Akselerometre festet under dekket.	59
Figur 3.6-3 - Akselerometer brukt under impulstest og rød runding angir hvor impulsen blir gitt.	60
Figur 3.6-4 – Måling av nedbøying fra egenvekt.	60
Figur 3.6-5 - Plassering av nedbøyingssensorer.	61
Figur 3.6-6 - Sekker fylt med singel for nedbøyingstest.	62
Figur 3.6-7 – Hver svart prikk angir plassering av 25kg sekker for jevnt fordelt last-testen.	62
Figur 3.6-8 - Full last på massivtredekke 2.	63
Figur 3.6-9 - Hver svart prikk angir plassering av 25kg sekker for jevnt fordelt last-testen med halv last.	63
Figur 3.6-10 – Svart prikk angir plassering av 1kN punktlast for punktlasttesten.	64
Figur 3.6-11 – Strekkklapp montert over en buttskjøt på samvirkedekket.	64
Figur 3.6-12 – Plassering av strekkklapp. Elementet i midten av dekket.	65
Figur 4.3-1 -Utvikling for nedbøyingstester for 1kN punktlast.	69
Figur 4.3-2 - Utvikling for nedbøyingstester med jevnt fordelt last.	70
Figur 4.3-3 - Målt nedbøying fra jevnt fordelt last for samvirkedekkene og de oppspente dekkene.	71
Figur 4.3-4 - Utvikling for verdier målt med strekkklapper over buttskjøtene.	72
Figur 4.3-5 - Utvikling av forskyvningen målt med en nedbøyingssensor ved buttskjøtene for dekke 1 og dekke 2 under jevnt fordelt last.	73
Figur 4.3-6 - Utvikling av dekkenes målte bøyestivhet.	74
Figur 4.4-1 - Utvikling av dempingsrate til dekke 1 og dekke 2 for logaritmiske dekrement.	75
Figur 4.4-2 - Utvikling av egenfrekvens til dekke 1 og dekke 2 målt fra gangtest.	76
Figur 4.4-3 - Utvikling av målt egenfrekvens ved impulstest.	76
Figur 4.4-4 - Utvikling av største målte akselerasjon under gangtest.	77

Figur 4.4-5 - Største akselerasjon for oppspent dekke 1.....	78
Figur 4.4-6 - Største akselerasjon samvirkedekke 2.....	78
Figur 4.4-7 - Største akselerasjon oppspent dekke 2.....	79
Figur 4.4-8 – Akselerasjon fra gangtest for oppspent dekke 2.....	79
Figur 4.4-9 - Største akselerasjon for samvirkedekke 1.....	80
Figur 4.4-10 - Største akselerasjon for gangtest massivtredekke 1.....	80
Figur 4.4-11 - Største akselerasjon for gangtest massivtredekke 2.....	81
Figur 4.5-1 - Utvikling i grad av samvirke.....	82
Figur 4.6-1 - Sammenstilling av resultater målt fra nedbøyingstester under jevnt fordelt last.....	83
Figur 4.6-2 - Sammenstilling av resultater målt fra nedbøyingstester under 1 kN punktlast.....	83
Figur 4.6-3 - Sammenstilling av resultater fra Egenfrekvens analyse.....	84

Formelliste

Formel 2.1-1 – Poissons tall.....	6
Formel 2.3-1 - Treets hullkantfasthet i fiberretning.....	9
Formel 2.3-2 - Treets hullkantfasthet gitt av belastningsvinkel.....	9
Formel 2.3-3 – Treets hullkantfasthet i fiberretningen.....	9
Formel 2.4-1 – Minimums armeringsmengde.....	11
Formel 2.5-1 - Grad av samvirke etter Lukaszewska (2009).	13
Formel 2.5-2 - Bestemmelse av effektiv bøyestivhet for sammensatt bjelke (Bell, 2017).	13
Formel 2.6-1 – Momentreduksjonsfaktor.	15
Formel 2.6-2 – Skjærkapasitet-reduksjonsfaktor.	15
Formel 2.6-3 - Reduksjonsfaktor for bøye- og skjærstivhet.....	15
Formel 2.10-1 - Bevegelsesligningen for et SDOF system.....	19
Formel 2.10-2 - Logaritmiske dekrement.....	23
Formel 2.12-1- Nedbøyning av bjelke.	27
Formel 2.12-2 – Maks nedbøyning (på midten) av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last.....	27
Formel 2.12-3 – Maks nedbøyning av en fritt opplagt bjelke med punktlast på midten.....	28
Formel 2.13-1 – Egenfrekvens etter Eurokode 5.	28
Formel 2.13-2 – Egenfrekvens etter utkast til ny Eurokode 5.....	29
Formel 2.13-3 – Maksimale nedbøyning fra 1 kN punktlast på midten av et dekke.	29
Formel 2.13-4 - Root mean square gitt i m/s^2	29
Formel 2.13-5 - Fourierkoeffisienten avhengig av egenfrekvensen.....	30
Formel 2.13-6 - Den modale massen gitt i kg.....	30
Formel 3.8-1 – Formel for bøyestivheten av et dekke.	65

Tabelliste

Tabell 2.1-1 – Fastheter for trevirke.....	4
Tabell 2.1-2 – Stivheter for trevirke	5
Tabell 2.1-3 – Gjennomsnittlig Poissons tall for bartrær. Tatt fra tabell 3.4 i Bodig og Jayne (1982). ...	7
Tabell 2.13-1 - Krav til ytelsesnivå i utkast til ny Eurocode 5 (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019).	31
Tabell 2.13-2 - Anbefalt ytelsesnivå for ulike brukskategorier (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019).	31
Tabell 3.1-1 - Materialdata for ANSYS modell.....	33
Tabell 3.2-1 - Verdier for trelastkvalitet LS 15 og LS 22. Tatt fra tabell 1 i SINTEF byggforsk (2014)....	38
Tabell 3.2-2 - Karakteristiske verdier for trelasten som ble brukt.	39
Tabell 3.2-3 - Skruer benyttet til sammenføyninger av massivtredekkene.	43
Tabell 3.2-4 – Betonginformasjon.	48
Tabell 3.3-1 – Dimensjoner for endeplate.....	52
Tabell 4.1-1 - Resultat fra håndberegninger for 1 kN punktlast.....	66
Tabell 4.1-2 - Resultat fra håndberegninger for jevnt fordelt last.	66
Tabell 4.1-3 – Egenfrekvenser gitt av håndberegninger etter Eurokode 5.	67
Tabell 4.1-4 - Resultat håndberegninger etter utkast til ny Eurokode 5.....	67
Tabell 4.2-1 - Resultat fra nedbøyningsanalyse 1kN punktlast i ANSYS Workbench.	68
Tabell 4.2-2 - Resultat fra nedbøyningsanalyse jevnt fordelt last i ANSYS Workbench.....	68
Tabell 4.2-3 - Resultat modalanalyse FEM modeller.....	68
Tabell 4.3-1 - Dekkenes initialnedbøyning som følge av egenvekt.	69
Tabell 4.3-2 - Resultat dekke 1 og 2 for 1 kN punktlast.	69
Tabell 4.3-3 - Resultat dekke 1 og 2 for halv jevnt fordelt last.	70
Tabell 4.3-4 - Resultat dekke 1 og 2 for full jevnt fordelt last.	70
Tabell 4.3-5 - Målinger fra strekkklapper plassert på buttskjøter under 1kN punktlast.	71
Tabell 4.3-6 - Forskyvning i buttskjøter under 1 kN punktlast, målt med en nedbøyningssensor.	71
Tabell 4.3-7 - Verdier fra strekkklapper på buttskjøter under jevnt fordelt last.	72
Tabell 4.3-8 - Forskyvning i buttskjøter under jevnt fordelt last målt med en nedbøyningssensor.	72
Tabell 4.3-9 - Massivtredekkenes teoretiske bøyestivhet, redusert bøyestivhet etter teknisk godkjenning (TG) og målt bøyestivhet.	73
Tabell 4.3-10 - Samvirkedekket teoretiske bøyestivhet og målte bøyestivhet.	73
Tabell 4.3-11 – Det oppspente dekkets teoretiske bøyestivhet og målte bøyestivhet.	73
Tabell 4.4-1 – Dempingsrate kalkulert med det logaritmiske dekrement for impulstest.....	75
Tabell 4.4-2 – Egenfrekvens fra gangtest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.	75
Tabell 4.4-3 – Egenfrekvens (første svingeform) fra impulstest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.	76
Tabell 4.4-4 – Høyeste målte akselerasjon under gangtest.	77
Tabell 4.4-5- Root mean square akselerasjon fra gangtest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.	81
Tabell 4.4-6 - Akselerasjon fra impulstest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.	81
Tabell 4.5-1 – Grad av samvirke for Samvirkedekket og det oppspente samvirkedekket.....	82
Tabell 4.7-1 – Krav i forhold til utkast til ny Eurokode 5	85
Tabell 4.7-2 – Håndberegninger satt opp mot krav i utkast til ny Eurokode 5.	85
Tabell 4.7-3 - Testresultat satt opp mot krav i utkast til ny Eurokode 5.	86

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Byggenæringen er nødt til å tilpasse seg for å overholde stadig mer krevende krav til energi, miljø og kvalitet for sine prosjekter. Globalt står bygg for 32 % av all energibruk (Larsen, 2019). Tre i Norge er et kortreist og fornybart materiale som også binder karbon i konstruksjonens levetid. De siste årene har markedet hatt en økt etterspørsel av tre som konstruksjonsmateriale, også i større konstruksjoner. Dette har resultert i økt etterspørsel for produksjon av massivtre i det norske markedet og åpning av nye fabrikker og produksjonslinjer. Det er fortsatt utfordringer knyttet til bruk av tredekker over lengre spenn, blant annet komfortkriterier som nedbøyning og vibrasjon. Det ses derfor på konfigurasjoner av tredekker i kombinasjon med andre materialer som for eksempel betong og stål for å løse problematikken.

Norsk Massivtre er produsent av kantstilt massivtre, og ønsker å se på mulige dekkeutforminger for et massivtre - betong samvirkedekke. I den forbindelse er en undersøkelse av egenskaper knyttet til oppnådd bøyestivhets- og vibrasjonsegenskaper ønskelig. Kantstilt massivtre har utfordringer med skjøting i lengderetning, da elementer over 5 meter skjøtes med buttskjøt. Dette er en statisk svakhet for kantstilte massivtredekker. Det er derfor ønskelig å undersøke muligheter for å minimere tapet av dekkets bøyestivhet i buttskjøtene.

Oppspenning er en mye anvendt teknikk for blant annet å motvirke nedbøyning fra ytre påkjenninger i betongkonstruksjoner. De senere årene er det også gjennomført forskningsprosjekter på oppspenning av trebjelker og trekonstruksjoner som krysslimte massivtredekker med og uten betongpåstøp hvor oppspenning ser ut til å kunne ha positiv effekt på bøyestivheten til krysslimte massivtredekker (Amlien & Kalstø, 2019; Shi et al., 2020). Det er fortsatt knyttet usikkerhet til effekten oppspenning har på egenfrekvens og dempingsrate.

I denne oppgaven undersøkes det hvordan en betongpåstøp vil påvirke et forskjøvet kantstilt massivtredekke med fokus på bøyestivhets- og vibrasjonsegenskaper. Det undersøkes også hvilken effekt en oppspenning vil ha på samvirkedekkenes egenskaper knyttet til bøyestivhet og vibrasjon. Det er ønskelig for Norsk Massivtre med en dekkeutforming som er enkel å produsere, men som fortsatt oppnår samvirkeegenskaper med betongen. Det ses derfor på et dekke med forskyvde lameller som gir økt overflateareal mellom materialene, uten andre former for mekaniske forbindere mellom treet og betongen.

1.2 Problemstilling

Bestemme ved fullskala testing hvordan betongpåstøp uten mekaniske forbindere påvirker bøyestivhets- og vibrasjonsegenskapene til et kantstilt massivtredekke med buttskjøter, samt hvordan oppspenning vil påvirke disse egenskapene.

For å svare på hovedproblemstillingen, blir følgende underproblemstillinger definert:

1. Hvilken grad av samvirke oppnår dekkene før og etter oppspenning?
2. Hvordan påvirker betongpåstøp og oppspenning bøyestivheten til massivtredekkene?
3. Foreta en vurdering av vibrasjonsegenskaper for massivtredekkene, massivtredekkene med betongpåstøp og oppspente massivtredekker med betongpåstøp.
4. Foreta en vurdering av hvordan oppspenning påvirker forskyvninger i buttskjøtene.
5. Se dekkenes vibrasjonsegenskaper opp mot krav i eksisterende Eurokode 5 og utkast til ny Eurokode 5.

1.3 Avgrensninger

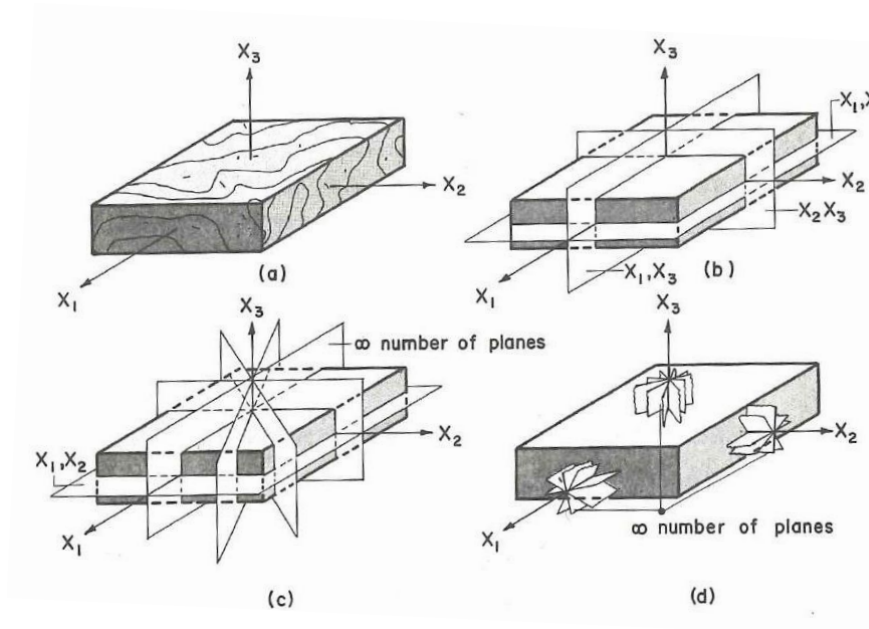
- Dekkene vurderes som etasjeskiller opp mot Eurokode 5 og utkast til ny Eurokode 5.
- Det sees ikke på langtidseffekter som kryp og tap av oppspenningskraft.
- Det tas ikke hensyn til krymping og svelling i trevirket.
- Dekkene vurderes som selvstendige enheter. Effekten av øvrige installasjoner som trinnlydplate og så videre blir ikke tatt med i vurderingen.
- Alle kalkulasjoner forutsetter at dekkene oppfører seg lineær elastisk.

2 Teori

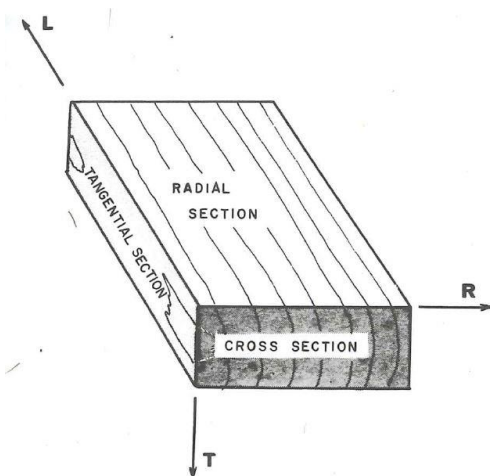
2.1 Generell teori

2.1.1 Materialsymmetri

Materialsymmetri beskriver hvordan egenskapene varierer med de ulike retningene innen et materiale. Et anisotropisk materiale har retningsavhengige egenskaper, men ingen symmetri, som vist i figur 2.1-1 a). Et isotropisk materiale er et materiale som ikke har noe intern symmetri i seg, og derav ingen retningsavhengige egenskaper, som vist i figur 2.1-1 d). Tre på mikronivå er å ansees som et komplisert og anisotropisk materiale. På makronivå kan en forenkle tre til å være et ortotropisk materiale. Et ortotropisk materiale har tre symmetriske plan orientert vinkelrett i forhold til hverandre med unike og uavhengige mekaniske egenskaper, som vist i figur 2.1-1 b). Trevirke har forskjellige egenskaper i radial-, tangential- og lengderetning, som vist i figur 2.1-2 (Bell, 2017; Bodig & Jayne, 1982; Forest Products Laboratory, 2010).



Figur 2.1-1 – Materialsymmetrier. Figur 3.1 i Bodig og Jayne (1982).

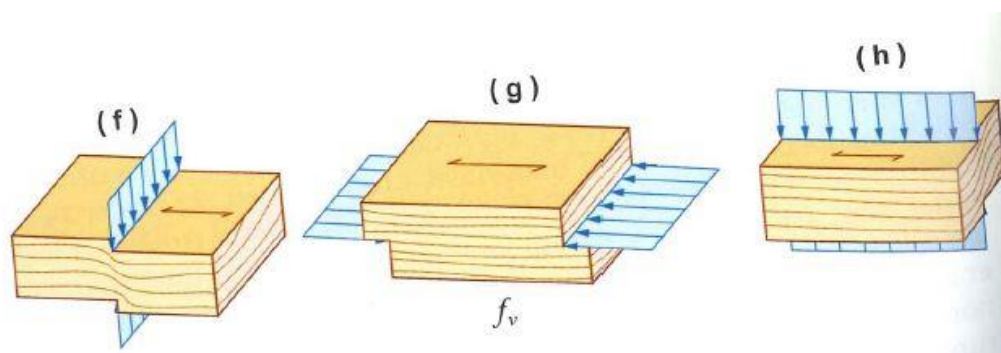


Figur 2.1-2 – Definisjon av tverrsnittretninger for trevirke. Figur 1.16 i Bodig og Jayne (1982).

2.1.2 Materialstyrke

Siden tre er et ortotropisk materiale og har dermed forskjellige mekaniske egenskaper radielt, tangentielt og i lengderetningen, vil også elastisitetsmodulen variere med disse retningene. Det vil si at styrken til tre vil variere ut ifra hvor og hvilken vinkel en kraft angriper fra. For trevirke er det elastisitetsmodulen i lengderetningen som er størst og som bør utnyttes (Bodig & Jayne, 1982). Om det kommer en belastning som er mindre enn det elastisitetsmodulen har kapasitet for, vil materialet kunne komme tilbake til sin opprinnelige form etter deformasjonen når den belastningen blir tatt bort. Om en påfører en belastning som er over kapasiteten til elastisitetsmodulen til materialet, vil materialet gå over i plastisk deformasjon eller gå til brudd (Forest Products Laboratory, 2010).

Skjærfastheten til et materiale indikerer hvor mye av skjærpåkjenninger det tåler. Siden tre kan sees på som et materiale med ortotropiske egenskaper, er også skjærfastheten forskjellige i de tre hovedretningene: Fastheten mot avskjæring på tvers av fibre (figur 2.1-3 f) er langt større enn avskjæring langsetter fibre (figur 2.1-3 g), som igjen er større enn rulleskjær (figur 2.1-3 h) (Bell, 2017; Forest Products Laboratory, 2010).



Figur 2.1-3 – Ulike typer skjærkraft. Figur 4.9 i Bell (2017)

Det er seks fastheter som er interessante for trevirke som konstruksjonsmateriale. Disse er vist i tabell 2.1-1 (Bell, 2017).

Tabell 2.1-1 – Fastheter for trevirke

Faktor	Betydning
$f_{t,0}$	Strekkfasthet i fiberretningen
$f_{t,90}$	Strekkfasthet tvers på fiberretningen
$f_{c,0}$	Trykkfasthet i fiberretningen
$f_{c,90}$	Trykkfasthet tvers på fiberretningen
f_m	Bøye- og skjærfasthet
f_v	Skjærfasthet

Det er ikke bare fastheten som har noe å si for styrken til materialet, stivheten er også viktig. Stivheten kan karakteriseres som vist i tabell 2.1-2 (Bell, 2017).

Tabell 2.1-2 – Stivheter for trevirke

Faktor	Betydning
$E_{0, \text{mean}}$	Middelverdien av elastisitetsmodulen i fiberretningen
$E_{0,05}$	5% fraktilen av E-modulen parallelt med fibre
$E_{90, \text{mean}}$	Middelverdien av E-modulen tvers på fibre
G_{mean}	Skjærmodulen langs fiber

2.1.3 Densitet

De aller fleste av treets mekaniske egenskaper er knyttet opp til dets densitet. Densiteten er forholdstallet mellom treets masse og volum. For alle treslag er densiteten for materialet i celleveggen i absolutt tørr tilstand helt lik, ca. 1550 kg/m³. Det er altså forholdet mellom andel cellevegg og cellehulrom som avgjør densiteten. Fuktinnholdet i treet har også stor påvirkning på densiteten (Bell, 2017).

2.1.4 Langtidseffekter – kryp

Varigheten av en belastning er en faktor som påvirker deformasjonen. Lastvarigheten har også en stor innflytelse på trevirkets fasthetsegenskaper. Tester som ble utført på små, feilfrie prøver over lang tid, viste at bøyefastheten avtok med lastvarigheten etter den såkalte Madison kurven. Madison kurven påvirkes av de ytre faktorene, temperatur og fuktighetsinnhold. Eurokode 5 tar hensyn til effekten av lastvarigheten med å multiplisere den karakteristiske fastheten med en modifikasjonsfaktor k_{mod} . Modifikasjonsfaktoren k_{mod} er avhengig av hvilken lastvarighets- og klimaklasse lasten tilhører. For en kombinasjon av laster med forskjellig varighet, skal k_{mod} til den lasten med kortest varighet velges (Bell, 2017).

2.1.5 Deformasjon

Som nevnt i kapittel 2.1.2, kan trevirke oppføre seg elastisk der belastningen er så liten i forhold til kapasitet at deformasjonen går tilbake når belastningen blir fjernet. Det kan også oppføre seg plastisk. Da vil deformasjonen som kommer av en belastning være permanent, og trevirket vil ikke gå tilbake til sin opprinnelige form. Trevirke er også et såkalt viskoelastisk materiale. For et viskoelastisk materiale vil deformasjonen være avhengig av hvor lenge det blir utsatt for en belastning. Viskoelastisk teori sier at den totale deformasjonen er en sum av tre komponenter: En elastisk del, en forsinket elastisk del og en viskøs komponent. Den elastiske deformasjonen er umiddelbar og opptrer samtidig som lastpåføring. Deformasjonen som følger av den forsinkede elastiske delen og den viskøse delen øker med tiden. Forskjellen mellom disse to kan ikke sees før etter belastningen er tatt bort. Den forsinkede elastiske deformasjonen vil gå tilbake, mens den viskøse deformasjonen er permanent. Så lenge belastningen er under elastisitetsgrensen, kan en regne trevirke som et lineært elastisk materiale og dermed vil Hooks lov gjelde. Deformasjonen som oppstår er dermed et resultat av flere faktorer, som størrelse på belastningen i forhold til elastisitetsmodulen og varigheten av belastningen (Bell, 2017; Bodig & Jayne, 1982).

2.1.6 Hooks lov

Hooks lov, som nevnt i kapittel 2.1.5, baserer seg på at forholdet mellom spenning (σ) og tøyning (ϵ) er lineært. Hooks lov gjelder kun i det elastiske området, hvor en deformasjon i materialet går tilbake til sin opprinnelige tilstand når belastningen fjernes. Ved plastisk deformasjon vil deformasjonen være permanent, og materialet vil ikke gå tilbake til sin opprinnelige form (Bodig & Jayne, 1982).

2.1.7 Poissons tall / passiv deformasjon

Det skiller mellom to ulike deformasjoner: Aktiv deformasjon og passiv deformasjon. Aktiv deformasjon er den deformasjonen som kommer i den retningen en kraft er påført et objekt. Passiv deformasjon er den deformasjonen som kommer vinkelrett på retningen kraften er påført objektet. Poissons tall er forholdet mellom deformasjonen vinkelrett og parallelt med kraften. Fordi sammentrekning er definert som en negativ spenning vil Poissons tall alltid være negativt (Bodig & Jayne, 1982). Figur 2.1-4 illustrerer Poissons effekt for en-aksial strekkspenning, og tabell 2.1-3 viser gjennomsnittlig Poissons tall for bartrær ut ifra hvilke snitt av treet som blir utsatt for spenningen (Bodig & Jayne, 1982).

Poissons tall kan beregnes ved formel 2.1-1.

$$\gamma_1 = \frac{\Delta U_1}{X_1}$$

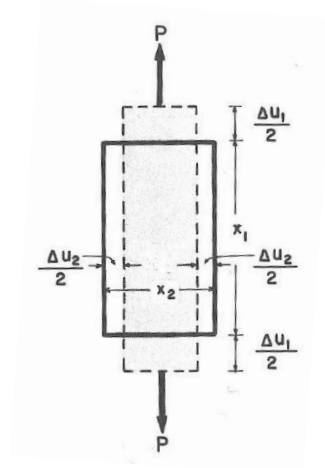
$$\gamma_2 = \frac{\Delta U_2}{X_2}$$

$$\text{Poissons tall} = \frac{\gamma_2}{\gamma_1}$$

Formel 2.1-1 – Poissons tall.

Hvor:

X_1	Lengden på objektet	[mm]
X_2	Tykkelsen på objektet	[mm]
ΔU_1	Hvor langt objektet strekker seg.	[mm]
ΔU_2	Hvor mye objektet sammentrekker seg.	[mm]



Figur 2.1-4 – Poissons effekt på enaksial strekkspenning. Figur 2.9 i Bodig og Jayne (1982).

Tabell 2.1-3 – Gjennomsnittlig Poissons tall for bartrær. Tatt fra tabell 3.4 i Bodig og Jayne (1982).

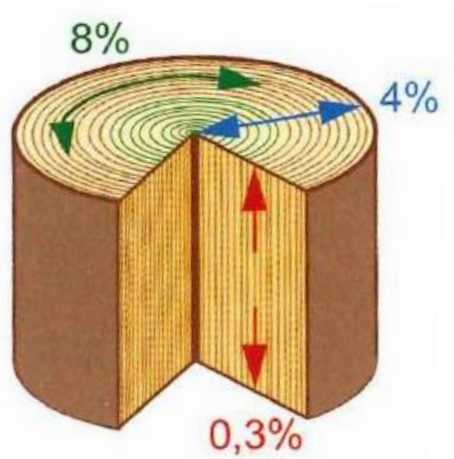
Forhold	Bartrær
V_{LR}	0,37
V_{LT}	0,42
V_{RT}	0,47
V_{TR}	0,35
V_{RL}	0,041
V_{TL}	0,033

2.1.8 Dimensjonsstabilitet

Fuktighetsinnholdet (ω) til et trestykke er definert som forholdet mellom massen til alt vannet som er i trestykket (m_w) og massen av det tørre trestykket (m_0). Cellehulrommet i yteveden, når det står i naturen, vil være fylt av «fritt vann» mens celleveggen er mettet av «bundet vann». Summen av dette vannet er m_w . Når det ikke er noe fritt vann i cellehulrommet, men celleveggen/fibrene er fylt opp av bundet vann, vil fuktinnholdet til gran ligge på ca. 28 %. Dette kalles fibermetningspunktet.

Når treet begynner å tørke vil først det frie vannet i cellehulrommet forsvinne. Om treet fortsetter å tørke, vil det bundne vannet som befinner seg i celleveggene begynne å forsvinne og celleveggene vil krympe. Trevirke med et fuktighetsinnhold på 12% er å ansees som tørt.

Cellehulrommet er konstant og uavhengig om det er fylt av vann eller ikke. Celleveggene krymper og sveller i forhold til hvor mye bundet vann som er i treet. Vann i celleveggen presser mikrofibrillene fra hverandre. Størrelsen av svellingen settes lik volumet av det absorberte vannet. Ved tørking skjer det motsatte av svelling, og trevirket krymper. Trevirket krymper forskjellig i tangential-, radial- og lengderetningen. Krympingen er størst i tangentialretningen. Den er på ca. 8 % for bartrær. I radiellretningen er den på ca. 4 % og i lengderetningen er den ca. 0,3 % som vist i figur 2.1-5. Det er en stor fordel at trevirket har et fuktighetsinnhold så nært konstruksjonens likevektsfuktighet som mulig når det monteres. På denne måten kan en forebygge oppsprekking (Bell, 2017).



Figur 2.1-5 – Krymping i tangential-, radial-, og lengderetning. Figur 4.5 i Bell (2017).

2.2 Massivtre

Opprinnelsen til massivtreelementer kommer fra Canada. Utviklingen startet rundt 1975 fordi det var et behov for etablering av nye og rehabilitering av gamle broer. Tilgangen og nærheten til tømmer gjorde at de begynte med tverrspente brodekker. Tverrspente brodekker er et kantstilt massivtreelement som er lagt sammen med et oppspent gjennomgående stålstag. Dette sørger for samvirke. I dag brukes massivtreelementer i for eksempel broer, boliger, helsebygg, blokker og næringsbygg (Norsk Treteknisk Institutt, 2006).

Det finnes ulike typer massivtreelementer. Et massivtreelement er lameller som er satt sammen på forskjellige måter ved hjelp av stålstag, lim, tredybler, spiker eller skruer.

Massivtreelementene kan deles i tre kategorier som illustrert i figur 2.2-1 (Norsk Treteknisk Institutt, 2006):

- Hulromselement
- Krysslagte element
- Kantstilte element



Figur 2.2-1 – Ulike typer massivtre. Henholdsvis kantstilt element, krysslagte element og hulromselement (Norsk Treteknisk Institutt, 2006).

2.2.1 Kantstilt massivtre

Norsk Massivtre produserer kantstilte elementer som er satt sammen av lameller på høykant og festet sammen med skruer. Dette er den enkleste måten å produsere elementer på, og er enkelt å håndtere på byggeplass og ved montering. Kantstilt massivtre produseres ved å bygge elementer, som deretter skjøtes sammen med skruer. Skruens dimensjon og senteravstand er avhengig av bruksområdet. Trengs det større spenn, har en mulighet for buttskjøting. Buttskjøting vil si at lamellene skjøtes ende mot ende i et fastlagt mønster slik at ikke alle skjøtene kommer på linje (Norsk Treteknisk Institutt, 2006).

2.2.2 Fuktighet i kantstilt massivtre

Fuktigheten til lamellene er avhengig av hvilket bruksområde elementene skal lages for. Dersom massivtreelementet skal brukes innendørs som for eksempel en etasjeskiller med eksponerte overflater, anbefales det en trefuktighet mellom 8-12 %. Det er viktig å ha riktig fuktighet i massivtreelementet i forhold til likevektsfuktigheten i konstruksjonen når det monteres, slik at en kan unngå oppsprekking (Bell, 2017; Norsk Treteknisk Institutt, 2006). For kantstilt massivtre må det også tas hensyn til årringenes orientering i dekket, for å sørge for at lamellene krymper og sveller i samme retning. Dette er en fordel når lamellene er sammenføydd med skruer.

2.2.3 Styrke og stivhet for kantstilt massivtre

Kantstilte massivtreelementer har gode styrke- og stivhetsegenskaper i dekkets lengderetning, da alle lamellene i dekket ligger med fibre orientert null grader på lengderetningen. Krefter som kommer vinkelrett på elementet vil skape strekk og trykk langs fibre som går i lengderetningen, og trevirke har de beste styrkeegenskapene sine i den retningen. Dimensjonering av massivtreelementer vil vanligvis være styrt av bruksgrensetilstanden og krav som nedbøyning og vibrasjoner (Bodig & Jayne, 1982; Norsk Treteknisk Institutt, 2006). Kantstilt massivtre skiller seg imidlertid fra krysslimt massivtre når det kommer til tverrstivhet. Kantstilt massivtre er kun forbundet med skruer i tverretningen, noe som gir elementene dårlig tverrstivhet sett opp mot et krysslimt massivtreelement.

2.3 Skruer

Kapittel 8.7.1 i Eurokode 5 omhandler tverrbelastede skruer (Standard Norge, 1995). Fra punkt (4) i kapittel 8.7.1 i Eurokode 5 har en at for skruer med glatt skaft med en diameter $d > 6$ mm gjelder reglene gitt i kapittel 8.5.1 i Eurokode 5, og beregnes deretter. For skruer med diameter, (d) på 6 mm gjelder reglene gitt i 8.3.1 og beregnes deretter (Standard Norge, 1995).

Treets hullkantfasthet i fiberretning for skruer med diameter 6 mm beregnes etter formel 2.3-1.

$$f_{h,0,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3}$$

Formel 2.3-1 - Treets hullkantfasthet i fiberretning.

Hvor:

ρ_k	Treets densitet	[kg/m ³]
d	Boltens diameter	[mm]

Treets hullkantfasthet i en vinkel α og fiberretningen for skruer med diameter > 6 mm beregnes etter formel 2.3-2 og 2.3-3.

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2(\alpha) + \cos^2(\alpha)}$$

Formel 2.3-2 - Treets hullkantfasthet gitt av belastningsvinkel.

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$$

Formel 2.3-3 – Treets hullkantfasthet i fiberretningen

Hvor:

$f_{h,0,k}$	Treets hullkantfasthet i fiberretningen	[N/mm ²]
K_{90}	$1,35 + 0,015d$	
α	Kraftens vinkel på fiberretningen	
ρ_k	Treets densitet	[kg/m ³]

2.4 Betong

2.4.1 Betongens egenskaper

Betong har ikke-lineær spennings- og tøyningssoppførsel i trykk, og dens egenskaper varierer stort mellom trykk- og strekkbelastning. Betongens tøyningsegenskaper er avhengig av betongens fasthetsklasse. En betong med lavere fasthetsklasse vil ha en seigere oppførsel ved belastning, og vil tillate større grad av tøyning før brudd. En høyfast betong vil være sprøere ved belastning, og tillate mindre grad av tøyning før brudd. Betongens strekkfasthet er mye lavere enn trykkfastheten. I Standard Norge (1991) er den karakteristiske strekkfastheten $f_{ctk,0,05} = 2,7$ MPa for en B45 betong, og trykkfastheten $f_{ck} = 45$ MPa. For betong armert med kun minimumsarmering er det derfor viktig at betongen ikke blir utsatt for større strekkspenninger, da dette vil føre til tøyningssbrudd i betongen.

Tilslaget i betongen er viktig, og utgjør ofte 60 – 70 % av betongens volum. For at tilslaget skal fordeles godt ut i betongpastaen, er det viktig å ha en jevn siktekurve. For betonger med høy fasthet kan det være fordelaktig å redusere største diameteren på tilslaget. Det er vanlig å bruke d_{max} lik 16 mm for høyfaste betonger. Når det gjelder betonger med lavere fastheter, vil ikke en reduksjon av d_{max} være hensiktsmessig, da tilslaget fra Norske bergarter generelt vil ha større trykkfasthet enn sementpastaen (Pedersen, 2019).

Betongens bestandighet og trykkfasthet avhenger i stor grad av v/c-tallet, som beskriver forholdet mellom vann og sement. Et v/c-tall på 0,4 regnes å være tilstrekkelig til å mette sementkornene, slik at de kan omdannes til sementlim. Vann over mengden som er nødvendig for å mette sementen vil danne kapilærporer i betongen. Høy andel kapilærporer i betongen øker sjansen for spenninger i betongen når vannet forlater kapilærporene, og gelvannet står i fare for å tørke ut. Hvis gelvannet tørkes ut, utsettes betongen for spenninger som følge av uttørkingssvinn. Ved v/c-tall lavere enn 0,4, kan det oppstå ufullstendig hydratisering av sementen, og all sementen vil ikke bli omdannet til sementlim (Gjerp et al., 1998).

2.4.2 Kryp i betong

En periode etter en støp vil kryp i betongen forekomme. Kryp i betongen påvirkes av flere faktorer, og kan deles inn i følgende kategorier:

- Kryp som følge av langtidslast
- Kryp som følge av uttørkingssvinn

Kryp som følge av langtidslast forekommer ved at betongen over tid vil deformeres utover den momentane deformasjonen som skjer når lasten påføres. Deformasjonens størrelse avhenger av betongens E-modul og den påførte spenningens størrelse.

Kryp som følge av spenninger fra uttørkingssvinn påvirkes av fuktinnholdet i betongen. Den totale svinntøyningen får bidrag fra uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinn er avhengig av betongens evne til å transportere fukt i herdet tilstand, og har en langsom utvikling. Det autogene svinnet utvikles i takt med betongens fasthetsutvikling, og forekommer i størst grad i betongens tidlige fasthetsutvikling. Ved å hindre at betongen tørker raskt ut, reduseres svinnet. Plastisk svinn forekommer også under støpningen av betongen, og kommer av vann som fordampes fra betongens overflate. En betong med lavt fuktinnhold vil dermed krype mindre (Gjerp et al., 1998). For å sikre god sluttfasthet i betongen, må vannavdampingen kontrolleres. Membranherder, vanning og tildekking med plast er tiltak som forhindrer at vann fordampes i tidlig fase. For dekker hvor betongoverflaten tørker ut i tidlig fase, utvikles det strekkspenninger i kapilærporene. Hvis disse

spenningene blir større enn betongens utviklede kapasitet, vil betongen få plastiske svinriss (Gjerp et al., 1998). For å unngå svinriss i betongen, er det viktig å armere betongen med et armeringsareal som er større enn minimum armeringsmengde for å motvirke rissdannelser (Sørensen, 2013). Minimums armeringsmengde gis av formel 2.4.1 (Standard Norge, 1991).

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013bd$$

Formel 2.4-1 – Minimums armeringsmengde.

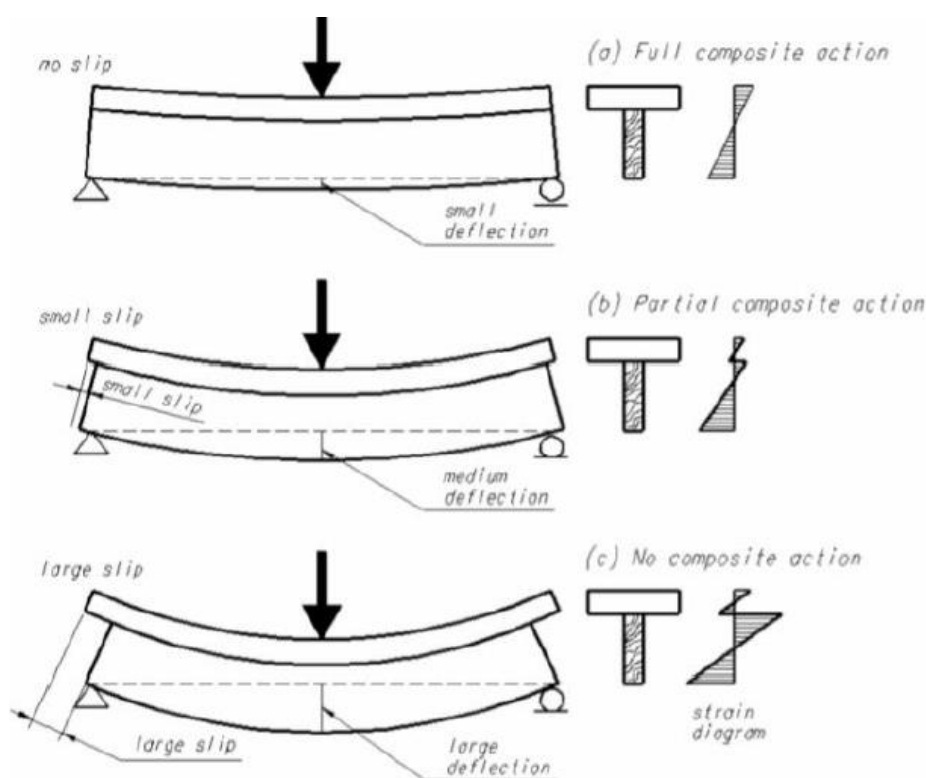
Hvor:

$A_{s,min}$	Minimums armeringsmengde	[mm ²]
f_{ctm}	Betongens middelvei for aksialtrekkfasthet	[MPa]
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense	[MPa]
b_t	Tverrsnittets bredde	[mm]
d	Avstand fra armeringens senter til toppen av dekket	[mm]

2.5 Samvirke

2.5.1 Samvirkeelement

Et samvirkeelement er et element bygget opp av flere komponenter. De forskjellige komponentene arbeider sammen og bidrar til elementets totale stivhet. Det deles inn i tre forskjellige grader av samvirke: Helt-, delvis- og intet samvirke. Graden av samvirke avhenger av forbinderenes evne til å overføre skjærspenningen mellom elementets komponenter. På figur 2.5-1 illustreres de tre overordnede tilfellene av samvirke i et samvirkeelement. I tilfelle (c) virker elementene uavhengig av hverandre og har ingen samvirkeeffekt. Tilfelle (b) illustrerer delvis samvirke. Her oppstår noe glidning mellom elementene, men fordeler som økt stivhet som følge av samvirke er til stede. I tilfelle (a) illustreres fullt samvirke. Dette oppnås helst ved limte elementer (Bell, 2017). Fullt samvirke og intet samvirke er ytterpunktene, og i de fleste tilfeller vil situasjon (b) delvis samvirke være området en konstruksjon befinner seg i.



Figur 2.5-1 - Alternativ til figuren over? (Lukaszewska, 2009)

For samvirkeelementer av tre og betong, vil en oppnå flere fordeler kontra et tradisjonelt tredekke. I et samvirkeelement av tre og betong tas strekkspenninger og nedbøyning i treverket, og trykkspenninger tas opp i betongelementet. Da betongelementet kun tar opp trykkspenninger, unngår man riss-dannelser som følge av strekkspenninger i betongen. Ved å unngå rissdannelser i betongen, vil armeringen beskyttes bedre mot ytre påkjenninger, som for eksempel fukt og påfølgende rustdannelse. Det er derfor hensiktsmessig å ha betongen over dekkets nøytralakse, og treverket under dekkets nøytralakse. Et samvirkeelement av tre og betong har en høyere stivhet og tyngde enn et tradisjonelt tredekke. Dette gjør igjen at elementet vil ha bedre motstand mot

nedbøyning, og blir i mindre grad påvirket av vibrasjoner. Samvirkekonstruksjonen vil også kunne oppnå bedre egenskaper knyttet til brann og lyd (Lukaszewska, 2009).

For å måle graden av samvirke for et komposittlement, kan en benytte formel 2.5-1 beskrevet i Lukaszewska (2009). Denne metoden for å måle dekkets grad av samvirke tar utgangspunkt i nedbøyning under en gitt last for teoretiske bøyestivheter i tilfelle (a) fullt samvirke, tilfelle (c) intet samvirke og en praktisk måling av dekkets faktiske nedbøyning under den gitte lasten.

$$\text{Effekt} = \frac{D_N - D_I}{D_N - D_C}$$

Formel 2.5-1 - Grad av samvirke etter Lukaszewska (2009).

Hvor:

D_N	Teoretisk nedbøyning for elementet uten samvirkeeffekt.	[mm]
D_I	Målt nedbøyning for elementet med delvis samvirke.	[mm]
D_C	Teoretisk nedbøyning for elementet med fullt samvirke.	[mm]

Den effektive bøyestivheten for et sammensatt element kan bestemmes på følgende vis:

$$\left(EI_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^n (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \right)$$

Formel 2.5-2 - Bestemmelse av effektiv bøyestivhet for sammensatt bjelke (Bell, 2017).

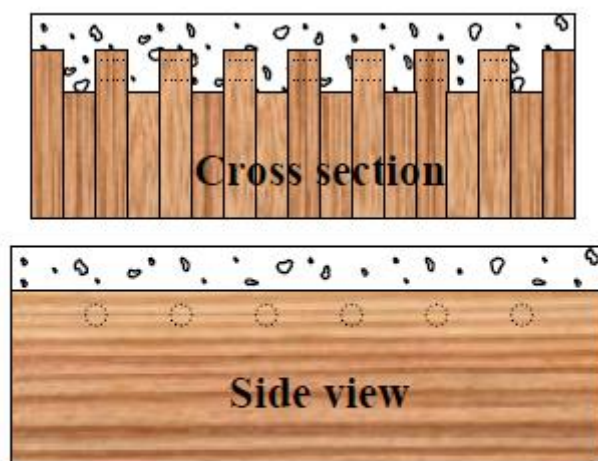
Hvor:

E_{eff}	Effektiv bøyestivhet	[Nmm ²]
E_i	Middelverdi, E_{mean}	[MPa]
A_i	Arealet for hvert enkelt element $b_i \cdot h_i$	[mm ²]
I_i	Hvert enkelt elements treghetsmoment	[mm ⁴]
a_i	Avstanden fra enkeltelementets nøytralakse til samvirkeelementets nøytralakse	[mm]
γ_i	Grad av samvirke mellom elementene	

2.5.2 Skjærforbindere

I et samvirkedekke av tre og betong er skjærforbindelsen viktig. Skjærforbinderen sørger for å overføre skjærkrefter mellom betongen og treet, og hindrer glidning mellom elementene. En skjærforbindelses maksimale kapasitet vil ikke nødvendigvis gi gode mekaniske egenskaper, da dette også påvirkes av forbindelsens glidningsmodul. For et tre betong samvirkeelement burde glidningen mellom lagene være liten, og en glidningen burde ikke overskride 0,3 mm (Lukaszewska, 2009). Det er flere metoder for å overføre skjærkreftene på. En mulighet er bruk av mekaniske festemidler som enten skrues ned i, eller festes mellom lamellene i dekket. Eksempler på festemidler kan være skruer, dybler, hull- og spikerplater som senere støpes ned i betongdekket. Det er også mulig å lage uthulinger i dekket, som deretter fylles med betong. Mekaniske festemidler av denne typen vil ikke alene være stive nok til å sørge for stor grad av samvirke mellom materialene, da gliding mellom materialene vil forekomme (Lukaszewska, 2009). En mer effektiv forbindelse for overføring av skjærkrefter mellom tre og betong er forbindelser som tillater betongen å direkte overføre skjærkreftene til treet via trykkforbindelse. I Thilén (2017) sitt arbeid vises det til at skjærspor eller limt forbindelse er de forbindelsene som gir god glidningsmodul mellom betongen og treet. Det anbefales også å bruke skrueforbindere som franske treskruer i kombinasjon med skjærspor. Skruenes hensikt er ikke overføring av skjærkrefter, men for å forhindre at betongsjiktet løftes fra tresjiktet under belastning (Jiang & Crocetti, 2019). I Dias (2005) sitt arbeid hevdes det at tredekker med kammer for betongen, som vist i figur 2.5-2 viser gode mekaniske egenskaper som samvirkedekker.

De forskjellige metodene for skjærforbindelse er av ulik kompleksitet, og krever gjerne ekstra materialer. I denne oppgaven undersøkes det om overflatearealet vil gi god heft mellom materialene slik at graden av samvirke vil være høy, selv uten mekaniske forbindelser som stålplater, skruer og trykkspor. Dette vil gjøre at produksjonen av dekkene krever minimalt med ekstra materialer eller utfresing.

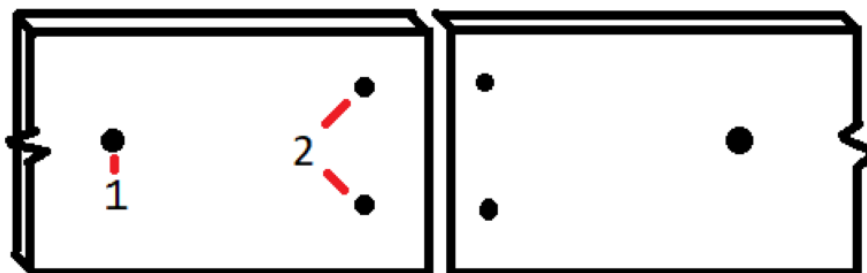


a) Concrete cams

Figur 2.5-2 - Illustrasjon av forskjøvet kantstilt massivtredekke. Figur 2-8 i Dias (2005).

2.6 Buttskjøt

For å oppnå større lengder på kantstilte massivtreelementer når bjelkelengdene ikke strekker til benyttes buttskjøter. En buttskjøt er en skjøt hvor to bjelker er kappet rett av ved bjelkens ende som vist i figur 2.6-1. Bjelkene plasseres deretter inntil hverandre, og skrues fast i de andre bjelkene innover i dekket. Buttskjøter er ikke i stand til å overføre krefter i selve skjøten. Kraftene må derfor overføres via mekaniske festemidler, og tas av bjelkene ved siden av buttskjøten, for så og overføres tilbake via mekaniske festemidler på andre siden av skjøten (Ekholm & Kliger, 2014).



Figur 2.6-1 – Buttskjøt lamell, skrue nr. 1 er ø8 400 mm skrue, skrue nr 2 er ø6 100 mm skurer.

På grunn av at lamellene må buttskjøtes for å oppnå en lengde på 7 meter, må også momentkapasiteten, skjærkapasiteten og den teoretiske stivheten til dekket reduseres. I følge SINTEF byggforsk (2014) kan en på Norsk Massivtre AS sine dekker redusere disse ved følgende formler:

Momentreduksjonsfaktor for spennvidder L i området $5,5 \text{ m} < L \leq 8,0 \text{ m}$ er gitt ved formel 2.6-1:

$$k_{M,red} = (0,572 + 0,0844 * L)^{-20,66} + 0,5$$

Formel 2.6-1 – Momentreduksjonsfaktor.

Skjærkapasitet-reduksjonsfaktor for spennvidder L i området $4,8 \text{ m} < L \leq 8,0 \text{ m}$ er gitt ved formel 2.6-2:

$$k_{V,red} = (4,603 + 01,188 * L)^{-1,978} - 0,171$$

Formel 2.6-2 – Skjærkapasitet-reduksjonsfaktor.

Reduksjonsfaktor for bøye- og skjærstivhet for spennvidder L i området $4,8 \text{ m} < L \leq 8,0 \text{ m}$ er gitt ved formel 2.6-3:

$$k_{EI,red} = 2,577 - 0,464 * L + 0,0283 * L^2$$

Formel 2.6-3 - Reduksjonsfaktor for bøye- og skjærstivhet.

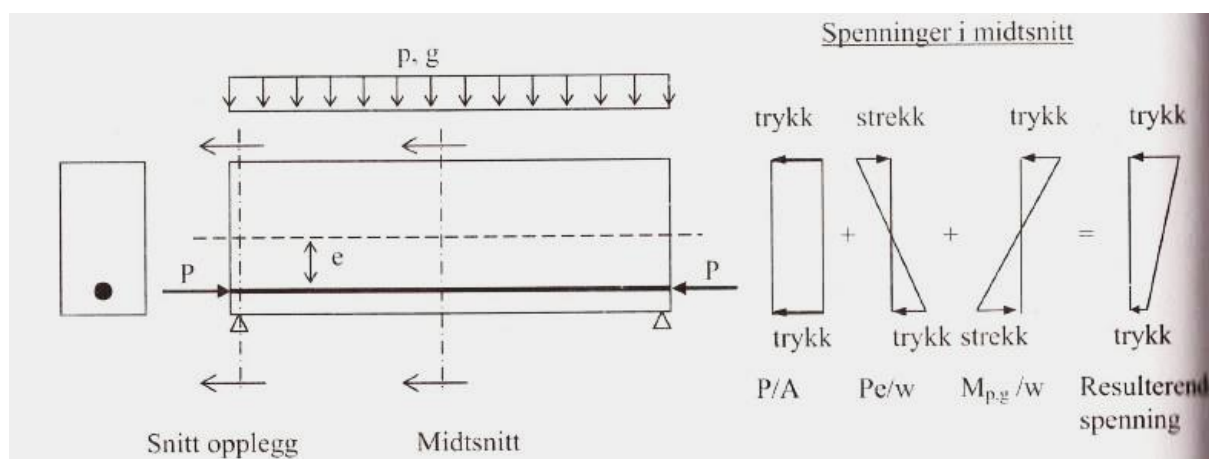
2.7 FEM analyse i ANSYS

ANSYS Mechanical APDL versjon 1.9.7 student versjon og ANSYS workbench studentversjon ble brukt til elementmetode analysen av dekkene. ANSYS er et elementmetodeprogram som bruker numerisk analyse til å løse en problemstilling. I programmet bygges geometrien til ønsket analyseobjekt opp ved hjelp av volum- og linjekommandoer eller ved hjelp av programmets brukergrensesnitt.

Volumene tilegnes de ønskede mekaniske egenskaper, og kontaktflater mellom volumene defineres. Volumene deles opp i elementer, en mesh, som knyttes sammen av noder. Nodene påføres laster og randbetingelser før løsning kjøres. For større elementanalyser, kan bruk av symmetri i modellen anvendes for å minimere nødvendig kapasitet fra maskin og programvare. ANSYS løser forskyvningene for hvert enkelt knutepunkt, og gir dermed en tilnærmet løsning. Ved å dele objektet opp i et finere mesh, vil simuleringens sluttresultat bli mer virkelighetsnært.

2.8 Forspente bjelker og dekker

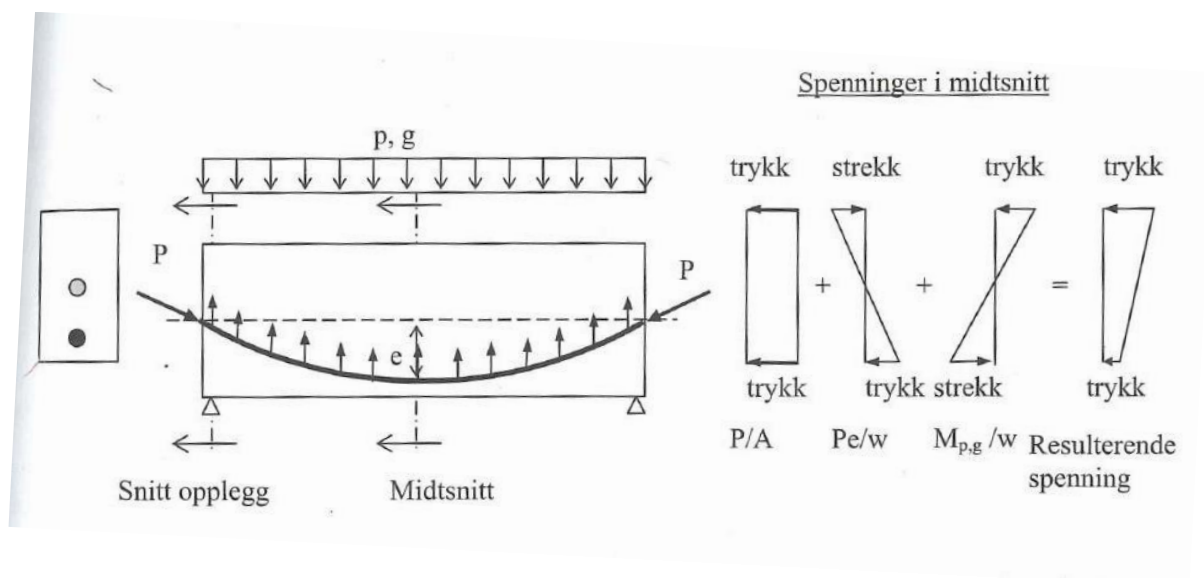
Hensikten med å påføre dekket trykkspenninger uavhengig av bjelken eller dekkets tøyning, er for å motvirke effekten av ytre laster (Sørensen, 2013). Ved å legge inn spennkabelen med en eksentrisitet til dekkets nøytralakse som illustrert i figur 2.8-1, vil dette påføre dekket et ytre moment, som igjen vil motvirke moment påført av ytre laster. Det ytre momentet vil også kunne gi dekket et løft. Hvis trykkraften og eksentrisiteten blir for stor, kan dette skape strekkspenninger i overkant av dekket. Det er viktig å være oppmerksom på dette, slik at en unngår at betongen i dekkets overkant risser.



Figur 2.8-1 - Forspent bjelke med eksentrisk spennkabel. Figur 1.2 i Sørensen (2013).

Trykkraften påføres dekket ved at spennkabler legges i kanaler internt i dekket. Kablene spennes opp med ønsket kraft og festes deretter til endeplater i stål. Endeplaten fordeler oppspenningskraften fra spennkabelen ut i dekket, som skaper et jevnt fordelt trykk i dekket.

Ved nedbøyning av dekket, vil spennkabelen innta form som en 2.grads parabel. Spennkabelen vil på grunn av sin initialtilstand forsøke å rette seg ut igjen til opprinnelig form. Da spennkabelen hindres fra å rette seg ut på grunn av nedoverrettede krefter fra tredekket, vil dette igjen føre til at kabelen forsøker å løfte dekket med en motstående rettet kraft som vist på figur 2.8-2 (Sørensen, 2013).



Figur 2.8-2 - Virkning av spennkabel i 2.grads parabel. Figur 1.3 i Sørensen (2013).

I en studie gjennomført på en kontinuerlig stålbjelke ble det vist at forspenning av stålbjelken økte bjelkenes egenfrekvens samt utslaget amplitude og dermed også bjelkens akselerasjon (Li, 2016).

2.9 Forspenning av trevirke

Det er to hovedarmeringstyper for armering av oppspente trebjelker: Forbundet- og uforbundet armering. Forbundet armering spennes først opp, og festes deretter til dekket ved hjelp av lim. Med forbundet armering er det kraftoverføring mellom treet og armeringen i hele armeringens lengde. For uforbundet armering legges armeringen inn i dekket i en hylse. Hylsen omslutter armeringsjernet, og er fylt med fett som sørger for at armeringen får bevege seg fritt i armeringens lengderetning. Den uforbundede armeringen er festet til dekket i armeringens endepunkt, og overfører trykkrefter til tredekket her (McConnell et al., 2014).

Det er gjort flere studier som undersøker hvilken effekt en etteroppspent spennkabel kan ha på trevirke. I arbeidet til McConnell et al. (2014) ble det slått fast at trevirke med forbundet spennkabler kunne oppnå en økt bøyestivhet på 40,1 % og en økt stivhet på 30 %. For uforbundet oppspente bjelker fant de en økt bøyestivhet på 17,6 % og en økt stivhet på 8,1 %. I arbeidet til Shi et al. (2020) blir det skrevet at for tre-betong samvirkebjelker så viser analytiske analyser at å legge inn en forbundet spennkabel øker den effektive bøyestivheten med 10 %. Videre skrives det i Shi et al. (2020) at om en spenner opp spennkabelen i en tre-betong samvirkebjelke med 100 kN som tilsvarer omtrent 10 tonn kan det forbedre bøyekapasiteten med 110 %.

Montasje av spennkabler kan utføres ved å lage kanaler i lamellen. Spennkablene vil dermed kunne legges inn i kanalen under produksjon, eller vil kunne føres inn gjennom kanalen i etterkant. For forbundet oppspenning er spennkablene festet til trevirket med lim. For denne type forbindelse er det avgjørende at limet har tilstrekkelig heft med kabel og trevirke, da spenningene fra kabelen overføres via limet. Ett av problemene med forbundet oppspenning av trevirke, er at lamellene i treet kan slippe opp i limingen (Estévez-Cimadevila et al., 2016). For uforbundet oppspenning benyttes en trykkforbindelse. Spennkablene forankres i endeplater, som igjen overfører spenningene fra kabelen til trevirket via trykk. For denne type forbindelse, vil spennkablene kunne bevege seg tilnærmet friksjonsfritt i dekkets lengderetning.

Trevirket har i utgangspunktet en noe større trykkapasitet enn strekkapasitet. Treet's kapasitet påvirkes av ujevnheter som for eksempel kvist, som påvirker fiberen og fiberens retning i treet. En slik ujevnheter svekker strekkapasiteten i større grad enn trykkapasiteten. Ved å forspenne trevirket, vil treet i større grad utsettes for trykkspenninger istedenfor strekkspenninger, og dette vil gjøre treet mindre sårbart for feil i trevirket. Et annet moment er at spennkabelen også vil ta opp noe av strekkspenningene (Estévez-Cimadevila et al., 2016). For forspente bjelker testet til brudd feilet samtlige for trykkbrudd (McConnell et al., 2014).

2.10 Vibrasjon

2.10.1 Generelt

Vibrasjoner er i mange tilfeller dimensjonerende for lette etasjeskillere som etasjeskillere av massivtre. Det finnes mange ulike kilder til vibrasjon. Felles for alle er at de er i bevegelse, slik som trafikk, en vaskemaskin og mennesker som går. I denne oppgaven fokuseres det på vibrasjoner skapt fra mennesker ettersom det er mest vanlig i boligbygg. Generelt er det vibrasjon og nedbøyningen (bruksgrensetilstand) som er dimensjonerende for massivtredekker og ikke bruddgrensetilstanden. En regel er at vibrasjoner oppleves som ubehagelige når utsvingningen blir merkbar og ikke dempes ut med en gang i kombinasjon med lav frekvens (Homb, 2008).

Som nevnt er vibrasjon et resultat av masse i bevegelse. Vibrasjoner kan deles opp i to kategorier: Kontinuerlige og diskrete system. Et kontinuerlig system er et system der all massen er direkte knyttet til hverandre, som i en gitarstreng. Diskrete system er satt sammen av mange uavhengige masser, som for eksempel horisontal vibrasjon av en bygning. Diskrete system er beregnet ut ifra at massen er sentrert, søylene blir ansett som fjærer og en dempingsrate. Diskrete systemer kan deles inn i to kategorier, «single-degree-of-freedom» (SDOF) og «multi-degree-of-freedom» (MDOF). SDOF systemer har en sentrert masse, mens MDOF har flere ulike masser (Smith et al., 2009).

Vibrasjon i en etasjeskiller kan beskrives som et SDOF system. Av formel 2.10-1 uttrykkes vibrasjonen i et SDOF system. For tilfelle hvor en impuls fra for eksempel gange treffer systemet settes dette lik funksjonen til den påførte kraften.

$$mu''(t) + cu'(t) + ku(t) = p(t)$$

Formel 2.10-1 - Bevegelsesligningen for et SDOF system.

Hvor:

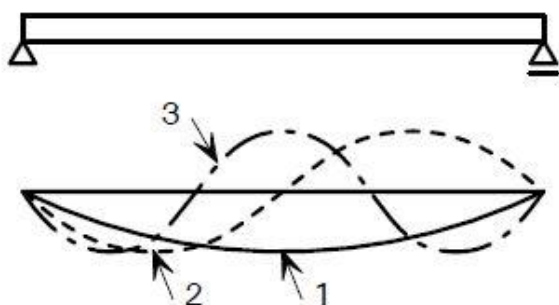
$p(t)$	Kraftfunksjonen
m	Systemets masse
c	Systemets dempingskonstant
k	Systemets stivhet
$u''(t)$	Akselerasjonen
$u'(t)$	Hastigheten
$u(t)$	Posisjonen

2.10.2 Frekvens og egenfrekvens

Frekvensen måles i Hz og beskriver antall ganger et system gjennomfører en full svingning i løpet av et sekund. Én fullført svingning i løpet av 1 sekund vil dermed gi en frekvens på 1 Hz. For å vite hvordan et system vil reagere på en ytre påvirkning må en vite egenfrekvensen. Hvordan frekvensen til en påført last er i forhold til egenfrekvensen til systemet vil avgjøre hvor stor effekt lasten har på systemet. En last som varer totalt 1 sekund vil skape en stor reaksjon i et system med en frekvens på 1 Hz, men en liten reaksjon i et system med en frekvens på 0,01 Hz. Den naturlige perioden til et system er tiden det tar å fullføre én full svingning. Egenfrekvensen eller den naturlige frekvensen til et system er gitt av antall fullførte perioder i løpet av ett sekund (Smith et al., 2009). Det frarådes å lage dekker som har laveste beregnede egenfrekvens på under 8 Hz (Homb, 2007).

2.10.3 Svingeformer og modal masse

I et kontinuerlig system vil det være flere naturlige frekvenser og tilhørende svingeformer, som vist i figur 2.10-1. Svingeformene viser formen på systemet ved den største forskyvningen. Den første og enkleste svingeformen korresponderer med den laveste naturlige frekvensen til systemet, som for eksempel nr. 1 i figur 2.10-1 (Smith et al., 2009).



Figur 2.10-1 – De første tre svingeformene av en fritt opplagt bjelke. Figur 2.2 i Smith et al. (2009).

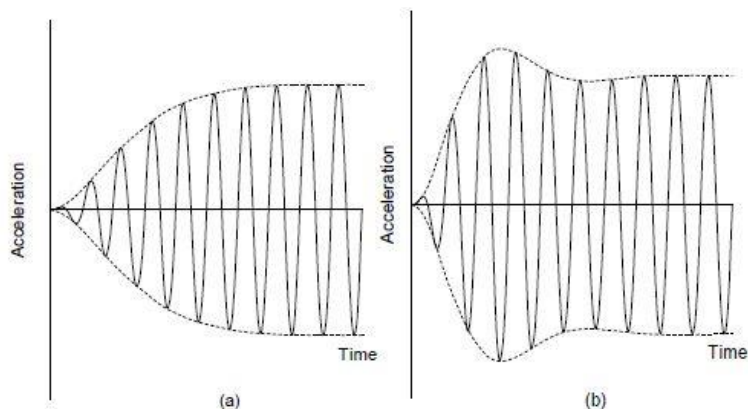
Tilhørende til hver enkelt svingeform vil det være en modal masse. Den modale massen er et tall på hvor mye av massen til systemet, og dermed hvor mye kinetisk energi, som er involvert i svingeformen. Den modale massen til en svingeform gir en indikasjon på hvor mye hver svingeform vil bidra med til den totale responsen (Smith et al., 2009).

2.10.4 Impuls fra gange

Impulser fra gange vil være en dynamisk kraft som en må ta hensyn til på dekker brukt som etasjeskiller. Det er viktig å dimensjonere dekket slik at en ikke får resonans når det blir utsatt for impulser fra gange. Gangfrekvensen kan ligge et sted mellom 1,5 Hz og 2,5 Hz, men det mest normale, og som dekket bør dimensjoneres for, er for frekvenser i området 1,8 Hz til 2,2 Hz (Smith et al., 2009).

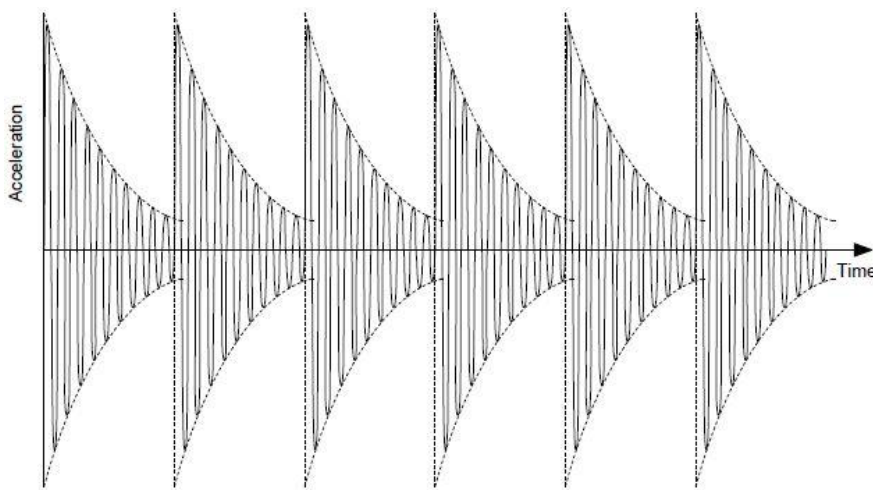
2.10.5 Midlertidig og stabil respons

Responsen til et system kan deles inn i to deler. Den første delen vil være en midlertidig respons som kommer rett etter systemet har blitt utsatt for en eksitasjon. Når svingeformen til systemet har fått «satt seg», går responsen over til å bli stabil. Dette er vist i figur 2.10-2a og b, der de tre siste svingningene er stabile, og svingningene før er midlertidige (Smith et al., 2009).



Figur 2.10-2 – Midlertidig og stabil respons. Figur 2.4 i Smith et al. (2009).

Det finnes også situasjoner der en bare har å gjøre med den midlertidige responsen. For gulv der egenfrekvensen er mye høyere enn gangfrekvensen vil den stabile responsen til systemet være neglisjerbar i forhold til den midlertidige responsen. Dette vil for eksempel gjelde for et gulv med over fire ganger så høy egenfrekvens som gangfrekvens. Her vil responsen fra en person som går dør ut før neste steg, og kraften som blir påført gulvet vil da være som en serie impulser, som vist i figur 2.10-3 (Smith et al., 2009).





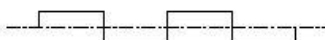
Figur 2.10-3 – Impulsrespons. Figur 2.5 i Smith et al. (2009).

2.10.6 Opplevde vibrasjoner

Vibrasjoner er et moment en tar hensyn til under dimensjoneringen av bruksgrensetilstanden. Vibrasjoner kan føre til at brukere av et bygg føler ubehag. Det er vanskelig å måle ubehag, og et eventuelt ubehag vil variere fra person til person. Det er derfor vanskelig å sette en grense for vibrasjon der alle brukere vil være fornøyde. Hvordan vibrasjoner oppfattes vil også være avhengig av bruken av bygget, om det er et kontor eller en fabrikk. Vibrasjoner kan også føre til mindre skader, og kan påvirke sensitive maskiner og apparater (Smith et al., 2009).

2.10.7 Akselerasjon, a_{rms}

Det finnes flere ulike måter å vise akselerasjonen til et system. En av disse er å finne maks akselerasjon, a_{maks} . Denne gir en verdi for systemets maksimale akselerasjon, men sier ingenting om hvor lenge systemet er utsatt for akselerasjonen. En bedre indikasjon på dette blir gitt ved rms (root mean square) akselerasjon, a_{rms} . Figur 2.10-4 viser at a_{peak} er den samme for alle de ulike bølgefrequensene, mens a_{rms} varierer og viser dermed at a_{rms} vil gi en bedre og mer nøyaktig verdi for akselerasjonen (Smith et al., 2009).

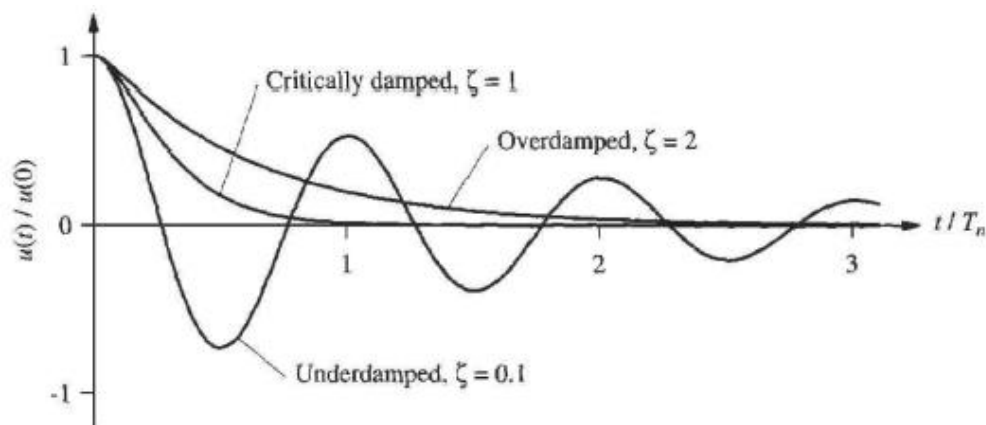
Waveform		a_{peak}	a_{rms}
 Sine		1	$1/\sqrt{2}$
 Triangular		1	$1/\sqrt{3}$
 Square		1	1

Figur 2.10-4 – Forholdet mellom toppakselerasjon og rms akselerasjon for ulike bølgefrequenser. Tabell 2.2 i Smith et al. (2009).

2.10.8 Damping

Begrepet damping innen vibrasjoner er brukt til å beskrive at energi fjernes fra system. Damping i et system fører til at vibrasjonen minker. Det er blant annet friksjon, glidning i forbindelser og gjenstander som befinner seg i rommet som bidrar til dempingen av vibrasjoner (Smith et al., 2009).

Det deles inn i tre typer demping: Underdamping, overdamping og kritisk demping. Kritisk demping vil si hvor mye demping som må til for å få systemet i ro igjen før det rekker å gå i svingning (Smith et al., 2009). De tre situasjonene av demping er illustrert i figur 2.10-5.



Figur 2.10-5 - Illustrerer de tre situasjonene over-, under- og kritiskdempet system (Tomasi, 2019).

Det finnes mange forskningsresultater som viser at dersom svingningen dempes raskt, vil mennesker tolerere større impulshastigheter. Damping er derfor en viktig del i beregningen av konstruksjoner der det skal oppholde seg mennesker samtidig som dynamiske laster forekommer. Dette er spesielt viktig når det er snakk om periodiske dynamiske laster og på dekker med en laveste egenfrekvens på under 10 – 12 Hz (Homb, 2007).

Det er svært vanskelig å skulle kvantitativt beregne dampingen for et materiale eller en konstruksjon. For å bestemme damping må det bestemmes empirisk, eller så må en foreta målinger på det aktuelle dekket. For bjelkelag med stor spennvidde eller tyngde $>150 \text{ kg/m}^2$ anbefales det å bruke en relativ damping på 0,8 % (Homb, 2007). I Standard Norge (1995) står det derimot at om det ikke er påvist at andre verdier er mer korrekte, skal det brukes en relativ damping på 1 % for gulv. I utkast til ny Eurokode 5 står det at en kan anta 2,5 % damping for et samvirkedekke av tre og betong (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019).

2.10.9 Logaritmisk dekrement

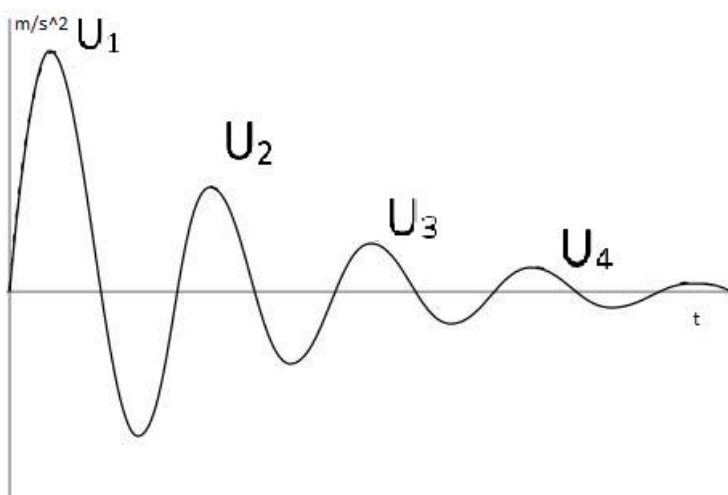
Det logaritmiske dekrementet benyttes til å estimere dempingsraten til et underdempet system. Dempingsraten estimeres ved å utsette et system for en bevegelse, og deretter måle hvordan systemets svingninger avtar med tid. Dempingsraten finnes ved å se på forskjellen i målte toppverdier for forskyvning eller akselerasjon. Tapet i forskyvning eller akselerasjon kan deretter uttrykkes ved hjelp av det logaritmiske dekrement, som igjen er definert av den naturlige logaritmen mellom endringen i topp forskyvning eller akselerasjon. Det logaritmiske dekrementet defineres av formel 2.10-2. Ved dempingsrater $\zeta \leq 0,2$ som er vanlig for bygninger går nevneren i brøken $\sqrt{1 - \zeta^2} \approx 1$, og likningen kan løses for dempingsraten (Paz & Kim, 2019).

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{u_i}{u_{i+n}} \right) = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}}$$

Formel 2.10-2 - Logaritmiske dekrement.

Hvor:

ζ	Er strukturens dempingsrate	
u_i	Utslag nummer U_1 (figur 2.10-6)	[m/s ²]
u_{i+n}	Utslag for periode U_{i+n}	[m/s ²]
n	Antall perioder n etter periode i	

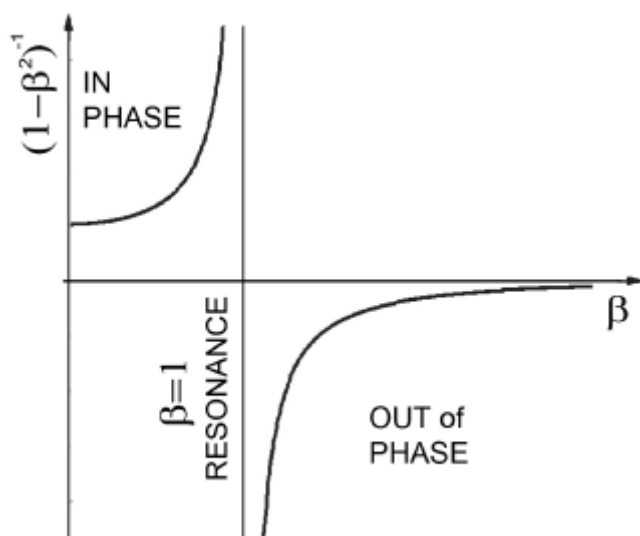


Figur 2.10-6 - Akselerasjonskurve for svingninger i dempet system med periodene u_n .

2.10.10 Resonans

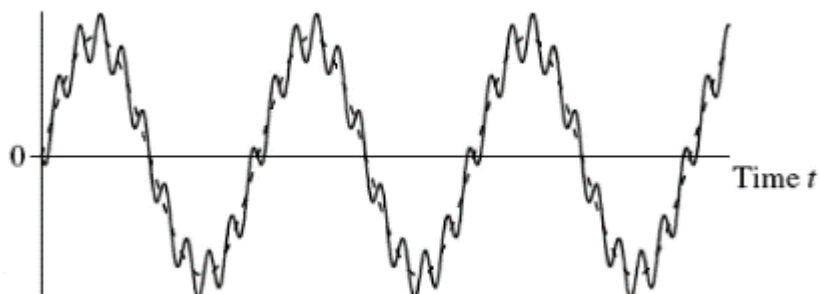
Når frekvensen til en impuls ligger nært egenfrekvensen, vil det kunne oppstå resonans. Ved resonans vil amplifikasjonsfaktoren kunne bli stor. Dette er avhengig av forholdet mellom lastens frekvens og systemets demping og egenfrekvens. For konstruksjonssystem som ligger på rundt 1 % demping, og i verste tilfelle om det ikke er noen forebyggende tiltak til stede, kan amplifikasjonsfaktoren komme helt opp i 50 (Smith et al., 2009).

Når det skal avgjøres om det er fare for resonans i et system som utsettes for en dynamisk last, er det to hovedfaktorer som spiller inn. Sirkulær frekvensen til den påførte lasten, nå definert som ϖ , og den naturlige sirkulær frekvensen til systemet ω_n . ϖ kan for eksempel være impulsen fra en person som går, og ω_n gis av stivheten og massen til systemet. Ved å se på forholdet mellom $\beta = \varpi / \omega_n$ i figur 2.10-7, kan vi se at systemet går mot resonans når β går mot 1 og at amplifikasjonsfaktoren, D øker (Tomasi, 2019).



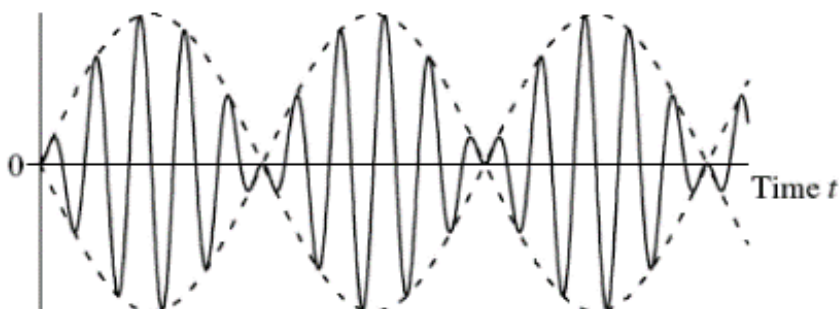
Figur 2.10-7 - Amplifikasjonsfaktor for et udempet system (Tomasi, 2019).

For udempede systemer hvor sirkulærfrekvensen til den påførte lasten er lavere enn den naturlige frekvensen til systemet, vil forskyvningene være i fase, og for motsatt tilfelle ute av fase. I ytterpunktene, hvor $\beta \ll 1$, vil systemets totale respons være preget av den naturlige frekvensen til systemet og frekvensen til den påførte lasten, som vist i figur 2.10-8.



Figur 2.10-8 - Totalrespons for udempet system hvor påført impuls er i fase og $B \ll 1$ (Tomasi, 2019).

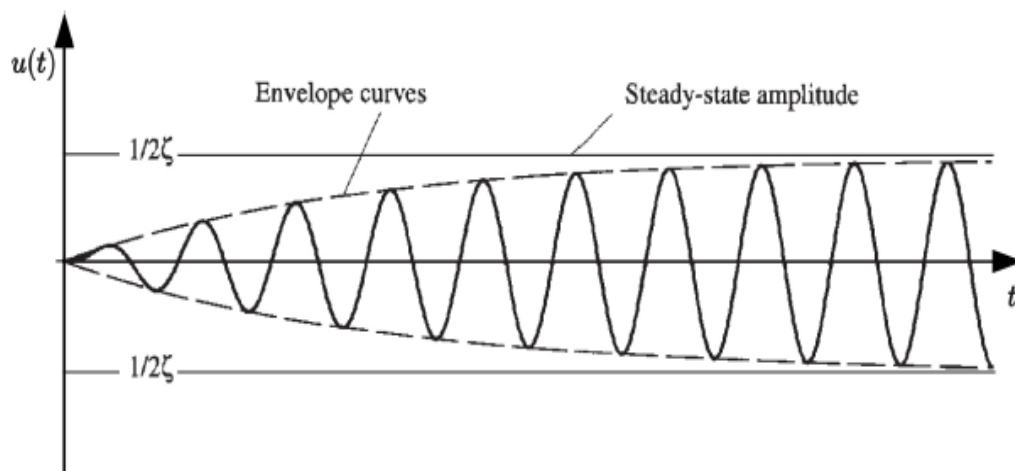
I tilfeller hvor den naturlige frekvensen er mye større enn frekvensen til den påførte lasten, vil amplifikasjonsfaktoren gå mot null, og systemet vil holdes i ro. I tilfellet hvor systemets naturlige frekvens nærmer seg den påførte impulsens frekvens, kan systemet få gradvis økende og synkende respons, som følge av at systemet går inn og ut av fase som illustrert i figur 2.10-9.



Figur 2.10-9 - Respons for udempet system hvor $B \approx 1$, hvor impulsen går inn og ut av fase (Tomasi, 2019).

For systemer hvor den naturlige frekvensen er lik frekvensen til påførte impuls, vil det oppstå resonans, og amplifikasjonsfaktoren øker.

For dempede systemer vil imidlertid systemets dempingsrate (ζ) også spille inn på amplifikasjonsfaktorens størrelse ved resonans. I stedet for å eksitere systemet uendelig, vil amplifikasjonsfaktoren for tilfellet $\beta=1$ gis av $D=1/(2\zeta)$. Dette gir en gradvis utvikling av systemets amplitude, som vil bli konstant (figur 2.10-10) (Tomasi, 2019).



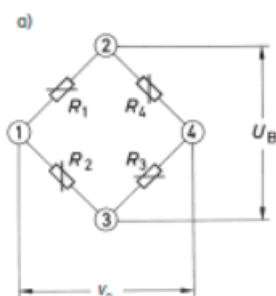
Figur 2.10-10 - Respons for dempet system hvor det oppstår resonans (Tomasi, 2019).

2.10.11 Live Fast Fourier Transformasjon

«Fast fourier transformasjon» eller FFT er en matematisk metode for å transformere en funksjon av tid til en funksjon av frekvens. For eksempel vil et akselerometer måle akselerasjon avhengig av tiden. Akselerasjonsgrafene som en får ut med hensyn til tiden er sammensatt av mange sinusbølger. Ved hjelp av FFT, vil en kunne få ut frekvensen til det som blir akselerert. Det høyeste utslaget på en FFT er den sinusbølgen med samme frekvens det måles flest av (DiCola, 2013).

2.11 Strekkklapp

Wheatstone Bridge er en fullbro konfigurasjon av resistanser som vist i figur 2.11-1. Den brukes til å måle elektrisk motstand. Fullbroen gjør det mulig å måle endringen i broens motstand, upåvirket av temperaturer. En fullbro er balansert når motstanden $\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4}$. En strekkklapp limes fast i overflaten til objektet som skal undersøkes. Ved å belaste objektet slik at det deformeres, vil strekkklappen deformeres med objektet, og dermed få en endring i elektrisk motstand (HBM, 2020).

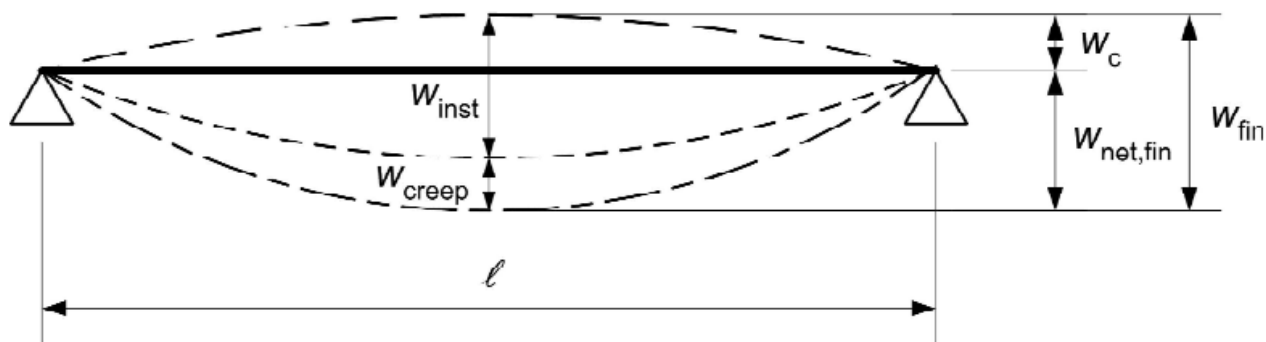


Figur 2.11-1 - Wheatstone Bridge konfigurasjon (HBM, 2020).

En strekkklapp kalibreres ved å belaste objektet med en kjent last eller deformasjon, og dermed kan en lese av endringen i volt.

2.12 Nedbøyning

Nedbøyningen kommer fra ulike påvirkninger på dekket. Nedbøyning er vist på figur 2.12-1 (Standard Norge, 1995).



Figur 2.12-1 – Nedbøyingskomponenter – Figur 7.1 i Eurokode 5, Standard Norge (1995).

Netto nedbøyning under en rett linje mellom oppleggene er gitt i Eurokode 5 7.2 (2). Netto endelig nedbøyning er gitt ved formel 2.12-1:

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c = W_{fin} - W_c$$

Formel 2.12-1- Nedbøyning av bjelke.

Hvor:

$W_{net,fin}$	Netto endelig nedbøyning	[mm]
W_{inst}	Umiddelbar nedbøyning	[mm]
W_{creep}	Nedbøyning som følge av kryp	[mm]
W_c	Overhøyden	[mm]
W_{fin}	Den endelige nedbøyningen	[mm]

2.12.1 Beregning

Nedbøyningen på midten av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last er vist i formel 2.12-2.

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Formel 2.12-2 – Maks nedbøyning (på midten) av en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last.

Hvor:

δ	Maks nedbøyning	[mm]
q	Jevnt fordelt last	[N/mm]
l	Lengde på element	[mm]
EI	Effektiv bøyestivhet	[Nmm ²]

Nedbøyningen på midten av en fritt opplagt bjelke med punktlast på midten er vist i formel 2.12-3.

$$\delta = \frac{Fl^3}{48EI}$$

Formel 2.12-3 – Maks nedbøyning av en fritt opplagt bjelke med punktlast på midten.

Hvor:

δ	Maks nedbøyning	[mm]
F	Punktlast	[N]
l	Lengde på element	[mm]
EI	Effektiv bøyestivhet	[Nmm ²]

2.13 Vibrasjonsberegning etter standarder

Det er utviklet flere modeller for å verifisere at en etasjeskiller i tre har tilstrekkelig motstandsevne mot vibrasjonspåkjenninger. I dette kapittelet presenteres formlene gitt i standardverket for beregning av vibrasjonspåkjenninger. Det er gitt formler og krav fra Eurokode 5 og et utkast til ny Eurokode 5 som er under utvikling per januar 2020.

2.13.1 Eurokode 5

Eurokode 5 sier at laster som kan forventes på en konstruksjon ikke skal føre til ubehag for bruker eller svekkelse av konstruksjonen, og at vibrasjonsnivå skal bestemmes ved måling eller ved analytisk tilnærming. Eurokoden skiller mellom gulv i boliger med egenfrekvens over og under 8 Hz. For gulv med egenfrekvens mindre enn eller lik 8 Hz bør det foretas spesielle undersøkelser. For gulv med egenfrekvens høyere enn 8 Hz settes det krav til maksimal nedbøyning w under en punktlast F med minst gunstig plassering og maksimal hastighetsrespons for en impuls på 1,0 Ns. Eurokode 5 er grunnlaget for dette delkapittelet (Standard Norge, 1995).

Egenfrekvensen gis av formel 2.13-1:

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

Formel 2.13-1 – Egenfrekvens etter Eurokode 5.

Hvor

m	Masse per arealenhet	[kg/m ²]
l	Gulvets spennvidde	[m]
$(EI)_l$	Gulvets bøyestivhet langs bjelkeretningen	[Nm ² /m]

2.13.2 Utkast ny Eurokode 5

For beregning av et enveis-dekkes egenfrekvens blir det i utkastet til ny Eurokode 5 gitt formel 2.13-2.

$$f_1 = k_{e,1} * k_{e,2} * \frac{18}{\sqrt{\delta_{sys}}}$$

Formel 2.13-2 – Egenfrekvens etter utkast til ny Eurokode 5.

Hvor

f_1	Egenfrekvens	[Hz]
δ	Nedbøyning fra dekkets egenvekt	[mm]

I denne formelen er $k_{e,1}$ og $k_{e,2}$ faktorer som tar hensyn til om dekket har doble spenn eller om det er et to-veis dekke. I denne oppgaven er det et enkelt spenn og en-veis dekke, og faktorene settes til 1,0.

Den maksimale nedbøyningen fra 1 kN punktlast på midten av et dekke kan kalkuleres fra formel 2.13-3.

$$W_{1kN} = \frac{Fl^3}{48(EI)_L B_{ef}}$$

Formel 2.13-3 – Maksimale nedbøyning fra 1 kN punktlast på midten av et dekke.

Hvor

W_{1kN}	Maks nedbøyning av en 1kN kraft	[mm]
F	Statisk punktlast på 1kN plassert på midten	[N]
B_{ef}	Effektive bredden på dekket	[m]
$(EI)_L$	Gulvets bøyestivhet i lengderetningen for 1 meter bredde	[Nm ² /m]

Akselerasjonen a_{rms} kalkuleres for kontroll av vibrasjoner knyttet til gående personer og bestemmes av formel 2.13-4.

$$a_{rms} = \frac{0,4\alpha F_0}{\sqrt{2} * 2\zeta M^*}$$

Formel 2.13-4 - Root mean square gitt i m/s².

Hvor

a_{rms}	Akselerasjon	[m/s ²]
α	Fourierkoeffisienten	
F_0	Antatt kraft fra gående person	[N]
ζ	Modale dempingsrate	[antatt til 0,025 for samvirke]
M^*	Modal masse	[kg]

Fourierkoeffisienten er avhengig av egenfrekvensen og er gitt ved formel 2.13-5.

$$\alpha = e^{-0,4f_1}$$

Formel 2.13-5 - Fourierkoeffisienten avhengig av egenfrekvensen.

Hvor

α	Fourierkoeffisienten	
f_1	Egenfrekvens	[Hz]

Den modale massen til dekket kan beregnes ved hjelp av formel 2.13-6.

$$M^* = \frac{mLB}{4} \left(2 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Formel 2.13-6 - Den modale massen gitt i kg.

Hvor

M^*	Modal masse	[kg]
m	Dekkets masse pr arealenhet	[kg/m ²]
L	Dekkets lengde	[m]
B	Dekkets bredde	[m]
L_x	Den korteste av L og B	[m]
L_y	Den lengste av L og B	[m]

I utkastet til ny Eurokode 5 (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019) settes kravet til gulvkonstruksjonens stivhet under punktlast 1kN og krav til responsfaktoren avhengig av hvilket ytelsesnivå gulvet plasseres innenfor. De ulike ytelsesnivåene relateres igjen til kvalitetsnivå for gulvdekker sortert etter brukskategori. Kravene til de ulike ytelsesnivåene står listet i tabell 2.13-1. Når egenfrekvensen er under 8 Hz, skal gulvet kontrolleres opp mot krav til stivhet, egenfrekvens og akselerasjon. Er egenfrekvensen over 8 Hz, skal gulvet kontrolleres for stivhets- og hastighetskriteriums-kravet (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019). Anbefalte ytelsesnivå sett med hensyn på brukskategori og kvalitetsnivå er gitt av tabell 2.13-2.

Tabell 2.13-1 - Krav til ytelsesnivå i utkast til ny Eurocode 5 (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019).

Krav	Gulvets ytelsesnivå					
	Nivå 1	Nivå 2	Nivå 3	Nivå 4	Nivå 5	Nivå 6
Krav til stivhet under 1 kN punktlast (mm)	0,25		0,5	0,8	1,2	1,6
Responsfaktor R	4	8	16	32	64	128
Krav til egenfrekvens	4,5					
Akselerasjons kriterium $a_{rms} \leq$	0,005 R					
Hastighets kriterium $V_{rms}(m/s) \leq$	0,0001 R					

Tabell 2.13-2 - Anbefalt ytelsesnivå for ulike brukskategorier (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019).

Brukskategori	Høy kvalitets valg	Basis valg	Økonomisk valg
A, Bolig			
Boligblokk	Nivå 1, 2, 3	Nivå 4	Nivå 5
Enebolig	Nivå 1, 2, 3, 4	Nivå 5	Nivå 6
B, Kontor	Nivå 1, 2	Nivå 3	Nivå 4

3 Metode

I denne oppgaven ble det produsert to dekker. I problemstillingen nevnes det massivtredekke, massivtredekke med betongpåstøp og oppspent massivtredekke med betongpåstøp. Heretter vil disse dekkeoppbygningene også omtales som henholdsvis massivtredekke, samvirkedekke og oppspent dekke. Dekkene ble testet som beskrevet i kapittel 3.6 ved tre forskjellige tilstander: Massivtredekke, samvirkedekke og oppspent samvirkedekke.

3.1 Håndberegninger og FEM analyse

Håndberegninger og FEM analyse gjennomført i denne oppgaven er brukt for å estimere hvilke resultater en kan forvente å få ut av de praktiske testene, og for å kontrollere spenninger i dekkene.

3.1.1 Nedbøyning

Alle nedbøynings-håndberegninger er utregnet etter formlene gitt i kapittel 2.12 og vist i vedlegg B.

Vedlegg B viser håndberegningene som er foretatt opp mot nedbøyning, med henvisninger til formler som er beskrevet i teorikapittelet.

3.1.2 Eurokode 5

Håndberegningene som omhandler Eurokode 5 er utført etter formlene som er gitt i teorikapittel 2.13.1. Eurokode 5 brukes til å sammenligne vibrasjonsresultater med krav. Utregningene etter Eurokode 5 ble gjort for å ha en idé om hvordan dekkene vil oppføre seg i de forskjellige oppbygningene.

Vedlegg B viser håndberegningene som er foretatt opp mot Eurokode 5, med henvisninger til formler som er beskrevet i teorikapittelet.

3.1.3 Utkast til ny Eurokode 5

Håndberegningene som omhandler utkastet til ny Eurokode 5 er utført etter formlene som er gitt i teori kapittel 2.13.2. Utkast til ny Eurokode 5 brukes til å sammenligne vibrasjonsresultater med krav. Utregningene etter utkast til ny Eurokode 5 ble gjort for å ha en idé om hvordan dekkene vil oppføre seg i de forskjellige oppbygningene.

Vedlegg B viser håndberegningene som er foretatt opp mot utkast til ny Eurokode 5, med henvisninger til formler som er beskrevet i teorikapittelet.

3.1.4 FEM Analyse

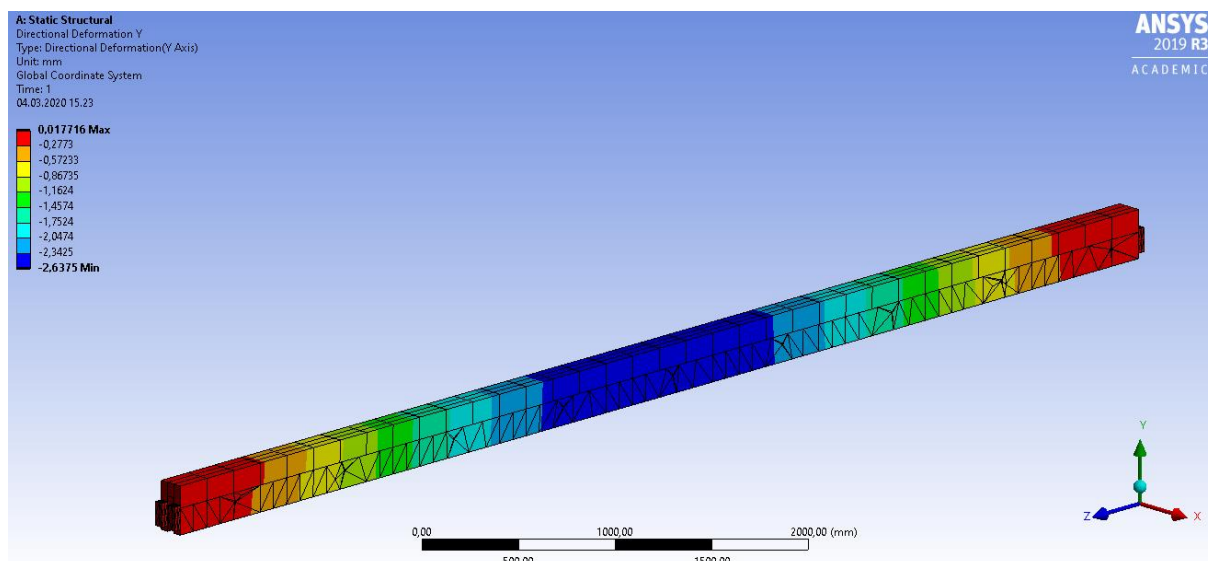
For å estimere og kontrollere spenninger i dekkets komponenter før og etter oppspenning ble det bygget FEM modeller i ANSYS Workbench structural. Modellen ble brukt til å avgjøre hvilken kraft dekkene kunne spennes opp med, og for å gi en indikasjon på hva en kunne forvente av de praktiske testene. Det ble ikke modellert fullskala dekker, da tilgjengelig lisens på programvare satte begrensninger for antall noder. For å holde antallet noder nede, er kun deler av dekkene simulert. Modellene som er laget, tar for seg 3 buttskjøtede lameller med total spennlengde 7 m. De er uten betongpåstøp, med betongpåstøp og med betongpåstøp og oppspenning. Modellene med betong forutsetter en friksjonskoeffisient mellom betongen og treet på 0,62 (Aira et al., 2014). Materialelegenskaper som er brukt for henholdsvis treet, betongen og stålet er vist i tabell 3.1-1.

Tabell 3.1-1 - Materialdata for ANSYS modell.

Stål:	Verdi
Elastisitetsmodul	210000 MPa
Poissons tall	0,3
Egenvekt	7500 kg/m ³
Betong:	
Elastisitetsmodul	36000 MPa
Poissons tall	0,2
Egenvekt	2300 kg/m ³
Trevirke:	
Elastisitetsmodul x	12250 MPa
Elastisitetsmodul y	384 MPa
Elastisitetsmodul z	384 MPa
Skjærmodul xy	76,5 MPa
Skjærmodul xz	76,5 MPa
Skjærmodul yz	765 MPa
Poissonstall	0,44
Egenvekt	375 kg/m ³

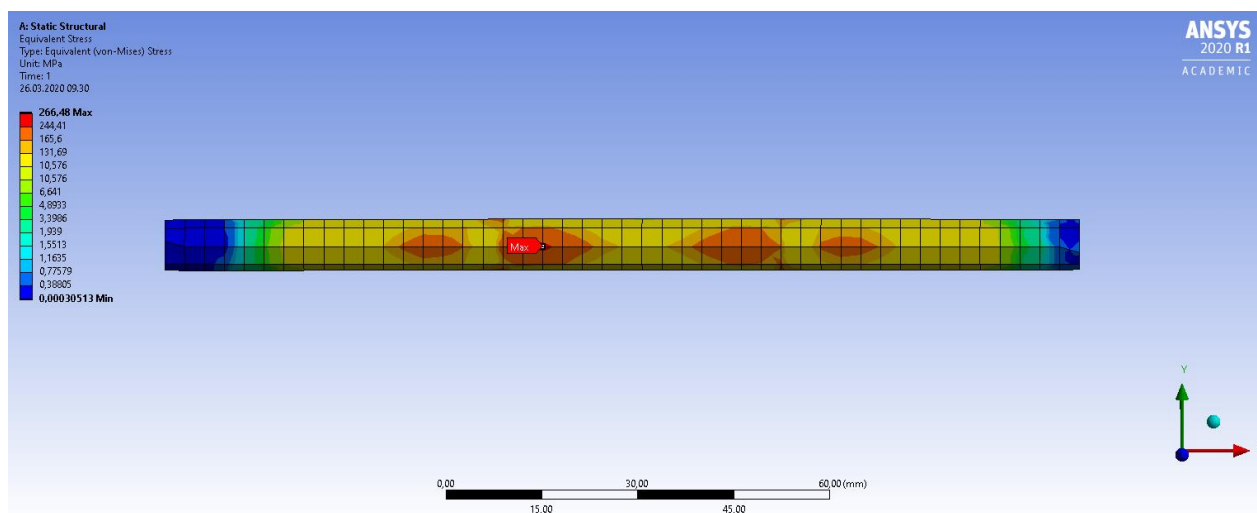
Geometrien til lamellene, betongen og stålplatene ble modellert ved hjelp av blokkverktøyet. Blokkverktøyet krever definisjon av geometriens plassering og utstrekning i henholdsvis x, y og z retning og defineres ved hjelp av vektorene $x-x_0$, $y-y_0$, og $z-z_0$. Skruene modelleres ved hjelp av sylinderverktøyet. Sylinderverktøyet krever definisjon av sirkelplanet, plassering av sirkelsenter i planet, sirkelradien og sylinderens utstrekning. Sylinderkommandoen brukes to ganger på lamellene, først for å kutte ut volumet i lamellene, for så å definere skruenes volum. Buttskjøten i lamellene er modellert med 0,5 mm åpning mellom lamellene, da det under produksjon av reelle dekker sjelden blir helt tett i buttskjøten. Da det var forventet å få større spenninger i skruene ble meshet på skruene (figur 3.1-2) og overflatearealet i skruehullene (figur 3.1-3) gjort mindre ved hjelp av refinement kommando på arealene. For simuleringer med jevnt fordelt last fordeles de 1000 kiloene som brukes i nedbøyningstestene likt ut på dekkets lameller. For de 100 kiloene brukt til punktlasttest, fordeles det med 20 kg på hvert av dekkets 5 elementer.

For å estimere hullkantrykk og spenninger i skruene som forbinder lamellene, ble det bygget en FEM modell med 3 lameller, betongpåstøp og trykkfordelende endeplate som vist i figur 3.1-1. Skruene er definert som limt til bjelkene. Kontaktflatene mellom lamellene ble definert som friksjonsfrie. Kontaktflaten mellom endeplate og betongpåstøp ble også definert som friksjonsfrie.



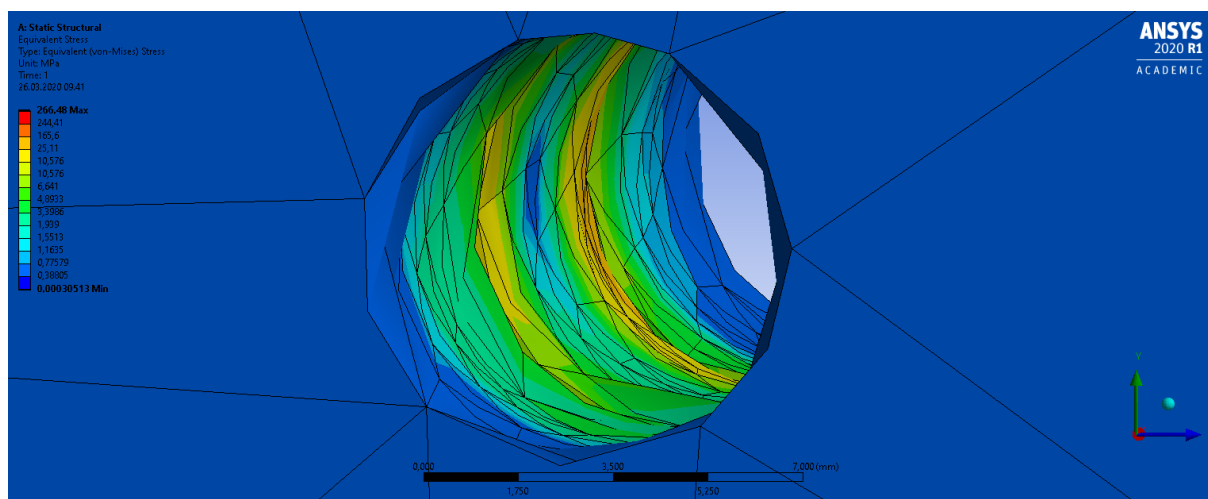
Figur 3.1-1 - Modell bygget for simulering av spenninger i skruer.

Figur 3.1.2 viser spenningsbilde av skruen nærmest opplegg for forspent dekke med oppspenningskraft på 10 tonn og 1 tonn jevnt fordelt last. Skruen er modellert som en 8 mm tykk sylinder uten gjenger, med full heft mellom trevirket og metallet.



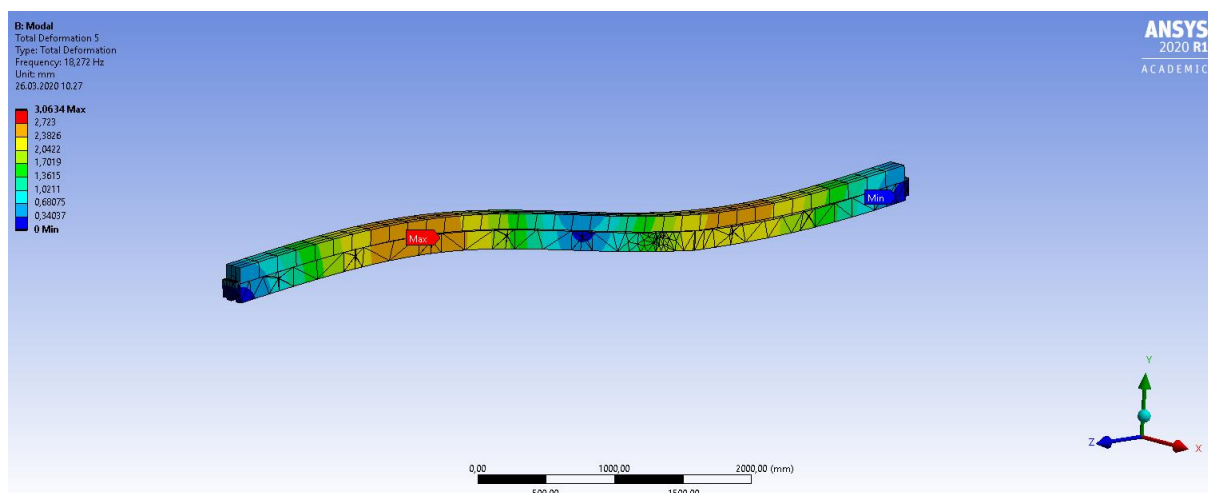
Figur 3.1-2 - Konturplott spenningsbilde for skruen nærmest opplegg.

Det ble kontrollert maksimalt hullkantrykk for spenninger i skruen nærmest opplegg, som vist på figur 3.1-3. For lamellen som ikke er dekket av stålplaten, er det foretatt en egen simulering for å gjøre en vurdering av spenninger i skruene.



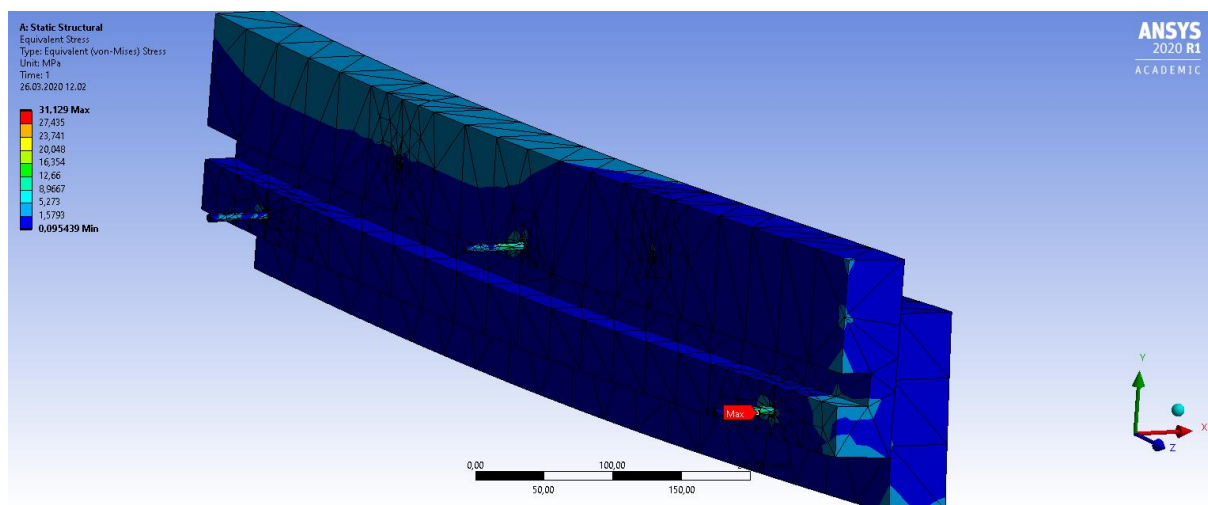
Figur 3.1-3 - Hullkantrykk for skrue nær buttskjøt.

For å estimere dekkets egenfrekvens og svingeformer, ble det også gjennomført modal analyse av modellen, som vist i figur 3.1-4. Forbindelsen mellom lamellene er modellert som skrudd, med friksjonsløs kontaktflate mellom trevirket. Bjelkene er modellert med buttskjøt.

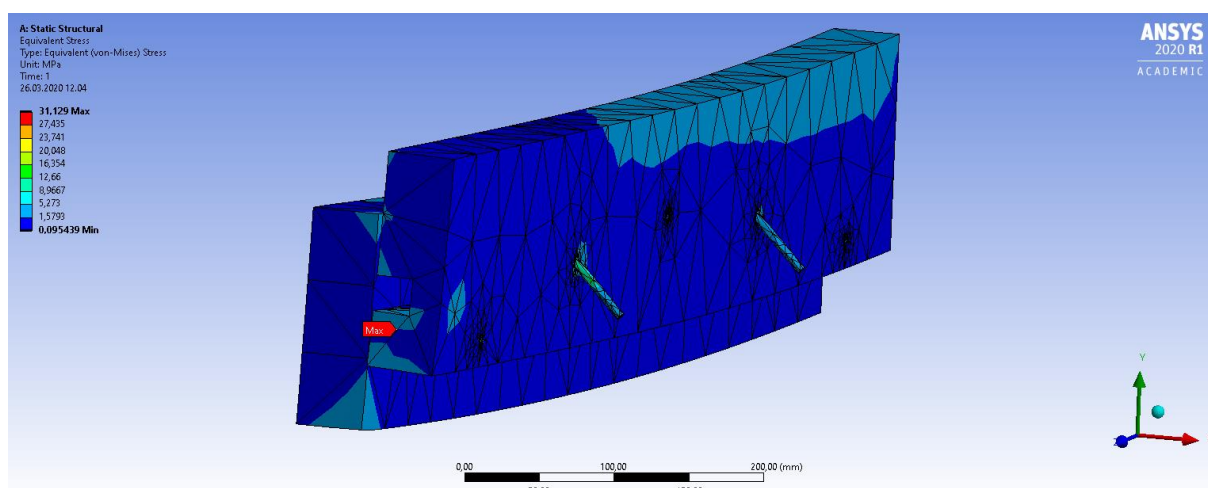


Figur 3.1-4 – FEM modell bygget for estimering av egenfrekvenser og svingeformer. Her illustreres 2. svingeform.

For å kontrollere forbindelsen brukt til sammenføring av spennkabel-lamellene med elementene, ble det bygget en modell i ANSYS Workbench. Modellen består av spennkabel-lamellene, en bjelke på hver side og skruer modellert som sylindere av stål, som vist i figur 3.1-5 og 3.1-6. Modellen er påført spenninger som skal tilsvare spenningene som oppstår ved midten av dekkenes spenn.

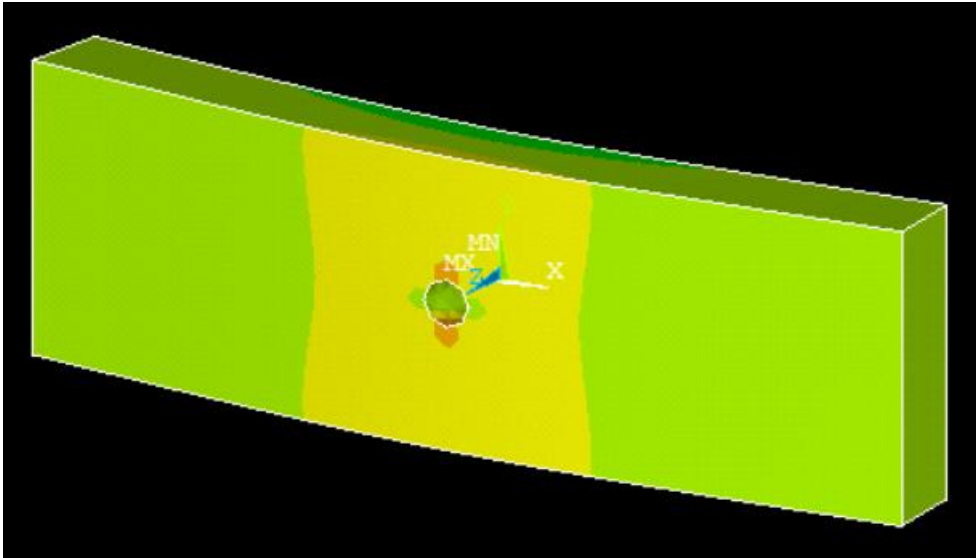


Figur 3.1-5 - Skruforbindelse spennkabel-lamell og element 1.



Figur 3.1-6 - Skruforbindelse spennkabel-lamell og element 2.

Stålplatene brukt til kraftfordelende plater ble modellert i ansys mechanical APDL (figur 3.1-7). Platen ble utformet i element «solid 186». Til modellering av stålplaten ble det definert knutepunkter for hvert hjørne, for så å definere linjer til et areal. Det ble definert en sirkel med diameter 25 mm ved hjelp av Pcirc. ASBA kommandoen ble brukt for å fjerne sirkelens areal fra rektangelets areal. Deretter ble vdrag kommando anvendt for å dra arealet ut til et volum. SMRTSIZE kommando ble brukt for å lage meshet. Noder rundt hullet i senter ble selektert ved hjelp av nsel kommando, og fastholdt i alle retninger ved hjelp av D kommando. Last tilsvarende 22 tonn ble deretter fordelt ut i nodene i platens overflate og påført ved hjelp av f kommando.



Figur 3.1-7 - Spenningsbilde for endeplate modellert i ANSYS.

3.2 Produksjon av testdekker

Det ble produsert to testdekker med en bredde på 2,35 m og en lengde på 6,96 m. Hvert dekke ble satt sammen av fem av Norsk Massivtre's basiselementer som består av 9 lameller på 46 mm bredde. I tillegg til basiselementet, ble det for fire element skrudd på en ekstra lamell for føring av spennkabler før elementene ble skrudd sammen til et dekke.

Dekket ble bygget opp av kantstilte lameller med følgende dimensjon:

- Bredder 46 mm
- Høyde 145 mm
- Total lengde 6960 mm

Lamellene ble buttskjøt for å oppnå total lengde på 6960 mm. På produksjonstidspunktet hadde Norsk Massivtre best tilgang på lameller med lengde på 4500 mm og 4800 mm. Buttskjøten ble dermed lagt 2200 mm – 2500 mm inn fra enden av dekket. Buttskjøtene ble lagt til annen hver side av elementet for best mulig å fordele denne svakheten ut i elementene. Lamellene ble forskjøvet slik at annenhver lamell hadde et oppstikk på 46 mm, se figur 3.2-10. De fem elementene ble skrudd sammen med 130 mm lange ø8,2 mm konstruksjonsskruer, og sluttproduktet ble et 2350 mm bredt dekke.

3.2.1 Trelast

Trelasten som ble brukt til de to testdekkene kommer fra Begna Bruk AS. Trelastkvaliteten var en lik blanding av LS15 og LS22. Karakteristiske verdier for disse er gitt under i tabell 3.2-1. Det ble brukt like mye av hver av de to trelastkvalitetene. For beregningene ble det brukt en gjennomsnittsverdi av disse.

Tabell 3.2-1 - Verdier for trelastkvalitet LS 15 og LS 22. Tatt fra tabell 1 i SINTEF byggforsk (2014).

Egenskap		C14	CT15 /	CT22 /
		N /mm ²	LS15	LS22
N/mm ²				
Karakteristiske fastheter				
Bøyefasthet	$f_{m,k}$	14	19	28
Strekkfasthet,				
- lengderetning	$f_{t,0,k}$	8	15	22
- tverretning	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4
Trykkfasthet,				
- lengderetning	$f_{c,0,k}$	16	21	26
- tverretning	$f_{c,90,k}$	2,0	2,5	2,7
Skjærfasthet	$f_{v,k}$	3,0	4,0	4,0
Stivheter for stabilitetsberegninger				
Elastisitetsmodul	$E_{0,05}$	4 700	7 700	8 700
Stivheter for deformasjonsberegninger				
Elastisitetsmodul				
- i fiberretningen	$E_{0,mean}$	7 000	11 500	13 000
- på tvers av fiberretn.	$E_{90,mean}$	230	380	430
Skjærmodul	$G_{0,mean}$	440	720	810
Densiteter				
Midlere densitet	ρ_{mean}	350	430	470
Karakteristisk densitet	ρ_k	290	360	390

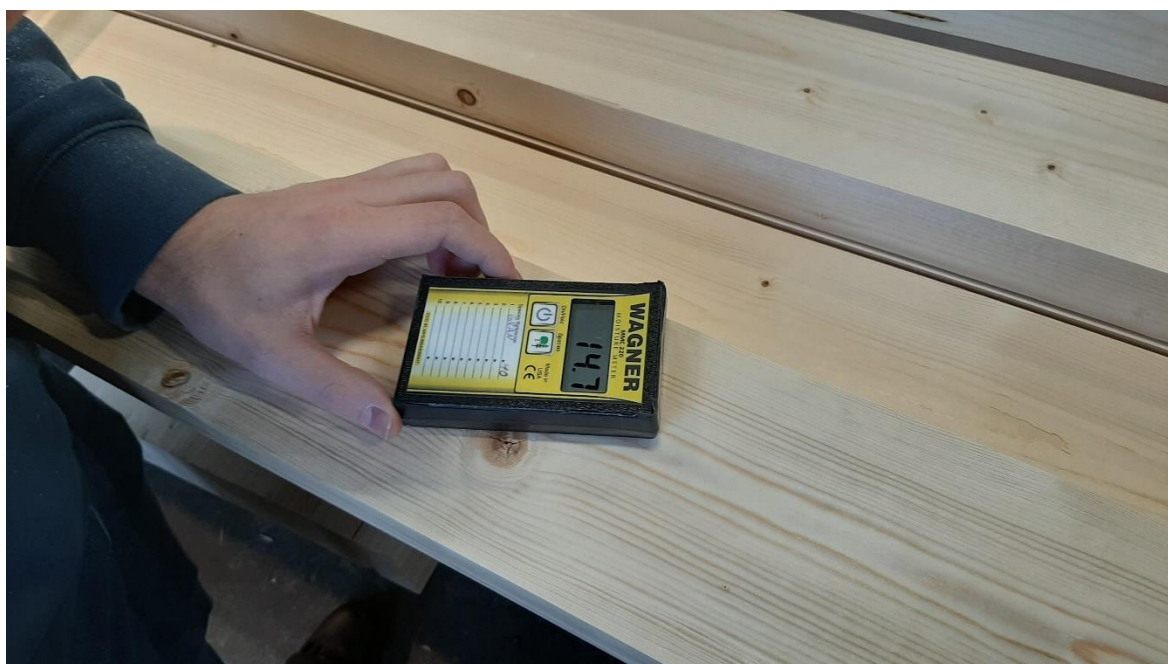
Gjennomsnittsverdiene for trelasten som ble brukt til beregningene i denne oppgaven er vist i tabell 3.2-2.

Tabell 3.2-2 - Karakteristiske verdier for trelasten som ble brukt.

	Verdi	Enhet
Bøyefasthet - f_{yk}	23,5	MPa
Skjærfasthet - f_{vk}	4	MPa
Trykkfasthet - f_{c0k}	23,5	MPa
E-modul - E	12250	MPa

3.2.2 Fuktmåling

For trelastpakken som ble brukt til å bygge dekkene ble det utført en kontroll for fuktprosenten i trevirket. Det ble brukt et måleapparat fra Wagner av typen MMC 220, som måler fuktigheten 20 mm inn i lamellen, som vist i figur 3.2-1. Fuktprosenten på 12 forskjellige lameller ble målt, for å sikre at trelasten holdt Norsk Massivtre's krav om en gjennomsnittlig fuktprosent på 8 – 14 %. Det ble tatt et gjennomsnitt av fuktinnholdet av de 12 målte lamellene, som viste 13,4 %.



Figur 3.2-1 – Fuktmåling etter trelastpakken ble åpnet.

3.2.3 Jigg

Norsk Massivtre har en jigg som hydraulisk presser lamellene i elementene ned og inntil hverandre slik at de ligger riktig før elementene skrues sammen, som vist på figur 3.2-2. Jiggen har hull til skruer med c/c 800 mm. Disse ble brukt som mal for å skru sammen elementene, som vist på figur 3.2-3.



Figur 3.2-2 – Jiggen til Norsk Massivtre.



Figur 3.2-3 - Skruerull i jiggen og skruing av element.

3.2.4 Avstandslekker

Siden lamellene i elementene er forskjøvet i forhold til hverandre, ble det brukt lekker på 46 mm x 46 mm som ble lagt inn vekslende under og over lamellene. Dette ble gjort for å skape riktig forskyvning og for at alt skulle kunne presses godt sammen under produksjonen. Disse ble fjernet etter at elementet var skrudd sammen.

3.2.5 Produksjonsmetode

Det ble produsert to elementutforminger for å variere på plasseringen av buttskjøtene. Elementene ble produsert ved at det ble lagt annenhver lamell med lekt under, hvor det startet med en lamell med lekt under, som vist på figur 3.2-4. Årringene ble lagt samme vei for alle lameller og element. Dette ble gjort for at treet skal bevege seg sammen under kryping og svelling, slik at skrueforbindelsen blir god. Når lamellene var riktig oppstilt, ble elementet justert slik at lamellene i buttskjøten lå helt inntil hverandre. Det ble deretter lagt inn lekter i overkant, og lamellene ble presset ned i jiggen og inntil hverandre, som vist på figur 3.2-5. Elementet ble så skrudd sammen med en $\varnothing 8$ mm x 400 mm skruer. Når hele elementet var skrudd sammen, ble det trillet ut av jiggen, og lektene i overkant ble tatt bort. Buttskjøtene ble så inspiserte og eventuelt justert med en slegge for å få lamellene i bedre kontakt med hverandre. Det ble skrudd inn ekstra skruer midt i buttskjøten og innen 100 mm på siden av buttskjøten, for å hindre at buttskjøtene glir fra hverandre under belastning.



Figur 3.2-4 – Oppsett av et element i jiggen før det blir lagt lekter i sporene i overkant og presset sammen.



Figur 3.2-5 - Presset element i jiggen.

3.2.6 Lameller for spennkabler

Lamellene til spennkablene ble produsert av Norsk Massivtre. Det ble kuttet tre langsgående spor på 25 mm på hver av lamellene, før det deretter ble frest ut slik at sporet for spennkablene fikk dimensjon på 25 mm x 25 mm, som vist på figur 3.2-6. Sporene starter 37 mm fra undersiden av lamellen og 83 mm fra overkanten.



Figur 3.2-6 – Utfreste lameller for spennkabler.

3.2.7 Skruer

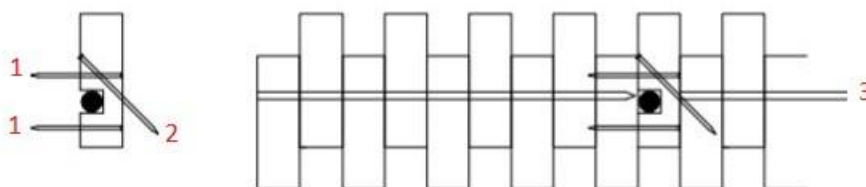
Det ble brukt 3 forskjellige skruer (tabell 3.2-3) til sammenføring av elementene og til sammensetning av elementene til dekker. Skruene illustrert i figur 3.2-7 vil heretter bli omtalt som «skruer 1», «skruer 2» og «skruer 3». «Skruer 3» er skruen Norsk Massivtre bruker for sammenføring av sine elementer. «Skruer 1» og «Skruer 2» ble valgt på bakgrunn av hva Norsk Massivtre hadde tilgjengelig på lager.

Tabell 3.2-3 - Skruer benyttet til sammenføringer av massivtredekkene.

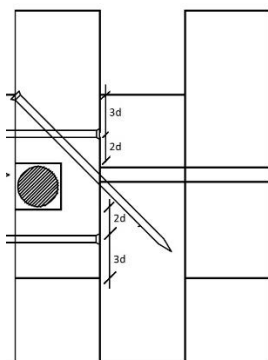
Skruer nr:	Type	Diameter (mm)	Lengde (mm)
1	Heco topix combieconnect	6,0	100
2	Hikoki MFT 2000 konstruksjonsskrue	8,2	130
3	Heco topix	8	400

Elementene ble skrudd sammen med «skruer 3», som vist i figur 3.2-7 og figur 3.2-10. Den første skruen er plassert 200 mm inn fra elementets ende, for så å ha en c/c-avstand på 800 mm. Det er også supplert med en slik skruer plassert 100 mm fra kanten av hver buttskjøt og mellom hver buttskjøt. Skruer plasseringen ble gjort i tråd med Norsk Massivtre's anbefalinger.

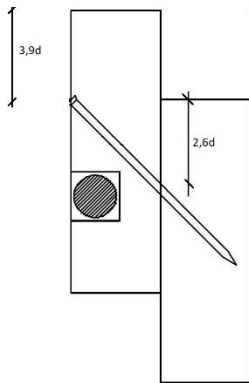
Dekkene er som nevnt, bygd opp av fem elementer med en spennkabelførings-lamell plassert mellom hvert element. Spennkabelførings-lamellene ble festet til de elementene ved siden av med selvborende treskruer, som illustrert i figur 3.2-7. Figur 3.2-8 og 3.2-9 viser kantavstandene for «skruer 1» og «Skruer 2». Skruetype 1 ble plassert annen hver gang oppe og nede for hver c/c 400 mm med første skruer plassert 100 mm fra elementets ende. Skruetype 2, som vist i figur 3.2-11 ble plassert for hver c/c 400 mm med første skruer 200 mm fra elementets ende.



Figur 3.2-7 - Illustrasjon sammenføring av element og lamell for spennkabel.



Figur 3.2-8 – Kantavstand skruer 1 på lamell for spennkabel.



Figur 3.2-9 - Kantavstander skruer 2 sammenkobling elementer.



Figur 3.2-10 - Skruer brukt til å skru sammen element.



Figur 3.2-11 - Skruer brukt til å sammenføre elementer.

3.2.8 Dekkeoppbygning

Som beskrevet i kapittel 3.2.5 og illustrert i figur 3.2-12, ble dekkene satt sammen av to elementoppbygninger, element 1 og element 2. Dette ble gjort for å sikre at ingen av buttskjøtene ble liggende inntil hverandre når dekkene ble skrudd sammen. Dekke 1 består av elementtype 2-1-2-1-2 og dekke 2 består av elementtype 1-2-1-2-1, dekkene er vist i figur 3.2-13.

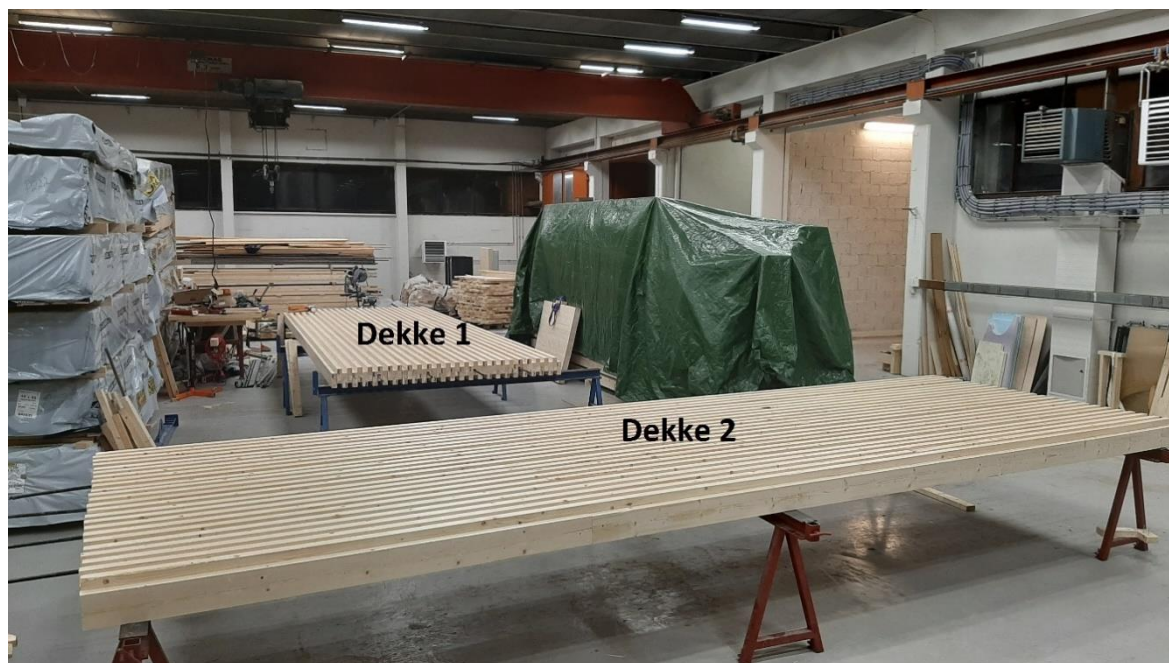
Element 1

2,20 m		1	4,80 m
	4,80 m	2	2,20 m
2,50 m		3	4,50 m
	4,50 m	4	2,50 m
2,20 m		5	4,80 m
	4,80 m	6	2,20 m
2,50 m		7	4,50 m
	4,50 m	8	2,50 m
2,20 m		9	4,80 m

Element 2

	4,80 m	1	2,20 m
2,20 m		2	4,80 m
	4,50 m	3	2,50 m
2,50 m		4	4,50 m
	4,80 m	5	2,20 m
2,20 m		6	4,80 m
	4,50 m	7	2,50 m
2,50 m		8	4,50 m
	4,80 m	9	2,20 m

Figur 3.2-12 – To forskjellige elementoppbygninger med tanke på plassering av buttskjøt.



Figur 3.2-13 - Dekke 1 og 2.

3.2.9 Forskaling

Forskalingen er laget av 46 mm x 198 mm planker og ble skrudd på dekkene slik at overkanten på forskalingen hadde samme høyde som ønsket høyde på betongstøpen. På den måten var det enkelt å få riktig høyde på betongen og bearbeide den. På langsiden av dekket måtte forskalingen skjøtes. To planker ble lagt godt inntil hverandre og skrudd fast. Det ble så brukt en laskeskjøt for å sikre at disse to plankene var godt festet, og de ble også skrudd sammen med to skruer i hvert hjørne.

3.2.10 Armering

Armeringsdimensjon og sko til betongpåstøpen ble valgt ut fra hva som var tilgjengelig hos lokal forhandler. Det ble benyttet $\varnothing 6$ mm armeringsnett med maskevidde 150 mm. Armeringsnettet ble lagt på 30 mm sko. Dette ga en overdekning på 39 mm. Armeringsnettet måtte overlappes for å fylle ut hele dekket. Det ble derfor lagt med overlapp på minimum 1 maske. De overlappende maskene ble forbundet med jernbindertråd i krysningspunkter. Figur 3.2-14 viser dekke 2 ferdig forskalet og armert.



Figur 3.2-14- Viser forskalet og armert dekke 2.

3.2.11 Betong

Betongen som ble benyttet i dette prosjektet var av typen B45 D16. Dekkets betongpåstøp er 75 mm høy fra overkant av høyeste bjelke. Betongresepten (vedlegg C) ble bestemt i samråd med Ryfoss betong, og blandet for å ha lavt vanninnhold og lite kryp. Tabell 3.2-4 viser noe av den grunnleggende informasjonen om betongen som ble levert.

Tabell 3.2-4 – Betonginformasjon.

		Enhet
Styrkeklasse	B45	
Max tilslagsstørrelse	16	mm
Miljøklasse	M40	
VC forhold	0,380	
Synkmål	200	mm

For å minimere gjennomrenning av betong under støp ble dekkene vannet. Hvert dekke ble vannet med 20 liter vann 10 timer i forkant av støp.

Betongen ble støpt i forskalingen ved hjelp av en betongbil med transportbånd. En person styrte fyllslangen, mens det ble brukt en planke til fordeling og avretting av betong, som vist på figur 3.2-15. Deretter ble betongen disset for hånd for best mulig å fylle sporene mellom lamellene. Betongen ble umiddelbart etter støp, dekket til med plast for å hindre ytterligere fordamping av vann. For å minimere lagringsplass ble de to dekkene stablet som vist på figur 3.2-16. Dekke 1 ble først støpt, disset godt utover og tildekket med plast. Før støping av dekke 2, ble det tilsatt 20 liter ekstra vann i betongen på grunn av tidsbruken på første støpen. Dekke 2 ble plassert på bukker over dekke 1 og deretter støpt. Det ble likevel brukt noe lang tid på å få fordelt betongen utover. Fin-dissingen av overflaten på dekke 2 ble nedprioritert, da det kun hadde visuell betydning, og det ble prioritert å få lagt over plast raskest mulig. Dekkene ble pakket inn i plast for å hindre vannavdamping og større fare for kryp som følge av svinn.



Figur 3.2-15 – Fordeling og avretting av betong.



Figur 3.2-16 – Dekkene ferdig støpt og stablet.

Etter 31 dager ble plasten fjernet og dekkene løftet tilbake på bukker/opplager. Forskalingen ble skrudd av, og dekkene var som vist på figur 3.2-17.



Figur 3.2-17 – Hvordan betongen ligger an på trevirket, langsiden.

3.2.12 Oppspenning

Oppspenningen ble gjennomført av CCL Norway. Spennkablene ble med letthet tredd inn i de utfreste sporene i dekket. Spennkablene ble avmantlet i begge endene. Stålplaten ble tredd inn på kabelen, og deretter ble hylsen og kilen tredd på. Kilen er fjærbelastet og delt i 3 deler som utvider seg for å kunne bli tredd inn på spennkabelen. Stålplatene fikk ønsket plassering. Hylsen ble lagt inntil platen og kilen ble slått inn i hylsen, som vist på figur 3.2-18.



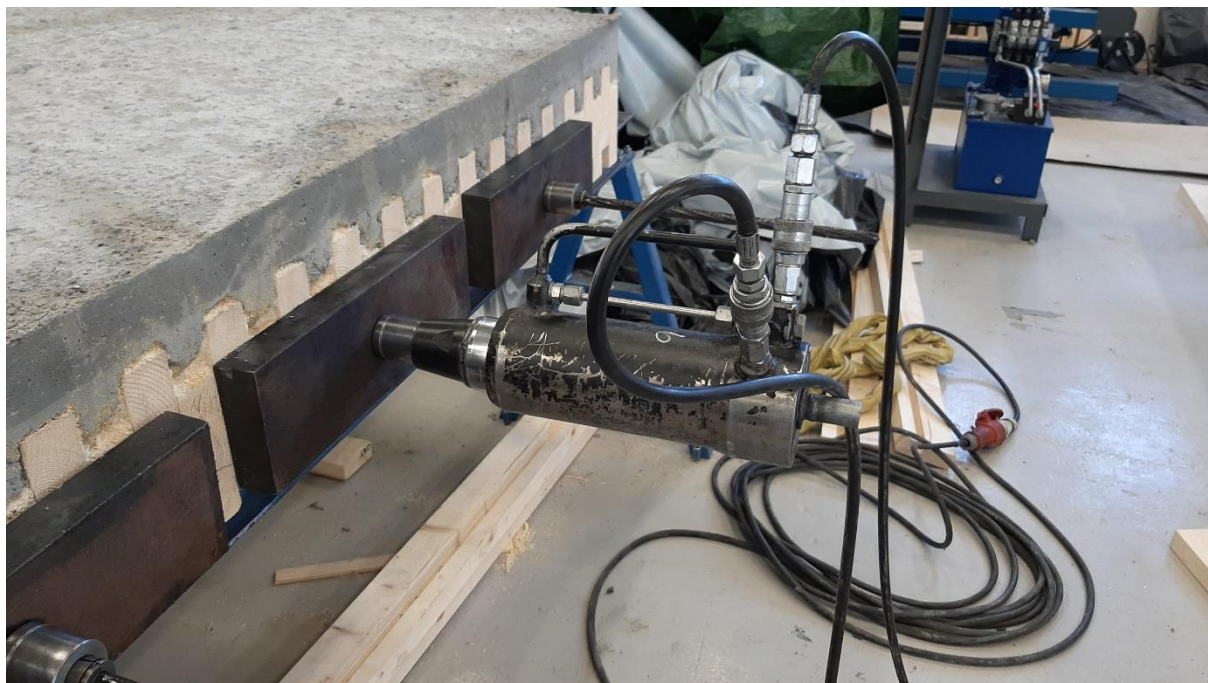
Figur 3.2-18 – Montering av stålplater, hylser og kiler.

Når alt var montert, var det klart for oppspenning. I denne oppgaven skulle hver spennkabel spennes opp med 10 tonn. Trykket ble avlest analogt fra den hydrauliske pumpen som vist på figur 3.2-19.



Figur 3.2-19 – Oppspenningspumpe, analog avlesning av trykk. Maks 479 bar.

Den hydrauliske jekken som ble brukt til oppspenningen, ble ført inn på spennkabelen som vist på figur 3.2-20. Jekken måtte først holdes på plass til den «fikk tak» på spennkabelen. Deretter ble kablene spent opp med valgt trykk.

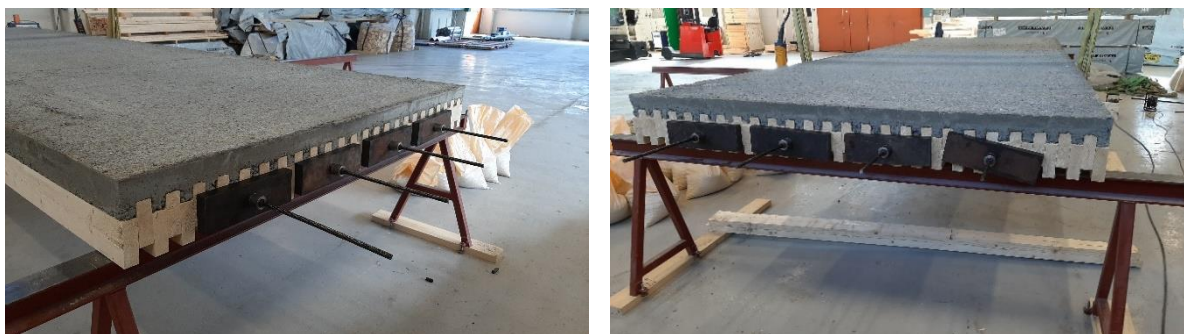


Figur 3.2-20 – Hydraulisk jekk brukt til å spenne opp.

Som nevnt ble hver kabel spent opp til 10 tonn eller 98,05kN. Stempelet på jekken var 46,25 cm². På pumpen kunne en justere maks trykk slik at en ikke spente opp med for stor kraft. Hver spennkabel ble spent opp i 3 omganger.

Først ble det spent opp til ca. 50 % av full last, 105 bar / 48,56 kN. Det andre steget var på ca. 75 % av full last, 160 bar / 74 kN. Til slutt ble det spent opp til 212 bar / 98,05 kN.

Etter oppspenning kan en se at en av stålplatene som skal fordele kraften utover dekket har vridd seg noe under oppspenningen, som vist på figur 3.2-21.



Figur 3.2-21 - Her ser en dekke 2 ferdig oppspent. Noe vridding på platen på motsatt side av der jekken stod.

3.3 Oppspenningssystem

3.3.1 Spennkabler og hylser

I dekkene benyttes CCL sitt «XU unbonded system». Dette systemet er et uforbundet etteroppennings system, med forankringer i hver ende. Hvert dekke har fire spennkabler. Spennkablene som er brukt har dimensjon $\varnothing 15$ mm, og er 7800 mm lange. Det er nødvendig med et 400 mm utstikk til oppspenningsjekk. Kablens dimensjon er valgt ut fra tilgjengelig materiale hos CCL. Spennkablene ligger i en fettet plasthylse med ytre diameter på 20 mm. Hylsen beskytter kabelen, og fettet reduserer friksjon mellom kabel og hylse. Kabelen har en kapasitet på 1860 N/mm^2 , og kan spennes opp til en kraft tilsvarende 80 % av kabelens kapasitet, 223 kN.

Til forankring av spennkablene er det benyttet kilehylser. Kilehysene tres på spennkabelen før oppspenning. Når spennkabelen forsøker å skli ut igjen av kilehylsen, låser kilen spennkabelen fast i hylsen.

3.3.2 Kraftfordelende plater

Stålplatene er dimensjonert for å kunne fordele et 22 tonns trykk fra spennkablene ut i dekkets lameller på en tilfredsstillende måte. Platedimensjonene er optimalisert i mathcad og kontrollert i ANSYS Mechanical APDL. Endeplaten er vist i figur 3.3-1. Utforming av stålplate vises i vedlegg B.



Figur 3.3-1 – Endeplate ført på spennkabel.

Endeplaten er produsert i stål av kvalitet S355. Endeplatens tykkelse ble bestemt til å være 40 mm. Øvrige dimensjoner for endeplaten vises i tabell 3.3-1.

Tabell 3.3-1 – Dimensjoner for endeplate

Platedimensjoner	Verdi (mm)
Høyde	125
Bredde	404
Tykkelse	40

3.4 Opplager

Norsk massivtre har stålbukker som ble brukt som opplager. Under støpingen ble det satt en ekstra bukk på midten for å forhindre nedbøyning i dekket. For alle testene ble dekkene plassert på bukkene med 7 cm overheng.

3.5 Praktiske målinger

3.5.1 Måleutstyr

3.5.1.1 Catman Easy

Til behandlingen av måledata fra akselerometrene og lastceller brukes programvaren catman Easy. Catman Easy leser inn signalet i volt fra akselerometrene og lastcellene, og gir mulighet til å kalibrere og transformere signalet slik at reel akselerasjon og forskyvning kan leses av. Målingsdata kan deretter visualiseres og gjennomgås med catmans databehandlingsverktøy. For å lese av egenfrekvensene brukes «Live FFT» funksjonen i catman Easy. Det ble gjort målinger med 300 Hz samplingsrate.

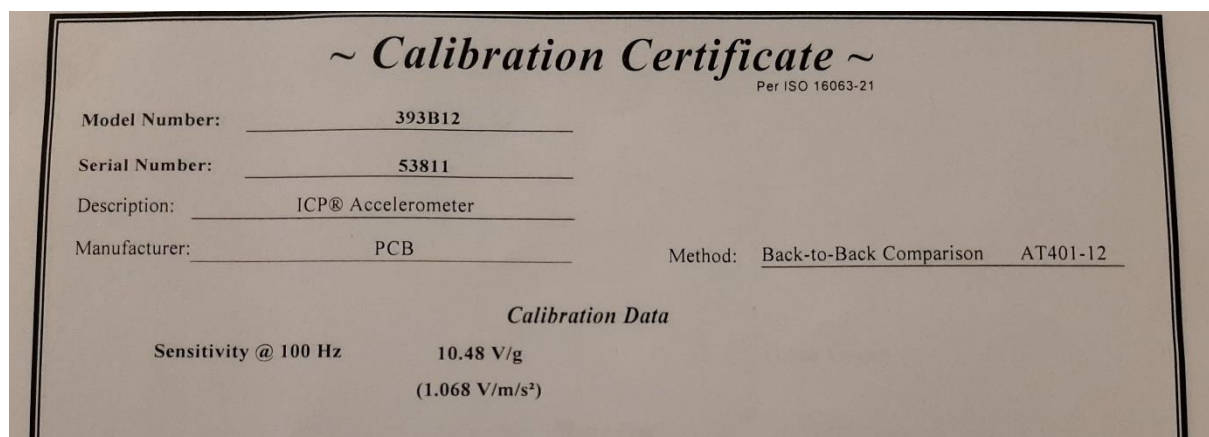
3.5.1.2 Akselerometre

Akselerometrene som brukes i denne oppgaven er fra PCB piezotronics som vist i figur 3.5-1, og måler bare verdier i en akse. Det er derfor viktig at disse akselerometrene står i lodd slik at de kan gjøre mest nøyaktige målinger. Akselerometrene er av typen ICP, som er en betegnelse på sensorer som inneholder innebygd mikroelektronikk. Prinsippet til akselerometrene er piezoelektrisitet, som er at en masse ligger på krystaller som blir elastisk deformert av trykk, og gir da ut et elektrisk signal. Disse akselerometrene gir altså en elektrisk verdi i Volt (V) når de blir utsatt for akselerasjon. Denne verdien sendes til programvaren og kan deretter konverteres til en fysisk verdi, for eksempel m/s^2 (*Introduction to Accelerometers*).



Figur 3.5-1 – Akselerometre.

Hvert akselerometer ble kalibrert etter sensitivitet oppgitt i eget datablad, vist i figur 3.5-2. Verdiene som er gitt for sensitiviteten settes inn i programvaren catman Easy. Det er da verdien for $V/m/s^2$ som brukes.



Figur 3.5-2 – Datablad for et av akselerometrene.

3.5.1.3 Impulshammer

For å påføre dekkene en målbar impuls, brukes det en PCB Piezotronics impulshammer. Hammeren er utstyrt med en lastcelle på hammerhodet, og kraften fra impulsen kan leses av i catman Easy ved hjelp av en faktor som omgjør volt til Newton, N. Hammeren veier 5,5 kg.

3.5.1.4 Nedbøyningsutstyr

For nedbøyningstestene brukes det potensiometre/nedbøyningssensorer for å måle nedbøyningen. Når nedbøyningssensorene beveger seg, sender de en spenning til en HIOKI logger. Spenningen øker med utslaget på sensoren. HIOKI loggeren er programmert til å gjøre spenning om til forskyvning. Loggeren foretar 1 måling i sekundet. Målingene kan leses av direkte fra loggeren, de kan også lagres på et minnekort og behandles i ettertid. Nedbøyningssensoren har en nøyaktighet på 0,01 mm. For nøyaktighet under dette brukes det strekkklapper.

3.5.1.5 Strekkklapper

Strekkklappene brukt i denne oppgaven er koblet i fullbro. Strekkklappene er limt på lasker som vist i figur 3.6-11. Strekkklappene festes med skruer over buttskjøt. Både sensitiviteten til strekkklappene og stålqualiteten på laskene de er montert på er ukjent. Det er derfor viktig å kalibrere strekkklappene på en god måte, som beskrevet i kapittel 3.5.4.

3.5.2 Klargjøring av måleutstyr

Det er særlig viktig å bli godt kjent med måleutstyret før en skal utføre de praktiske målingene på de virkelige dekkene, slik at en har riktig kompetanse for å få ut valide data. Det ble derfor brukt mye tid for å gjøre seg kjent med testutstyret, og gjøre tester på et vilkårlig element som ble brukt som dekke (figur 3.5-3). Det ble lært å koble og sette opp akselerometrene, samt bruke programvaren catman Easy for å se og bearbeide utslagene fra testene.



Figur 3.5-3 – Testing av oppsett og resultat av måleutstyr.

3.5.3 Kalibrering av nedbøyningsutstyr

For å kalibrere de fire nedbøyningssensorene, ble det laget en kalibreringsrigg, som vist i figur 3.5-4. HIOKI loggeren mottar en spenning som økes med forskyvningen fra sensorene. HIOKI loggeren programmeres til å gjøre om spenningen til forskyvning. For å få god nøyaktighet på omgjøringen fra volt til millimeter, skrur sensorene og endeplaten fast i et trestykke. Sensoren gis en initialforskyvning mot endeplaten, og spenningen som måles anses for å være kalibreringens nullpunkt. Grunnen for denne initialforskyvningen er at sensorene kan være unøyaktige i enden av målingsområdet. Spenningen gitt ved forskyvningen fra kalibreringsklossene for ti forskjellige forskyvninger leses av loggeren. Det lages en regresjonskurve for punktene i Excel, hvor den inverse av grafens stigningstall er forholdet mellom volt og millimeter. Denne prosedyren gjentas for alle fire sensorene. Nøyaktigheten til alle nedbøyningssensorene er testet til å være 0,01 mm.



Figur 3.5-4 - Kalibreringsrigg for nedbøyningssensorer.

3.5.4 Kalibrering av strekkklapper

Både stålqualiteten til lasken og sensitiviteten til strekkklappene var ukjent. Strekkklappene ble derfor kalibrert for å finne sensitiviteten til hver enkelt strekkklapp, og om de oppførte seg lineært. Dette ble gjort ved å bruke en «Lloyd LR5K Plus». Denne maskinen måler forskyvninger ned til 0,01 mm. Det ble derfor valgt å teste strekkklappene ved å måle forskyvningen og tilhørende kraft. Verdiene fra «Lloyden» ble målt opp mot volten som ble lest av fra forsterkeren til strekkklappene. Hvordan strekkklappene ble festet og displayet til maskinen vises på figur 3.5-5.

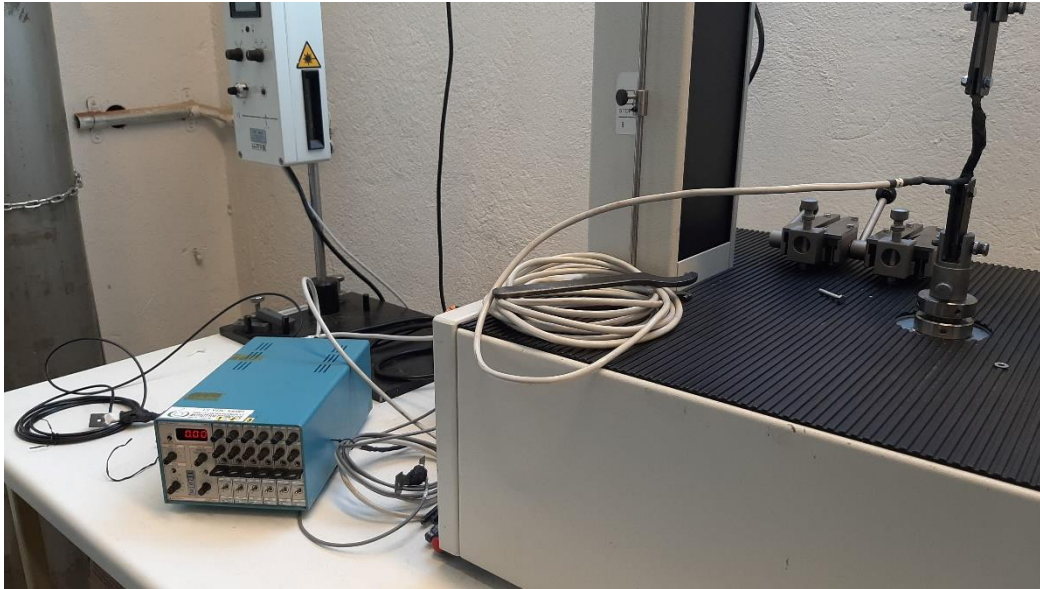


Figur 3.5-5 - Kalibrering av strekkklapper, leser av forskyvning og kraft på displayet til strekkmaskinen.

Hver strekkklapp ble testet for en forskyvning på 0,02, 0,05, 0,08, 0,10, 0,12 og 0,14 mm. Verdien for volt ble notert ned for å se sammenhengen mellom forskyvning og volt. Kraften ble også notert ned for å kunne se sammenhengen mellom volt og Newton. Dette ble gjort to ganger.

Testen ble utført ved å påføre en forskyvning, for deretter å gå tilbake til 0,00 mm forskyvning. Det ble kontrollert at volt-verdien stod på 0 slik at lasken holdt seg innen det elastiske området.

Figur 3.5-6 viser innfestningen av strekklassen i maskinen og forsterkeren til strekklassene. På forsterkeren velger en hvilken kanal som vises, og kan nullstille den. Hver strekklass er oppspent med 1 N før den blir nullstilt slik at den står i spenn.



Figur 3.5-6 – Kalibrering av strekklasser, leser av volt på forsterkeren til strekklassene og setter det opp mot forskyvningen.

3.6 Testoppsett

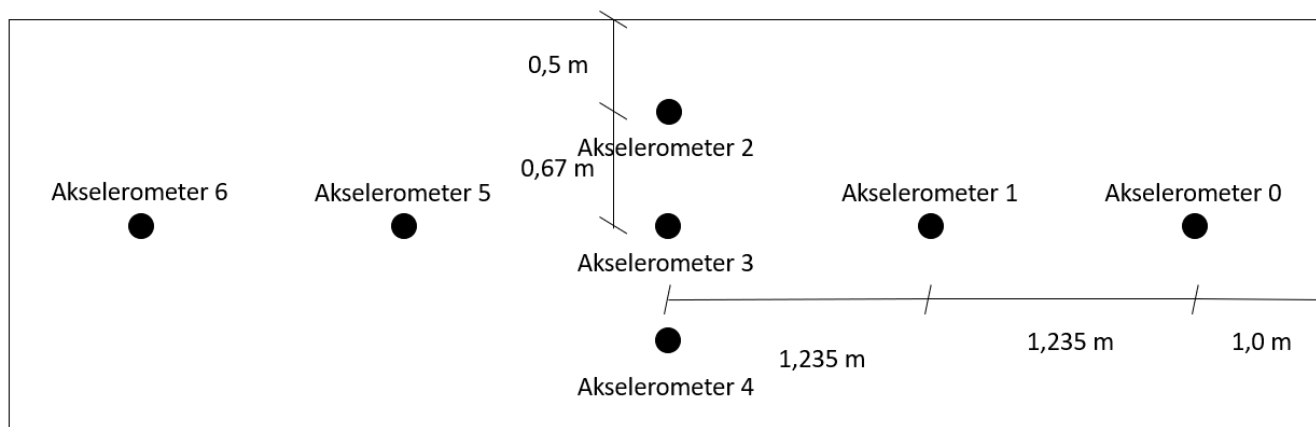
De to dekkene som er bygd, ble testet ved tre forskjellige dekkeoppbygninger; som massivtredekke, samvirkedekke og oppspent samvirkedekke. For å kunne få resultat som er sammenlignbare, er det viktig å ha et standardisert testoppsett som er identisk for alle de tre forskjellige dekkeoppbygningene.

3.6.1 Vibrasjonstester

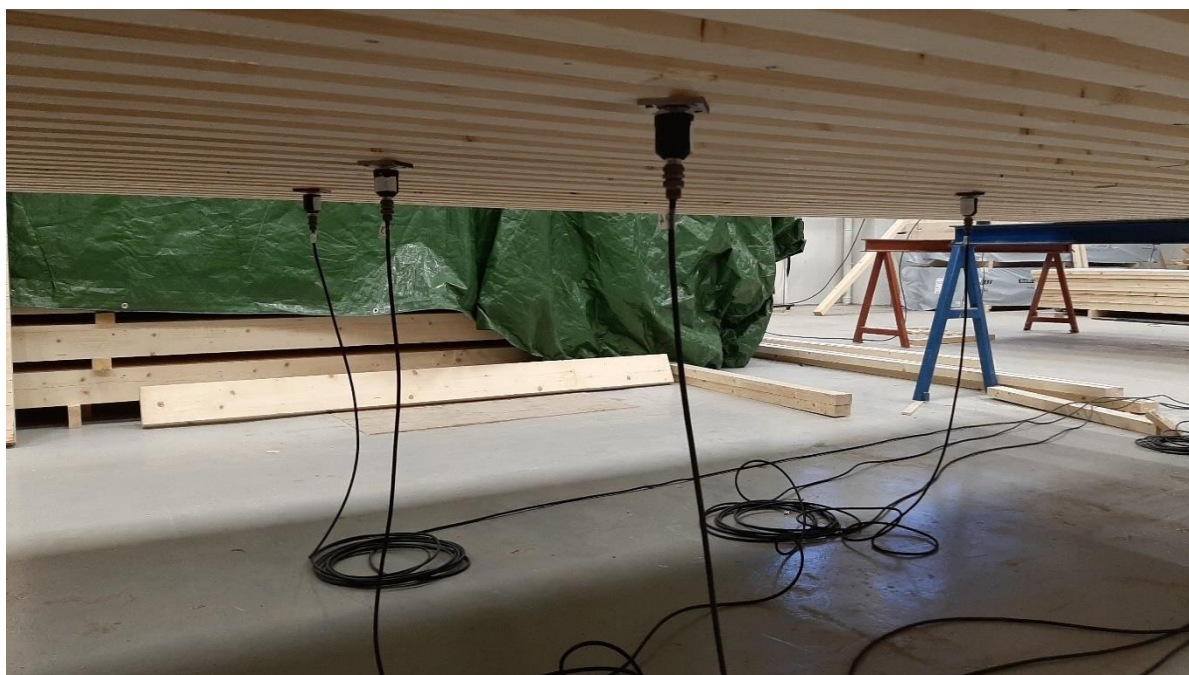
For vibrasjonstestene ble akselerometrene plassert utover dekket som vist på figur 3.6-1.

Akselerometrene ble plassert på undersiden av dekket som vist på figur 3.6-2. Akselerometrene ble plassert med en kantavstand på 1 meter i bæreretningen og 0,5 meter på kortsiden. Akselerometer 3 er utgangspunktet for plasseringen av de resterende, da dette er plassert sentrisk. Ut ifra akselerometer 3, ble det fordelt utover akselerometre som går langs midten av dekket i både lengde- og bredderetning. Plasseringen av akselerometrene er inspirert av Homb (2008), hvor plassering ved L/2, L/3 og L/3 ble anvendt.

Ønskede resultat fra vibrasjonstestene var å få ut egenfrekvensen, akselerasjon, a_{RMS} og dempingen til dekket. For å samle inn data, ble det benyttet to metoder: Gangtest og impulstest.



Figur 3.6-1 - Plassering av akselerometer.



Figur 3.6-2 - Akselerometre festet under dekket.

3.6.1.1 Gangtest

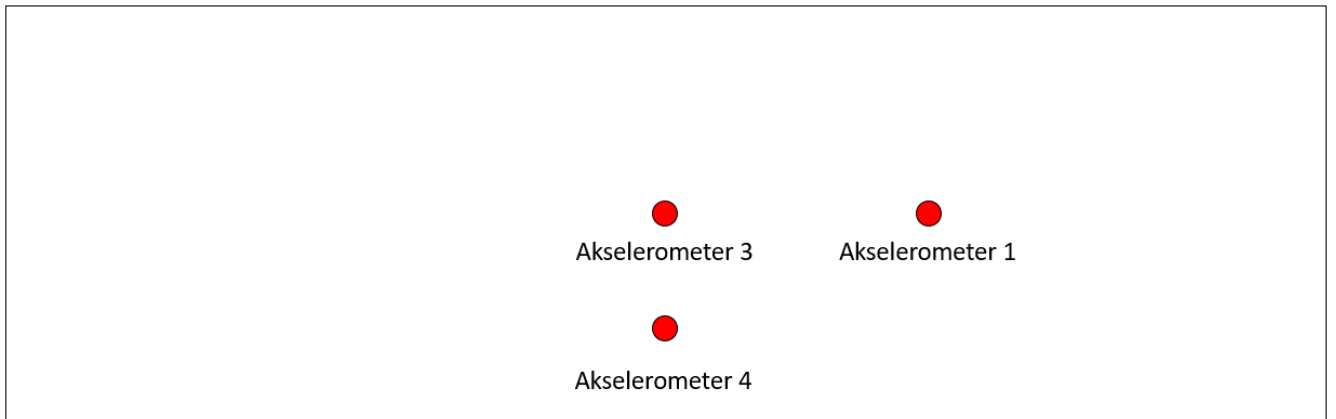
Gangtest ble utført ved at en person gikk på midten av dekket langs bærerretningen. Akselerometrene sender signal til datamaskinen, og catman Easy foretar en «Live Fast Fourier Transformation», Live FFT som gjør at det kan leses av egenfrekvenser under testen. Det ble under testene brukt 2 ulike personer på rundt 100 kg. Det ble gått over dekket 7 ganger, deretter ble det tatt ut laveste egenfrekvens.

I catman Easy kan det maks brukes 3 kanaler/akselerometer for å lage en «Live FFT». Det er akselerometer 3 som vil være det viktigste å ha med siden det er plassert i dekkets senter. Akselerometrene som ble brukt for «Live FFT» var nr. 1, 3 og 5. Alle målingene lagres slik at en kan behandle data i etterkant eller gå inn på alle akselerometrene og ta ut akselerasjonen i forhold til tiden.

3.6.1.2 Impulstest

Impulstestene ble gjennomført ved bruk av en hammer med lastcelle og gummitupp. Hammeren ble sluppet lett ned på dekket, rett over det aktuelle akselerometeret. Metoden for impulstesten i denne oppgaven er inspirert av metoden til Homb (2008). For å få tilstrekkelig verifiserbare måledata, ble hver måling repetert 3 ganger. Det er viktig å gi en liten impuls når akselerometeret som skal eksiteres ligger rett under der impulsen blir gitt. Impulshammeren ble sluppet lett ned på dekkene, for å unngå utslag større enn akselerometrenes virkeområde.

Figur 3.6-3 viser plasseringen på dekket der impulsen ble gitt. Plasseringen til impulsene er rett over de respektive akselerometrene, som er festet under dekket. Dataen fra testene ble deretter tatt ut fra «Live FFT» funksjonen i catman Easy.



Figur 3.6-3 - Akselerometer brukt under impulstest og rød runding angir hvor impulsen blir gitt.

3.6.2 Nedbøyning

3.6.2.1 Nedbøyning fra egenvekt

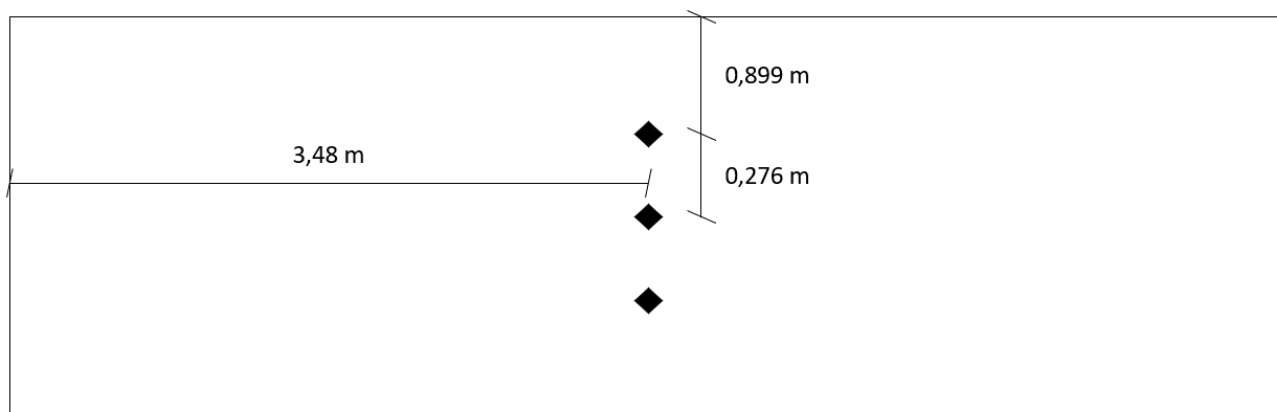
For å måle nedbøyningen av dekket fra egenvekten, ble det brukt laser. Utstyret for å måle denne nedbøyningen var ikke tilgjengelig under testene av massivtredekkene. Laseren ble stilt opp, og et metermål ble holdt til underkanten av dekket. Laseren ble justert til den treffer samme punkt på metermålet på begge sider av dekket, som vist på figur 3.6-4. Deretter ble det foretatt en måling på midten av dekket, og differansen på målingene fra kanten og midten av dekket gav nedbøyningen, eventuelt overhøyden.



Figur 3.6-4 – Måling av nedbøyning fra egenvekt.

3.6.2.2 Nedbøyningstester

For nedbøyningstestene ble det plassert ut tre nedbøyningssensorer på midten av dekket. Den ene stod sentrisk. De to andre stod også midt på dekket i lengderetningen, men forskjøvet 276 mm ut mot kantene, som vist i figur 3.6-5.



Figur 3.6-5 - Plassering av nedbøyningssensorer.

For nedbøyningstestene ble det plassert utover potetsekker fylt med 25 kg singel, som vist på figur 3.6-6. Nøyaktigheten på sekkene ble satt til 0,05 kg.

Det ble målt nedbøyning for tre tilfeller:

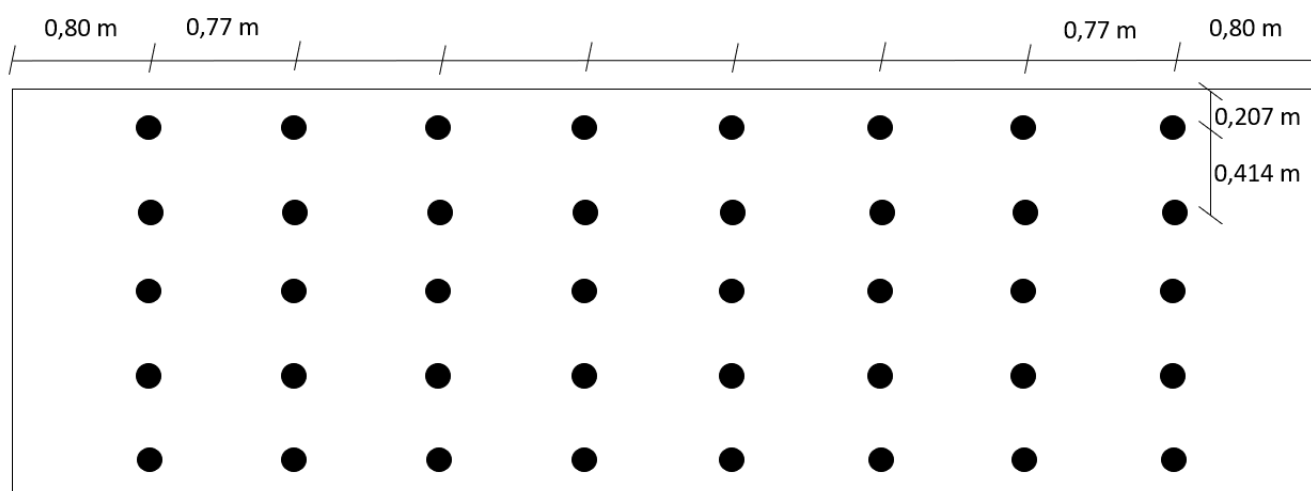
- Full last (1000 kg) med et lastmønster som vist på figur 3.6-7.
- Halv last (500 kg) med et lastmønster som vist på figur 3.6-9.
- Punktlast (100 kg) med plassering som vist på figur 3.6-10.

Verdiene for posisjonen til nedbøyningssensorene ble notert før lasten ble påført, når lasten var påført og etter lasten ble fjernet.



Figur 3.6-6 - Sekker fylt med singel for nedbøyningstest.

For lasttilfellet med full last ble det, som vist på figur 3.6-8, lagt 40 sekker på 25 kg utover dekket.

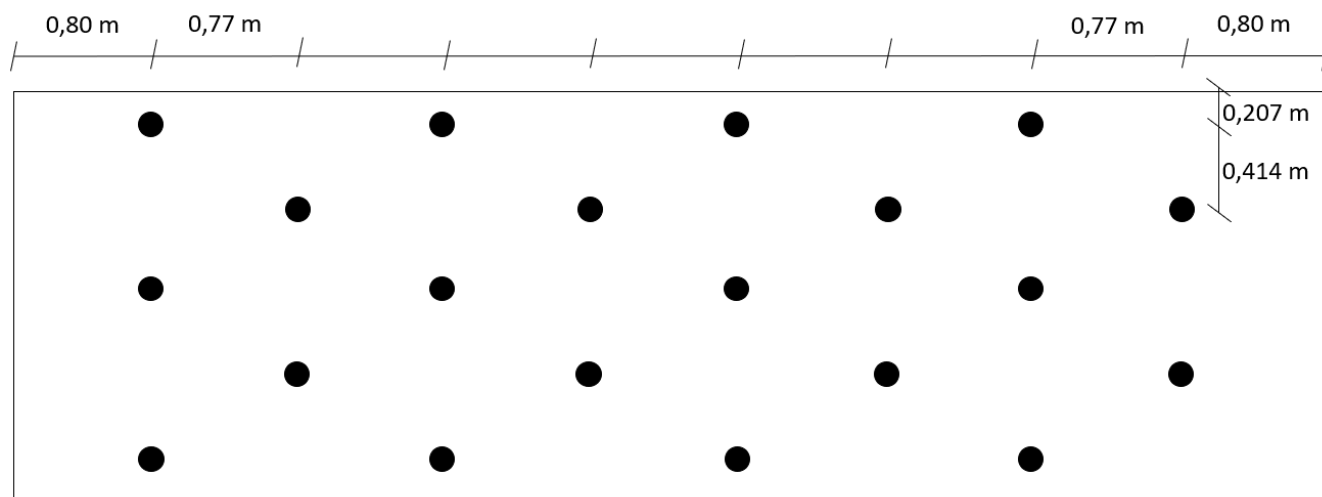


Figur 3.6-7 – Hver svart prikk angir plassering av 25kg sekker for jevnt fordelt last-testen.



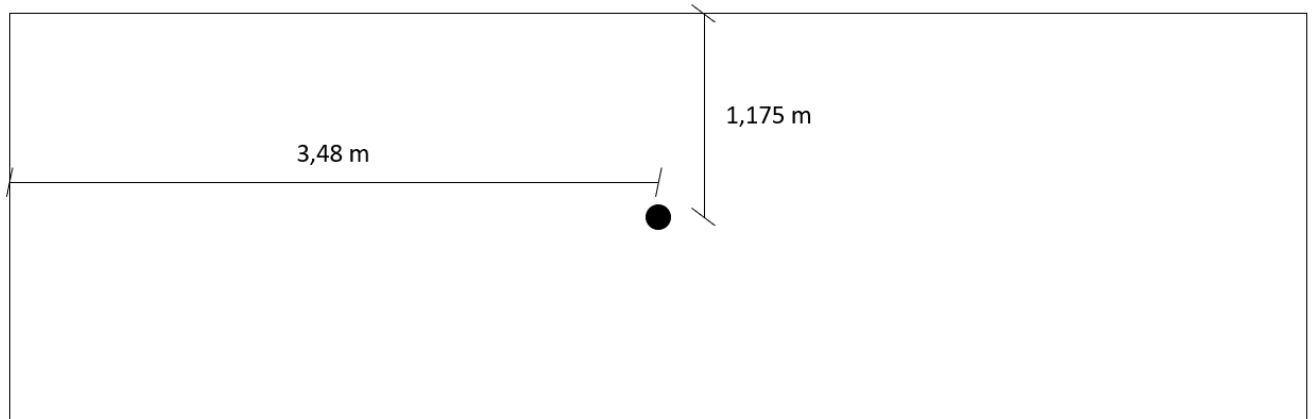
Figur 3.6-8 - Full last på massivtredekke 2.

For lasttilfellet med halv last ble det, som vist på figur 3.6-9, lagt 20 sekker på 25 kg utover dekket. Siden det skal fordeles utover og lastmønsteret ble fordelt slik at det var 8 sekker på hvert element i massivtredekket, ble det annenhver tre og to sekker i bredden.



Figur 3.6-9 - Hver svart prikk angir plassering av 25kg sekker for jevnt fordelt last-testen med halv last.

Plasseringen for punktlasten på 100 kg \approx 1 kN er vist på figur 3.6-10. Lasten ble plassert sentrisk på dekket.



Figur 3.6-10 – Svart prikk angir plassering av 1kN punktlast for punktlasttesten.

3.6.3 Buttskjøttest

Med samme lastmønster som beskrevet i kapittel 3.6.2, ble det også utført målinger for å se hvordan lasten skapte forskyvning i buttskjøtene.

For massivtredekket ble det brukt én nedbøyingssensor for å måle bevegelsene i buttskjøtene. For testene på samvirkedekken og de oppspente dekkene ble det brukt strekkklapper, som vist på figur 3.6-11, i tillegg til en nedbøyingssensor.



Figur 3.6-11 – Strekkklapp montert over en buttskjøt på samvirkedekket.

Plasseringen der strekkklappene og nedbøyningssensorene ble montert på dekkene er vist på figur 3.6-12. Strekkklappene og nedbøyningssensorene ble montert på det midterste elementet i dekkene. De ble plassert på buttskjøter lengst ifra opplegg, hvor lamellene utsettes for mest moment.

2,20 m		1	4,80 m
	4,80 m	2	2,20 m
2,50 m	◆ Nedbøyningssensor	3	4,50 m
	4,50 m	4	2,50 m
2,20 m		5	4,80 m
	4,80 m	6	2,20 m
2,50 m	◆ Strekkklapp	7	4,50 m
	4,50 m	8	2,50 m
2,20 m		9	4,80 m

Figur 3.6-12 – Plassering av strekkklapp. Elementet i midten av dekket.

Strekkklappene virker svært sensitive i det kalibrerte området mellom 0 og 0,14 mm. Ved å bruke både strekkklapper og nedbøyningssensor, kan resultatene sammenlignes.

3.7 Dempingsrate

Dekkenes dempingsrate kalkuleres ved å anvende det logaritmiske dekrement, som er beskrevet i kapittel 2.10.9, på grafene for akselerasjon samlet inn ved impulstestene beskrevet i kapittel 3.6.1.2. Dempingsraten ble kalkulert for hver enkelt impulstest. Det ble videre tatt et gjennomsnitt av de kalkulerte verdiene for hvert enkelt dekke, som massivtredekke, med betongpåstøp og med betongpåstøp og oppspenning. Eksempel på datauttak ved bruk av det logaritmiske dekrement er vist i vedlegg A3.

3.8 Målt bøyestivhet

Den faktiske bøyestivheten til dekkene blir beregnet ut ifra nedbøyningresultatene fra den jevnt fordelte last-testen. Formel 2.12-2 gir maks nedbøyning for en jevnt fordelt last. Nedbøyningen er avhengig av bøyestivheten, og en kan snu om formelen for å få en ligning for bøyestivheten som gitt i formel 3.8-1. Denne formelen benyttes for å beregne den faktiske bøyestivheten til dekkene.

$$EI = \frac{5ql^4}{384\delta}$$

Formel 3.8-1 – Formel for bøyestivheten av et dekke.

3.9 Målt samvirke

Dekkenes samvirke beregnes ved å anvende formel 2.5-1. For D_I brukes nedbøyning målt under praktisk testing for dekke 1 og dekke 2. D_C og D_N beregnes på bakgrunn av målt bøyestivhet fra massivtredekke 1 og massivtredekke 2, hvor bøyestivhet fra betong med fullt samvirke og intet samvirke legges til. Beregningen vises i vedlegg B.

4 Resultat

Det er to testobjekt i denne oppgaven som blir omtalt som «dekke 1» og «dekke 2». De to dekkene er laget for å være mest mulig identiske. Håndberegning- og FEM analyseresultatene inneholder beregninger for ett dekke ettersom de skal være identiske. I resultatet fra de praktiske testene vil det skilles mellom «dekke 1» og «dekke 2». De to dekkene blir testet for tre forskjellige dekkeoppbygninger: Massivtredekke, samvirkedekke og oppspent dekke.

4.1 Håndberegninger

4.1.1 Nedbøyningsanalyse

Nedbøyningsanalysen deles inn i to deler for håndberegningene: 1 kN punktlast plassert på midten av dekkene og jevnt fordelt last.

4.1.1.1 1 kN punktlast

Tabell 4.1-1 viser den utregnede nedbøyningen fra 1 kN punktlast for de tre ulike dekkeoppbygningene. For samvirkedekket og det oppspente dekket brukes det den samme teoretiske bøyestivheten.

Tabell 4.1-1 - Resultat fra håndberegninger for 1 kN punktlast.

Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)
1,05	0,148	0,148

4.1.1.2 Jevnt fordelt last

Tabell 4.1-2 viser den utregnede nedbøyningen fra jevnt fordelt last for de tre ulike dekkeoppbygningene. For samvirkedekket og det oppspente dekket brukes det den samme teoretiske bøyestivheten.

Tabell 4.1-2 - Resultat fra håndberegninger for jevnt fordelt last.

Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)
6,562	0,927	0,927

4.1.2 Vibrasjoner

Vibrasjonsanalysen deles inn i to ulike deler for håndberegningene, utregning etter Eurokode 5 og etter utkast til ny Eurokode 5.

4.1.2.1 Utregning etter Eurokode 5

Tabell 4.1-3 viser utviklingen i egenfrekvensen til dekket i de forskjellige oppbygningene, beregnet etter Eurokode 5. Det brukes samme verdier i utregningene for samvirkedekket og det oppspente dekket.

Tabell 4.1-3 – Egenfrekvenser gitt av håndberegninger etter Eurokode 5.

	Massivtredekke (Hz)	Samvirkedekke (Hz)	Oppspent dekke (Hz)
Egenfrekvens	7,348	7,554	7,554

4.1.2.2 Utregning etter utkast til ny Eurokode 5

Tabell 4.1-4 viser utviklingen i egenfrekvensen til dekket i de forskjellige oppbygningene, beregnet etter utkastet til ny Eurokode 5. Det brukes samme verdier i utregningene for samvirkedekket og det oppspente dekket.

Tabell 4.1-4 - Resultat håndberegninger etter utkast til ny Eurokode 5.

	Massivtredekke (Hz)	Samvirkedekke (Hz)	Oppspent dekke (Hz)
Egenfrekvens	7,451	8,269	8,269

4.2 FEM analyse

4.2.1 Nedbøyningsanalyse

Nedbøyningsanalysen deles inn i to deler for FEM analysen: 1 kN punktlast plassert på midten av dekkene og jevnt fordelt last.

4.2.1.1 1 kN punktlast

Tabell 4.2-1 viser resultatet for nedbøyningsanalysen av 1 kN punktlast i ANSYS Workbench. Analysen viser at nedbøyningen som følge av 1kN punktlast får en reduksjon hos samvirkedecket, og reduseres ytterligere etter oppspenning.

Tabell 4.2-1 - Resultat fra nedbøyningsanalyse 1kN punktlast i ANSYS Workbench.

Nedbøyning	Massivtredekke (mm)	Samvirkedecke (mm)	Oppspent dekke (mm)
Egenvekt	7,13	9,88	0,691
Egenvekt + 1kN	8,56	10,227	0,957
Differanse	1,43	0,347	0,266

4.2.1.2 Jevnt fordelt last

Tabell 4.2-2 viser resultatene for nedbøyningsanalyse med jevnt fordelt last i ANSYS Workbench. Analysen viser reduksjon av nedbøyning for samvirkedecket, og ytterligere reduksjon i nedbøyning etter oppspenning.

Tabell 4.2-2 - Resultat fra nedbøyningsanalyse jevnt fordelt last i ANSYS Workbench.

Nedbøyning	Massivtredekke (mm)	Samvirkedecke (mm)	Oppspent dekke (mm)
Egenvekt	7,13	9,88	1,76
Egenvekt + flatelast	16	11,96	2,61
Differanse	8,87	2,08	0,85

4.2.2 Vibrasjonsanalyse

4.2.2.1 Egenfrekvens

Tabell 4.2-3 viser resultatene for modalanalyse i ANSYS Workbench. Analysen gir en reduksjon i egenfrekvens for samvirkedecket. Frekvensen faller ytterligere etter oppspenning.

Tabell 4.2-3 - Resultat modalanalyse FEM modeller.

	Massivtredekke (Hz)	Samvirkedecke (Hz)	Oppspent dekke (Hz)
Egenfrekvens	7,13	5,69	5,63

4.3 Praktiske nedbøyningstester

Resultatene for de praktiske nedbøyningstestene deles inn i flere deler: Initialnedbøyning, 1 kN punktlast, jevnt fordelt last, bevegelsene i buttskjøtene og bøyestivheten til dekkene for de forskjellige dekkeoppbygningene.

4.3.1 Nedbøyningstester

Tabell 4.3-1 viser dekkenes målte initialnedbøyning som følge av egenvekt for dekkene i de ulike konfigurasjonene. Fra tabellen kan en se at oppspenningen medførte 1 mm overhøyde for dekke 1, som er en reduksjon på 6 mm fra samvirkedekket. For dekke 2 ble nedbøyningen fra egenvekten redusert med 2 mm.

Tabell 4.3-1 - Dekkenes initialnedbøyning som følge av egenvekt.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)
1	Ikke målt	5	-1
2	Ikke målt	9	7

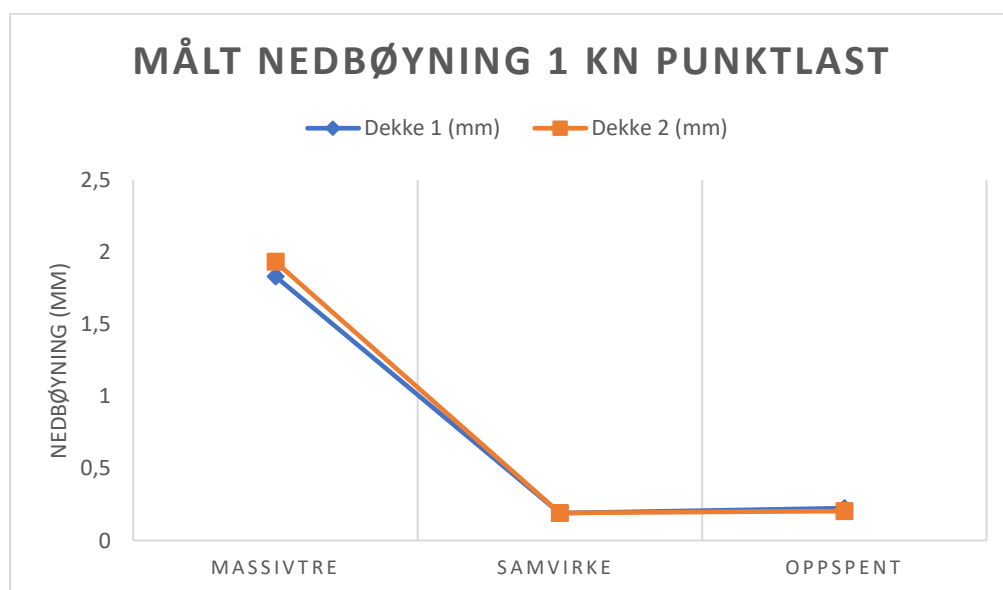
4.3.1.1 1 kN punktlast

Tabell 4.3-2 viser resultatene for 1 kN punktlasttestene for de ulike dekkeoppbygningene.

Tabell 4.3-2 - Resultat dekke 1 og 2 for 1 kN punktlast.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)
1	1,83	0,19	0,22
2	1,93	0,19	0,20

Figur 4.3-1 viser utviklingen i nedbøyningen for 1kN punktlasttestene for de ulike dekkeoppbygningene.



Figur 4.3-1 -Utvikling for nedbøyningstester for 1kN punktlast.

4.3.1.2 Jevnt fordelt last

Tabell 4.3-3 viser resultatene for testene med halv jevnt fordelt last.

Tabell 4.3-3 - Resultat dekke 1 og 2 for halv jevnt fordelt last.

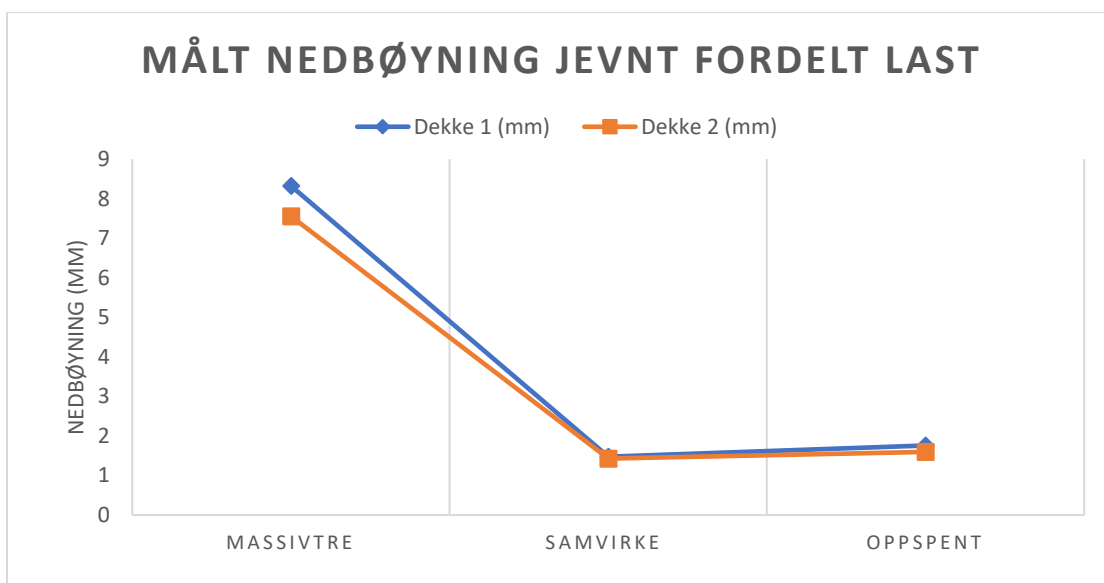
	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)
1	4,39	0,53	0,81
2	4,09	0,39	0,73

Tabell 4.3-4 viser resultatene for testene med full jevnt fordelt last.

Tabell 4.3-4 - Resultat dekke 1 og 2 for full jevnt fordelt last.

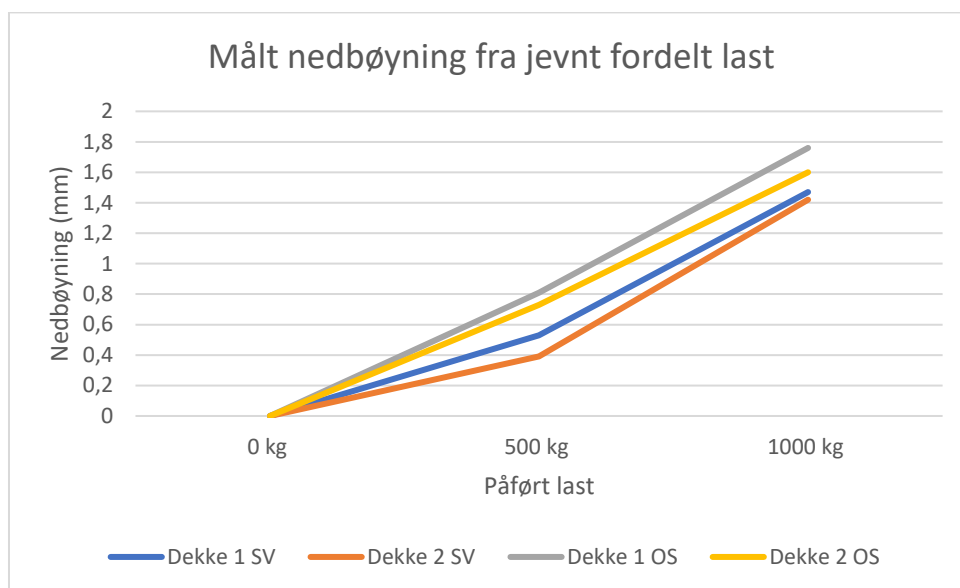
	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)	Nedbøyning (mm)
1	8,32	1,47	1,76
2	7,55	1,42	1,60

Fra figur 4.3-2 kan en se utviklingen av nedbøyningen fra den jevnt fordelte lasten for de ulike dekkeoppbygningene.



Figur 4.3-2 - Utvikling for nedbøyningstester med jevnt fordelt last.

Figur 4.3-3 Viser målt nedbøyning for samvirkedekkene og de oppspente dekkene under jevnt fordelt last.



Figur 4.3-3 - Målt nedbøyning fra jevnt fordelt last for samvirkedekkene og de oppspente dekkene.

4.3.2 Buttskjøt

Målingene som ble foretatt på buttskjøtene ble målt på to forskjellige metoder. For alle tilfellene ble det benyttet en nedbøyningssensor på samme buttskjøt. I tillegg til dette ble det benyttet strekkklapper for samvirkedekket og det oppspente dekket.

4.3.2.1 1 kN punktlast

Tabell 4.3-5 viser målinger fra strekkklapper plassert på buttskjøter under 1kN punktlast.

Tabell 4.3-5 - Målinger fra strekkklapper plassert på buttskjøter under 1kN punktlast.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Volt	Volt	Volt
1	Ikke målt	0,09	0,01
2	Ikke målt	0,12	0,05

Tabell 4.3-6 viser forskyvningen under 1 kN punktlast, målt med en nedbøyningssensor. Her blir bare resultat fra massivtredekke presentert. For samvirkedekket og det oppspente dekket ble målingene utenfor kalibreringsområdet til sensoren.

Tabell 4.3-6 - Forskyvning i buttskjøter under 1 kN punktlast, målt med en nedbøyningssensor.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	mm	mm	mm
1	0,04	Ikke målbart	Ikke målbart
2	0,02	Ikke målbart	Ikke målbart

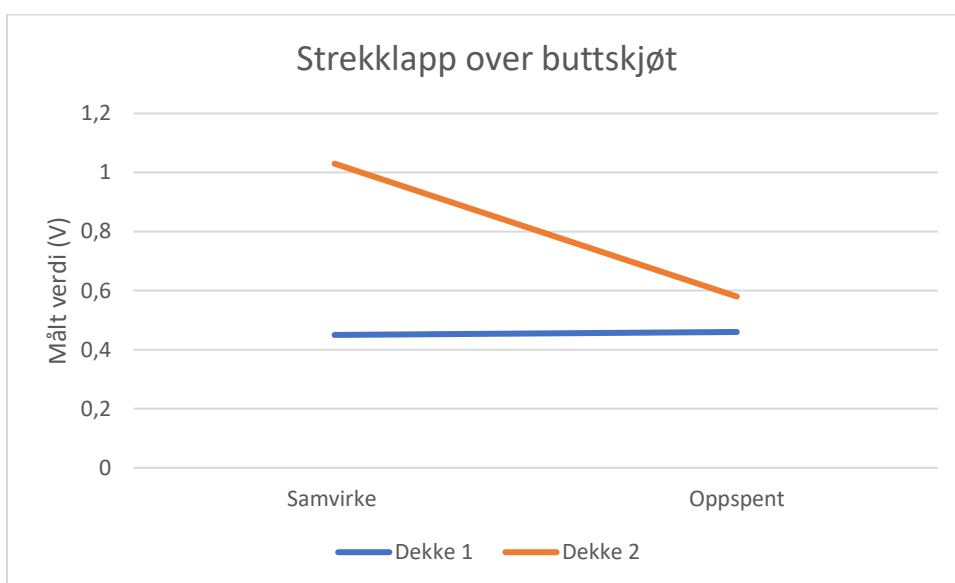
4.3.2.2 Jevnt fordelt last

Tabell 4.3-7 viser målinger fra strekkklapper plassert på buttskjøter under jevnt fordelt last.

Tabell 4.3-7 - Verdier fra strekkklapper på buttskjøter under jevnt fordelt last.

Dekkenummer:	Massivtredekke Volt	Samvirkedekke Volt	Oppspent dekke Volt
1	Ikke målt	0,45	0,46
2	Ikke målt	1,03	0,58

Figur 4.3-4 viser utviklingen for verdiene målt med strekkklapper over buttskjøtene under jevnt fordelt last.



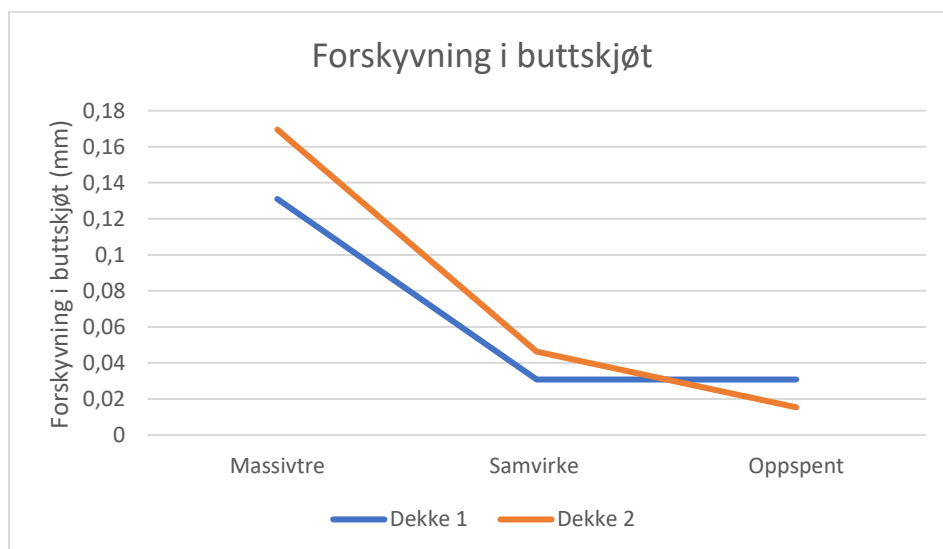
Figur 4.3-4 - Utvikling for verdier målt med strekkklapper over buttskjøtene.

Tabell 4.3-8 viser forskyvning i buttskjøter under jevnt fordelt last målt med en nedbøyningssensor.

Tabell 4.3-8 - Forskyvning i buttskjøter under jevnt fordelt last målt med en nedbøyningssensor.

Dekkenummer:	Massivtredekke mm	Samvirkedekke mm	Oppspent dekke mm
1	0,13	0,03	0,03
2	0,16	0,04	0,01

Figur 4.3-5 viser utviklingen i forskyvningene i buttskjøtene målt med en nedbøyningssensor i dekke 1 og dekke 2 under jevnt fordelt last.



Figur 4.3-5 - Utvikling av forskyvningen målt med en nedbøyningsensor ved buttskjøtene for dekke 1 og dekke 2 under jevnt fordelt last

4.3.3 Bøyestivhet

Tabell 4.3-9,10 og 11 viser dekkenes teoretiske bøyestivhet og dekkenes målte bøyestivhet.

Tabell 4.3-9 - Massivtredekkenes teoretiske bøyestivhet, redusert bøyestivhet etter teknisk godkjenning (TG) og målt bøyestivhet.

Dekkenummer:	Massivtredekke		
	Teoretisk bøyestivhet (Nmm ²)	Bøyestivhet etter TG (Nmm ²)	Målt bøyestivhet (Nmm ²)
1	9,132e12	6,561e12	5,173e12
2	9,132e12	6,561e12	5,702e12

For tabell 4.3-10 og 11 er den teoretiske bøyestivheten utregnet med en gammafaktor lik 1, som tilsvarer fullt samvirke.

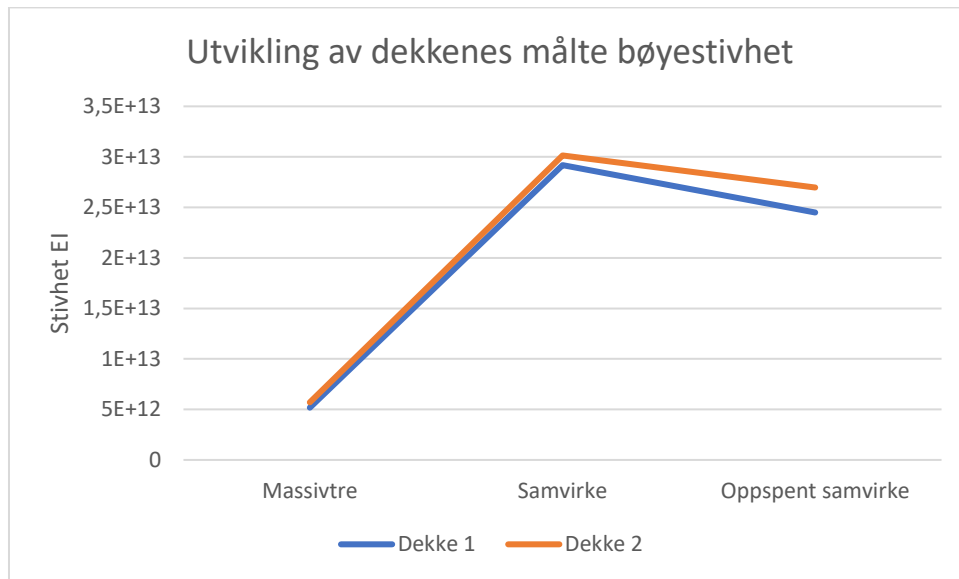
Tabell 4.3-10 - Samvirkedekketts teoretiske bøyestivhet og målte bøyestivhet.

Dekkenummer:	Samvirkedekke	
	Teoretisk bøyestivhet (Nmm ²)	Målt bøyestivhet (Nmm ²)
1	4.643e13	2,918e13
2	4.643e13	3,014e13

Tabell 4.3-11 – Det oppspente dekkets teoretiske bøyestivhet og målte bøyestivhet.

Dekkenummer:	Oppspent dekke	
	Teoretisk bøyestivhet (Nmm ²)	Målt bøyestivhet (Nmm ²)
1	4.643e13	2,448e13
2	4.643e13	2,695e13

Figur 4.3-6 viser utviklingen av den målte bøystivheten for dekkene som massivtredekker, samvirkedekker og oppspente samvirkedekker.



Figur 4.3-6 - Utvikling av dekkenes målte bøystivhet.

4.4 Praktiske vibrasjonstester

Resultatene fra de praktiske vibrasjonstestene deles inn i ulike deler: Dempingsrate, egenfrekvens og akselerasjon.

4.4.1 Dempingsrate

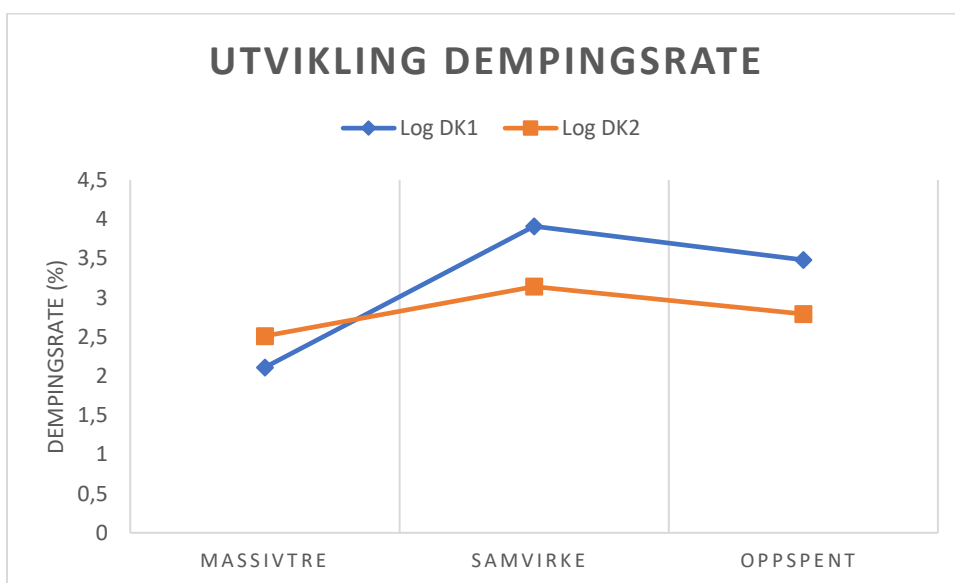
Dempingsraten er kalkulert ved hjelp av det logaritmiske dekrement fra data samlet inn fra impulstester.

Tabell 4.4-1 viser dempingsratene for dekke 1 og dekke 2.

Tabell 4.4-1 – Dempingsrate kalkulert med det logaritmiske dekrement for impulstest.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Dempingsrate (%)	Dempingsrate (%)	Dempingsrate (%)
1	2,11	3,91	3,48
2	2,51	3,14	2,79

Figur 4.4-1 viser utviklingen for kalkulert dempingsrate til dekke 1 og dekke 2.



Figur 4.4-1 - Utvikling av dempingsrate til dekke 1 og dekke 2 for logaritmiske dekrement.

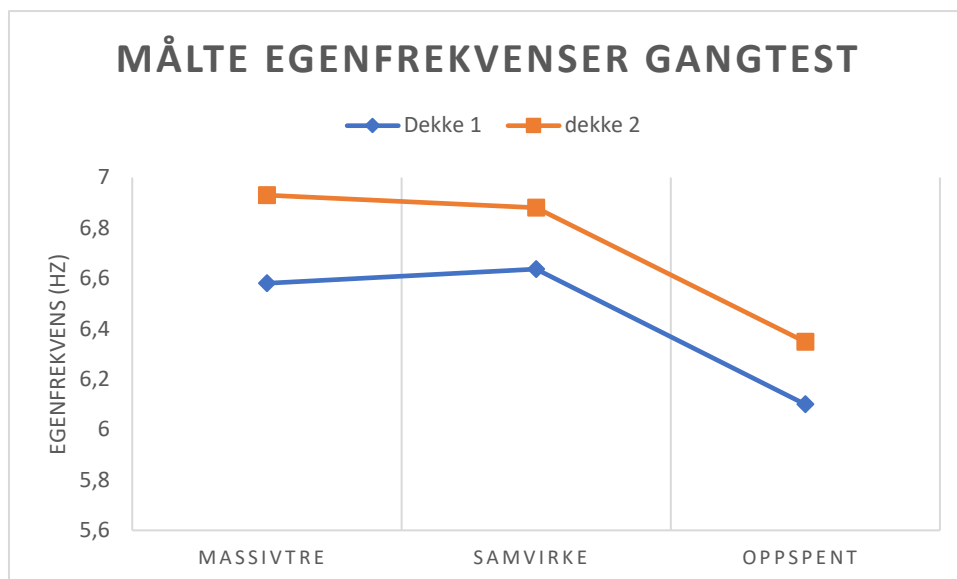
4.4.2 Egenfrekvens

Tabell 4.4-2 viser målt egenfrekvens for dekke 1 og 2 under gangtest.

Tabell 4.4-2 – Egenfrekvens fra gangtest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	Egenfrekvens (Hz)	Egenfrekvens (Hz)	Egenfrekvens (Hz)
1	6,58	6,63	6,1
2	6,93	6,88	6,34

Figur 4.4-2 viser utviklingen av målt egenfrekvens fra gangtest for de ulike dekkeoppbygningene.



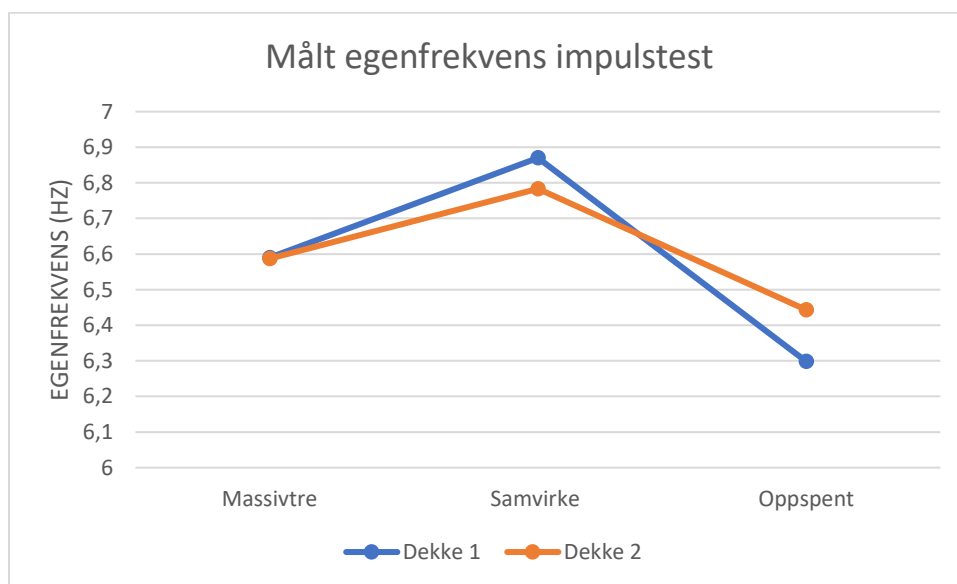
Figur 4.4-2 - Utvikling av egenfrekvens til dekke 1 og dekke 2 målt fra gangtest.

Tabell 4.4-3 viser målt egenfrekvens for dekke 1 og 2 under impulstest.

Tabell 4.4-3 – Egenfrekvens (første svingeform) fra impulstest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.

Dekkenummer:	Massivtredekke Egenfrekvens (Hz)	Samvirkedekke Egenfrekvens (Hz)	Oppspent dekke Egenfrekvens (Hz)
1	6,59	6,87	6,30
2	6,66	6,78	6,44

Figur 4.4-3 viser utviklingen av målt egenfrekvens for impulstester av massivtredekkene, samvirkedekkene og de oppspente dekkene.



Figur 4.4-3 - Utvikling av målt egenfrekvens ved impulstest.

4.4.3 Akselerasjon

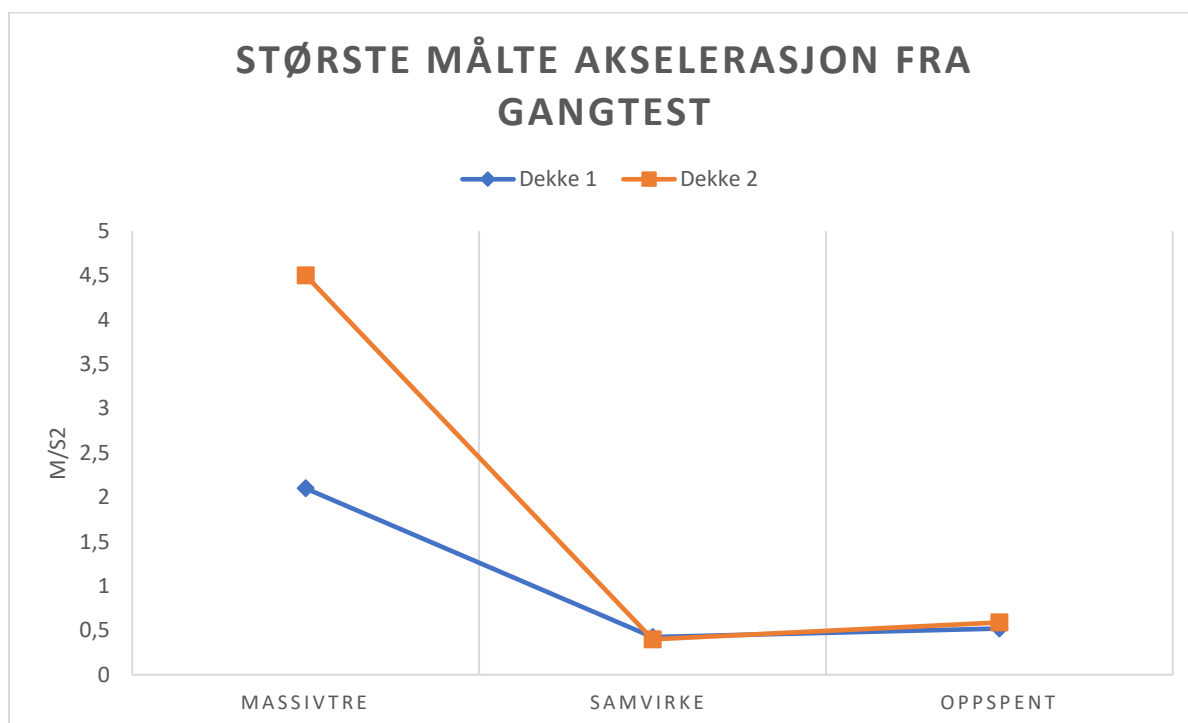
For akselerasjonsresultatene vises både resultater for den høyeste målte akselerasjonen fra gangtest og a_{rms} fra både gangtest og impulstest.

Tabell 4.4-4 viser høyeste målte akselerasjon under gangtest.

Tabell 4.4-4 – Høyeste målte akselerasjon under gangtest.

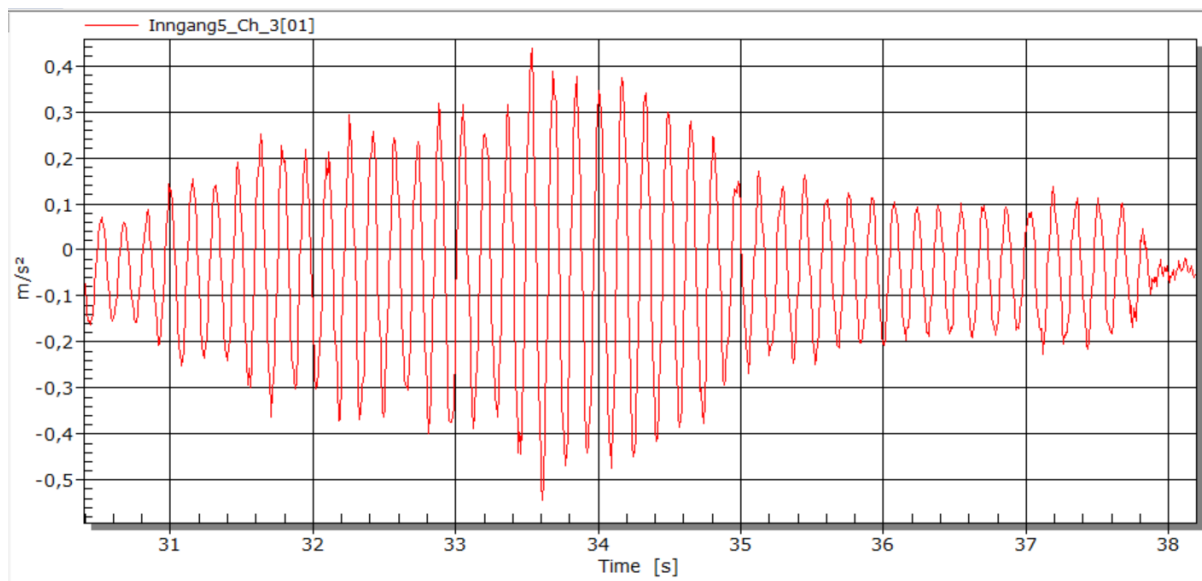
	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekke nummer	A (m/s^2)	A (m/s^2)	A (m/s^2)
1	2,1	0,425	0,52
2	4,5	0,40	0,59

Figur 4.4-4 illustrerer utviklingen av største målte akselerasjon under gangtestene.



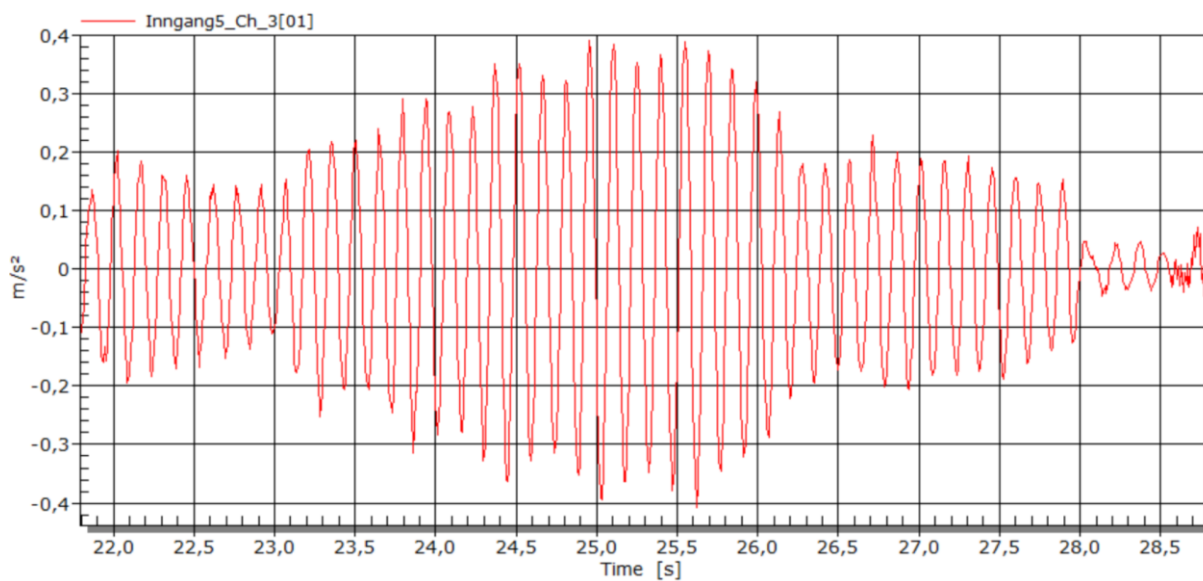
Figur 4.4-4 - Utvikling av største målte akselerasjon under gangtest.

Figur 4.4-5 viser største akselerasjon under gangtest for oppspent dekke 1.



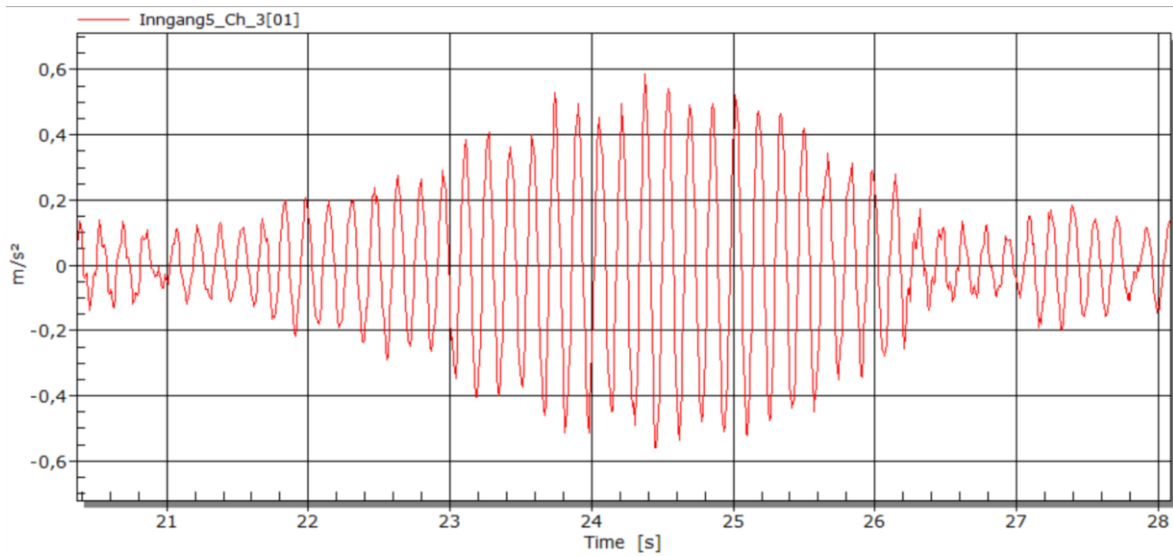
Figur 4.4-5 - Største akselerasjon for oppspent dekke 1.

Figur 4.4-6 viser største akselerasjon under gangtest for samvirkedekke 2.



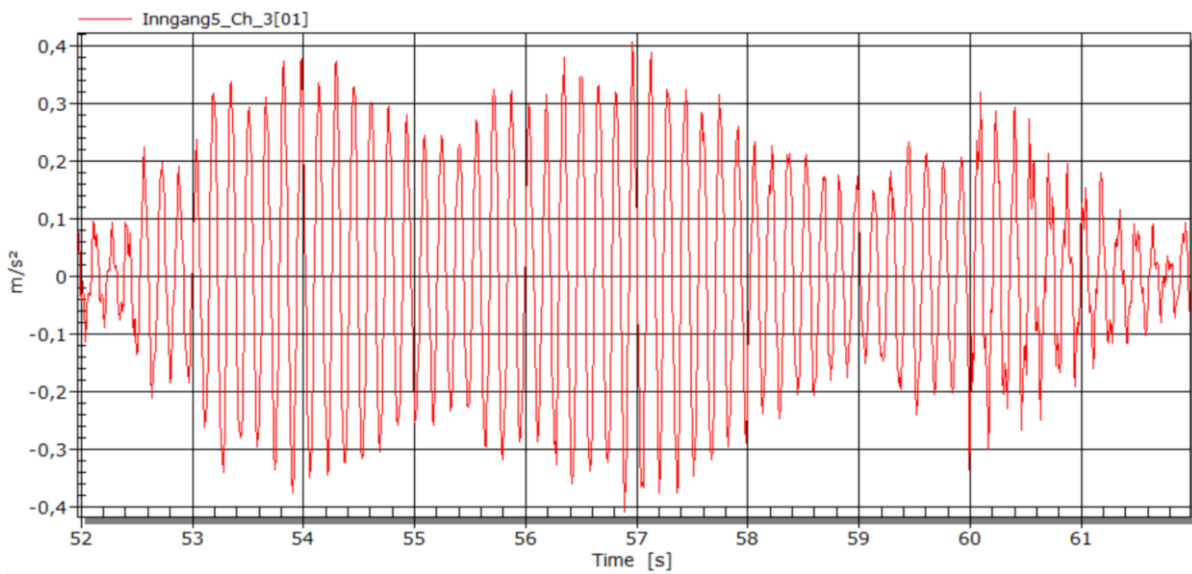
Figur 4.4-6 - Største akselerasjon samvirkedekke 2.

Figur 4.4-7 viser største målte akselerasjon under gangtest for oppspent dekke 2.



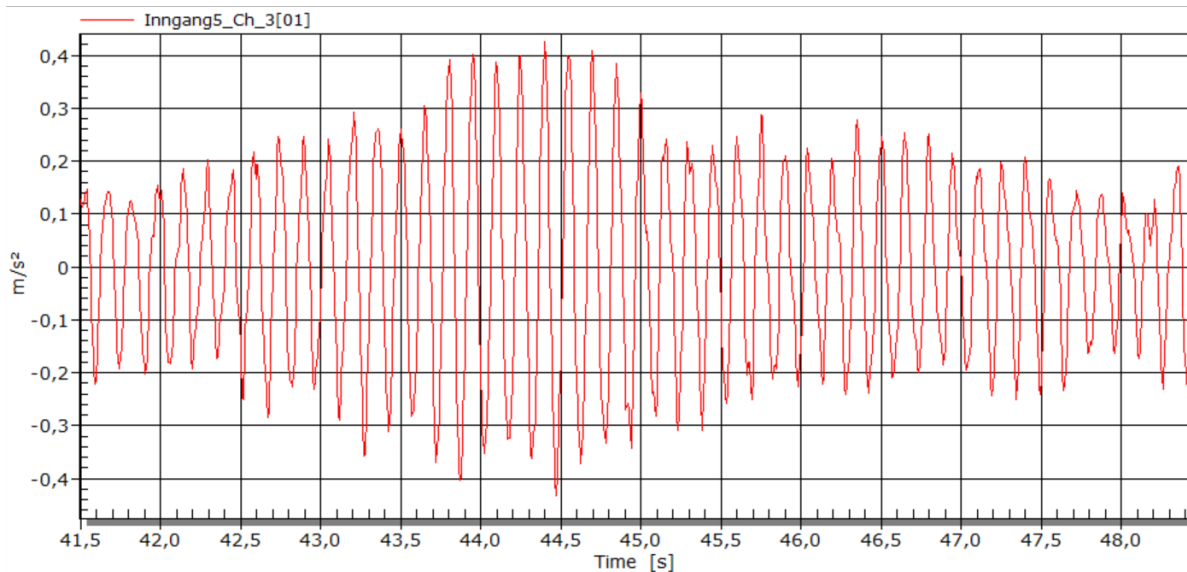
Figur 4.4-7 - Største akselerasjon oppspent dekke 2.

Figur 4.4-8 viser akselerasjonsgraf målt under gangtest for oppspent dekke 2.



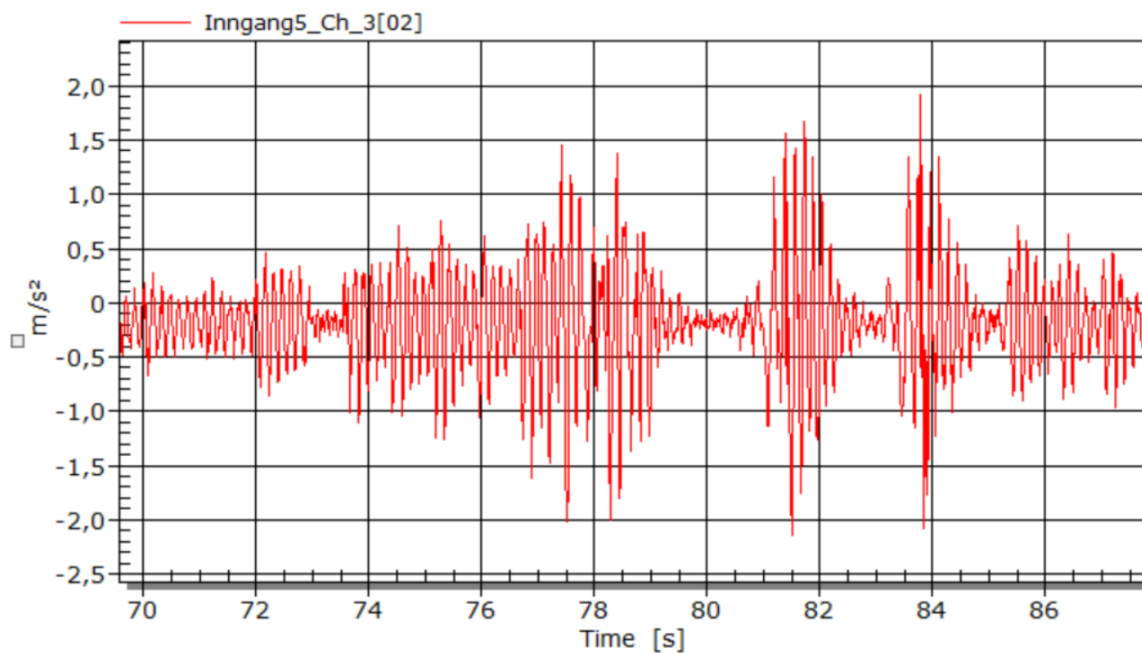
Figur 4.4-8 – Akselerasjon fra gangtest for oppspent dekke 2.

Figur 4.4-9 viser største akselerasjon under gangtest for samvirkedekke 1.



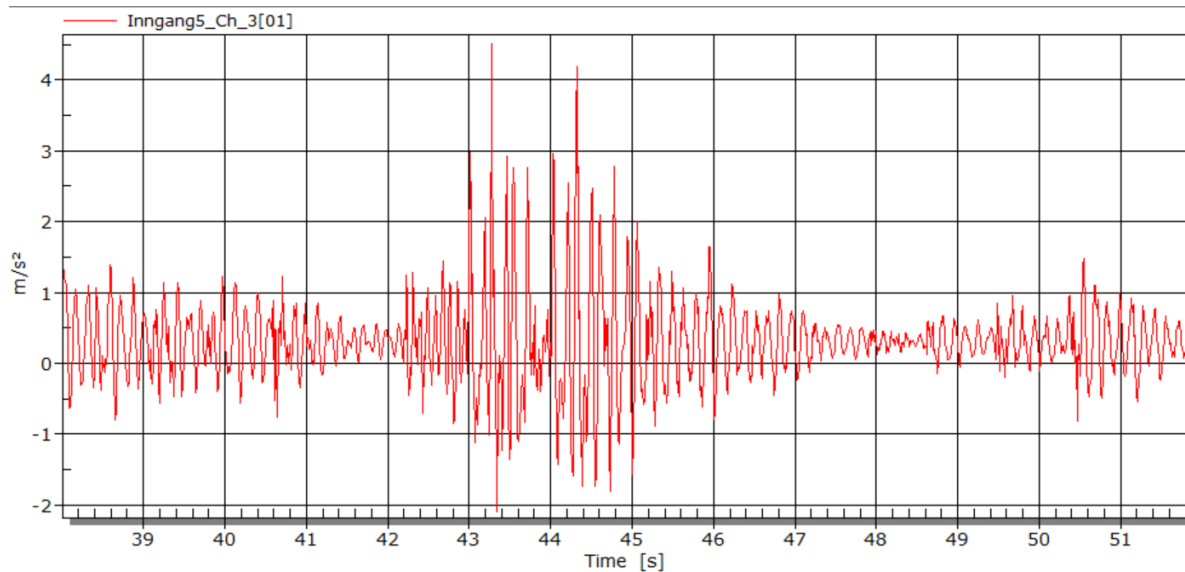
Figur 4.4-9 - Største akselerasjon for samvirkedekke 1.

Figur 4.4-10 viser største målte akselerasjon under gangtest for massivtredekke 1.



Figur 4.4-10 - Største akselerasjon for gangtest massivtredekke 1.

Figur 4.4-11 viser største målte akselerasjon under gangtest for massivtredekke 2.



Figur 4.4-11 - Største akselerasjon for gangtest massivtredekke 2.

Tabell 4.4-5 viser målt a_{rms} fra gangtest.

Tabell 4.4-5- Root mean square akselerasjon fra gangtest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	A_{rms} (m/s^2)	A_{rms} (m/s^2)	A_{rms} (m/s^2)
1	0,209	0,064	0,093
2	0,156	0,094	0,139

Tabell 4.4-6 viser målt a_{rms} fra impulstest.

Tabell 4.4-6 - Akselerasjon fra impulstest for dekke 1 og 2 for de tre ulike testtilfellene.

	Massivtredekke	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	A_{rms} (m/s^2)	A_{rms} (m/s^2)	A_{rms} (m/s^2)
1	0,0292	0,015	0,0223
2	0,0373	0,010	0,0173

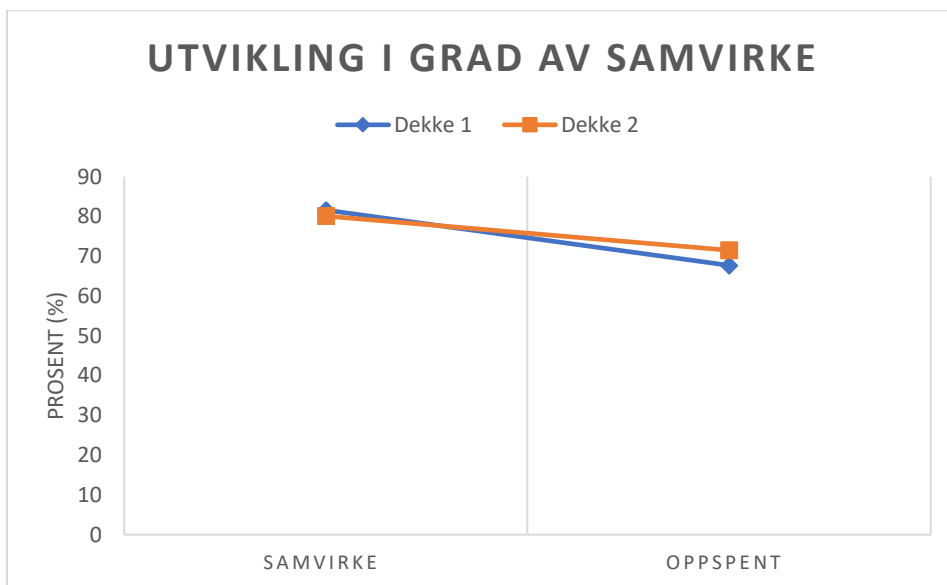
4.5 Samvirke

Tabell 4.5-1 viser beregnet grad av samvirke.

Tabell 4.5-1 – Grad av samvirke for Samvirkedekket og det oppspente samvirkedekket.

	Samvirkedekke	Oppspent dekke
Dekkenummer:	% samvirke	% samvirke
1	81,6	67,7
2	80,1	71,5

Figur 4.5-1 viser utviklingen i graden av samvirke for dekkene før og etter oppspenningen.

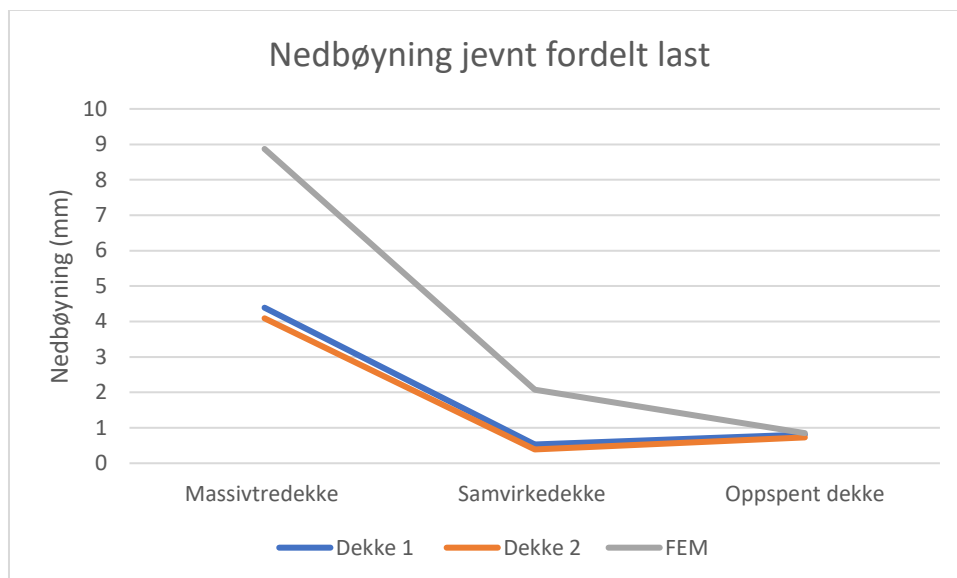


Figur 4.5-1 - Utvikling i grad av samvirke.

4.6 Sammenstilling av resultater fra FEM analyse og praktiske tester

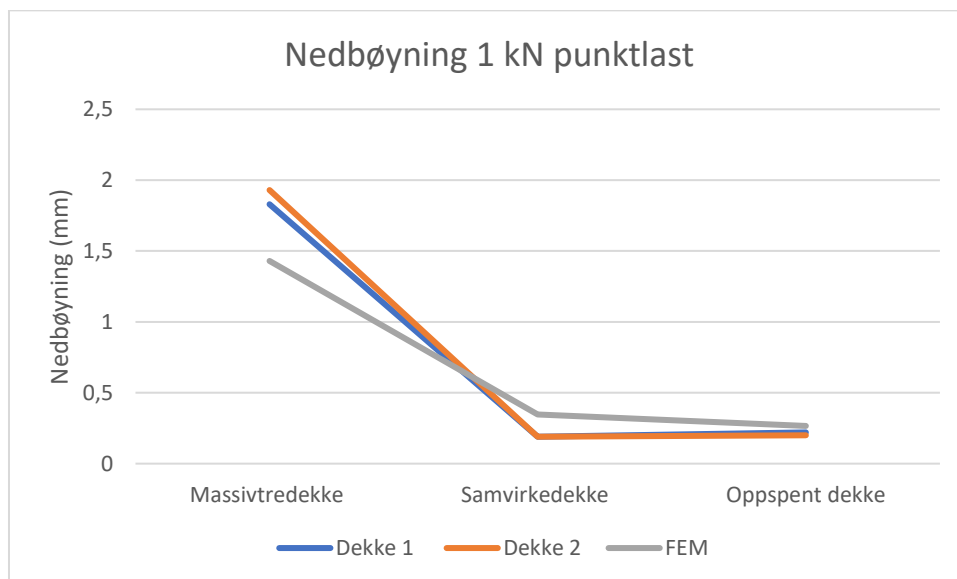
4.6.1 Nedbøyningstester

Figur 4.6-1 viser resultater fra nedbøyningstestene under jevnt fordelt last.



Figur 4.6-1 - Sammenstilling av resultater målt fra nedbøyningstester under jevnt fordelt last.

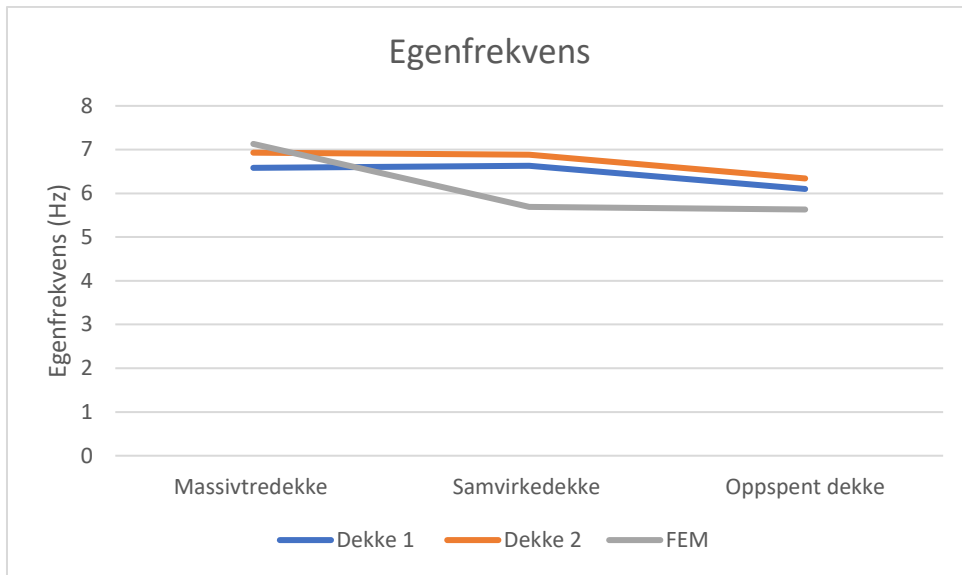
Figur 4.6-2 viser resultater fra nedbøyningstestene under 1 kN punktlast.



Figur 4.6-2 - Sammenstilling av resultater målt fra nedbøyningstester under 1 kN punktlast.

4.6.2 Vibrasjonsanalyse

Figur 4.6-3 viser resultatene for analyse av egenfrekvens.



Figur 4.6-3 - Sammenstilling av resultater fra Egenfrekvens analyse.

4.7 Sammenligning av resultat med krav

4.7.1 Eurokode 5

Eigenfrekvensen til dekkene er under 8 Hz for alle tilfeller. Ifølge Standard Norge (1995), 7.3.3 (1), bør det i tilfeller der den utregnet egenfrekvensen er mindre enn 8 Hz foretas en spesiell undersøkelse.

4.7.2 Utkast ny Eurokode 5

Fra 9.3.8 (2) i Project-team-SC5.T3-sub-task-7 (2019) settes det krav til at når egenfrekvensen er under 8 Hz, skal gulvet sjekkes opp mot kravene som er gitt i tabell 4.7-1.

Fra utkast til ny Eurokode 5 settes enebolig i brukskategori «Nivå 5». Nivå 5 har en responsfaktorverdi, R på 64.

Fra Nivå 5 har vi kravene til ytelsesnivå som vist i tabell 4.7-1.

Tabell 4.7-1 – Krav i forhold til utkast til ny Eurokode 5

Krav	Nedbøyning under 1 kN punktlast (mm) ≤	Krav til egenfrekvens, (Hz) ≥	Akselerasjonskriterium, $a_{rms}(m/s^2) ≤$
Nivå 5	1,2	4,5	0,32

4.7.2.1 Håndberegninger i forhold til krav

I tabell 4.7-2 sammenlignes resultatene fra håndberegninger etter utkast til ny Eurokode 5 opp mot kravene den stiller. De verdiene som er innenfor kravene har grønn farge, og de som ikke oppfyller kravene har rød farge. Som vi kan se fra tabellen, er det massivtredekket som ikke oppfyller kravet til a_{rms} .

Tabell 4.7-2 – Håndberegninger satt opp mot krav i utkast til ny Eurokode 5.

Håndberegninger	Nedbøyning under 1 kN punktlast (mm)	Krav til egenfrekvens, (Hz)	Akselerasjonskriterium, $a_{rms}(m/s^2)$
Krav	≤ 1,2	≥ 4,5	≤ 0,32
Massivtredekke	1,071	7,451	0,953
Samvirkedekke	0,151	8,269	0,082
Oppspent dekke	0,151	8,269	0,082

4.7.2.2 Testresultat i forhold til krav

I tabell 4.7-3 sammenlignes resultat fra de praktiske testene mot kravene som stilles i utkastet til den nye Eurokode 5. Det presenteres nedbøyning, egenfrekvens og a_{rms} fra både impulstester og gangtester. De verdiene som er innenfor kravene har grønn farge, og de som ikke oppfyller kravene har rød farge. Som tabellen viser, er det bare nedbøyningen for massivtredekkene som ikke oppfyller de kravene som blir stilt i utkastet til den nye Eurokode 5.

Tabell 4.7-3 - Testresultat satt opp mot krav i utkast til ny Eurokode 5.

Håndberegninger	Nedbøyning under 1 kN punktlast (mm)	Krav til egenfrekvens, (Hz)		Akselerasjonskriterium, $a_{rms}(m/s^2)$	
		Impulstest	Gangtest	Impulstest	Gangtest
Krav	$\leq 1,2$	$\geq 4,5$	$\geq 4,5$	$\leq 0,32$	$\leq 0,32$
Massivtredekke 1	1,83	6,59	6,58	0,0292	0,209
Massivtredekke 2	1,93	6,66	6,93	0,0373	0,156
Samvirkedekke 1	0,19	6,87	6,63	0,015	0,064
Samvirkedekke 2	0,19	6,78	6,88	0,010	0,094
Oppspent dekke 1	0,22	6,30	6,1	0,0223	0,093
Oppspent dekke 2	0,20	6,44	6,34	0,0173	0,139

5 Diskusjon

5.1 Praktiske tester

5.1.1 Bøyestivhet

Nedbøyningstestene av massivtredekkene viser at dekkene har en lavere bøyestivhet enn hva en kan forvente etter Norsk Massivtre sin tekniske godkjenning (TG). Tapet i målt bøyestivhet i forhold til teoretisk bøyestivhet etter TG, er på 21 % for dekke 1 og 13 % for dekke 2. Det er flere punkter som kan virke inn på bøyestivheten til dekkene. De utfreste sporene til spennkablene svekker de fire lamellene med spennkabelføring. Spennkabel-lamellene krevde også en alternativ innfestning til Norsk Massivtre's elementer. Lamellene for spennkablene ble derfor skrudd fast i lamellen ved siden av i over- og underkant, som beskrevet i kapittel 3.2.7. Flere skruer samt tap av tverrsnitt kan være noe av årsaken til dekkenes tap av bøyestivhet i forhold til TG. Dekkene er produsert med lameller som er forskjøvet 46 mm i forhold til hverandre, mens TG beskriver bøyestivhet på ordinært kantstilt massivtre. Det er en mulighet for at reduksjonsfaktoren for bøyestivhet i TG ikke er like presis for en forskjøvet utforming. Lavere målt bøyestivhet enn antatt kan også komme fra variasjon i trelast. Trelasten dekkene er produsert med er sortert fra fabrikk med en fordeling hvor halvparten skal være LS22 og andre halvparten LS15. Ulik fordeling av trelastkvalitet kan også være en faktor for lavere målt bøyestivhet.

For nedbøyningstestene gjennomført på samvirkedekkerne 31 dager etter betongstøp, viser Figur 4.3-6 at betongpåstøpen øker bøyestivheten til dekke 1 og dekke 2 med 564 % og 528 %. En økning i dekkets bøyestivhet i denne størrelsesorden er å forvente, da betongen som tilføres dekkene har høy stivhet og kvalitet. Figur 4.5-1 viser at metoden for bestemmelse av samvirke beskrevet i Lukaszewska (2009) gir et samvirke på 81,6 % for dekke 1 og 80,1 % for dekke 2. Resultatene indikerer at betongpåstøpen hefter godt til de forskyvede massivtredekkene ved hjelp av friksjon. Forskjellene i den økte bøyestivheten mellom dekke 1 og dekke 2 etter betongpåstøpen kan skyldes støpeprosessen diskutert i avsnittet under.

Betongen hadde lavt vanninnhold for å oppnå høy fasthet og minimere kryp. Det lave vanninnholdet gjorde at betongen måtte bearbeides mer under fordeling og dissing utover i formen. Denne jobben var tyngre enn antatt, og tok derfor lenger tid. Dette førte til at betongen ble liggende lenger i bilen. Betongleverandøren tilsatte 20 liter vann i blandingen før støpning av dekke 2 for å kompensere for fordamping. Denne vanntilførselen tilsvarte omtrent 1 % av betongvolumet som var i bilen på det tidspunktet. Dekke 1 ble støpt før dekke 2, og det tok dermed lenger tid før dekke 2 ble tildekt. Dekkene ble disset for hånd, og det kan være forskjeller på hvor godt betongen ble disset ned i de kantstilte massivtredekkenes spor. Det er ikke mulig å kontrollere hvor godt betongen fyller formen andre steder enn i dekkenes rand. I dekkets rand vises det noe mangelfull utfylling mot forskaling, og en kan derfor anta at dette også kan forekomme inne i dekket (Figur 3.2-17). Det kan derfor ikke utelukkes forskjellig resultat på utstøpingen, og at dette igjen kan påvirke dekkenes grad av samvirke og endelig bøyestivhet. En mer lettstøpelig betong ville gjort at selve støpen gikk raskere, samt gitt større sikkerhet for at formen ble godt fylt.

Etter en oppspenning med 10 tonn per spennkabel, viser dekke 1 en reduksjon i initialnedbøyning på 6 mm og dekke 2 på 2 mm. Det var forventet å få tilnærmet lik reduksjon da dekkene er identisk bygd. Dekke 2 er målt til høyest bøyestivhet før og etter oppspenning. Forskjellen i overhøyden kan antas komme av både forskjell i bøyestivhet og beliggenheten til nøytralaksene til dekkene. Opphøyningseffekten på dekke 1 og dekke 2 er liten, og opphøyningen vil ikke føre til noe

strekkproblematikk i betongen i dekkets overkant. Dekke 2 fikk et tilfelle av oppsplitting langs skruene i en ytre lamell nært opplegg. Denne lamellen hadde riktignok antydninger til oppsplitting før oppspenning. Det er ikke kjennskap til andre lameller med slike feil fra fabrikk, men dette kan tyde på at dekkene ikke vil tåle en stor økning i oppspenningskraften i spennkablene, da hullkanttrykk og faren for oppsplitting vil øke. Dette underbygges av simuleringene foretatt i ANSYS Workbench for å avgjøre spennkablenes oppspenningskraft. En større kraft i spennkablene ville imidlertid gitt en større overhøyde på dekkene. Etter oppspenningen falt bøyestivheten til dekke 1 med 16,1 % og dekke 2 med 10,5 %, som vist i Figur 4.3-6. Total nedbøyning fra testene etter oppspenning ble imidlertid lavere enn for samvirkedekket, grunnet opphøyningseffekten. Et tap i bøyestivhet etter oppspenning var ikke forventet, da studier som Shi et al. (2020) og McConnell et al. (2014) viser økt bøyestivhet som følge av oppspenning av trevirke med uforbundet armering. En årsak til reduksjonen i bøyestivhet etter oppspenning kan være tap av samvirke mellom betong og trevirke som illustreres i Figur 4.5-1. Det er rimelig å anta at treet vil kunne bevege seg noe under oppspenning. Buttskjøter kan bli skjovet sammen og treet kan slippe betongen som følge av dette. En annen årsak kan være at treet slipper betongen etter å ha blitt utsatt for lasten fra nedbøyningstestene. Figur 4.3-3 viser at bøyestivheten til samvirkedekkene faller som følge av belastningen fra full jevnt fordelt last. Dette kan tyde på at betongen slipper treet under påføring av lasten. For de oppspente dekkene reduseres bøyestivheten mindre under belastningen fra testene. Ved å øke belastningen på dekkene vil trolig samvirket mellom treet og betongen reduseres ytterligere. Disse observasjonene tyder på at det vil være fordelaktig med andre typer skjærforbindere for å sikre samvirket.

Figur 4.3-4 og Figur 4.3-5 indikerer at forskyvningen i buttskjøtene for dekke 2 reduseres etter oppspenning. For dekke 1 ser vi ingen tydelig endring. Resultatene fra strekkklappene under 1 kN punktlast antyder også en reduksjon i forskyvningene i buttskjøtene etter oppspenning. Forskyvningene målt i buttskjøtene er små, og dette gjør at eventuelle feilkilder kan gi store utslag. Det er benyttet to forskjellige målemetoder på begge dekkene. Begge metodene indikerer lik utvikling i buttskjøtenes forskyvning for begge dekkene.

5.1.2 Vibrasjonsanalyse

5.1.2.1 Impulstest

Impulstestene viser at betongpåstøpen øker egenfrekvensen (Tabell 4.4-3 og Figur 4.4-3) til dekke 1 og dekke 2 med henholdsvis 4,2 % og 1,8 %. Endringen i egenfrekvensene er relativt liten, og vil ikke alene påvirke dekkenes egenskaper nevneverdig, da dekket fortsatt befinner seg i frekvensområdet utsatt for resonans. Etter oppspenning viser impulstesten et fall i egenfrekvens for dekke 1 og dekke 2 på 8,2 % og 5,0 %. Fallet i egenfrekvens for begge dekkene antas å kunne ses i sammenheng med tapet av bøyestivhet som følge av tapt samvirke mellom betongen og massivtreet etter oppspenning.

Dempingsratene kalkuleres fra det logaritmiske dekrement, som bruker fallet i utslaget på dekkets akselerasjon. Det logaritmiske dekrement gir verdier mellom 2,11 – 2,51 % for massivtredekkene, 3,14 – 3,91 % for samvirkedekkene og 2,79 - 3,48 % for de oppspente dekkene, som vist i Tabell 4.4-1. I forslag til ny Eurokode 5, (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019) står det at en kan anta en dempingsrate på 2,5 % for et tre betong samvirkedekke. Målte dempingsrater for både samvirkedekker og oppspente samvirkedekker i denne oppgaven er større enn denne antagelsen. Ved å tilføre dekkene betongpåstøpen, øker dempingsraten med 85 % for dekke 1 og 25 % for dekke 2. Dette indikerer at den tilførte massen og stivheten fra en betongpåstøp bidrar til raskere å tappe

systemet for energi. Det er vanskelig å fastslå i hvor stor grad betongen bidrar til å dempe svingninger i dekkene ut fra testene, da resultatene spriker noe. Ved oppspenning av samvirkedekkene, får vi et fall i dempingsrate på 11 % for dekke 1 og dekke 2. Fallet kan komme som følge av flere forhold. En mulig forklaring kan være at spennkablene fungerer som fjærer, og bidrar til å holde energien i systemet, dermed bruker systemet lenger tid å falle til ro, og dempingsraten faller. En annen mulig årsak er at systemets dempingsrate faller som følge av tap av samvirkeeffekt etter oppspenning. Metoden er en tilnærming til virkeligheten for underdempede konstruksjoner, og ikke nødvendigvis helt eksakt (Hicks et al., 2006). Resultatene for dempingsratene baserer seg på manuell analyse av impulsgrafer. Det forekommer støy på impulsgrafene fra høyere frekvenser i dekket. Dette kan føre til noe variasjon i hvor presist data blir avlest, og kan også være årsak til noe varierende resultater.

5.1.2.2 Gangtest

Gangtesten er gjennomført av 2 personer, begge med vekt på ca. 100 kg. I følge Hicks et al. (2006) burde en gangtest gjennomføres av minimum 50 forskjellige personer med blant annet ulikt kjønn, alder, fottøy og gangfrekvens. En slik testprosess lot seg ikke gjennomføre i dette arbeidet, og resultatene for gangtesten må dermed tolkes deretter. Egenfrekvensen fra gangtestene er tilnærmet upåvirket av betongpåstøpen, med en liten økning i egenfrekvens på 0,75 % for dekke 1 og et fall på 0,72 % for dekke 2. Etter oppspenning gir gangtestene et fall for egenfrekvensen på 8 % for dekke 1 og 7,8 % for dekke 2. Fallet i egenfrekvens antas å komme av tapt bøyestivhet i dekkene, som er beskrevet i kapittel 5.1.1 i rapporten, da en forspenning av dekket isolert sett burde resultert i en økning i dekkets egenfrekvens (Li, 2016).

Gangtestene viser at dekkene har stabil vibrasjonsrespons, og at svingningene som følge av impulsene fra gangen ikke rekker å dø ut før ny impuls blir tilført dekket. Største målte akselerasjon for massivtredekkene ble målt i dekke 2. Figur 4.4-11 viser at akselerasjonen til massivtredekke 2 får en markant økning og flerdobles underveis i gangtesten. Det samme gjelder for massivtredekke 1 illustrert i Figur 4.4-10. Det antas at dekkene går i resonans grunnet gangfrekvens som sammenfaller med en tredjedel av egenfrekvensen. Dette er å forvente da dekkenes målte egenfrekvens er på 6,58 Hz og 6,93 Hz, og gangfrekvensen for gangtestene var ca. 2 Hz. Tabell 4.4-4 og Figur 4.4-4 viser at ved påføring av betongstøp ble toppakselerasjonen for dekke 1 redusert med 80 %, og toppakselerasjonen for dekke 2 ble redusert med 91,2 %. Det store fallet i akselerasjonen kommer av betongens masse og stivhet, som fører til at konstruksjonen må tilføres en større kraft for å sette i gang tilsvarende bevegelse som tidligere. Det kan se ut som at akselerasjonen øker gradvis etter hvert som impulsene fra testpersonene går mot dekkets senter, og avtar igjen gradvis når de beveger seg bort. Det oppstår noen hopp i samvirkedekkenes toppakselerasjon, som vist i Figur 4.4-9 og Figur 4.4-6. Disse hoppene i akselerasjon kan tyde på at det oppstår noe resonans i begge samvirkedekkene som følge av at gangfrekvensen sammenfaller med en tredjedel av samvirkedekkenes egenfrekvenser. Etter oppspenning av samvirkedekkene, ser vi en økning i maksimal akselerasjon for begge de oppspente dekkene på 22,3 % for oppspent dekke 1 og 47,5 % for oppspent dekke 2. I Figur 4.4-8 viser oppspent dekke 2 antydninger på gangfrekvens som faller inn og ut av fase med en tredjedel av dekkets egenfrekvens, som resulterer i de bølgende toppene for dekkets maksimale akselerasjon. Av Figur 4.4-7 ser vi en jevnt økende akselerasjon av oppspent dekke 2. Den økende akselerasjonen vist i Figur 4.4-7 sett opp mot akselerasjonen illustrert i Figur 4.4-8 tyder på at det oppstår resonans i oppspent dekke 2. Denne økningen antas å kunne komme både som følge av forspenningen og tapt bøyestivhet i dekkene etter oppspenning, som beskrevet i kapittel 5.1.1. Små endringer i testpersonenes gangfrekvens kan også påvirke i hvor stor grad akselerasjonen i dekkene økes som følge av resonans.

Ved å se på dataene for a_{rms} i Tabell 4.4-5, som tar høyde for akselerasjonens størrelse over tid, ser man en økning etter oppspenning av begge dekkene. Dette underbygger dataene for målt toppakselerasjon i dekkene før og etter oppspenning, om at oppspenningen bidrar til økt akselerasjon i dekkenes svingninger.

5.2 FEM analyse

FEM analysen viser at betongen øker dekkets initialnedbøyning (Tabell 4.2-2) med 2,75 mm. Nedbøyning fra flatelasten reduseres med 6,79 mm som følge av betongens stivhet. Etter oppspenning løftes samvirkemodellens initialnedbøyning med 8,12 mm, og dekkets nedbøyning under flatelast reduseres med 1,23 mm. Dette indikerer en økt bøyestivhet i dekket etter oppspenning. Analysene for nedbøyning fra 1kN punktlast (Tabell 4.2-1) viser også er reduksjon i dekkets nedbøyning på 0,081mm. Endringen er liten, men underbygger indikasjonen på at oppspenningen øker dekkets bøyestivhet.

Figur 4.6-1 viser at FEM analysen for massivtredekket under jevnt fordelt last i stor grad avviker fra resultatene fra de praktiske målingene. Årsaker til dette kan være forutsetninger gjort under modellering av dekket. Forutsetningen om å gjøre kontaktflater mellom lamellene og buttskjøtene friksjonsløse kan ha bidratt til en større nedbøyning i modellen. Simuleringen av samvirket mellom massivtreet og betongen baseres også på en forutsetning om friksjonsegenskaper mellom betong og tre. Avvik mellom FEM analyse og praktiske tester kan også være forårsaket av denne forutsetningen. Analysene av 1 kN punktlast (Figur 4.6-2) viser at modellen gir en lavere nedbøyning enn hva de praktiske testene gir. I simuleringen forutsettes det at dekket klarer å fordele lasten fra singelsekkene jevnt utover i dekket. En mulig årsak til avviket kan være at massivtredekket uten betongpåstøp ikke klarer å fordele punktlasten utover i dekket, da den eneste tverrstivheten gis av skruene som binder elementene sammen. Etter påført betong, viser FEM analysen større nedbøyning under punktlasten enn de praktiske testene. Denne endringen antas å kunne ha sammenheng med betongens evne til å fordele punktlasten utover dekket.

Resultatene fra FEM modellen og de praktiske testene avviker fra hverandre. En av forskjellene er at det i FEM modellen blir høyere bøyestivhet for det oppspente dekket, mens i de praktiske testene blir det lavere bøyestivhet. Ut ifra dette kan en anta at de oppspente dekkene taper bøyestivhet som følge av tapt samvirke, og ikke som følge av oppspenning av treet.

Analysen viser god overenstemmelse (Figur 4.6-3) med egenfrekvensene for massivtredekke 1 med et avvik på 2,8 %. Avviket er større for massivtredekke 2, med et avvik på 8,3 %. Avviket mellom FEM analysen og de praktiske testene øker etter påføring av betongpåstøpen. Dette antas å ha sammenheng med ulikheter mellom dekkene og FEM modellen, som diskutert tidligere i dette kapitlet. FEM analysen viser også et lite fall i egenfrekvensen etter oppspenning, noe som stemmer overens med hva de praktiske testene for oppspent dekke 1 og dekke 2 viser. Fallet i FEM modellen er minimalt, og er dermed en svak indikasjon.

5.3 Sammenligning av resultat med Eurokode og utkast til ny Eurokode

5.3.1 Eurokode 5

Den utregnede egenfrekvensen for massivtredekket, samvirkedeckket og det oppspente dekket er vist i Tabell 4.1-3. Egenfrekvensen beregnet etter Eurokode 5 for massivtredekket, samvirkedeckket og det oppspente dekket er under kravet på 8 Hz (Standard Norge, 1995). Den beregnede egenfrekvensen for samvirkedeckket og det oppspente dekket, som er 5,57 % under kravet, er det resultatet med høyest egenfrekvens. Bøyestivheten for samvirkedeckket og det oppspente dekket er beregnet for fullt samvirke, da det skulle gi en viss ide om hvordan dekkene oppførte seg.

Egenfrekvensresultatene fra de praktiske gangtestene er vist i Tabell 4.4-2. Alle egenfrekvensene er under 8 Hz. Massivtredekke 2 er nærmest kravet, med en frekvens på ca. 13,4 % lavere enn kravet.

Felles for alle resultatene er at egenfrekvensen er under 8 Hz. Dekkene oppfyller dermed ikke kravene etter Eurokode 5, og Eurokoden sier at det da skal foretas en spesiell undersøkelse. Det står imidlertid ingenting om hva denne undersøkelsen skal omfatte. Dekker med egenfrekvens under 8 Hz har en fare for å komme i resonans. Dette er fordi impulsen fra gange som har en frekvens på 1,5 – 2,5 Hz vil være nærliggende egenfrekvensen til dekket. Det at dekket ikke oppnår en egenfrekvens på 8 Hz antas å komme fra ulike faktorer, stivhet, masse og lengden av dekket spiller blant annet inn på egenfrekvensen.

5.3.2 Utkast til ny Eurokode 5

Kvalitetskravet som er satt til grunn for beregningene er «nivå 5». Det er basisvalget for en enebolig og det økonomiske valget for en boligblokk etter Project-team-SC5.T3-sub-task-7 (2019).

I Tabell 4.7-2 og Tabell 4.7-3 settes de beregnede verdiene og resultatene fra de praktiske testene opp mot kravene som stilles i utkastet til ny Eurokode 5 (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019). Bøyestivheten for samvirkedeckket og det oppspente dekket er beregnet for fullt samvirke, da det skulle gi en viss idé om hvordan dekkene oppførte seg. For håndberegningene er det en verdi som ikke oppfyller kravet. Den beregnede verdien for a_{rms} for massivtredekket, er 197,8 % høyere enn kravet på 0,32 m/s².

Resultatene fra de praktiske testene viser at nedbøyningen av massivtredekkene under 1 kN punktlast ikke oppfyller kravet satt i utkast til ny Eurokode 5. Dekke 1 er 0,63 mm og dekke 2 er 0,73 mm over kravet på maks 1,2 mm nedbøyning. Både samvirkedekkene og de oppspente dekkene har omtrent samme nedbøyning og er langt bedre enn nedbøyningskravet. Oppspent dekke 1 har den største nedbøyningen, som er 0,98 mm bedre enn kravet på maks 1,2 mm.

Alle resultatene fra både impulstestene og gangtestene er innenfor kravet på minimum 4,5 Hz for egenfrekvensen. Det bør imidlertid legges større vekt på at gangtestene er innenfor kravet, da utregningene etter utkastet til ny Eurokode 5 tar hensyn til gående mennesker på dekket (Project-team-SC5.T3-sub-task-7, 2019). Egenfrekvensen fra oppspent dekke 1 fra gangtesten er den laveste frekvensen, men 35,5 % høyere enn minimumskravet.

Alle resultatene fra både impulstestene og gangtestene er innenfor kravet på maks 0,32 m/s² for a_{rms} . Det bør imidlertid legges større vekt på at gangtestene er innenfor kravet, da utregningene etter utkastet til ny Eurokode 5 tar hensyn til gående mennesker på dekket. Resultatene fra impulstestene er lave i forhold til kravet. Grunnen til dette kan antas er at a_{rms} er et mål for akselerasjon over tid, og impulsen inntreffer og har liten varighet. Kraften som ble brukt er også veldig lav. Fra gangtestene er

resultatene høyere, men fortsatt under kravet. Den høyeste a_{rms} verdien er fra massivtredekke 1 som likevel ligger 34,7 % under kravet. De lave a_{rms} verdiene, spesielt for samvirkedekkene og de oppspente dekkene kan sees i sammenheng med at det er vanskelig å sette en stor masse i bevegelse.

6 Konklusjon

Hovedformålet med denne masteroppgaven er å bestemme ved fullskala testing hvordan betongpåstøp uten mekaniske forbindere påvirker bøyestivhets- og vibrasjonsegenskapene til et kantstilt massivtredekke med buttskjøter, samt hvordan oppspenning vil påvirke disse egenskapene.

For å svare på hovedproblemstillingen blir følgende underproblemstillinger besvart:

Nr.1: Hvilken grad av samvirke oppnår dekkene før og etter oppspenning?

Samvirkedekkene gir et samvirke på 81,6 % og 80,1 %. Graden av samvirke faller ned til 67,7 % og 71,5 % etter oppspenning. Indikasjonen viser at samvirket kan tape seg ved gjentatte belastninger. Det er dermed grunn til å si at økt overflateareal alene ikke er tilstrekkelig som skjærforbinder, hverken for samvirkedekkene eller de oppspente dekkene. Andre metoder for overføring av skjærkrefter mellom dekkene bør derfor vurderes. Tallene for samvirke etter oppspenning kan være påvirket av oppspenningen, da samvirke er bestemt ut fra dekkenes målte bøyestivhet.

Nr.2: Hvordan påvirker betongpåstøp og oppspenning bøyestivheten til massivtredekkene?

Betongpåstøpen med tilhørende samvirke øker bøyestivheten til massivtredekkene med henholdsvis 564 % og 528 %. Etter oppspenning blir bøyestivheten redusert med 16,1 % og 10,5 % i forhold til massivtredekkene med betongpåstøp. Det konkluderes med at betongpåstøpen har meget god påvirkning på bøyestivheten til massivtredekkene, men at oppspenningen førte til en negativ utvikling i bøyestivheten. Fra tidligere forskning har en grunn til å tro at oppspenning vil være fordelaktig for bøyestivheten til massivtredekkene. Den negative utviklingen i bøyestivhet etter oppspenning, kan være en konsekvens av redusert samvirke, noe som samfaller med konklusjonen i underproblemstilling 1.

Nr.3: Foreta en vurdering av vibrasjonsegenskaper for massivtredekkene, massivtredekkene med betongpåstøp og oppspente massivtredekker med betongpåstøp.

Ved å tilføre massivtredekkene en betongpåstøp, vises det liten endring i dekkenes egenfrekvens. Oppspenning av dekkene resulterer i et lite fall i begge dekkenes egenfrekvens. Egenfrekvensene fra gangtestene ligger mellom 6,1 Hz og 6,93 Hz for alle dekkeutformingene. Egenfrekvensene i dette området kan sammenfalle med gangfrekvenser, som kan resultere i resonans. Massivtredekkene går i resonans under gangtestene, og målt toppakselerasjon er opp til $4,5 \text{ m/s}^2$. Betongpåstøpen gir et fall på største målte akselerasjon på over 80 % for begge dekkene. Dekkene med betongpåstøp viser også tegn på resonans under gangtestene. Etter oppspenning av dekkene viser begge dekkene en økning i toppakselerasjon på opptil 47,5 %. Oppspenningen ser dermed ut til å øke dekkenes toppakselerasjon. Økningen i akselerasjon etter oppspenning kan også ha blitt påvirket av gangfrekvensen under testene og varierende forekomst av resonans. Dempingsratene er kalkulert ved hjelp av manuell analyse av akselerasjonsgrafer hvor støy forekommer. Dataene regnes dermed som mindre pålitelige. Dempingsraten for massivtredekkene ble kalkulert som lavest. Dempingsraten økes som følge av betongpåstøpen for begge dekkene. Oppspenningen medfører et lite fall i dempingsraten. Utviklingen kan som nevnt skyldes både endringer i samvirke og oppspenningen.

Nr.4: Foreta en vurdering av hvordan oppspenning påvirker forskyvninger i buttskjøtene.

Etter oppspenning viser buttskjøtene for dekke 1 ingen endring under belastning. Buttskjøtene for dekke 2 måles til å ha mindre bevegelse etter oppspenning. Dette gir en svak indikasjon på at oppspenningen medfører mindre forskyvninger i underkant av buttskjøtene. Mindre forskyvning i underkant av buttskjøtene medfører større kontaktflater som kan overføre trykkrefter. Det vurderes derfor til at oppspenning medfører mindre forskyvning i buttskjøtene.

Nr.5: Se dekkenes vibrasjonsegenskaper opp mot krav i eksisterende Eurokode 5 og utkast til ny Eurokode 5.

Eurokode 5:

Massivtredekkene, samvirkedekkerne og de oppspente dekkene har laveste egenfrekvens på henholdsvis 6,58 Hz, 6,63 Hz og 6,1 Hz. Ingen av dekkeoppbygningene oppfyller kravet til egenfrekvens ≥ 8 Hz stilt i Eurokode 5.

Utkast til ny Eurokode 5:

Massivtredekkene oppfyller ikke kravet til maks 1,2 mm nedbøyning under 1 kN punktlast i utkastet til ny Eurokode 5. Massivtredekkene oppfyller derimot kravene til både egenfrekvens $\geq 4,5$ Hz og $a_{rms} \leq 0,32$ m/s². Både samvirkedekkerne og de oppspente dekkene oppfyller kravene til nedbøyning under 1 kN punktlast, egenfrekvens og a_{rms} .

På bakgrunn av underproblemstillingene konkluderes det med at betongpåstøpen tilfører dekket gode bøyestivhetsegenskaper. Bøyestivheten ser ut til å falle etter nedbøyningstestene og oppspenningen, trolig som følge av en reduksjon i samvirket. Reduksjonen i samvirket antas å komme av at betongen slipper treet som følge av belastninger fra tester og oppspenningen. Dette tyder på at skjæroverføringen mellom betongen og treet ikke er tilstrekkelig. Det konkluderes med at en oppspenning for dekker med denne utformingen ikke tilfører noen målbare fordeler for dekkene, med unntak av en liten reduksjon i dekkenes initialnedbøyning. Betongpåstøpen tilfører liten endring for dekkets egenfrekvens, men gir en tydelig reduksjon i dekkets toppakselerasjon og dekkets «root mean square» akselerasjon. Betongen gir også en liten økning i dekkets dempingsrate. Etter oppspenningen av dekket, måles en reduksjon for dekkets egenfrekvens og dempingsrate, samt en økning i dekkets toppakselerasjon og «root mean square» akselerasjon. Det konkluderes med at betongpåstøpen har liten effekt på egenfrekvensen, men den gir en betydelig reduksjon i dekkenes akselerasjon. Dataene for dempingsratene regnes imidlertid til å være for upålitelige til å trekke noen konklusjon.

Det er ikke mulig å si i hvilken grad oppspenningen isolert sett påvirker dekkets bøyestivhets- og vibrasjonsegenskaper. Endringene etter oppspenningen av dekkene kan komme av både oppspenningen av dekkene, og dekkenes tap av samvirke mellom betongen og treet. Ut fra disse observasjonene konkluderes det med at oppspenning av et kantstilt forskjøvet massivtredekke uten mekaniske forbindere ikke er hensiktsmessig, da det ikke gir positive utslag for dekkets bøyestivhets- og vibrasjonsegenskaper.

7 Feilkilder

Dekkene ble flyttet på før støp og etter de var ferdig herdet. Dekkene ble stående på 3 opplegg under herdingen. Ett opplager på hver ende, og ett på midten. Avstanden mellom opplagrene var 3 m. Det kunne vært en fordel å ha flere opplegg under herdetiden for å sikre dekkene mot deformasjon som følge av langtidslast.

Dekkene har blitt flyttet på mellom testene. Dette kan ha medført at dekkene ikke var nøyaktig likt plassert på opplagrene for alle testene.

Det ble målt opp og merket hvor alle singelsekkene skulle plasseres på dekket. Selv om dette ble gjort, er det vanskelig å få dette likt for alle testene. Det er grunn til å tenke at singelsekkene ikke hadde nøyaktig samme posisjon på hver test. Posisjonen for vekten kan påvirke resultatene i ulik grad avhengig av hvor mye overflaten fordeler vekten utover dekket.

Det forutsettes at bukkene som er brukt til opplagere ikke deformeres under testing.

Betongen viser tegn til ufullstendig utfylling av formen noen steder. Det er ikke mulig å kontrollere andre steder enn ved randen til dekkene. Derfor må en anta at det kan være ulikt resultat på utstøpingen av betongen mellom dekke 1 og dekke 2. Dette kan ha hatt en innvirkning på bøyestivhetsresultatene.

Dempingsratene kalkuleres ved å manuelt plukke ut toppunkt fra hver periode fra akselerasjonsgrafer. Akselerasjonsgrafene viser total respons for systemet, og det er en del støy på grafen fra andre frekvenser enn systemets egenfrekvens. Dette kan ha ført til unøyaktige resultater for dempingsraten til dekkene.

8 Videre arbeid

Gjennom arbeidet med denne oppgaven er det tenkt på flere ting det hadde vært interessant å se videre på. Det kunne vært interessant å se om en kan klare å lage mer presise FEM modeller som simulerer både buttskjøter og samvirke på en mer nøyaktig måte.

I forhold til samvirkedelen av oppgaven, er det flere tester som kunne vært aktuelle. En mulig test er å lage testelementer og gjennomføre en såkalt «push out test» for både korttidsvirkning og langtidsvirkning. Det hadde også vært interessant å legge på mer vekt på dekkene for å måle nedbøyning, og montert på sensorer som måler glidningsmodulen mellom treet og betongen.

I denne oppgaven ble det bare sett på korttidsvirkning av både laster og samvirke. Det kan gjennomføres de samme testene for å se hvordan langtidsvirkningen av samvirket er. Forspenningskraften vil også påvirkes av langtidseffekter. Det antas at kraften vil minke ettersom treet og betongen kryper. Et forslag kan være å se på hvilken innvirkning dette har for egenskapene til dekkene.

Det var veldig liten deformasjon i dekkene under testene i denne oppgaven. Å gjennomføre tester med langt større last for å sammenligne både bøyestivhets og samvirkeresultat med resultatene i denne oppgaven, kunne vært interessant. Å laste opp dekkene til brudd kunne også vært interessant for å se hvordan oppspenning påvirker brudd.

9 Referanser

- Aira, J. R., Arriaga, F., Íñiguez-González, G. & Crespo, J. (2014). Static and kinetic friction coefficients of Scots pine (*Pinus sylvestris* L.), parallel and perpendicular to grain direction. *Materiales de Construcción*, 64 (315): e030. doi: 10.3989/mc.2014.03913.
- Amlien, G. & Kalstø, M. M. (2019). *Analyse av påvirkningen horisontal forspenning har på nedbøyning og vibrasjonsegenskaper til dekker i KL-tre og samvirkedekker av KL-tre og betong*. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.
- Bell, K. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforl.
- Bodig, J. & Jayne, B. A. (1982). *Mechanics of Wood and Wood Composites*.
- Dias, A. M. P. G. (2005). Mechanical behaviour of timber-concrete joints.
- DiCola, T. (2013). *FFT: Fun with Fourier Transforms*: adafruit. Tilgjengelig fra: <https://learn.adafruit.com/fft-fun-with-fourier-transforms/background> (lest 03.03.2020).
- Ekholm, K. & Kliger, I. R. (2014). Effect of vertical interlaminar shear slip and butt joints in narrow stress-laminated-timber bridge decks. *Engineering Structures*, 72: 161-170. doi: 10.1016/j.engstruct.2014.03.023.
- Estévez-Cimadevila, J., Otero-Chans, D., Martín-Gutiérrez, E. & Suárez-Riestra, F. (2016). Self-tensioning system for long-span wooden structural floors. *Construction and Building Materials*, 102: 852-860. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.11.024.
- Forest Products Laboratory. (2010). *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. Madison, Wisconsin: United States Department of Agriculture Forest Service.
- Gjerp, P., Opsahl, M. & Kompetanseutvikling i, B. A. n. (1998). *Grunnleggende betongteknologi*. Betongkompetanse. Oslo: BA forlaget.
- HBM. (2020). *The Wheatstone Bridge Circuit*. HBM Web page: HBM. Tilgjengelig fra: <https://www.hbm.com/en/7163/wheatstone-bridge-circuit/> (lest 03/03).
- Hicks, S., Sedlacek, G., Heinemeyer, C., Butz, C., Völling, B., Waarts, P., Duin, F., Devine, P. & Demarco, T. (2006). *Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls*.
- Homb, A. (2007). *Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere*.
- Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. *Introduction to Accelerometers*. PCB Piezotronics. Tilgjengelig fra: <https://www.pcb.com/resources/technical-information/introduction-to-accelerometers> (lest 31.01.2020).
- Jiang, Y. & Crocetti, R. (2019). CLT-concrete composite floors with notched shear connectors. *Construction and Building Materials*, 195: 127-139. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066.
- Larsen, H. N. (2019). *Bygg- og anleggssektorens klimagasstutslipp*, 621256-01: Byggenæringens Landsforening.
- Li, J. (2016). Effect of pre-stress on natural vibration frequency of the continuous steel beam based on Hilbert-Huang transform. *Journal of Vibroengineering*, 18 (5): 2818-2827. doi: 10.21595/jve.2016.17076.
- Lukaszewska, E. (2009). Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors.
- McConnell, E., McPolin, D. & Taylor, S. (2014). Post-tensioning of glulam timber with steel tendons. *Construction and Building Materials*, 73: 426-433. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.09.079.
- Norsk Treteknisk Institutt. (2006). *Bygge med Massivtreelementer*. Oslo.
- Paz, M. & Kim, Y. H. (2019). *Structural Dynamics : Theory and Computation*. 6th ed. 2019. utg. Cham: Springer International Publishing : Imprint: Springer.
- Pedersen, B. (2019). *Effekt av tilslag på betongens mekaniske egenskaper Trykkfasthet, E-modul og spaltestrekkfasthet*, 181: Statens vegvesen.

- Project-team-SC5.T3-sub-task-7. (2019). *SC5.T3_3RD_DOC_EN1995-1-1 subtask 7 Vibrations*. Upublisert manuskript.
- Shi, B., Zhu, W., Yang, H., Liu, W., Tao, H. & Ling, Z. (2020). Experimental and theoretical investigation of prefabricated timber-concrete composite beams with and without prestress. *Engineering Structures*, 204: 109901. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109901.
- SINTEF byggforsk. (2014). *Teknisk godkjenning 2498 - Norsk Massivtre*, 2498: SINTEF Byggforsk.
- Smith, A. L., Hicks, S. J. & Devine, P. J. (2009). *Design of Floors for Vibration: A New Approach*: The Steel Construction Institute.
- Standard Norge. (1991). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Oslo: Norges standardiseringsforbund.
- Standard Norge. (1995). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner = Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings : 1-1 : Generelle regler og regler for bygninger - NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010* Norsk versjon. utg. Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, NL-ENV 1995-1-1. Oslo: Norges standardiseringsforbund.
- Sørensen, S. I. (2013). *Betongkonstruksjoner : beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, b. 3. Trondheim: Tapir akademisk forl.
- Thilén, J. (2017). Testing of CLT-Concrete Composite decks.
- Tomasi, R. (2019). *Single degree of freedom system - i Structural dynamics*: NMBU - Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.

10 Vedlegg

Vedlegg A – Resultater fra tester

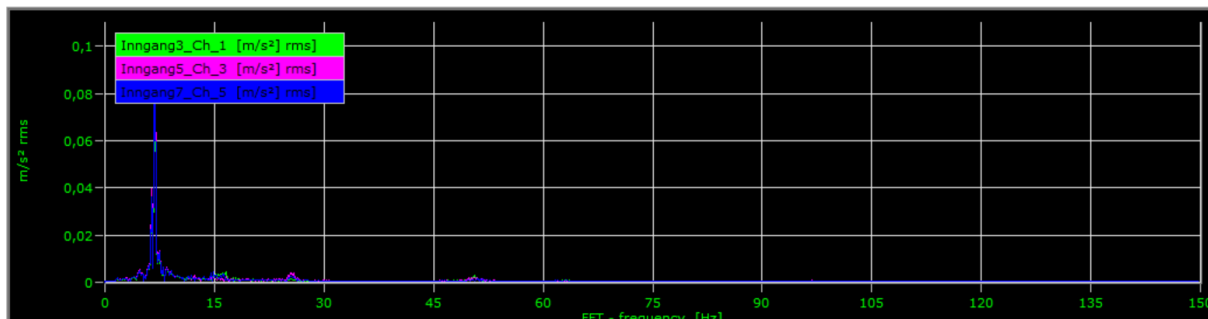
Vedlegg B – Håndberegninger

Vedlegg C – Betongresept

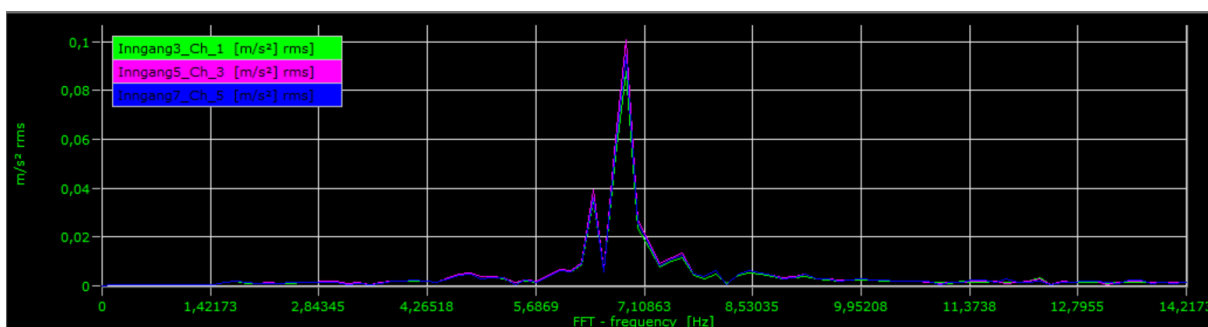
Vedlegg A – Resultater fra tester

A1 «Live FFT» - gangtest

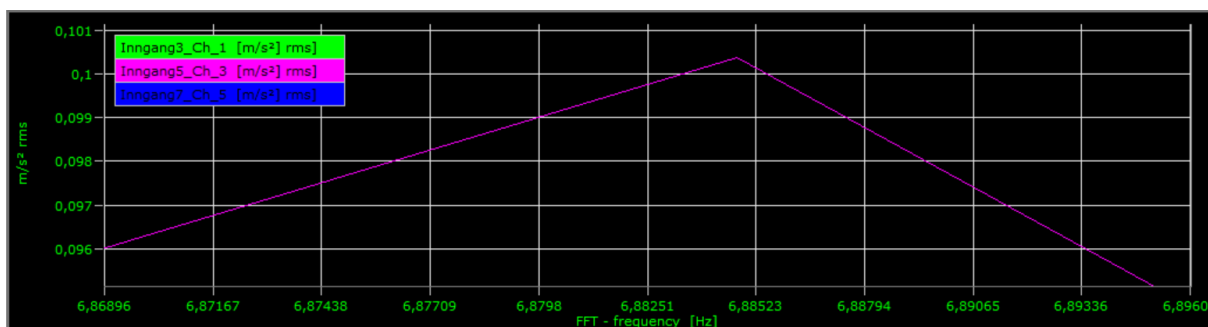
For å finne egenfrekvensen av dekkene, og tilhørende akselerasjon, a_{rms} fryser en målingene i catman Easy og tar bilder av grafene. Figur A1 til A3 viser hvordan testresultatene fra gangtest på samvirkedekke 2 ser ut i catman Easy. Figur A1 viser målingen, og figur A2 og A3 viser et zoomet bilde av figur A1. Alle egenfrekvenser er hentet ut ved å bruke denne metoden.



Figur A1 – Live fft graf fra catman Easy.



Figur A2 – Zoomet inn for å se bedre hvordan grafen ser ut.

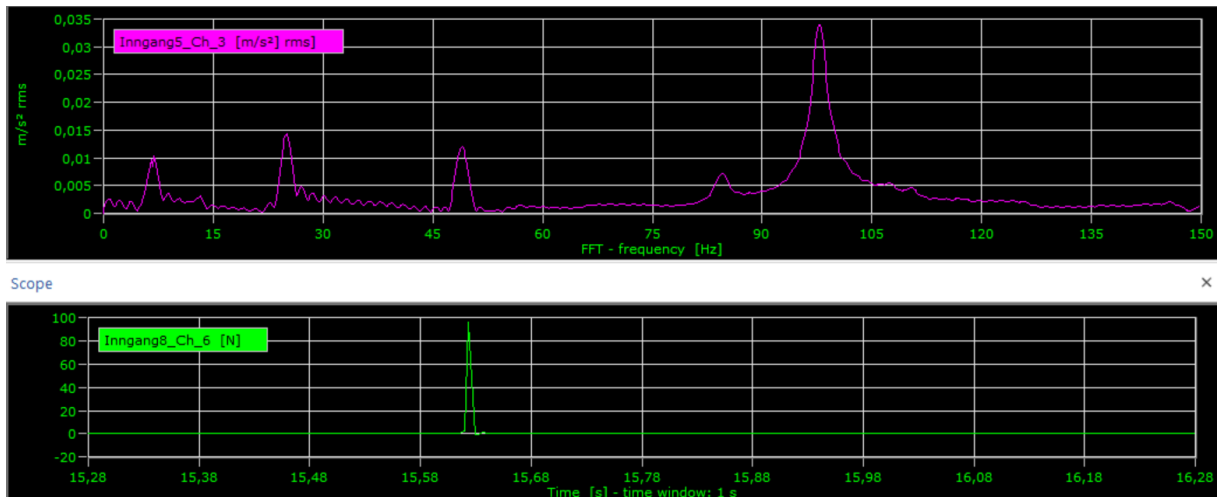


Figur A3 – Zoomet inn på toppen for å kunne lese av egenfrekvensen, vist langs x-aksen.

A2 «Live FFT» - impulstest

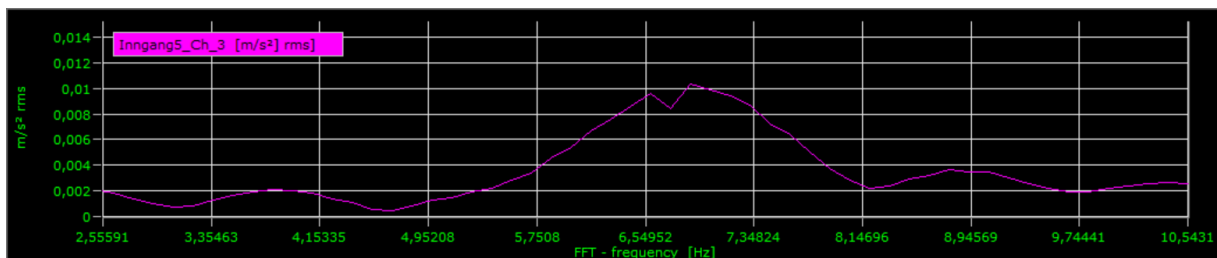
For å finne egenfrekvensen av dekkene og tilhørende akselerasjon, a_{rms} fryser en målingene i catman Easy og tar bilder av grafene. For impulstestene blir der også registrert kraften som eksiterer dekket med. For eksempelet under er samvirkedekke 1 eksitert med en impuls på rundt 100 N.

Figur A4 viser hvordan dekket reagerer på impulsen, her ser en at flere svingeformer aktiveres fra impulsen som ble gitt sentrisk på dekket.



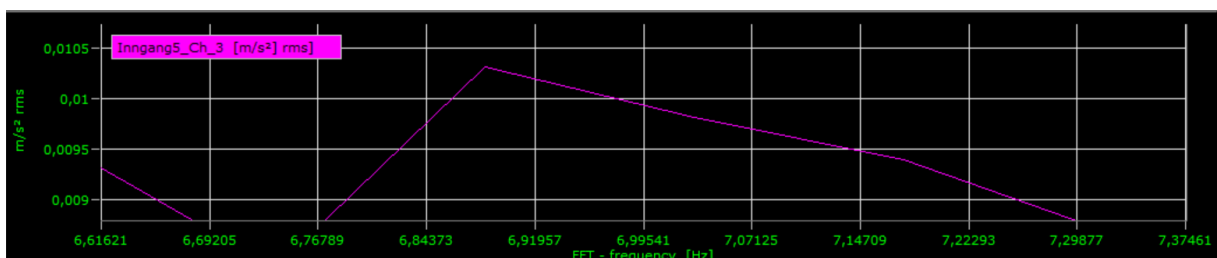
Figur A4 – «Live FFT» fra impulstest på samvirkedekke 1 med tilhørende kraft.

Figur A5 viser grafen som er zoomet inn på den første svingeformen og egenfrekvensen til samvirkedekke 1 fra en sentrisk impulstest.



Figur A5 – Zoomet inn på egenfrekvensen.

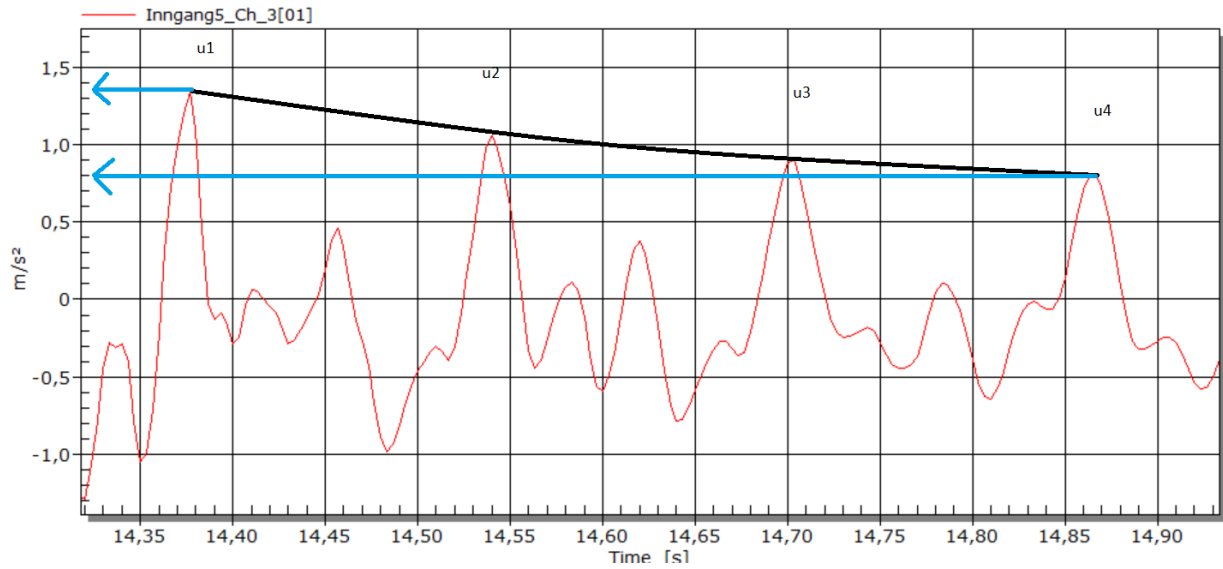
Figur A6 viser egenfrekvensen til samvirkedekke 1 som gitt av en sentrisk impulstest.



Figur A6 – Nærmere zoom på egenfrekvensen for å kunne lese av.

A3 Beregning av demping

For beregning av dempingsraten til dekkene blir det beregnet det logaritmiske dekrementet til dekkene. For å regne ut dette blir det brukt akselerasjonsgrafene fra testene. Som figur A7 viser tar en utslaget fra den første og siste svingningen og bruker disse i utregningene av det logaritmiske dekrementet.



Figur A7 – Logarithmic decrement – demping.

Vedlegg B – Håndberegninger

Håndberegninger

Tyngdetetthet

$$\rho_{tre} := 375 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Seksjonsdimensjoner

Tredekke

$$b := 2.35 \text{ m}$$

$$l := 6.96 \text{ m}$$

$$h_0 := 0.191 \text{ m} \quad \text{total høyde.}$$

$$s := 0.0046 \text{ m} \quad \text{bredde og høyde på spor i dekket.}$$

Trelast

$$h_1 := 0.145 \text{ m}$$

$$b_1 := 0.046 \text{ m}$$

$$q_{tre} := \rho_{tre} \cdot g \cdot b \cdot h_1 = 1.253 \frac{kN}{m}$$

Betong

$$b = 2.35 \text{ m}$$

$$h := 0.075 \text{ m} \quad \text{høyde på betong fra overkant av tredekket.}$$

$$l = 6.96 \text{ m}$$

$$h_2 := b_1 = 0.046 \text{ m} \quad \text{høyde og bredde på spor i tredekket som fylles av betong.}$$

$$a_s := 25 \quad \text{antall spor som skal fylles med betong.}$$

$$V_{betong} := (h_2 \cdot b_1 \cdot a_s) + (b \cdot h) = 0.229 \text{ m}^3$$

$$q_{betong} := \rho_{betong} \cdot V_{betong} = 5.7288 \frac{kN}{m}$$

$$Egenvekt_{tredekke} := q_{tre} \cdot l = (8.722 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$Egenvekt_{betong} := q_{betong} \cdot l = (3.99 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$Egenvekt_{samvirke} := Egenvekt_{tredekke} + Egenvekt_{betong} = (4.859 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Egenskaper for tredekket

$k_{mod} := 0.8$ modifikasjonsfaktor.

$\gamma_M := 1.25$ materialfaktor i henhold til eurokode.

$f_y := 23.5 \text{ MPa}$ Har tatt gjennomsnittet av trelast LS15 og LS22 siden de er likt fordelt.

$$f_{yd} := \frac{f_y \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 15.04 \text{ MPa} \quad \text{dimensjonerende bøyefasthet.}$$

$f_v := 4 \cdot \text{MPa}$ skjærfasthet

$$f_{vd} := \frac{f_v \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{dimensjonerende skjærfasthet.}$$

$$f_{c0k} := \frac{21 \text{ MPa} + 26 \text{ MPa}}{2} = 23.5 \text{ MPa} \quad \text{Har tatt gjennomsnittet av trelast LS15 og LS22 siden de er likt fordelt.}$$

$$f_{c0d} := \frac{f_{c0k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = 15.04 \text{ MPa} \quad \text{dimensjonerende trykkfasthet.}$$

$E_{tre} := 12250 \text{ MPa}$ Har tatt gjennomsnittet av trelast LS15 og LS22 siden de er likt fordelt.

$z_1 := 0.0725 \text{ m}$ avstand til lokal nøytralakse for lameller forskjøvet ned.
 $z_2 := 0.1185 \text{ m}$ avstand til lokal nøytralakse for lameller forskjøvet opp.
 $a_{opp} := 24$ antall lameller forskjøvet opp i elementet.
 $a_{ned} := a_s = 25$ antall lameller forskjøvet ned i elementet.
 $a_{tot} := a_{opp} + a_{ned} = 49$ totalt antall lameller.

$$Nøytralakse_{tredekke} := \frac{h_1 \cdot b_1 \cdot z_1 \cdot a_{ned} + h_1 \cdot b_1 \cdot z_2 \cdot a_{opp}}{h_1 \cdot b_1 \cdot a_{tot}} = 95.0306 \text{ mm}$$

$$z_{1.1} := Nøytralakse_{tredekke} - z_1 = 0.02253 \text{ m}$$

$$z_{2.2} := z_2 - Nøytralakse_{tredekke} = 0.02347 \text{ m}$$

$$A_{lamell} := b_1 \cdot h_1 = 0.007 \text{ m}^2$$

$$I_{tre} := \left(25 \cdot \left(\frac{1}{12} b_1 \cdot h_1^3 + A_{lamell} \cdot z_{1.1}^2 \right) \right) + \left(24 \cdot \left(\frac{1}{12} b_1 \cdot h_1^3 + A_{lamell} \cdot z_{2.2}^2 \right) \right) = (7.455 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Reduksjonsfaktorer for dekket på grunn av buttskjøt

$$l_{uten.benevning} := 6.96$$

Formler hentet fra teknisk godkjenning til Norsk Massivtre AS

$$k_{M.red} := (0.572 + 0.0844 \cdot l_{uten.benevning})^{-20.66} + 0.5 = 0.547 \quad \text{etter formel 2.6-1 i rapporten.}$$

$$z_{moment} := h_0 - N\ddot{o}ytralakse_{tredekke} = 0.096 \text{ m}$$

$$M_{maks} := \left(\frac{f_{yd} \cdot I_{tre}}{z_{moment}} \right) \cdot k_{M.red} = 63.912 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$k_{V.red} := (4.603 + 1.188 \cdot l_{uten.benevning})^{-1.978} - 0.171 = -0.165 \quad \text{etter formel 2.6-2 i rapporten.}$$

$$\sigma_{V.maks} := f_{vd} \cdot -k_{V.red} = 0.421 \text{ MPa}$$

$$k_{EI.red} := 2.577 - 0.464 \cdot l_{uten.benevning} + 0.0283 \cdot l_{uten.benevning}^2 = 0.718 \quad \text{etter formel 2.6-3 i rapporten.}$$

$$EI_{eff} := E_{tre} \cdot I_{tre} \cdot k_{EI.red} = (6.561 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Egenskaper for betong

$$E_{betong} := 36000 \text{ MPa} \quad h_2 = 46 \text{ mm} \quad h = 75 \text{ mm}$$

$$e_{y,betong} := \frac{\left(25 \cdot h_2 \cdot (h_2 + h) \cdot \frac{(h_2 + h)}{2}\right) + \left(24 \cdot h \cdot h_2 \cdot \left(h_2 + \frac{h}{2}\right)\right)}{24 \cdot h_2 \cdot h + 25 \cdot h_2 \cdot (h_2 + h)} = 69.08 \text{ mm}$$

$$z_{b,1} := e_{y,betong} - \frac{(h_2 + h)}{2} = 8.58 \text{ mm}$$

$$z_{b,2} := \left(h_2 + \frac{h}{2}\right) - e_{y,betong} = 14.42 \text{ mm}$$

$$I_{betong} := \left(25 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot h_2 \cdot (h_2 + h)^3 + h_2 \cdot (h_2 + h) \cdot z_{b,1}^2\right)\right) \downarrow = (2.36 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \\ + \left(24 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot h_2 \cdot h^3 + h_2 \cdot h \cdot z_{b,2}^2\right)\right)$$

$$f_{ctm} := 3.8 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yk} := 500 \cdot \text{MPa}$$

$$b_t := 2350 \cdot \text{mm}$$

$$d := 39 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \cdot b_t \cdot d = 181.1 \text{ mm}^2$$

Etter formel 2.4-1 i rapporten.

$$A_{s,min,krav} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d = 119.145 \text{ mm}^2$$

-----Beregninger for tredekke-----

$$\delta_{egenvekt} := \frac{5 \cdot q_{tre} \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{eff})} = 5.836 \text{ mm}$$

nedbøyning fra egenvekt, etter formel 2.12-2 i rapporten.

Jevnt fordelt last

$$q_{flatelast} := \frac{1000 \text{ kg} \cdot g}{l} = (1.409 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

brukte 40 sekker på 25 kg i de praktiske testene.

$$\delta_{flatelast} := \frac{5 \cdot q_{flatelast} \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{eff})} = 6.562 \text{ mm}$$

nedbøyning fra jevnt fordelt last, etter formel 2.12-2 i rapporten.

Dekke 1 - Faktisk stivhet

$$\delta_{praktisk1} := 8.3224 \text{ mm}$$

$$EI_{praktisk1} := \frac{5 \cdot q_{flatelast} \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{praktisk1}} = (5.173 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

etter formel 3.8-1 i rapporten.

$$Diff_{EI} := EI_{eff} - EI_{praktisk1} = (1.388 \cdot 10^{12}) (\text{N} \cdot \text{mm}^2)$$

$$prosent := \frac{EI_{praktisk1}}{EI_{eff}} = 0.788$$

21,2% ekstra tap i forhold til TG av stivhet pga f.eks. buttskjøt.

Dekke 2 - Faktisk stivhet

$$\delta_{praktisk2} := 7.55 \text{ mm}$$

$$EI_{praktisk2} := \frac{5 \cdot q_{flatelast} \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{praktisk2}} = (5.702 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

etter formel 3.8-1 i rapporten.

$$Diff_{EI} := EI_{eff} - EI_{praktisk2} = (8.586 \cdot 10^{11}) (\text{N} \cdot \text{mm}^2)$$

$$prosent := \frac{EI_{praktisk2}}{EI_{eff}} = 0.869$$

13,1% ekstra tap i forhold til TG av stivhet pga f.eks. buttskjøt.

Punktlast

$$F_{punktlast} := 100 \text{ kg} \cdot g = 980.665 \text{ N}$$

$$\delta_{punktlast} := \frac{F_{punktlast} \cdot l^3}{48 \cdot (EI_{eff})} = 1.05 \text{ mm}$$

nedbøyning fra punktlast på midten av dekket, etter formel 2.12-3 i rapporten.

Største verdier med flatelast

$$q_{tredekke} := q_{tre} + q_{flatelast} = (2.662 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$M_{tre} := \frac{q_{tredekke} \cdot l^2}{8} = 16.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{opplager.tre} := \frac{q_{tredekke} \cdot l}{2} = (9.264 \cdot 10^3) \text{ N}$$

Kontroll

$$M_{kontroll} := \frac{M_{tre}}{M_{maks}} = 0.252 \quad \text{Ok.}$$

$$\sigma_{tre} := \left(\frac{V_{opplager.tre}}{(h_1 \cdot b)} \right) = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{kontroll.tre} := \frac{\sigma_{tre}}{\sigma_{V.maks}} = 0.065 \quad \text{Ok.}$$

-----Beregninger for samvirkedekket-----

Effektiv stivhet for dekket

$$A1_{nedre_lameller} := h_1 \cdot b_1 \cdot a_{ned} = (1.668 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A2_{\text{\o}vre_lameller} := h_1 \cdot b_1 \cdot a_{opp} = (1.601 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A3_{betongspor} := h_2 \cdot b_1 \cdot a_s = (5.29 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A4_{betongplate} := h \cdot b = (1.763 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$A_{totalt} := A1_{nedre_lameller} + A2_{\text{\o}vre_lameller} + A3_{betongspor} + A4_{betongplate} = (5.56 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$E_{samvirke} := \frac{\left((E_{tre} \cdot (A1_{nedre_lameller} + A2_{\text{\o}vre_lameller})) \downarrow + (E_{betong} \cdot (A3_{betongspor} + A4_{betongplate})) \right)}{A_{totalt}} = (2.204 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$z_{tre.nedre} := z_1 = 72.5 \text{ mm}$$

$$z_{tre.\text{\o}vre} := z_2 = 118.5 \text{ mm}$$

$$z_{betongspor} := h_1 + \frac{h_2}{2} = 168 \text{ mm}$$

$$z_{betongplate} := h_0 + \frac{h}{2} = 228.5 \text{ mm}$$

$$e_y := \frac{\left((E_{tre} \cdot A1_{nedre_lameller} \cdot z_{tre.nedre}) + (E_{tre} \cdot A2_{\text{\o}vre_lameller} \cdot z_{tre.\text{\o}vre}) \downarrow + (E_{betong} \cdot A3_{betongspor} \cdot z_{betongspor}) + (E_{betong} \cdot A4_{betongplate} \cdot z_{betongplate}) \right)}{(E_{samvirke} \cdot A_{totalt})} = 175.486 \text{ mm}$$

$e_y = 175.486 \text{ mm}$ forutsatt fullt samvirke mellom tre og betong.

Beregninger med korrigeret stivhet for massivtredekkeet i forhold til samvirke

$$E_{M1} := \frac{(5.173 \cdot 10^{12} \cdot N \cdot mm^2)}{I_{tre}} = (6.939 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$E_{M2} := \frac{(5.702 \cdot 10^{12} \cdot N \cdot mm^2)}{I_{tre}} = (7.649 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$E_{samvirke1} := \frac{\left((E_{M1} \cdot (A1_{nedre_lameller} + A2_{\o\o vre_lameller})) \downarrow + (E_{betong} \cdot (A3_{betongspor} + A4_{betongplate})) \right)}{A_{totalt}} = (1.892 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{samvirke2} := \frac{\left((E_{M2} \cdot (A1_{nedre_lameller} + A2_{\o\o vre_lameller})) \downarrow + (E_{betong} \cdot (A3_{betongspor} + A4_{betongplate})) \right)}{A_{totalt}} = (1.933 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$e_{y1} := \frac{\left((E_{M1} \cdot A1_{nedre_lameller} \cdot z_{tre.nedre}) + (E_{M1} \cdot A2_{\o\o vre_lameller} \cdot z_{tre.\o\o vre}) \downarrow + (E_{betong} \cdot A3_{betongspor} \cdot z_{betongspor}) + (E_{betong} \cdot A4_{betongplate} \cdot z_{betongplate}) \right)}{(E_{samvirke1} \cdot A_{totalt})} = 188.763 \text{ mm}$$

$e_{y1} = 188.763 \text{ mm}$ forutsatt fullt samvirke mellom tre og betong.

$$e_{y2} := \frac{\left((E_{M2} \cdot A1_{nedre_lameller} \cdot z_{tre.nedre}) + (E_{M2} \cdot A2_{\o\o vre_lameller} \cdot z_{tre.\o\o vre}) \downarrow + (E_{betong} \cdot A3_{betongspor} \cdot z_{betongspor}) + (E_{betong} \cdot A4_{betongplate} \cdot z_{betongplate}) \right)}{(E_{samvirke2} \cdot A_{totalt})} = 186.741 \text{ mm}$$

$e_{y2} = 186.741 \text{ mm}$ forutsatt fullt samvirke mellom tre og betong.

$\gamma_1 := 1$ samvirkefaktor 1 = fullt samvirke

$$EI_{reell.samvirke1} := \left(\begin{aligned} & \left(E_{M1} \cdot \frac{1 \cdot b_1 \cdot h_1^3 \cdot a_{ned}}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{M1} \cdot A1_{ned_lameller} \cdot (e_{y1} - z_{tre.nedre})^2 \right) \right) \downarrow \\ & + \left(E_{M1} \cdot \frac{1 \cdot b_1 \cdot h_1^3 \cdot a_{opp}}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{M1} \cdot A2_{\overline{vre_lameller}} \cdot (e_{y1} - z_{tre.\overline{vre}})^2 \right) \right) \downarrow \\ & + \left(E_{betong} \cdot \frac{1 \cdot h_2^4 \cdot a_{ned}}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{betong} \cdot A3_{betongspor} \cdot (e_{y1} - z_{betongspor})^2 \right) \right) \downarrow \\ & + \left(E_{betong} \cdot \frac{1 \cdot b \cdot h^3}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{betong} \cdot A4_{betongplate} \cdot (z_{betongplate} - e_{y1})^2 \right) \right) \end{aligned} \right)$$

$EI_{reell.samvirke1} = (3.925 \cdot 10^{13}) \text{ (N} \cdot \text{mm}^2)$ etter formel 2.5-2 i rapporten.

$$EI_{reell.samvirke2} := \left(\begin{aligned} & \left(E_{M2} \cdot \frac{1 \cdot b_1 \cdot h_1^3 \cdot a_{ned}}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{M2} \cdot A1_{ned_lameller} \cdot (e_{y2} - z_{tre.nedre})^2 \right) \right) \downarrow \\ & + \left(E_{M2} \cdot \frac{1 \cdot b_1 \cdot h_1^3 \cdot a_{opp}}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{M2} \cdot A2_{\overline{vre_lameller}} \cdot (e_{y2} - z_{tre.\overline{vre}})^2 \right) \right) \downarrow \\ & + \left(E_{betong} \cdot \frac{1 \cdot h_2^4 \cdot a_{ned}}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{betong} \cdot A3_{betongspor} \cdot (e_{y2} - z_{betongspor})^2 \right) \right) \downarrow \\ & + \left(E_{betong} \cdot \frac{1 \cdot b \cdot h^3}{12} + \left(\gamma_1 \cdot E_{betong} \cdot A4_{betongplate} \cdot (z_{betongplate} - e_{y2})^2 \right) \right) \end{aligned} \right)$$

$EI_{reell.samvirke2} = (4.177 \cdot 10^{13}) \text{ (N} \cdot \text{mm}^2)$ etter formel 2.5-2 i rapporten.

Nedbøyning fra egenvekt

$$\delta_{\text{egenvekt.samvirke}} := \frac{5 \cdot (q_{\text{tre}} + q_{\text{betong}}) \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{\text{eff.samvirke.red}})} = 4.595 \text{ mm}$$

nedbøyning fra egenvekt, etter formel 2.12-2 i rapporten.

Jevnt fordelt last

$$q_{\text{flatelast}} := \frac{1000 \text{ kg} \cdot g}{l} = (1.409 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

brukte 40 sekker på 25 kg i de praktiske testene.

$$\delta_{\text{flatelast}} := \frac{5 \cdot q_{\text{flatelast}} \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{\text{eff.samvirke.red}})} = 0.927 \text{ mm}$$

nedbøyning fra jevnt fordelt last, etter formel 2.12-2 i rapporten.

Punktlast

$$F_{\text{punktast}} := 100 \text{ kg} \cdot g = 980.665 \text{ N}$$

$$\delta_{\text{punktast}} := \frac{F_{\text{punktast}} \cdot l^3}{48 \cdot (EI_{\text{eff.samvirke.red}})} = 0.148 \text{ mm}$$

nedbøyning fra punktlast på midten av dekket, etter formel 2.12-3 i rapporten.

Største verdier med flatelast

$$q_{\text{samvirke}} := q_{\text{tre}} + q_{\text{betong}} + q_{\text{flatelast}} = (8.391 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{samvirke}} := \frac{q_{\text{samvirke}} \cdot l^2}{8} = 50.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{opplager.samvirke}} := \frac{q_{\text{samvirke}} \cdot l}{2} = (2.92 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Kontroll

$$M_{kontroll} := \frac{M_{samvirke}}{M_{maks}} = 0.795$$

Ok. Mmaks er momentkapasiteten til tredekket og dette er sjekket opp mot verste tilfelle som er 0% samvirke. Uten å ta med stivheten til betongen.

$$\sigma_{samvirke} := \left(\frac{V_{opplager.samvirke}}{(h_1 \cdot b)} \right) = 0.086 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{kontroll.samvirke} := \frac{\sigma_{samvirke}}{\sigma_{V.maks}} = 0.203 \quad \text{Ok.}$$

-----Grad av samvirke-----

$$D_{n1} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot ((E_{M1} \cdot I_{tre}) + E_{betong} \cdot I_{betong})} = 3.149 \text{ mm}$$

Nedbøyning uten samvirke, etter formel 2.12-2 i rapporten.

$$D_{C1} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{reell.samvirke1})} = 1.097 \text{ mm}$$

Nedbøyning for fullt samvirke, etter formel 2.12-2 i rapporten.

$$D_{I,1} := 1.4752 \text{ mm}$$

Reell nedbøyning fra test, dekke 1.

$$Samvirke_{dekke1} := \frac{D_{n1} - D_{I,1}}{D_{n1} - D_{C1}} = 0.816$$

Effektivt reelt samvirke for dekke, etter formel 2.5-1 i rapporten.

$$D_{I,2} := 1.4286 \text{ mm}$$

Reell nedbøyning fra test, dekke 2.

$$D_{n2} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot ((E_{M2} \cdot I_{tre}) + E_{betong} \cdot I_{betong})} = 3.032 \text{ mm}$$

$$D_{C2} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{reell.samvirke2})} = 1.031 \text{ mm}$$

$$Samvirke_{dekke2} := \frac{D_{n2} - D_{I,2}}{D_{n2} - D_{C2}} = 0.801$$

Effektivt reelt samvirke for dekke 2, etter formel 2.5-1 i rapporten.

Samvirkedekke 1 - Faktisk stivhet

$$\delta_{\text{praktisk.s1}} := D_{I.1}$$

$$EI_{\text{praktisk.s1}} := \frac{5 \cdot q_{\text{flatelast}} \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{\text{praktisk.s1}}} = (2.918 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{etter formel 3.8-1 i rapporten.}$$

$$Diff_{EI} := EI_{\text{eff.samvirke.red}} - EI_{\text{praktisk.s1}} = (1.725 \cdot 10^{13}) \text{ (N} \cdot \text{mm}^2)$$

$$\text{prosent} := \frac{EI_{\text{praktisk.s1}}}{EI_{\text{eff.samvirke.red}}} = 0.629$$

Samvirkedekke 2 - Faktisk stivhet

$$\delta_{\text{praktisk.s2}} := D_{I.2}$$

$$EI_{\text{praktisk.s2}} := \frac{5 \cdot q_{\text{flatelast}} \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{\text{praktisk.s2}}} = (3.014 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{etter formel 3.8-1 i rapporten.}$$

$$Diff_{EI} := EI_{\text{eff.samvirke.red}} - EI_{\text{praktisk.s2}} = (1.629 \cdot 10^{13}) \text{ (N} \cdot \text{mm}^2)$$

$$\text{prosent} := \frac{EI_{\text{praktisk.s2}}}{EI_{\text{eff.samvirke.red}}} = 0.649$$

Eventuell restkapasitet for oppspenning

Stålplate

$$h_{plate} := 0.130 \text{ m}$$

$$f_{y.plate} := 355 \text{ MPa}$$

$$t_{plate} := 0.04 \text{ m}$$

$$\gamma_{m.plate} := 1.05$$

$$b_{plate} := 0.404 \text{ m}$$

$$f_{yd.plate} := \frac{f_{y.plate}}{\gamma_{m.plate}} = 338.095 \text{ MPa}$$

$$z_{plate} := 0.02 \text{ m}$$

$$E_{plate} := 210000 \text{ MPa}$$

$$I_{plate} := \frac{h_{plate} \cdot t_{plate}^3}{12} = (6.933 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$$

$$a_{lameller.plate} := 9 \quad \text{antall lameller platen dekker.}$$

$$A_{bjelke} := h_{plate} \cdot h_2 \cdot a_{lameller.plate} = (5.382 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{kontaktflate mellom stålplate og dekke.}$$

$$t_1 := 22000 \text{ kg} \quad \text{trykk kg per plate. Dimensjonert for 22 tonn trykk, men reelt brukt trykk er 10 tonn.}$$

$$t_2 := t_1 \cdot g = (2.157 \cdot 10^5) \text{ N} \quad \text{trykk N per plate}$$

$$Last_{plate} := \frac{t_2}{b_{plate}} = 534.025 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \quad \text{last plate jevnt fordelt.}$$

$$M_{plate} := \frac{Last_{plate} \cdot \left(\frac{b_{plate}}{2}\right)^2}{2} = (1.09 \cdot 10^7) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{plate} := \frac{M_{plate}}{I_{plate}} \cdot z_{plate} = 314.284 \text{ MPa}$$

$$Kontroll_{plate} := \frac{\sigma_{plate}}{f_{yd.plate}} = 0.93 \quad \text{ok.}$$

$$Plate_{bøying} := \frac{Last_{plate} \cdot \left(\frac{b_{plate}}{2}\right)^4}{8 \cdot E_{plate} \cdot I_{plate}} = 0.763 \text{ mm}$$

kontroll av bøyning for platen, brukt utkraget bjelkeformel. Ansett som fast innspent på midten der kabelen er festet.

Kontroll bjelkestrykk 0 grader

$f_{c0d} = 15.04 \text{ MPa}$ trykkapasitet.

$$t_{bjelke} := \frac{t_2}{A_{bjelke}} = 4.009 \text{ MPa} \quad \text{faktisk trykk på lameller pr. plate.}$$

$$Kontroll_{bjelkestrykk} := \frac{t_{bjelke}}{f_{c0d}} = 0.267 \quad \text{ok.}$$

Kombinert bøy trykk kapasitet, 0% samvirke og stivhet til betonglaget er ikke tatt med. Verste tilfelle og dimensjonerende.

$$Kontroll_{kombinert} := \left(\frac{t_{bjelke}}{f_{c0d}} \right)^2 + \frac{M_{samvirke}}{M_{maks}} = 0.866 \quad \text{ok.}$$

Nedbøyningskontroll

$$EI_{oppspent} := EI_{eff.samvirke.red} = (4.643 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_{flatelast} := \frac{5 \cdot q_{flatelast} \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{oppspent})} = 0.927 \text{ mm} \quad \text{nedbøyning fra jevnt fordelt last, etter formel 2.12-2 i rapporten.}$$

$$\delta_{punktlast} := \frac{F_{punktlast} \cdot l^3}{48 \cdot (EI_{oppspent})} = 0.148 \text{ mm} \quad \text{nedbøyning fra punktlast på midten av dekket, etter formel 2.12-3 i rapporten.}$$

Kontrollen vil bli det samme som for samvirkedekket - Ok.

Oppspent dekke 1 - Faktisk stivhet

$$\delta_{praktisk.o1} := 1.7585 \cdot mm$$

$$EI_{praktisk.o1} := \frac{5 \cdot q_{flatelast} \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{praktisk.o1}} = (2.448 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot mm^2 \quad \text{etter formel 3.8-1 i rapporten.}$$

$$Diff_{EI} := EI_{oppspent} - EI_{praktisk.o1} = (2.195 \cdot 10^{13}) \text{ (N} \cdot mm^2)$$

$$prosent := \frac{EI_{praktisk.o1}}{EI_{oppspent}} = 0.527$$

Oppspent dekke 2 - Faktisk stivhet

$$\delta_{praktisk.o2} := 1.5973 \cdot mm$$

$$EI_{praktisk.o2} := \frac{5 \cdot q_{flatelast} \cdot l^4}{384 \cdot \delta_{praktisk.o2}} = (2.695 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot mm^2 \quad \text{etter formel 3.8-1 i rapporten.}$$

$$Diff_{EI} := EI_{oppspent} - EI_{praktisk.o2} = (1.948 \cdot 10^{13}) \text{ (N} \cdot mm^2)$$

$$prosent := \frac{EI_{praktisk.o2}}{EI_{oppspent}} = 0.581$$

-----Grad av samvirke for oppspent dekke-----

$$D_{n1} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot ((E_{M1} \cdot I_{tre}) + E_{betong} \cdot I_{betong})} = 3.149 \text{ mm}$$

Nedbøyning uten samvirke, etter formel 2.12-2 i rapporten.

$$D_{C1} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{reell.samvirke1})} = 1.097 \text{ mm}$$

Nedbøyning for fullt samvirke, etter formel 2.12-2 i rapporten.

$$D_{I,1} := 1.76 \text{ mm}$$

Reell nedbøyning fra test, dekke 1.

$$Oppspent_{dekke1} := \frac{D_{n1} - D_{I,1}}{D_{n1} - D_{C1}} = 0.677$$

Effektivt reelt samvirke for oppspent dekke1, etter formel 2.5-1 i rapporten.

$$D_{I,2} := 1.60 \text{ mm}$$

Reell nedbøyning fra test, dekke 2.

$$D_{n2} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot ((E_{M2} \cdot I_{tre}) + E_{betong} \cdot I_{betong})} = 3.032 \text{ mm}$$

$$D_{C2} := \frac{5 \cdot (q_{flatelast}) \cdot l^4}{384 \cdot (EI_{reell.samvirke2})} = 1.031 \text{ mm}$$

$$Oppspent_{dekke2} := \frac{D_{n2} - D_{I,2}}{D_{n2} - D_{C2}} = 0.715$$

Effektivt reelt samvirke for oppspent dekke 2, etter formel 2.5-1 i rapporten.

EUROKODE 5

Tredekke

$EI_{eff} = (6.561 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$ teoretiske effektive stivheten til treseksjonene.

$$q_{tre.kg} := \frac{q_{tre} \cdot l}{g} = 889.358 \text{ kg}$$

$$m_{.tre} := \frac{q_{tre.kg}}{b \cdot l} = 54.375 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{masse per kvadratmeter.}$$

$$f_{1.tre} := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{eff}}{b \cdot m_{.tre}}} = 7.348 \text{ Hz}$$

teoretisk egenfrekvens i følge eurokode 5, formel 2.13-1 i rapporten.

Samvirkedekke

$$q_{samvirke.kg} := \frac{q_{samvirke} \cdot l}{g} = (5.955 \cdot 10^3) \text{ kg}$$

$$m_{.samvirke} := \frac{q_{samvirke.kg}}{b \cdot l} = 364.098 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{masse per kvadratmeter.}$$

$$f_{1.samvirke} := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_{eff.samvirke.red}}{b \cdot m_{.samvirke}}} = 7.554 \text{ Hz}$$

teoretisk egenfrekvens i følge eurokode 5, formel 2.13-1 i rapporten.

Massivtredekke

$R := 64$ responsfaktor.

$a_{rms.krav} := 0.005 \cdot R = 0.32 \frac{m}{s^2}$ akselerasjonskriterium.

$\delta_{egenvekt} = 5.836 \text{ mm}$ $\delta_{egenvekt.1} := 5.836$

$k_{e.1} := 1$ $k_{e.2} := 1$

$f_{1.tre} := k_{e.1} \cdot k_{e.2} \cdot \frac{18}{\sqrt{\delta_{egenvekt.1}}} = 7.451$ egenfrekvens, etter formel 2.13-2 i rapporten.

$\alpha := e^{-0.4 \cdot f_{1.tre}} = 0.051$ fourierkoeffisient, etter formel 2.13-5 i rapporten.

$\zeta := 0.02$ demping.

$m_{.tre} = 54.375 \frac{kg}{m^2}$ $l = 6.96 \text{ m}$ $b = 2.35 \text{ m}$ $l_x := b = 2.35 \text{ m}$ $l_y := l = 6.96 \text{ m}$

$M'_{.tre} := \frac{m_{.tre} \cdot l \cdot b}{4} \cdot \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right) = 369.607 \text{ kg}$ modal masse, etter formel 2.13-6 i rapporten.

$F_0 := 100 \cdot kg \cdot g = 980.665 \text{ N}$

$a_{rms} := \frac{0.4 \cdot \alpha \cdot F_0}{\sqrt{2} \cdot 2 \cdot \zeta \cdot M'_{.tre}} = 0.953 \frac{m}{s^2}$ "root mean square" akselerasjon, etter formel 2.13-4 i rapporten.

$EI_L := \frac{EI_{eff}}{b} = (2.792 \cdot 10^6) \frac{(N \cdot m^2)}{m}$

$w_{1kN.tredekke} := \frac{1000 \text{ N} \cdot l^3}{48 EI_L \cdot b} = 1.071 \text{ mm}$ nedbøyning, etter formel 2.13-3 i rapporten.

Samvirkedekke

$R := 64$ responsfaktor.

$a_{rms.krav} := 0.005 \cdot R = 0.32 \frac{m}{s^2}$ akselerasjonskriterium.

$\delta_{egenvekt.samvirke} = 4.595 \text{ mm}$ $\delta_{egenvekt.samvirke.1} := 4.739$

$k_{e.1} := 1$ $k_{e.2} := 1$

$f_{1.samvirke} := k_{e.1} \cdot k_{e.2} \cdot \frac{18}{\sqrt{\delta_{egenvekt.samvirke.1}}} = 8.269$ egenfrekvens, etter formel 2.13-2 i rapporten.

$\alpha := e^{-0.4 \cdot f_{1.samvirke}} = 0.037$ fourierkoeffisient, etter formel 2.13-5 i rapporten.

$\zeta := 0.025$ demping.

$m_{.samvirke} = 364.098 \frac{kg}{m^2}$ $l = 6.96 \text{ m}$ $b = 2.35 \text{ m}$ $l_x := b = 2.35 \text{ m}$ $l_y := l = 6.96 \text{ m}$

$M'_{.samvirke} := \frac{m_{.samvirke} \cdot l \cdot b}{4} \cdot \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right) = (2.475 \cdot 10^3) \text{ kg}$ modal masse, etter formel 2.13-6 i rapporten.

$F_0 := 100 \cdot kg \cdot g = 980.665 \text{ N}$

$a_{rms} := \frac{0.4 \cdot \alpha \cdot F_0}{\sqrt{2 \cdot 2 \cdot \zeta \cdot M'_{.samvirke}}} = 0.082 \frac{m}{s^2}$ "root mean square" akselerasjon, etter formel 2.13-4 i rapporten.

$EI_L := \frac{EI_{eff.samvirke.red}}{b} = (1.976 \cdot 10^7) \frac{(N \cdot m^2)}{m}$

$w_{1kN.samvirkedekke} := \frac{1000 \text{ N} \cdot l^3}{48 EI_L \cdot b} = 0.151 \text{ mm}$ nedbøyning, etter formel 2.13-3 i rapporten.

-----Kontroll av hullkantfasthet i fiberretningen på trevirket for 8 x 400 mm skruene-----
Etter EK5-1-1.

$$\rho_k := 375 \quad \text{trevirkets karakteristiske tetthet kg/m}^3.$$

$$d := 8 \quad \text{stavdiameter/skruediameter.}$$

$$f_{h.0.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 d) \cdot \rho_k = 28.29 \quad MPa \quad \text{karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning, formel, 8.32 EK5 og 2.3-3 i rapporten.}$$

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot d = 1.47$$

$$f_{h.90.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot 1} = 19.245 \quad MPa \quad \text{karakteristisk hullkantfasthet 90 grader på fiberretning, formel 8.31 EK5 og 2.3-2 i rapporten.}$$

$$f_{h.45.k} := \frac{f_{h.0.k}}{((k_{90} \cdot 0.5) + 0.5)} = 22.907 \quad MPa \quad \text{karakteristisk hullkantfasthet 45 grader på fiberretning, formel 8.31 EK5 og 2.3-2 i rapporten.}$$

-----Kontroll av hullkantfasthet i fiberretningen på trevirket for 6x100 mm skruene-----
Etter EK5-1-1.

$$\rho_k := 375 \quad \text{trevirkets karakteristiske tetthet kg/m}^3.$$

$$d := 6 \quad \text{stavdiameter/skruediameter.}$$

$$f_{h.0.k} := 0.082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0.3} = 17.964 \quad MPa \quad \text{karakteristisk hullkantfasthet i fiberretning, formel, 8.15 EK5 og 2.3-1 i rapporten - ingen forboring.}$$

$$k_{90} := 1.35 + 0.015 \cdot d = 1.44$$

$$f_{h.90.k} := \frac{f_{h.0.k}}{k_{90} \cdot 1} = 12.475 \quad MPa \quad \text{karakteristisk hullkantfasthet 90 grader på fiberretning, formel 8.31 EK5 og 2.3-2 i rapporten.}$$

$$f_{h.45.k} := \frac{f_{h.0.k}}{((k_{90} \cdot 0.5) + 0.5)} = 14.724 \quad MPa \quad \text{karakteristisk hullkantfasthet 45 grader på fiberretning, formel 8.31 EK5 og 2.3-2 i rapporten.}$$

Vedlegg C – Betongresept

Receipt oplysninger

Receipt : 451640 FA VC 0,38 ~ B45 M-40 D16 25% FA
 Oprettet af : Anfinn Berge Dato : 22-05-2012 11:58:42
 Rettet af : Proce Dato : 01-06-2016 08:22:51
 Receipttype : Fast værdi Status : Aktiv
 Konsistenstype : Sætmål
 Familie : 3000 Familie navn : Normal Betong
 Tilslagsspec. : 1625 ~ 08-69% 816-31%
 Pulverspec. : 1 ~ Norcem Standar FA
 Vandspec. : 01 ~ K/V Vann
 Kemispec. : 4022 ~ SXN 1%

Standard : NS206

VC spec.nr. :
 Miljøklasse : M40 V/C-Forhold : 0,380
 Chloridklasse : Cl 0,10 Ameringstål : Ingen valgt
 Modenhedsminutter : Kontrolklasse : Ingen valgt
 Styrkeklasse : B45 Klassifikation : Designet
 M³ siden sidste prøve(fam.): 4,30 Manuel bøværdi : 60
 Rct.prv.hyp. i periode : 3,60 M³ siden sidste prøve :
 Eksponeringsklasse : X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XD1, XS1, XA1, XA2, XA4, XD2, XD3,)

Stamoplysninger

Min. cementindhold : Nej
 Min. cementindhold : 300,00 Kg Max :
 Min. filler indhold : Max :
 Sætmålsinterval : - Betontype :
 Brug tilstræbt sætmål : Nej Tilstræbt sætmål : 200
 Ekstra Specifikationer : Certificeringsorgan :
 Auto % andel af vand ved fl: 100,00

Prøvning

Udtag prøve : Nej Dato : 01-01-1900
 Prøvehyppighed : 100,0
 Udtag prøve bemærkninger :
 Forprøve gruppenr. : Ingen valgt Foræld. :
 Dato for sidste prøve : 14-02-2020 Dato for sidste produktion : 14.02.2020
 Sidste forprøve : Ingen forprøver

Blanderdata

Blander navn	Blandetid	Tømmetid	Deltatid	Blander korr.
1 (Blander 1)	90,00	20,00	0,00	0,00

Vægt forsinkelse

Blander: Blander 1						
Vægt:	Tilslagsvekt	Sementvekt	Vannvekt	Tilset.-vekt	Silikavekt	Fiber
Sek:	0	0	5	5	5	4

Receipt Sætmål:

Install:	60	120	160	200	240
VandBehov:	150,00	160,00	170,00	180,00	190,00
Luftindhold %:	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00

Tekster

Nr	Tekst	Antal	Enhed
RED	25% RED.	0	kr

Proportionering

Sætmål	: 200
Luft	: 2,0
Ækv. cement	: 473,684
Samlet vandbehov	: 180,000

Materialer	Kilo/m ³ VOT	Vandindhold	Kilo/m ³	Pris/Kg	Pris/m ³	CO2/m ³
0-8 Sand 4	627,987	0,00	627,987			0,00
8-16 Singel	679,348	0,00	679,348			0,00
0-8 Sand	538,275	0,00	538,275			0,00
Standar FA 42,5 R	473,684	0,00	473,684			0,00
Kaldt Vand	175,405	100,00	175,405			0,00
Varmt Vand	0,900	100,00	0,900			0,00
Dynamon SX-N	4,737	78,00	4,737			0,00
	2500,335			2500,335		0,00

Proportioneringsfejl: Alkali reaktiv grænse overskredet (6,73 > 6,50)

NS206

	Resultat	Krav	Ok			
Vandbehov (Fri)	180,000	-				
Effektiv pulver (Fri)	473,684	-				
V/C fri beregning	0,380	-				
Vandbehov (EN206)	180,000	-				
Effektiv pulver (EN206)	473,684	330,000	✓			
V/C i henhold til EN206	0,380	0,400	✓			
Eff. pulverbemængde fratrukket kemiva	0,000	-				
Pulver (total kg)	473,684	-				
Luft %	2,000	-				
Beregnet m ³	1,000	-				
Chloridindhold	0,093	0,100	✓			
Andel reaktiv tilslag %	25,415	-				
Alkaliindhold	6,726	6,500	✗			
Flyveaske/pulver forhold	0,180	0,350	✓			
Silika/pulver forhold	0,000	0,110	✓			
Flyveaske, Ren cement andel	78,000	65,000	✓			
Slagg, Ren cement andel	0,000	-				
Matriksvolumen eks. luft (I)	356,657	-				
Cementpastavolumen (I)	338,423	-				
Samlet vurdering			✗			

Blanket

Receipt nr. : 451640 FA VC 0,38 ~ B45 M-40 D16 25% FA
 Familie : 3000
 Anvendelse 1 :
 Anvendelse 2 :

Klassifikation

Miljøklasse : M40 Eksponeeringsklasse : X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XD1, XS1,
 : XA1, XA2, XA4, XD2, XD3, XS2, XS3,
 : XA3, XSA
 Styrkeklasse : B45 Tilstræbt kons. : 200
 Kontrolklasse : Ingen valgt Ekstra Specifikationer :
 Max. Stenstørrelse : 16 Certificeringsorgan :

Materiale sammensætning

Forkortelse	Materiale	Densitet Kg/m ³	Mængde Kg/m ³	Volumen Liter m ³	Dekl.dato
0-8 Sand 4	0-8 Sand 4	2800,000	627,987	224,281	21-03-2013
8-16	8-16 Singel	3029,000	679,348	224,281	01-01-1900
0-8 Sand 1	0-8 Sand	2800,000	538,275	192,241	21-03-2013
STD FA+	Standar FA 42,5 R	2990,000	473,684	158,423	10-01-2018
K-Vann	Kaldt Vann	1000,000	175,405	175,405	01-01-1900
V-Vann	Varmt Vann	1000,000	0,900	0,900	01-01-1900
SX-N	Dynamon SX-N	1060,000	4,737	4,469	01-01-2000
Tilstræbt luft i beton (2,0 Vol %)				20,000	
			2500,335	1000,000	

Sand	0-8 Sand 4	0-8 Sand 1	Sten	8-16
Materialeklasse			Materialeklasse	
Humus			Lette korn < 2200 kg/m ³	
Kemisk svind MI/kg			Lette korn < 2400 kg/m ³	
Indhold af reaktive korn	39,10	39,10	Lette korn < 2500 kg/m ³	
Mørtelekspansjon % Uge			Kritisk absorbtion af 10 Pct.	
Acc. mørtelekspansjon % Ug			Acc. mørtelekspansjon % Ug	
Absorbtion %	0,56	0,56	Absorbtion %	0,30
D _{Lower}			D _{Lower}	
D _{Upper}			D _{Upper}	

Cement	Sulfatres.
Standar FA 42,5 R	Nej

Andre tilsætninger	Tilsætningsstoffer	SX-N
Tørstofindhold %	Tørstofindhold %	22,00

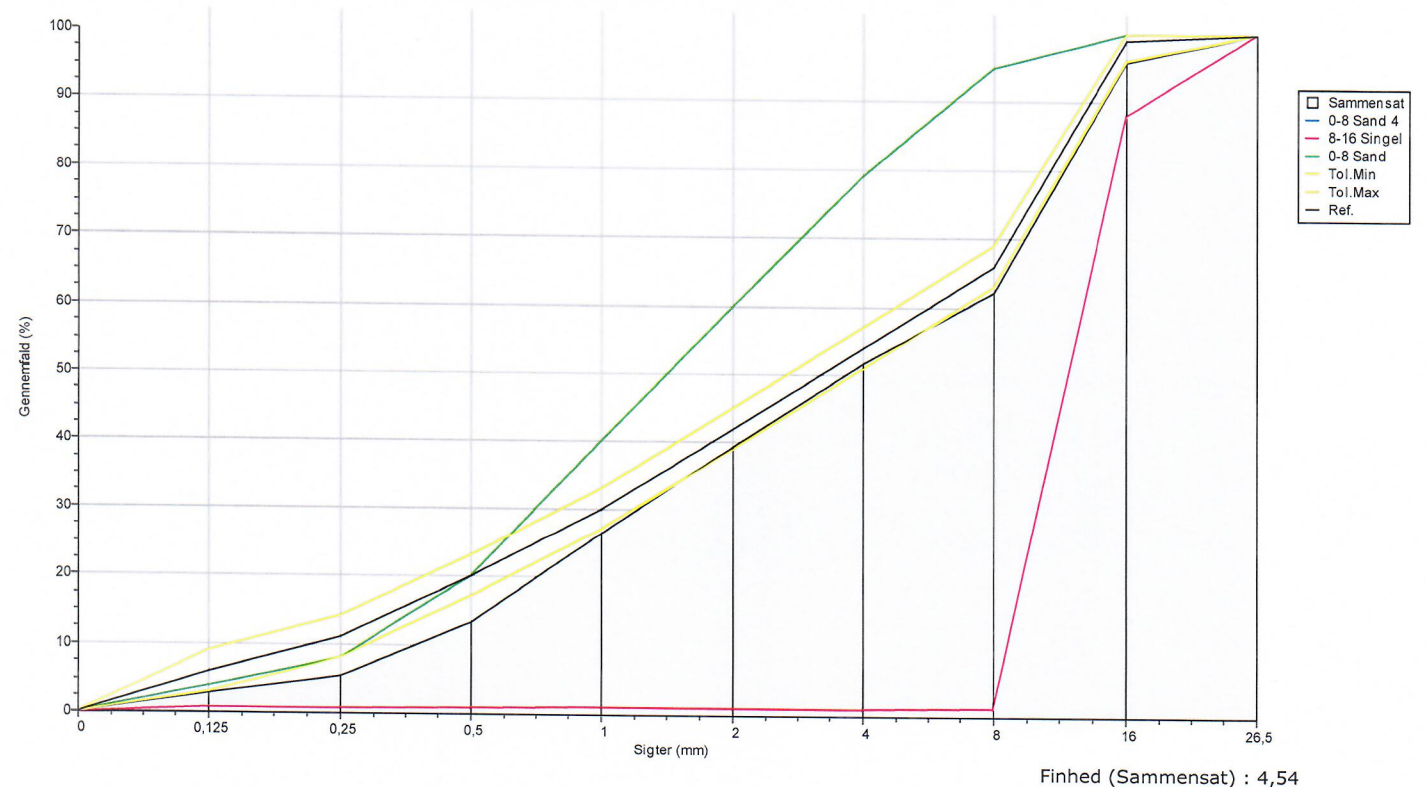
Fibre	Vand	K-Vann	V-Vann
Type	Materialeklasse		
Fiber tværsnit	Tørstofindhold %	0,00	0,00
Fiber længde			

Chlorid/Alkali regnskab Indhold af delmaterialer	Kg/m ³	Chloridberegning		Alkaliberegning	
		% cl	Kg/m ³	% Ækv. Aik	Kg/m ³
0-8 Sand 4	627,987	0,000	0,000		
8-16 Singel	679,348	0,005	0,034		
0-8 Sand	538,275	0,000	0,000		
Standar FA 42,5 R	473,684	0,085	0,403	1,400	6,632
Kaldt Vann	175,405	0,000	0,000	0,000	0,000
Varmt Vann	0,900	0,000	0,000	0,000	0,000
Dynamon SX-N	4,737	0,050	0,002	2,000	0,095
Total			0,439		6,726

BR ANEL

KornKurver, gennemfald i %				
	0-8 Sand 4	8-16	0-8 Sand 1	Total
Mængde, Kg	627,987	679,348	538,275	1845,609
Vol.-%	35,000	35,000	30,000	100,000
Sigter, mm				
26,500	100,000	100,000	100,000	100,000
16,000	100,000	88,001	100,000	95,800
8,000	94,998	1,299	94,998	62,203
4,000	79,001	1,101	79,001	51,736
2,000	59,999	1,101	59,999	39,385
1,000	40,001	1,101	40,001	26,386
0,500	19,998	1,001	19,998	13,349
0,250	8,001	0,800	8,001	5,481
0,125	4,001	0,701	4,001	2,846
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Sigtekurve



BR ANEL

Følgeseddel opplysninger

Flgsdl: **7625** Dato: **14.02.2020 06:48:47**
 K/P: **20868 - / 1 - Norsk Massivtre avd. Begna**
 Bil: **15, Tom Granlund**
 Type: **Almindelig recept**
 Satse: **4** Satsstr: **0,90**
 VC forhold: **0,380** Flg m³: **3,40/(3,600)**
 Recept: **451640 FA VC 0,38 B45 M-40 D16 25% FA**

Bl.mester: **Proces**Sætmål: **200 mm**Prod m³: **3,60**Standard: **NS206**

Vægt sats opplysninger

Materiale <small>Ønsket mat/silo i 1. sats fra recepten</small>	Silo	Sats 1					Vandindhold	Sats 2					Vandindhold
		Ønsket	Sats korr.	Opnået	Afvigelse %	FUGT %		Ønsket	Sats korr.	Opnået	Afvigelse %	FUGT %	
+ 0-8 Sand	1	0		0		4,00 ^M	0,00	0		0		4,00 ^M	0,00
0-8 Sand 4	4	586		596		3,70 ^M	21,15	578	-10	579		4,00 ^M	22,14
8-16 Singel	3	608		611		-0,50 ^M	-3,06	606	-2	611		-0,50 ^M	-3,06
Tilslag total		1697		1709		0,72		1688		1703		0,90	
Standar FA 42,5 R	1	426,3		423,9				428,7	2,4	429,7			
Kaldt Vann	1	67,75		67,91			67,91	64,46	-0,16	64,54			64,54
Varmt Vann	2	55,35		55,31			55,31	55,39	0,04	55,53			55,53
Vand total		123,10		123,22		0,10		119,85		120,07		0,19	
Dynamon SX-N	2	4,263		4,256		-0,16	3,32	4,270	0,007	4,231		-0,92	3,30
Skyllvand													
Total Kg		2250		2260			162,46	2240		2257			162,10

Materiale <small>Ønsket mat/silo i 1. sats fra recepten</small>	Silo	Sats 3					Vandindhold	Sats 4					Vandindhold
		Ønsket	Sats korr.	Opnået	Afvigelse %	FUGT %		Ønsket	Sats korr.	Opnået	Afvigelse %	FUGT %	
+ 0-8 Sand	1	0		0		4,00 ^M	0,00	0		23		4,00 ^M	0,89
0-8 Sand 4	4	587	-1	590		4,00 ^M	22,58	584	-4	574		4,00 ^M	21,98
8-16 Singel	3	604	-4	607		-0,50 ^M	-3,04	605	-3	609		-0,50 ^M	-3,05
Tilslag total		1685		1677		-0,45		1707		1703		-0,24	
Standar FA 42,5 R	1	425,3	-1,0	424,8				426,9	0,6	427,4			
Kaldt Vann	1	64,54	-0,08	64,62			64,62	63,34	-0,08	63,30			63,30
Varmt Vann	2	55,21	-0,14	55,16			55,16	55,40	0,05	55,38			55,38
Vand total		119,75		119,78		0,03		118,74		118,68		-0,05	
Dynamon SX-N	2	4,302	0,039	4,267		-0,81	3,33	4,298	0,035	4,264		-0,80	3,33
Skyllvand								1,2		1,2			1,20
Total Kg		2234		2226			160,98	2258		2255			162,03

Materiale <small>Ønsket mat/silo i 1. sats fra recepten</small>	Silo	Læs		
		Ønsket	Opnået	Afvigelse %
+ 0-8 Sand	1	0	23	0,00
0-8 Sand 4	4	2349	2339	-0,41
8-16 Singel	3	2433	2437	0,15
Tilslag total		6796	6792	-0,06
Standar FA 42,5 R	1	1705,3	1705,8	0,03
Kaldt Vann	1	260,41	260,37	-0,02
Varmt Vann	2	221,41	221,39	-0,01
Vand total		481,82	481,76	-0,01
Dynamon SX-N	2	17,053	17,018	-0,20
Skyllvand		1,2	1,2	
Total Kg		9001	8998	

1) Siloskift

Sats nr.: 2						
Navn	Vægt	Silo	Opnået	Fugt	Type	
0-8 Sand		1	402	4,00 ^M		
> 0-8 Sand 4		4	112	4,00 ^M	For satsen	

Sats nr.: 3						
Navn	Vægt	Silo	Opnået	Fugt	Type	
0-8 Sand		1	4	4,00 ^M		
> 0-8 Sand 4		4	476	4,00 ^M	For satsen	

Udefinerede Kg	Tilslagsvekt	Sementvekt	Vannvekt	Tilset.-vekt
Satsnr.				1
1	-0,61	-1,03	0,51	0,05
2	0,00	-2,20	0,51	0,01
3	0,00	-0,29	0,51	-0,02
4	0,00	2,49	0,44	-0,01
Ialt	-0,61	-1,03	1,98	0,04

Øvrige sats opplysninger

Satsnr.	Blander				
	Blandetid	Efter spædvand	Wattmeter	Blander	Temperatur
Ønsket	90,0				20,0
1	90,0		248,0	Blander 1	
2	90,0		271,0	Blander 1	
3	90,0		260,0	Blander 1	
4	90,0		275,0	Blander 1	

Øvrige læs opplysninger

	Ønsket	Opnået	Afvigelse
VC-Forhold	0,380	0,380	0,000
Totale kg i læs	9001	8998	0,0
Frit vand	612,00	647,57	5,8 %
Ækv.cem.mængde	1610,53	1705,79	5,9 %

NS-EN 206:2013+NA:2014

	Opnået ialt	Pr. m ³	Ikke godkendt
Max. VC-Forhold:	0,380		Ok (Krav:0,400)
Min. fiberindhold:	0,000		Ok (Ingen krav)
Effektiv pulver (EN206):	1705,788	474,056	Ok (Krav:330,00)
Max. Chlorid/Pulver forhold:	0,093		Ok (Krav:0,100)
Max. alkali indhold:	24,221		Alkali reaktiv grænse overskredet (24,22 > 23,39)
SCC robusthed nedre tolerance:	-0,118		Ok (Ingen krav)
SCC robusthed øvre tolerance:	-0,118		Ok (Ingen krav)
Flyveaske/pulver forhold:	0,180		Ok (Krav:0,350)
Silika/pulver forhold:	0,000		Ok (Krav:0,110)
Anvendt cement k-værdi:	1,00		Ok (Ingen krav)
Flyveaske, Ren cement andel:	78,00		Ok (Krav:65,00)
Slagg, Ren cement andel:	0,00		Ok (Ingen krav)
Tilsætninger i pulver			Ok
Silika	0,00		(Krav:6,00)
Fly+Sil+Slag	18,00		(Krav:14,00)
Doseringtolerance:	Tilslag : Afvigelse fra ønsket : -0,06% (Krav 3,49%)		Ok
	Standar FA 42,5 R : Afvigelse fra ønsket : 0,03% (Krav 3,49%)		Ok
	Vand : Afvigelse fra ønsket : -0,01% (Krav 3,49%)		Ok
	Dynamon SX-N : Afvigelse fra ønsket : -0,20% (Krav 5,49%)		Ok



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

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway