

# Etasjeskiller med tre-betong komposittløsning

**Ola Alm**

**Ola Frihetsli**

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)  
Innlevert: juni 2015  
Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Konstruksjon	DATO: 10.06.2015	ANTALL SIDER: 70 + 64
----------------------------	---------------------	--------------------------

TITTEL:

### Etasjeskiller med tre-betong komposittløsning

Wood-Concrete Composite Floor

UTFØRT AV:

Ola Alm  
Ola Frihetsli



SAMMENDRAG:

Dette arbeidet fokuserer på å videreutvikle en komposittløsning for etasjeskillere bestående av limtre, betong og innlimt skjærforbinder. Det er bygget en testmodell i laboratoriet til materialteknisk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Til testmodellen er det benyttet limtrebjelker med dimensjon 115x450 mm og 50 mm tykke prefabrikkerte betongelementer med innstøpte skjærforbindere, der skjærforbinderne er av strekkmetall. Modellen bygger totalt 500 mm i høyden, og har en spennvidde på 8 meter.

Fokus for utforming av løsningen er rettet mot produksjonsvennlighet, praktisk gjennomførbarhet, og konstruksjonens egenskaper i bruksgrensetilstanden. Betongelementene er utformet for å kunne monteres for hånd av to personer uten bruk av løfteutstyr.

Det er utført en bruddtest på en modell som ble utformet i forbindelse med en masteroppgave ved NTNU våren 2013. På modellen som er bygget som en del av arbeidet med denne oppgaven er det gjennomført tre ulike tester. Det er gjennomført skjærtester for å finne stivheten til valgt løsning av skjærforbindelse med hensyn til to ulike limtyper. Skjærforbindelsens stivhet påvirker i stor grad komposittens effektivitet. Videre er det gjennomført en nedbøyningstest for å bestemme testmodellens bøyestivhet. Til sist er modellens dynamiske egenskaper målt i en dynamisk test. Resultater fra disse testene er benyttet til verifikasjon, og i tillegg benyttet som kalibreringsgrunnlag til numerisk analyse. Med grunnlag i testresultater fra laboratoriet er det laget en elementmetode-modell i simuleringverktøyet Abaqus. Sammenligning av simuleringresultater mot testresultater gir minimale avvik. Den kalibrerte modellen er utvidet til modeller med variasjon i både bredde og spennvidde.

Komposittløsningens egenskaper med hensyn til bruksgrensetilstanden er særlig vektlagt som ytelseskriterium. Testmodellen, med en spennvidde på 8 meter, viser meget gode egenskaper fra både nedbøyningstest og dynamisk test i dette henseendet. Til sist er det gjennomført en vurdering av komposittløsningens egenskaper med forlenget spennvidde. Resultatet fra denne vurderingen viser at en etasjeskiller utført med komposittløsningen utviklet i dette arbeidet, har tilstrekkelig kapasitet til en spennvidde på 10 meter.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Kjell Arne Malo

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



## Forord

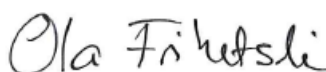
Denne oppgaven er utarbeidet som en del av masterstudiet ved bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved institutt for Konstruksjonsteknikk, og er gjennomført over en periode på 20 uker våren 2015. Masteroppgaven markerer slutten på et toårig masterprogram ved NTNU for begge rapportens forfattere; Ola Frihetsli og Ola Alm.

Oppgaven omhandler videreutvikling av et komposittsystem for en etasjeskiller bestående av betongelementer og limtrebjelker koblet sammen med en kontinuerlig skjærforbinder av strekkmetall. Kombinasjonen av analytiske beregninger, laboratoriearbeid og numeriske analyser gjorde valg av oppgave enkelt. Arbeidet med denne oppgaven har vært svært interessant og lærerikt. Dette gjelder særlig måten vi, etter fem års teoretisk studium, har fått knyttet disse kunnskapene opp mot virkeligheten gjennom praktiske forsøk.

Arbeidet med emnet har gitt oss verdifull erfaring i prosjektarbeid, innsikt i materialenes oppførsel, beregningsmetoder og ikke minst innsikt i virkningen av teorien i praksis. Reisen fra ideer og bygging av modell til testing og numeriske analyser har vært spennende og utfordrende, og har gitt oss den mestringsfølelsen vi søkte.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder professor Kjell Arne Malo, som med stoisk ro og en avstressende porsjon humor, har gitt oss verdifulle innspill og stor handlingsfrihet. Om lag åtte hele uker av arbeidet med denne oppgaven har funnet sted i laboratoriet ved Materialteknisk avdeling på NTNU. Hjelpsomheten, kunnskapen og erfaring til de ansatte, ved spesielt Steinar Seehus, Ragnar Moen, Gøran Loraas og Ove Edvard Loraas, har vært eksepsjonell, takk for all veiledning. Takk til BetoNor ved Ole Henrik Svenning for praktiske råd, som har vært avgjørende ved utforming av komposittløsningen. Videre vil vi takke Mapei ved Dan Arve Juvik for rådgivning og levering av lim kostnadsfritt til modellen. Til slutt rettes en takk til medstudenter ved Institutt for Konstruksjonsteknikk for gode faglige samtaler.

Trondheim, 10. juni 2015



Ola Frihetsli



Ola Alm



# Sammendrag

Dette arbeidet fokuserer på å videreutvikle en komposittløsning for etasjeskillere bestående av limtre, betong og innlimt skjærforbinder. Det er bygget en testmodell i laboratoriet til materialteknisk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Til testmodellen er det benyttet limtrebjelker med dimensjon 115x450 mm og 50 mm tykke prefabrikkerte betongelementer med innstøpte skjærforbindere, der skjærforbinderne er av strekkmetall. Modellen bygger totalt 500 mm i høyden, og har en spennvidde på 8 meter.

Fokus for utforming av løsningen er rettet mot produksjonsvennlighet, praktisk gjennomførbarhet, og konstruksjonens egenskaper i bruksgrensetilstanden. Betongelementene er utformet for å kunne monteres for hånd av to personer uten bruk av løfteutstyr.

Det er utført en bruddtest på en modell som ble utformet i forbindelse med en masteroppgave ved NTNU våren 2013. På modellen som er bygget som en del av arbeidet med denne oppgaven er det gjennomført tre ulike tester. Det er gjennomført skjærttester for å finne stivheten til valgt løsning av skjærforbindelse med hensyn til to ulike limtyper. Skjærforbindelsens stivhet påvirker i stor grad komposittens effektivitet. Videre er det gjennomført en nedbøyingstest for å bestemme testmodellens bøyestivhet. Til sist er modellens dynamiske egenskaper målt i en dynamisk test. Resultater fra disse testene er benyttet til verifikasjon, og i tillegg benyttet som kalibreringsgrunnlag til numerisk analyse.

Med grunnlag i testresultater fra laboratoriet er det laget en elementmetode-modell i simuleringsverktøyet Abaqus. Sammenligning av simuleringsresultater mot testresultater gir minimale avvik. Den kalibrerte modellen er utvidet til modeller med variasjon i både bredde og spennvidde.

Komposittløsningens egenskaper med hensyn til bruksgrensetilstanden er særlig vektlagt som ytelseskriterium. Testmodellen, med en spennvidde på 8 meter, viser meget gode egenskaper fra både nedbøyingstest og dynamisk test i dette henseendet. Til sist er det gjennomført en vurdering av komposittløsningens egenskaper med forlenget spennvidde. Resultatet fra denne vurderingen viser at en etasjeskiller utført med komposittløsningen utviklet i dette arbeidet, har tilstrekkelig kapasitet til en spennvidde på 10 meter.





## Abstract

The focus of the current study is further development of a composite solution for floors consisting of glulam, concrete and glued-in shear connectors. A test model has been built in the laboratory of the department of material technology at the Norwegian university of science and technology (NTNU). When building the test model, glulam beams (115x450 mm) and prefabricated concrete elements (50 mm thick) with embedded shear connectors consisting of expanded metal, were used. In total, the model has a height of 500 mm and a span of 8 meters.

The main focus regarding the design was the feasibility of the assembly process, the possibilities of prefabricating concrete elements with embedded shear connectors and the constructions' properties in Serviceability Limit State. The concrete elements are designed to make it possible for two people to mount them manually without the help of any lifting equipment.

A collapse test has been conducted on a prior built model, which was used in a previous master project at NTNU during the spring of 2013. On the model built as a part of the current study, three different tests has been carried out. To map the stiffness of the selected shear connector, shear tests was conducted with regard to two different types of glue. The stiffness of the shear connector has a direct influence on the most important mechanical properties of the composite system. Next, a bending test was conducted to decide the test models' flexural rigidity. Finally, the models dynamic properties were measured in a dynamic test. Results drawn from these tests are used for verification, and are in addition used as basis for calibrations in the numerical analysis.

Based on the test results from the laboratory, a Finite Element (FE) model was made in the simulation software Abaqus. The comparison of simulation results against the test results revealed minimal deviations. The FE-model was further expanded to FE-models differing in both width and span.

The properties of the composite solution concerning Serviceability Limit State are particularly emphasized as performance criterion. In terms of this, the test model with a span of 8 meters, revealed excellent properties from both the bending test and the dynamic test. Finally, an assessment was made by testing the composite solution's properties with an enlarged span. Results revealed that floors made with the composite solution suggestion made in this current study, would have sufficient capacity for a span up to 10 meters.

# Innholdsfortegnelse

FORORD.....	I
SAMMENDRAG .....	III
ABSTRACT .....	V
<b>1 INNLEDNING .....</b>	<b>1</b>
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 MÅL OG AVGRENSNING AV OPPGAVEN .....	1
1.3 OPPGAVENS INNHOLD .....	2
<b>2 TEORI FOR KOMPOSITTBJELKER.....</b>	<b>3</b>
2.1 DEFINISJONER .....	3
2.2 DELVIS KOMPOSITTVIRKNING .....	4
2.3 BRUDDANALYSE .....	6
2.4 FREKVENSPANALYSE.....	7
<b>3 UTVIKLING AV NY MODELL .....</b>	<b>8</b>
3.1 TIDLIGERE ARBEID.....	8
3.2 GRUNNLAG FOR NY MODELL.....	9
3.3 UTVIKLINGSPROSESSEN.....	10
3.4 PRESENTASJON AV MODELL 2.....	13
<b>4 MATERIALER .....</b>	<b>15</b>
4.1 BETONG.....	15
4.1.1 Valg av type betong.....	15
4.1.2 Materialelegenskaper for betong.....	15
4.1.3 Mørtel til skjøter.....	16
4.2 STREKKMETALL.....	16
4.2.1 Valg av strekkmetall.....	16
4.2.2 Materialelegenskaper strekkmetall.....	16
4.3 LIMTRE .....	17
4.3.1 Valg av limtre.....	17
4.3.2 Materialelegenskaper limtre .....	17
4.4 LIM .....	18
4.4.1 Valg av lim .....	18
4.4.2 Materialelegenskaper epoksyylim .....	18
<b>5 UTFØRTE TESTER.....</b>	<b>19</b>
5.1 BRUDDTEST AV MODELL 1 .....	19
5.1.1 Oppsett for test.....	19
5.1.2 Resultater.....	21
5.2 SKJÆRTESTER .....	25
5.2.1 Testoppsett.....	25
5.2.1 Resultater fra skjærtester .....	27
5.2.2 Valg av limtype til Modell 2.....	30
5.3 NEDBØYNINGSTEST .....	33
5.3.1 Testoppsett.....	33

5.3.2	Resultater nedbøyningstest.....	35
5.4	HAMMER IMPACT TEST .....	37
5.4.1	Testoppsett.....	37
5.4.2	Resultater Hammer Impact Test.....	39
<b>6</b>	<b>NUMERISK ANALYSE.....</b>	<b>40</b>
6.1	GENERELT .....	40
6.2	SIMULERING AV SKJÆRTEST .....	40
6.2.1	Resultater fra simulering av skjærtester .....	41
6.3	SIMULERING AV MODELL 2 .....	42
6.3.1	Resultater for Modell 2-S.....	43
6.4	SIMULERING AV KOMPOSITTDEKKER.....	45
6.4.1	Resultater for komposittdekker .....	45
<b>7</b>	<b>EVALUERING .....</b>	<b>46</b>
7.1	BRUDDTEST AV MODELL 1 .....	46
7.2	SKJÆRTESTER.....	48
7.3	NEDBØYNINGSTEST PÅ MODELL 2 .....	49
7.4	HAMMER IMPACT TEST PÅ MODELL 2.....	50
7.5	NUMERISK ANALYSE .....	51
<b>8</b>	<b>KONKLUSJON .....</b>	<b>54</b>
<b>9</b>	<b>VIDERE ARBEID.....</b>	<b>55</b>
9.1	VIRKNING AV TVERRGÅENDE AVSTIVERE.....	55
9.2	ØKT MENGDE SKJÆRFORBINDER.....	56
9.3	TILTAK FOR Å ØKE INITIALSTIVHET .....	56
9.4	ANDRE PROBLEMSTILLINGER.....	57
<b>10</b>	<b>REFERANSER .....</b>	<b>58</b>
<b>11</b>	<b>VEDLEGGSOVERSIKT .....</b>	<b>59</b>

# Figurliste

FIGUR 2.1	KOMPOSITTBJELKE I TRE TILFELLER, A) FULL KOMPOSITTVIRKNING, B) DELVIS.....	3
FIGUR 2.2	TVERRSNITT AV KOMPOSITTBJELKE OG SPENNINGSFORDELING FOR EN BJELKE MED DELVIS .....	4
FIGUR 3.1	SNITT AV MODELL 1 OG MODELL 2.....	9
FIGUR 3.2	SKJØTING AV BETONGELEMENTER, A) INNBYRDES PLASSERING MELLOM FELT, B) SKJØT I .....	11
FIGUR 3.3	MODELL 2 .....	13
FIGUR 4.1	STREKKMETALL NR.1595 .....	16
FIGUR 4.2	STREKKMETALL NR. 3398, FLATVALSET.....	16
FIGUR 4.3	DIMENSJONER PÅ MASKER.....	16
FIGUR 4.4	VENSTRE: MAPEPOXY L-MØRTEL, TRE-KOMPONENT.....	18
FIGUR 5.1	OPPSETT BRUDDTEST AV MODELL 1 .....	19
FIGUR 5.2	LASTFORDELER OG STREKKBRUDD I LIMTREBJELKE A.....	20
FIGUR 5.3	PLANSKISSE SOM VISER PLASSERING AV ALLE INSTRUMENTER KOBLET TIL TESTMODELL .....	20
FIGUR 5.4	LAST-FORSKYVNING .....	21
FIGUR 5.5	RELATIV FORSKYVNING MELLOM BETONG OG LIMTRE .....	21
FIGUR 5.6	EFFEKTIV BØYESTIVHET UNDERVEIS I BRUDDTESTEN.....	22
FIGUR 5.7	EFFEKTIVITET AV SKJÆRFORBINDER.....	23
FIGUR 5.8	DETALJ SKJÆRFORBINDER MODELL 1.....	24
FIGUR 5.9	OPPRISSING AV BETONG LANGS SKJÆRFORBINDER .....	24
FIGUR 5.10	ENDELIG OPPSETT FOR SKJÆRTEST.....	25
FIGUR 5.11	PÅLASTNINGSPROSEDYRE FOR TESTING, HENTET FRA NS-ISO 6891 .....	26
FIGUR 5.12	PRØVESTYKKER BENYTTET TIL SKJÆRTESTER .....	26
FIGUR 5.13	MAPEPOXY L NR. 3 .....	28
FIGUR 5.14	MAPEPOXY L-MØRTEL NR. 4 .....	28
FIGUR 5.15	MAPEPOXY L-MØRTEL NR. 4, .....	29
FIGUR 5.16	MAPEPOXY L-MØRTEL NR. 2, .....	29
FIGUR 5.17	RESULTATER FRA SKJÆRTESTER MED MAPEPOXY L.....	30
FIGUR 5.18	RESULTATER FRA SKJÆRTESTER MED MAPEPOXY L-MØRTEL.....	31
FIGUR 5.19	ILLUSTRASJON AV LASTFLATER BENYTTET TIL LASTSITUASJON 1 TIL 4.....	33
FIGUR 5.20	LASTSITUASJON 1.....	34
FIGUR 5.21	NEDBØYNINGSMÅLER, BJELKE A .....	34
FIGUR 5.22	GJENNOMSNITTLIG NEDBØYNING I FORHOLD TIL LAST.....	35
FIGUR 5.23	LAST/FORSKYVNING FOR LASTSITUASJON 3 .....	36
FIGUR 5.24	HAMMER UNDER TESTING .....	37
FIGUR 5.25	AKSELEROMETER VED PLASSERING .....	37
FIGUR 5.26	PLASSERING AV PUNKTER OG AKSELEROMETER TIL TESTEN.....	38
FIGUR 5.27	FREQUENCY RESPONSE FUNCTION FOR PUNKT 18 MED AKSELEROMETER PLASSERT UNDER BJELKE A....	38
FIGUR 6.1	SNITT SENTER I MODELL S1 .....	40
FIGUR 6.2	MODELL S2, FOR KALIBRERING AV .....	40
FIGUR 6.3	VON-MISES SPENNINGSFORDELING, MODELL S1 .....	41
FIGUR 6.4	MODELL 2-S, SIMULERING AV MODELL 2 SOM ER BYGGET I LABORATORIET.....	42
FIGUR 6.5	DETAIL A .....	42
FIGUR 6.6	RØD STREK VISER KOBLING MELLOM BETONGELEMENTER OG SKJÆRFORBINDER I .....	43
FIGUR 6.7	BILDE FRA MONTERINGSFASEN MED SKJÆRFORBINDERENS PLASSERING I.....	43
FIGUR 6.8	NEDBØYNING FOR LASTSITUASJON 3.....	43
FIGUR 6.9	FREKVENSER OG SVINGEFORMER FRA ABAQUS OG LABVIEW .....	44
FIGUR 6.10	FØRSTE SVINGEFORM.....	45

FIGUR 7.1	RESULTATER FRA SKJÆRTESTER UTFØRT TIL MODELL 1. HENTET FRA (SKAARE, 2013) .....	47
FIGUR 7.2	EFFEKTIV BØYESTIVHET VED START AV BELASTNING .....	47
FIGUR 7.3	SKJÆRTESTER MED MAPEPOXY L-MØRTEL, TIL SAMMENLIGNING MED RESULTATER FUNNET .....	48
FIGUR 7.4	PRØVESTYKKE NUMMER 2 LIMT .....	48
FIGUR 7.5	SAMMENLIGNING AV BØYESTIVHETER.....	49
FIGUR 7.6	SAMMENLIGNING RESULTATER FOR FREKVENSER PÅ MODELL 2 .....	51
FIGUR 7.7	EGENFREKVENSER FRA ABAQUS BASERT PÅ BREDDEN PÅ DEKKET.....	52
FIGUR 7.8	REELL PLATESTRIPE AV ET DEKKE SOM GRUNNLAG FOR.....	53
FIGUR 9.1	DEKKE MED AVSTIVERE MIDT I SPENNET .....	55
FIGUR 9.2	NEDBØYNING FOR DEKKE MED AVSTIVERE .....	55
FIGUR 9.3	ARMERINGSNETT .....	56
FIGUR 9.4	ILLUSTRASJON AV BETONGELEMENTSKJØT OVER .....	56
FIGUR 9.5	FORSLAG TIL MONTASJE FOR ØKT INITIALSTIVHET .....	57
FIGUR 9.6	DETALJER MED ILLUSTRASJON AV HENSIKT MED OPPJEKING AV DEKKET PÅ FORHÅND.....	57

## Tabelliste

TABELL 4.1	GJENNOMSNIITTLIG FASTHET AV .....	15
TABELL 4.2	INPUTVERDIER I ABAQUS FOR BETONG .....	15
TABELL 4.3	MATERIALEGENSKAPER STREKKMETALL .....	16
TABELL 4.4	INPUTVERDIER I ABAQUS FOR STREKKMETALL .....	17
TABELL 4.5	MATERIALEGENSKAPER FOR LIMTRE CE L40 C (STANDARD, 2013).....	17
TABELL 4.6	INPUTVERDIER ABAQUS FOR LIMTRE, TILPASSEDE VERDIER.....	18
TABELL 4.7	MATERIALEGENSKAPER LIM (MAPEI, 2015).....	18
TABELL 5.1	RESULTATER FRA SKJÆRTESTER.....	27
TABELL 5.2	UTVIKLING AV EFFEKTIV BØYESTIVHET OG EFFEKTIVITET AV .....	35
TABELL 5.3	NEDBØYNING VED STØRSTE PÅFØRTE LAST, .....	36
TABELL 5.4	RESULTATER FRA HAMMER IMPACT TEST.....	39
TABELL 6.1	FREKVENSER OG NEDBØYNINGER FRA ABAQUS .....	45
TABELL 7.1	ESTIMERTE VERDIER FOR BRUDDLAST .....	46
TABELL 7.2	SAMMENLIGNING AV BEREGNEDE EGENFREKVENSER UT FRA NEDBØYNINGSTEST.....	50
TABELL 7.3	RESULTATER FRA ABAQUS SATT OPP MOT KRAVET TIL HU OG CHUI (2004).....	52
TABELL 9.1	RESULTATER SAMMENLIGNET AV DEKKER MED OG UTEN AVSTIVERE .....	55



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Komposittsystemer bestående av tre og betong har blitt forsket på og vært under utvikling i omkring 80 år. I hovedsak har fokus for forskning og utvikling vært rettet mot komposittsystemer der betongen støpes direkte mot trevirket, der det på forhånd er montert et skjærforbindersystem på trevirket som støpes inn i betongen (Lukaszewska, 2009). I arbeidet til Lukaszewska (2009) rettes fokus på systemer av prefabrikkert betong med ulike typer innstøpte skjærforbindere, som gjør det mulig å prefabrikkere ferdige komposittlementer på fabrikk. Sammenligning av testresultater for de ulike skjærforbindersystemene som blir testet i Lukaszewskas arbeid viser at systemet med innstøpt skjærforbinder av strekkmetall limt inn i trevirket gir høyest stivhet. Dette skjærforbindersystemet er i ettertid også benyttet til en modell laget som del av en masteroppgave ved NTNU (Skaare, 2013). Denne oppgaven bygger i stor grad videre på de to arbeidene som det blir henvist til i dette avsnittet.

## 1.2 Mål og avgrensning av oppgaven

Hensikten med dette arbeidet er å videreutvikle et system for en etasjeskiller bestående av prefabrikkerte betongelementer og limtrebjelker koblet sammen med en kontinuerlig skjærforbinder av strekkmetall. Systemet skal være praktisk gjennomførbart med hensyn til produksjon og montasje og i tillegg gi en etasjeskiller med tilfredsstillende konstruksjonsmessige egenskaper, særlig med hensyn til bruksgrensetilstanden. Numerisk analyse vil benyttes for å gjøre en vurdering av systemets egenskaper for flere utvidede dekkemodeller. Dette gjøres på bakgrunn av beregninger og tester av en modell bygget i laboratoriet med spennvidde på 8 meter.

Gjennom dette studiet skal det gjennomføres flere tester i laboratoriet til Materialteknisk ved NTNU. Modellen som ble laget i forbindelse med en tidligere masteroppgave ved NTNU (Skaare, 2013), skal testes til brudd. En ny modell, med særlig bakgrunn i funn fra oppgaven til Skaare, vil bli bygget. Til byggingen av den nye modellen blir to ulike limtyper vurdert og benyttet i skjærtester, noe som danner grunnlaget for valg av limtype til modellen. Videre skal det gjøres en nedbøyningstest av den nye modellen for å bestemme bøyestivhet, og for å bruke resultatene til kalibrering av en elementmodell i analyseprogrammet Abaqus. Til slutt vil det bli gjennomført en dynamisk test for å måle egenfrekvenser, disse vil også bli brukt til sammenligning og kalibrering av modellen i Abaqus.

Betongen som benyttes vil testes for trykkfasthet. Materialeegenskapene til limtreet benyttet i oppgaven vil kun baseres på oppgitte verdier og anslåtte forholdstall i de tilfellene der middelverdier eller mest mulig reelle verdier mangler. Materialeegenskaper til limet og strekkmetallet som har blitt benyttet baseres på tall gitt av leverandør. Den nye modellen som blir laget representerer kun en stripe av et helt dekke, og utvidelse til mer reell utstrekning i bredde, som blir gjort i Abaqus, baserer seg på egenskapene til denne stripen funnet gjennom testresultater. Langtidseffekter er ikke tatt hensyn til i denne oppgaven. Det kan også nevnes at blant annet egenskaper for lyd og brann ikke er tatt med som en betydelig del av betraktningen i denne oppgaven. Dette arbeidet baserer seg i hovedsak på arbeid og resultater fra laboratoriet, og er ikke et utpreget litteraturstudium.

### 1.3 Oppgavens innhold

Denne masteroppgaven består av en hoveddel og en vedlagt del. Hoveddelen presenterer et grunnlag for beregning og analyse som er utført, en gjennomgang av utviklingsprosessen, en redegjørelse for materialer og produkter som er benyttet og resultater fra tester og analyse som er gjennomført. Som avslutning av hoveddelen blir arbeidet oppsummert i en konklusjon, samt noen forslag til videre arbeid. Den vedlagte delen fungerer som utfyllende, og inneholder illustrasjoner og metodiske forklaringer av det utførte arbeidet.

Hoveddelen er delt inn på følgende vis. Kapittel 2 gir en rask innføring i definisjoner og teori for komposittbjelker, samt en gjennomgang av de viktigste uttrykkene som blir benyttet i analyse av modellen. Kapittel 3 presenterer bakgrunn for valg av løsninger til den nye modellen som er laget, samt en presentasjon av modellen i sin helhet. I kapittel 4 vil materialene, og valgene av disse, bli presentert sammen med resultater fra betongtester og andre materialeegenskaper som er benyttet til dimensjonering og analyse av konstruksjonen. Testmetode og resultater fra skjærtester, bruddtest av tidligere modell, nedbøyingstest og dynamisk test av ny modell blir presentert i kapittel 5. Disse testene danner grunnlaget for en numerisk analyse i simuleringsverktøyet Abaqus. I kapittel 6 vil modellering og resultater fra numerisk analyse presenteres. Analyse og vurdering av utvalgte resultater finnes i kapittel 7. I kapittel 8 blir de mest essensielle funnene gjennom dette arbeidet oppsummert og danner grunnlaget for konklusjon. Forslag til videre arbeid er gitt i kapittel 9.

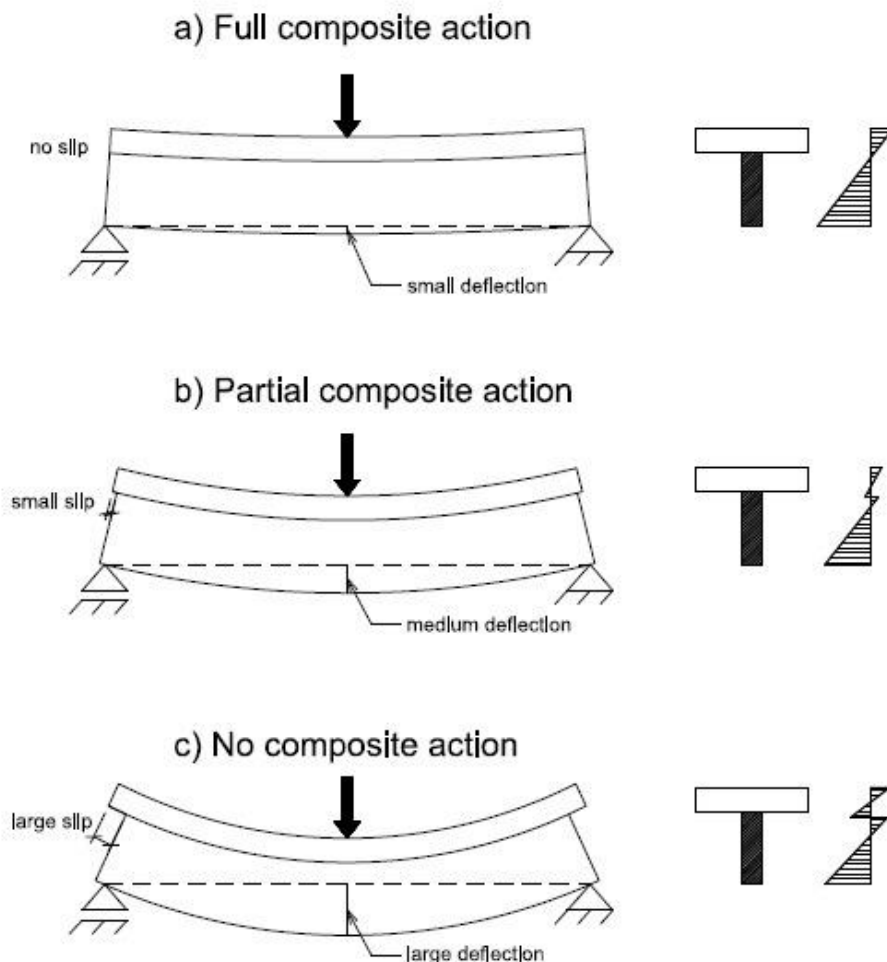


## 2 Teori for komposittbjelker

I dette kapitlet vil grunnleggende definisjoner og teori for komposittbjelker bli presentert. Fokus er lagt til bjelker med delvis komposittvirkning, som er mest aktuelt for konstruksjonstypen i denne oppgaven. Videre vil de viktigste uttrykkene benyttet til estimering av de ulike testobjektene oppførsel og kapasiteter bli presentert.

### 2.1 Definisjoner

En bjelke som består av to eller flere elementer, der koblingen mellom elementene består av en skjæroverførende forbindelse, kalles en komposittbjelke. Ved bøyning av to ukoblede elementer som ligger stablet i høyden vil kontaktflaten mellom elementene forskyves relativt hverandre. Forskyvningen er størst ved endene av bjelkene og null ved midtpennet, dette ved eksempelvis sentrisk belastning i spennet (Thelandersson og Larsen, 2003). Eksempelet beskrevet over tilsvarer situasjon c) i Figur 2.1 og omtales som en bjelke med ingen komposittvirkning. Kapasitetsberegning av slike bjelker gjøres ved å behandle elementene hver for seg og addere hver enkelt kapasitet sammen.



Figur 2.1 Komposittbjelke i tre tilfeller, a) Full komposittvirkning, b) delvis komposittvirkning, c) Ingen komposittvirkning. Figur hentet fra Skaare (2013).

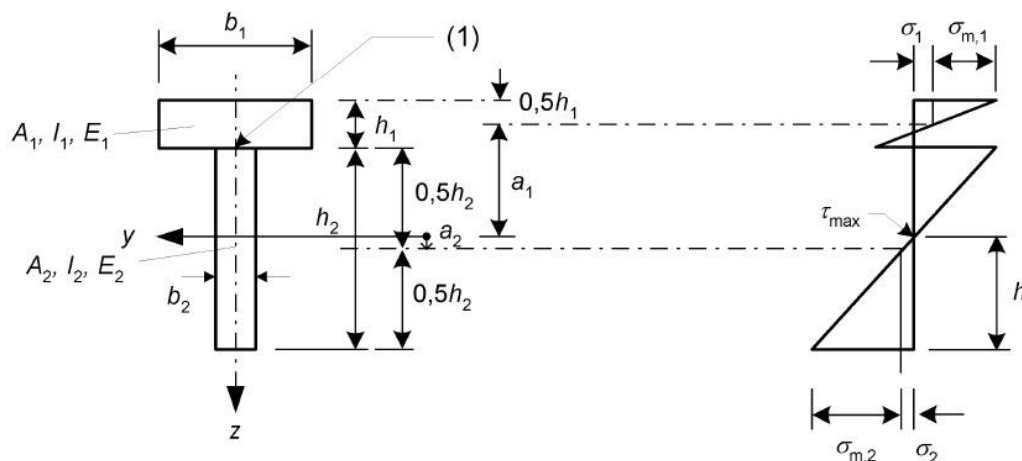
Ved bøyning av to koblede elementer stablet i høyden vil, såfremt koblingen ikke er tilnærmet uendelig stiv, fortsatt kontaktflaten mellom elementene forskyves relativt hverandre og omtales som en bjelke med delvis komposittvirkning. Dette er illustrert i situasjon b) i Figur 2.1. Den relative forskyvningen vil motvirkes av sammenkoblingen mellom elementene, denne sammenkoblingen omtales her som skjærforbinderen, og kraften som settes opp avhenger av skjærforbinderens stivhet og belastning av konstruksjonen (Thelandersson og Larsen, 2003). Vanlig bøyningsteori vil ikke kunne benyttes for å beskrive tverrsnittets egenskaper på grunn av den relative forskyvningen mellom de sammenkoblede elementene. Spenningsfordelingen finnes ved å sette opp differensielle likevektsligninger, og en gjennomgang av dette finnes blant annet i kapittel 21 i (Thelandersson og Larsen, 2003) i tillegg til en mer sammenfattet gjennomgang i Skaare (2013).

Dersom skjærforbinderen mellom elementene er tilnærmet uendelig stiv, vil de to elementene opptre som ett enkelt element uten relativ forskyvning i kontaktflaten mellom elementene, og ha kontinuerlig spenningsendring over hele tverrsnittet. Dette omtales som en bjelke med full komposittvirkning og er illustrert i situasjon a) i Figur 2.1.

## 2.2 Delvis komposittvirkning

Ved beskrivelse av etasjeskilleren som behandles i denne oppgaven benyttes teori for en bjelke med delvis komposittvirkning. Utledning av formler benyttet til beregninger på en slik bjelke finnes som nevnt utførlig i tidligere arbeider og vil ikke bli gjentatt her.

Tillegg B i Standard (2010) gir en enkel metode for beregning av effektiv bøyestivhet, spenninger og belastning på forbindelsesmidler under forutsetninger som fremgår av tillegget. En oversikt over en del benevninger benyttet videre er vist i Figur 2.2. Figuren viser en komposittbjelke, der element to representerer limtrebjelken og element en representerer betongelementet i dette tilfellet.



Figur 2.2 Tverrsnitt av komposittbjelke og spenningsfordeling for en bjelke med delvis komposittvirkning. Figuren er hentet fra Tillegg B i Standard (2010).

Limtre og betongs materialegenskaper og geometri er fastsatt. Skjærforbindelsen mellom disse elementene, og denne skjærforbinderens egenskaper, avgjør hvordan egenskapene til elementene satt sammen til en kompositt blir. Skjærforbinderens egenskap måles i

glidemodulen  $k$ , som er en grunnleggende faktor for å bestemme komposittens effektivitet. Glidemodulen bestemmes fra skjærtester utført på aktuell skjærforbinder, og settes inn i ligningen for faktoren  $\gamma$ . Under vises formler for effektiv bøyestivhet, spenninger og belastning på skjærforbinder hentet i Tillegg B (Standard, 2010).

$$\gamma_1 = [1 + \pi^2 E_1 A_1 s_1 / (kl^2)]^{-1} \quad (1)$$

$$\gamma_2 = 1$$

$\gamma_2$  har fast verdi lik 1. Det er verdt å merke seg, som man ser av ligning (1), at verdien for  $\gamma_1$  vil øke ved økt spennlengde, noe som igjen vil øke effektiv bøyestivhet. Med en verdi for  $\gamma_1$ , som i prinsippet sier noe om hvor stor effekt skjærforbinderen har, kan effektiv bøyestivhet, normalspenninger og belastning på forbindelsesmidler beregnes. Formlene under er tilpasset en kompositt bestående av to elementer, slik de vil bli benyttet i denne oppgaven.

$$EI_{ef} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 \quad (2)$$

$$a = h_1/2 + h_2/2$$

$$a_2 = (\gamma_1 E_1 A_1 a) / (\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2)$$

$$a_1 = a - a_2$$

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EI)_{ef} \quad (3)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / EI_{ef} \quad (4)$$

Belastning på skjærforbinder:

$$F_1 = [(\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_1) / EI_{ef}] \cdot V \quad (5)$$

Formlene over er utledet på bakgrunn av at bjelken har en sinusformet last, mens til bruddtesten vil lasten fordeles som to stripelaster med avstand 1300 mm midt i spennet. Ifølge Thelandersson og Larsen (2003) skal nedbøyning av en bjelke med en konsentrert last i midten sammenlignet med sinusformet last utgjøre et avvik på under 3%. En lastsituasjon som vil bli benyttet under en bruddtest i denne oppgaven, med to tverrgående stripelaster 1300 mm fra hverandre midt i spennet, vil være mer lik en sinusformet lastsituasjon enn kun en konsentrert last i midten. Med dette som grunnlag antas det at formelene som blir benyttet i bruddanalysen har tilfredsstillende nøyaktighet.

Effektiviteten av skjærforbinderen avgjør i hvor stor grad man utnytter tverrsnittets potensiale og gir av den grunn viktig informasjon vedrørende skjærforbinderens funksjon. Effektiviteten kan finnes med følgende ligning, som i utgangspunktet ble presentert av Piazza i 1983 (Lukaszewska, 2009).

$$\eta = (EI_{real} - EI_0)/(EI_{\infty} - EI_0) \quad (6)$$

Tverrsnittets bøyestivhet ved null komposittvirkning,  $EI_0$ , finnes ved å legge sammen bøyestivhet for hver enkelt del av kompositten.

$$EI_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2$$

Tverrsnittets bøyestivhet ved full komposittvirkning,  $EI_{\infty}$ , kan finnes ved å sette inn  $\gamma_1 = 1$  i ligning (2).

### 2.3 Bruddanalyse

Til bruddanalyse gjort i forbindelse med en bruddtest som skal utføres på Skaares modell i dette arbeidet, er formler for fire ulike bruddformer benyttet. Glidemodulen  $k$  er hentet fra Skaare (2013). De fire bruddformene som blir analysert er: 1) Strekkbrudd i nedre del av limtrebjelker, 2) Trykkbrudd i betong, 3) Brudd i skjærforbinder og 4) Skjærbrudd i limtrebjelker. Formlene for bruddform 1) – 3) er laget ut fra uttrykkene som er presentert i kapittel 2.2, og alle er tilpasset gjeldende lastsituasjon under forsøket. For å hindre trykkbrudd i limtreet vinkelrett på fiberretningen, er oppleggene utformet med lastfordelende stålplater.

*Bruddform 1:*

$$F_{maks.limtre} = \frac{40}{67} \frac{f_{t0,avg} \cdot f_{m,avg} \cdot EI_{ef}}{(\gamma_2 E_2 a_2 \cdot f_{m,avg} + 0,5 E_2 h_2 \cdot f_{t0,avg})}$$

*Bruddform 2:*

$$F_{maks.betong} = \frac{40}{67} \frac{EI_{ef} \cdot f_{c,avg}}{E_1 \cdot (\gamma_1 a_1 + 0,5 h_1)}$$

*Bruddform 3:*

$$F_{maks.skjærforb} = \frac{2 \cdot F_{skjær.testkap} \cdot EI_{ef}}{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s}$$

*Bruddform 4:*

$$F_{maks.skjær} = \frac{4}{3} \cdot A_{ef} \cdot \tau_{maks}$$

Resultater fra bruddanalyse vil bli presentert i kapittel 7.1. Ligning for bruddform 4 er basert på formel for tverrsnittsskjærspenninger for plan symmetrisk bjelke, hentet fra Irgens (1992).

## 2.4 Frekvensanalyse

Analytisk kontroll av egenfrekvens blir kun utført for første svingeform, der en halv sinusbølge er benyttet som formfunksjon. Verifikasjon av resterende svingeformer gjøres ved å sammenligne resultater fra dynamisk test utført på modellen mot resultater fra numerisk analyse i Abaqus. Formfunksjonen  $\varphi_1(x)$  for første svingeform er presentert under.

$$\varphi_1(x) = \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$$

For å bestemme egenfrekvens benyttes to avgjørende parametere, modellens masse og effektiv bøyestivhet. Betongens egenvekt baseres på veiing av betongelementene mens egenvekt for limtreet baseres på middelverdi oppgitt i Standard (2013). Bøyestivhet hentes fra nedbøyningstest. Generalisert masse og stivhet, som tar hensyn til modellens geometri, blir benyttet og er hentet fra Chopra (2012).

$$m_1^* = \int_0^L m(x)\varphi(x)^2 dx \quad (6)$$

$$k_1^* = \int_0^L EI_{ef}(x)\varphi''(x)^2 dx \quad (7)$$

Bjelkens laveste egenfrekvens i hertz finnes så ved å sette ligning (6) og (7) inn i følgende uttrykk:

$$f_1 = \frac{\sqrt{\frac{k_1^*}{m_1^*}}}{2 \cdot \pi} \quad (8)$$

Hammer Impact Test, simulering i Abaqus og formel presentert over gir tre ulike fremgangsmåter for å komme frem til en verdi for modellens laveste egenfrekvens. Dette danner et solid grunnlag for å vurdere kvaliteten på resultatene.

Teoretisk sett baserer alle utregninger og formler presentert i dette kapittelet seg på egenskaper til en bjelke. Utvidelsen til et helt dekke vil i denne oppgaven kun gjøres med en elementmodell i Abaqus, der modellen er kalibrert med hjelp av testresultater fra nedbøyningstest og dynamisk test, samt beregninger ved bruk av formler presentert tidligere i dette kapittelet. Ved bruk av en utvidet elementmodell, som er kalibrert for å best mulig simulere virkelig oppførsel av dekket, kan nedbøyning fra 1 kN punktlast og dekkets egenfrekvens hentes fra denne. Disse resultatene kan igjen brukes til å kontrollere det utvidede dekkets egenskaper i bruksgrensetilstand med hensyn til menneskers oppfatning av vibrasjoner, og gjøres ved hjelp av et kriterium utviklet i Hu og Chui (2004).

$$w_{1kN} < \left(\frac{f_1}{18,7}\right)^{2,27} \quad (9)$$

En kontroll av vibrasjonsegenskaper i bruksgrensetilstand finnes også i kapittel 7.3.3 i Standard (2010). I nasjonalt tillegg, punkt NA.7.3.3, settes kriterier kun for bjelker med spennvidde inntil 4,5 meter, noe som er langt kortere enn den betraktede spennvidden på 8 meter. Det bemerkes i tillegg at egenfrekvensen må vurderes i forbindelse med lange spenn. Denne kontrollen er utført, og finnes i vedlegg F. I samråd med veileder er det for dette tilfellet valgt å ikke vektlegge denne kontrollen fra Eurokode 5 (M., Kjell A., personlig kommunikasjon, 2015). Dette skyldes at kriteriet fra Hu og Chui (2004) vil gi en bedre kontroll av vibrasjonsegenskapene til etasjeskilleren ifølge Malo.

## 3 Utvikling av ny modell

*Den nye modellen som blir presentert i denne oppgaven, og dens utforming, er et resultat som bygger på tidligere forskning, nye ideer og nye testresultater innhentet underveis i arbeidet med dette prosjektet. I dette kapittelet vil bakgrunn for valg av løsninger til den nye modellen som er laget presenteres.*

### 3.1 Tidligere arbeid

Konstruksjoner bestående av tre og betong i samvirke blir i dag benyttet til flere formål, blant annet til gulvkonstruksjoner og broer (Caldova et al., 2014). Teknologien er i dag relativt godt kjent, og forskning rundt denne har vært gjort i nærmere 80 år. I dag er oppgradering og forsterkning av eksisterende etasjeskillere av tre i bolighus og kontorbygninger en av bruksområdene som i økende grad blir benyttet i mange europeiske land (Lukaszewska, 2009). Dersom en slik oppgradering skal foregå med bruk av prefabrikkert betong vil også muligheten for montasje uten bruk av kran og løfteutstyr være nødvendig. Dette vil bli diskutert senere og har vært av betydning for utformingen av den nye modellen beskrevet i denne oppgaven.

Det finnes per i dag forskning på komposittkonstruksjoner av tre og betong med bruk av mange forskjellige typer skjærforbindere. I de fleste tilfeller er disse benyttet sammen med standard betong og trebjelker av enten vanlig konstruksjonsvirke eller limtrebjelker. I tillegg har en liten andel forskere sett på muligheter ved å benytte annen type betong og andre tre-baserte konstruksjonsmaterialer (Lukaszewska, 2009).

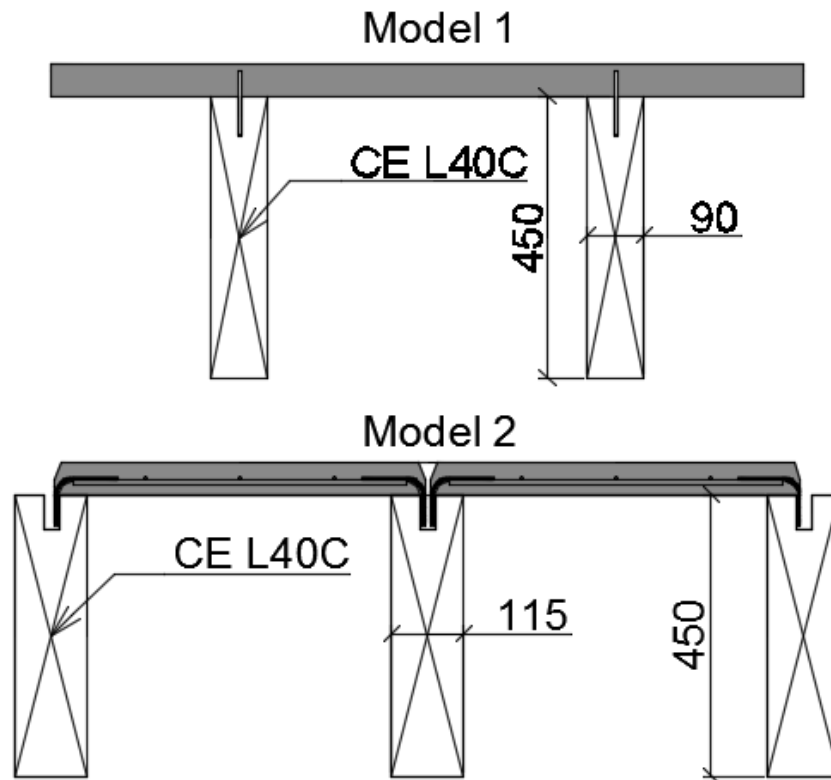
Mesteparten av forskning på komposittsystemer av tre og betong omhandler «våte» systemer, hvor betongen støpes direkte mot trebjelkene som har påmontert skjærforbinder. Ifølge Lukaszewska (2009) finnes det ingen tidligere forskning som utelukkende fokuserer på muligheten for å montere sammen betong, skjærforbinder og treverk etter at betongen er herdet. I Lukaszewska sitt arbeid kobles prefabrikkert betong med innstøpte skjærforbindere sammen med trebjelkene før eventuell siste monteringsfase på byggeplass. Prefabrikkering av slike elementer innebærer bruk av løfteutstyr ved montering på byggeplass.

Bruk av plasstøpt betong til en komposittkonstruksjon med tre og betong medfører flere ugunstige virkninger. Dette gjelder eksempelvis innføring av relativt store mengder fukt i en ellers «tørr» konstruksjon, betongens herdetid som medfører ekstra tid før neste operasjon kan utføres på byggeplass og ulemper knyttet til kryp og svinn av betong under herding (Lukaszewska, 2009).

Arbeidet i denne oppgaven bygger som nevnt videre på en masteroppgave utført ved NTNU våren 2013 (Skaare, 2013). Modellen som ble bygget til denne tidligere oppgaven er testet til brudd, og resultater og vurderinger knyttet til utforming av denne modellen er tatt med i betraktning når den nye modellen har blitt utformet. Videre i oppgaven blir modellen til Skaare omtalt med navnet Modell 1, som illustrert i Figur 3.1.

### 3.2 Grunnlag for ny modell

Av tidligere forskning har arbeidet til Lukaszewska (2009) blitt særlig vektlagt i denne oppgaven. Dette skyldes at fokus er rettet mot prefabrikkering av betongplater og en «tørr» sammenkobling av betong og limtrebjelker.



Figur 3.1 Snitt av Modell 1 og Modell 2

Utformingen av den nye modellen til denne oppgaven baserer seg på tidligere forskning, flere skissestadier med diskusjon rundt disse, lufting av ideer rundt omkring i fagmiljøene, samt forfatternes egne beregninger og antakelser. Den nye modellen som er bygget til dette arbeidet vil videre bli omtalt som Modell 2, se Figur 3.1. Til utforming av Modell 2 er det noen grunnleggende forutsetninger som ligger til grunn:

- Behov for en ny løsning med innstøpte skjærforbindere
- Betongelementene skal kunne monteres uten kran.
- Betongelementene skal prefabrikeres med innstøpte skjærforbindere.
- Liming av strekkmetall til limtre skal kunne gjøres fra oversiden etter at alle betongelementene er lagt på plass.
- Fokus skal for alle deler av monteringsfasen ligge på at den skal være praktisk gjennomførbar og ikke innebære uforholdsmessige krav til nøyaktighet.

Vedrørende punktet som innebærer montering uten kran, vil det i nybygg naturligvis være nødvendig med kran for å montere limtrebjelkene. Fordelen med å utforme betongplater som lar seg montere for hånd vil komme mer til sin rett ved for eksempel oppgradering av et eksisterende bjelkelag, der montering med kran ikke lar seg gjennomføre.

### 3.3 Utviklingsprosessen

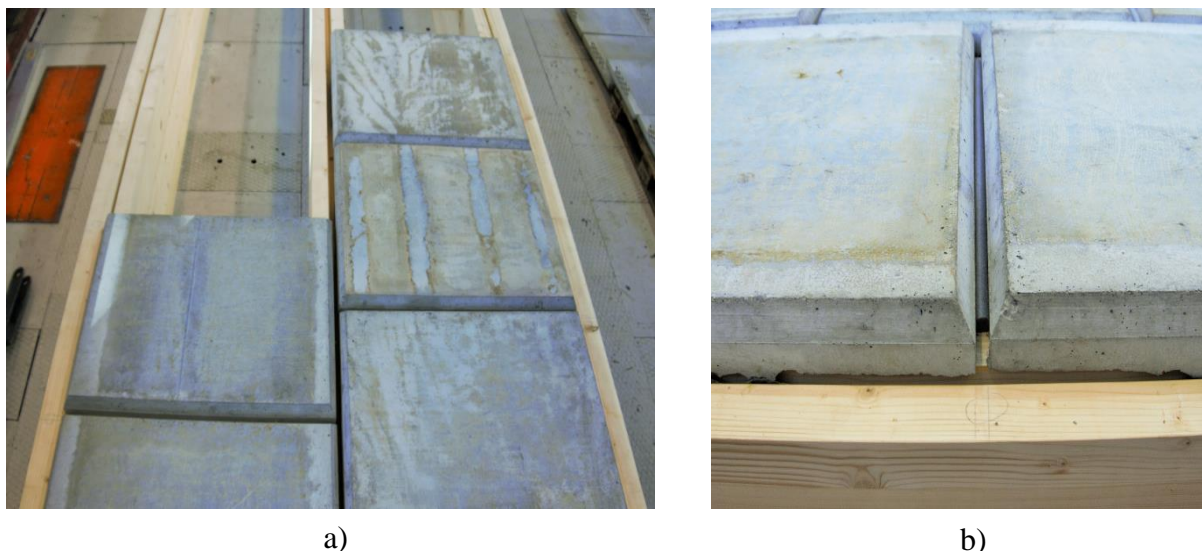
Skjærforbindelsen mellom de to materialene tre og betong anses som den mest kritiske komponenten for å få til en velfungerende kompositt. Tidligere forskning viser at limt strekkmetall som skjærforbindelse gir høyere stivhet sammenlignet med andre typer skjærforbindere (Lukaszewska, 2009) og kan gi komposittvirkning opp mot 100% (Clouston et al., 2005). Det er av den grunn valgt å benytte strekkmetall, som blir støpt inn i betongplatene og limt til limtrebjelkene, som skjærforbinder i denne oppgaven.

Løsningen med innstøpning av strekkmetallet som ble benyttet i Skaare (2013) er ansett til å være dårlig med hensyn til kontinuitet av metallfibrene gjennom strekkmetallet ved bruk av fiberarmert betong. Dette viste seg også under bruddtesten, se Figur 5.8 og Figur 5.9. Det har vært et viktig fokusområde å få til en løsning som skaper god integrering mellom strekkmetall og betong. Etter et møte med BetoNor ved daglig leder Ole Henrik Svenning, en produsent av prefabrikkerte betongkonstruksjoner/elementer, ble bruk av fiberarmert betong forkastet på grunn av produsentens dårlige erfaring med produksjon av fiberarmerte betongelementer. Ifølge Svenning er dette en erfaring han deler med mange i bransjen. Det ble valgt å armere betongelementene med armeringsnett. Dette fungerer også som innfestning til strekkmetallet, og gir mulighet for å forhåndsprodusere en komponent med armeringsnett og strekkmetall i én del, som viste seg å være en praktisk løsning. Selve utformingen av armeringsnettet og strekkmetallet er illustrert i vedlegg A.

Videre påpekte Svenning at lagring og frakt er et viktig argument ved utforming av elementene. Med utgangspunkt i dette er betongelementene utformet med ulik bredde og lengde for å muliggjøre frakt og lagring effektivt.

Industriell implementering er ett av temaene som tas opp under kategorien videre forskning i siste del av arbeidet til Lukaszewska (2009). Her diskuteres blant annet hvordan betongelementene skal kobles sammen på tvers av spennretningen. Et forslag som blir presentert tar utgangspunkt i å koble elementene sammen mellom limtrebjelkene, noe som vil være naturlig for større prefabrikkerte elementer der sammenføyningen mellom limtre og betong allerede er gjort i fabrikk. Forfatterens egen vurdering av dette er at en slik kobling kan være vanskelig å få til rent praktisk. I tillegg antas det utfordrende å gjøre koblingen god nok til å skape stivhet på tvers av spennretningen for såpass tynne betongplater som skal benyttes. Denne utfordringen er i dette arbeidet løst ved å legge alle skjøter på tvers av hovedspennretningen over limtrebjelkene, noe som lar seg gjennomføre når betongplatene monteres og limes på byggeplass.





Figur 3.2 Skjøting av betongelementer, a) Innbyrdes plassering mellom felt, b) Skjøt i hovedspennretning.

Skjøting av betongelementene i hovedspennretningen er meget viktig med tanke på kompositens stivhet. Det er avgjørende at betongelementene ved ferdigstilling opptrer som en sammenhengende massiv plate, som tar opp trykk så snart belastning påføres. I prosessen med utvikling av Modell 2 har utformingen av denne skjøten vært en utfordrende oppgave. Skjøten må også utformes slik at den enkelt kan fylles med fugemasse. Til Modell 2 er det valgt å utforme skjøtene likt i begge retninger, med 10 mm fugeåpning og skrå kanter for bedre tilgang ovenfra, se Figur 3.2. For skjøtene i hovedspennretningen ble den 10 mm brede fugen tettet i nedre del med en bunnfyllingslist før den ble fylt med mørtel. Dette anses ikke som en optimal løsning rent økonomisk, da montering av bunnfyllingslist krever både tid og arbeid. I tillegg bygger bunnfyllingslisten omtrent 10 mm opp i fugen fra undersiden slik at betongtverrsnittet høyde reduseres fra 50 mm til omtrent 40 mm i skjøtene.

I Modell 1 var sporet til skjærforbinderen i limtreet 6 mm bredt (Skaare, 2013), mens skjærforbinderens yttermål er målt til 5 mm. Det har blitt opplyst fra laboratorieansatte, som var delaktig i monteringsfasen av disse betongelementene, at det var problematisk å tre disse elementene på plass grunnet lite rom for avvik. I vedlegg C finnes bilder av Modell 1 som viser at en mange steder ikke har klart å presse betongplatene helt ned mot limtrebjelkene. Små avvik kan forekomme i både limtrebjelkene og de innstøpte skjærforbinderne i tverretning. Derfor er sporet til skjærforbinderen i limtreet bestemt til å være 24 mm bredt, der 10 mm benyttes for tilgang til liming ovenfra, 8 mm til to bredder av skjærforbinderne og 3 mm på hver side til å ta opp avvik i tverretning.

En av forutsetningene som ble satt før utformingen av Modell 2 var at betongplatene skulle kunne monteres for hånd av to personer. Derfor har vekten av hvert betongelement hatt betydning for størrelsen av elementene. En annen forutsetning var at liming skulle kunne gjøres fra oversiden etter at alle platene er lagt. Med hensyn til standard bjelkeavstand på 600 mm, lagring av elementene som nevnt over, liming fra oversiden i etterkant og vekt er betongelementenes mål satt til 490 mm x 590 mm. Med montering av elementene c/c 500 mm i hovedspennretningen og c/c 600 mm i tverretningen gir dette en åpning på 10 mm fra oversiden slik at man kommer til med lim og fugemørtel fra oversiden.

Limet som skal benyttes til forbindelsen mellom skjærforbinderen og limtreet har også blitt vurdert. Faktorer som styrke, kostnad og bruksegenskaper har i dette henseendet vært de viktigste. Av den grunn ble det bestemt at det skulle gjennomføres to serier med skjærtester, en med epoksyylim og en med epoksyylim tilsatt sand. Rent epoksyylim har lavere viskositet enn epoksyylim tilsatt sand, og vil dermed enklere kunne fylle eventuelle små rom i limfugen. I følge leverandør Mapei ved Dan Arve Juvik har lim med sand lavere materialkostnad (e-post, 29. mai 2015). Resultatet av skjærtestene vil bli brukt til valg av limtype til Modell 2, dette vil bli diskutert senere i oppgaven.

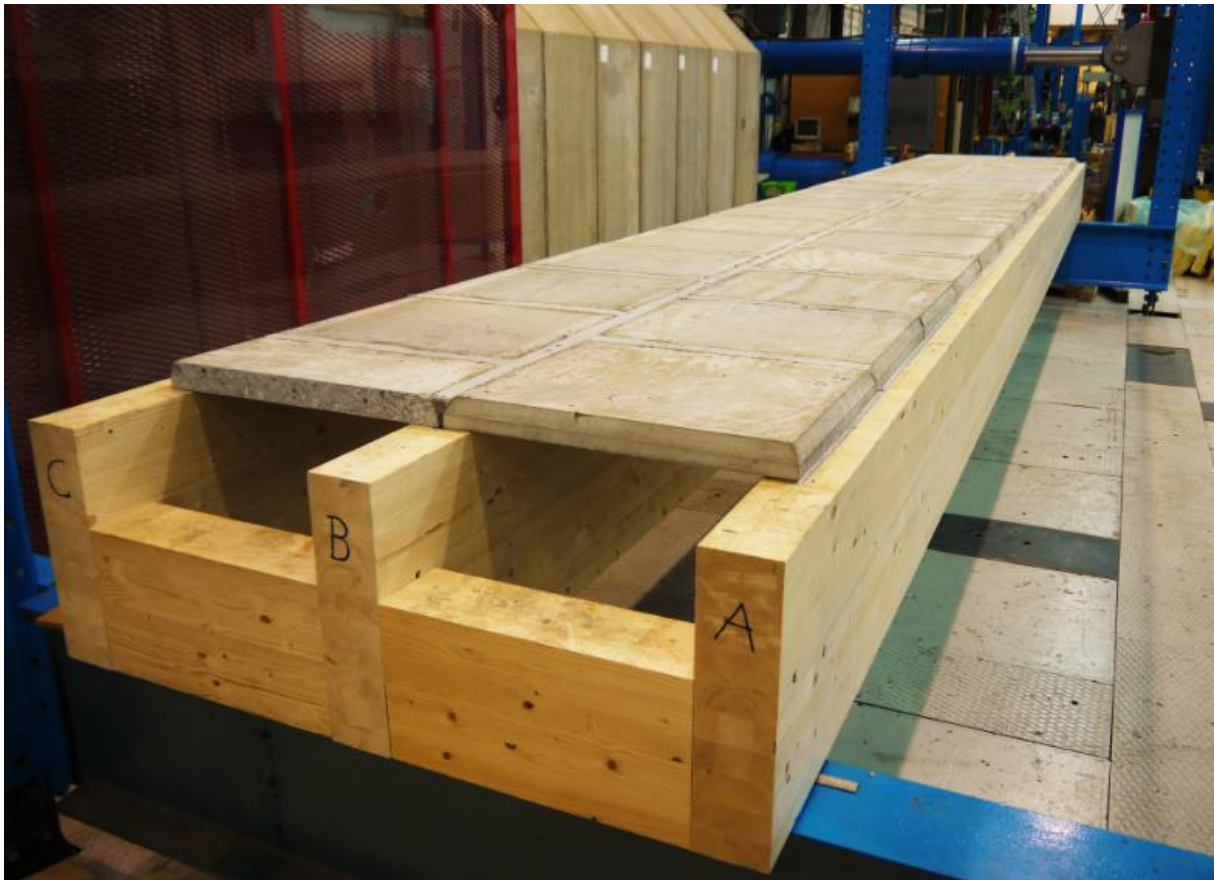
Før bruddtesten av Modell 1 ble det gjennomført noen beregninger på ulike bruddformer og kapasiteten av disse. Gjennom beregningene ble det funnet at limtrebjelkene hadde noe lavere kapasitet med hensyn til strekkbrudd enn betongen i trykkbrudd, se Tabell 7.1. Under bruddtesten var det limtrebjelkene som gikk til brudd i form av strekkbrudd på undersiden midt i spennet. Limtrebjelkene som ble benyttet i Modell 1 var 90 mm brede. På grunn av dette er det benyttet 115 mm brede limtrebjelker for å balansere kapasiteten mellom komponentene bedre.

Under utforming av den nye modellen har mange forskjellige detaljer og løsninger blitt vurdert. De viktigste temaene som har blitt behandlet kan oppsummeres slik:

- Skjøting av plater over limtrebjelker
- Betong armert med armeringsnett i stedet for fiberarmering
- Rektangulær form på betongelementer på grunn av lagring
- Teste to typer lim i skjærtestene for å optimalisere kostnader
- Utforme skjærforbindelse med tanke på plassering og unngå svake soner i betongen
- Bredt spor i limtrebjelkene som gir rom for avvik
- Effektiv og praktisk skjøt av betongplater i lengderetning, - et uløst problem?

#### 3.4 Presentasjon av Modell 2

En ny modell er bygget som en del av arbeidet med denne oppgaven, se Figur 3.3. For målsatte skisser og bilder fra tilvirkningsprosessen, se vedlegg A.



Figur 3.3 Modell 2

Lagring og vekt har vært to av hovedargumentene ved utformingen av betongelementene. Med sin rektangulære form lagres elementene direkte på hverandre ved å legge dem med strekkmetallet annenhver vei. Størrelsen på 490x590 mm gir en gjennomsnittlig vekt på 34,5 kg, noe som anses til å kunne håndteres av to personer. Dimensjonene gjør det også mulig å lagre to stabler med elementer på en standard europapalle, se vedlegg A.

Et viktig aspekt ved utformingen av Modell 2 har vært å gjøre monteringsfasen enklest og raskest mulig. Monteringsfasen kan deles inn i noen få sekvenser, avhengig av hvilke forutsetninger som er til stede:

1. Ved oppgradering av en eksisterende etasjeskiller må gulvet i første omgang gjøres klart til utfresing av spor til limfuge i trebjelkene, her bør som et minimum alt på oversiden av bjelkene fjernes. Fresing av spor kan gjøres med en håndholdt overfres. Ved bygging av nye etasjeskillere vil det nok være hensiktsmessig å bestille limtrebjelker med ferdig utfrest spor.
2. Montering av betongelementer og deretter liming av hele dekket. Selve limingen burde kunne gjøres effektivt ved å benytte enten en eksisterende eller spesiallaget limsprøyte.
3. Limet vil under herding ekspandere litt, erfaringen under tilvirkning var at Mapepoxy L-Mørtel ekspanderte svært lite, så noe ventetid må påregnes før støp av fugemørtel kan starte. Slik skjøtene er utført på denne modellen må man også plassere bunnfyllingslister

ned i alle skjøter som går mellom bjelkene. Dette arbeidet, som diskutert tidligere, kan muligens unngås ved en oppgradert løsning på disse skjøtene. Deretter er det klart for å fylle både langsgående og tverrgående betongskjøter med fugemørtel.

Det er vanskelig å anslå tidsforbruk for selve monteringen av etasjeskilleren, men etter at alle punktene over er gjort avhenger tiden før dekket kan tas i bruk av herdetid til fugemørtel og lim.

## 4 Materialer

I dette kapittelet vil alle materialer som er benyttet til den nye modellen presenteres og valgene av disse diskuteres. Her vil en også finne alle materialelegenskaper som er benyttet til dimensjonering og analyse av konstruksjonen. Materialelegenskaper benyttet til analyse av bruddtest på Modell 1 finnes i Skaare (2013).

### 4.1 Betong

#### 4.1.1 Valg av type betong

I utgangspunktet var det meningen at modellen skulle bygges med fiberarmert betong, slik det var gjort i Modell 1 fra Skaare (2013). Som tidligere nevnt, i Kapittel 3, ble det i stedet valgt å benytte vanlig slakkarmert betong av hensyn til produsenters dårlige erfaringer med masseproduksjon av fiberarmerte elementer.

På bakgrunn av en kapasitetsvurdering opp mot aktuelle dimensjoner av limtre spesielt, ble betong med trykkfasthet 30 MPa vurdert til å være passende. For å oppnå betong med fasthet på 30 MPa ble det bestilt ferdigblandet betong av fasthetsklasse B20 fra NorBetong, dette etter råd fra Avdelingsingeniør Ove Loraas ved NTNU. Som slakkarmering ble det valgt å benytte armeringsnett type K257. Det ble i alt støpt 40 betongelementer i to støpetapper, der det for hver støpetappe ble laget seks terninger med mål 100x100x100 mm til fasthetsprøving. Fasthetsprøving er utført på tre terninger fra hver støp, der gjennomsnittsverdier fra disse finnes i Tabell 4.1. I betonglaboratoriet til Materialteknisk ved NTNU finnes de resterende tre uprøvde terningene fra hver støpetappe som kan benyttes i forbindelse med bruddtest av den nye modellen.

#### 4.1.2 Materialelegenskaper for betong

Resultatet fra fasthetsprøving danner grunnlaget for benyttet elastisitetsmodul for betong i Abaqus-modellene. Veiing av ferdige betongelementer er benyttet til densitet, se Tabell 4.2.

B20 - Norbetong	Compressive strenght [MPa]	Density [tonne/mm <sup>3</sup> ]	Young's modulus [N/mm <sup>2</sup> ]	Poisson's ratio
Cast nr. 1	37,71	2,386E-9 *	32572 **	0,3
Cast nr. 2	36,27			
Average	36,99			

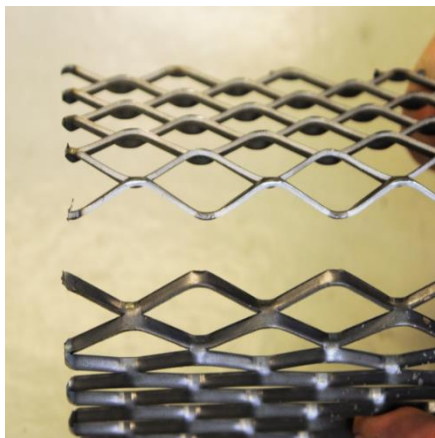
Tabell 4.1 Gjennomsnittlig fasthet av ferdigblandet betong

Tabell 4.2 Inputverdier i Abaqus for betong  
\*Densiteten er beregnet ut fra gjennomsnittsmålinger av betong-element med armering og strekkmetall. Se vedlegg B.  
\*\* Elastisitetsmodulen er beregnet fra gjennomsnittlig fasthet, se vedlegg B.

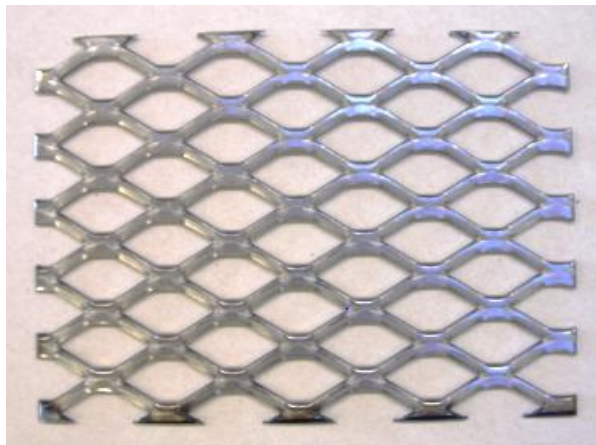
### 4.1.3 Mørtel til skjøter

Til skjøtene ble det valgt å benytte tørrbetong av typen Fundamix Støpe Fin B30. Det ble støpt to terninger (100x100x100 mm) til fasthetsprøving, der en av disse ble testet samme dag som nedbøyningstesten ble gjennomført, dette var 7 dager etter støping av skjøter. 7-døgns fasthet på mørtelen ble målt til 34,03 MPa.

## 4.2 Strekkmetall



Figur 4.1 Strekkmetall nr.1595



Figur 4.2 Strekkmetall nr. 3398, flatvalset

### 4.2.1 Valg av strekkmetall

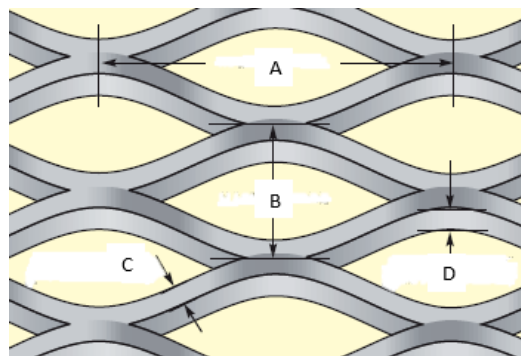
Det ble først valgt å benytte strekkmetall fra Norsk Stål med nr. 1595, men festene mellom maskene på dette strekkmetallet viste seg å være svake ved bøyning, se Figur 4.1. For å unngå denne svake sonen ble flatvalset strekkmetall funnet å være en bedre løsning. Flatvalset strekkmetall vil også være bedre i monteringsfasen på grunn av sin jevne tykkelse og flate form, slik at plassering av strekkmetallet i slissen på limtrebjelkene vil gå lettere. Med bakgrunn i dette er flatvalset strekkmetall fra Smith Stål AS med profilnummer 3398 benyttet, se Figur 4.2.

### 4.2.2 Materialelegenskaper strekkmetall

Dimensjoner og materialelegenskaper for benyttet strekkmetall til skjærforbinderen finnes i Tabell 4.3 og Figur 4.3.

Sheet Nr.	3398
Steel quality	S235
Width	1200 mm
Length	2400 mm
Mesh length (A)	52 mm
Mesh width (B)	26 mm
Strand width (C)	3,5 mm
Strand thickness (D)	4,6 mm

Tabell 4.3 Materialelegenskaper strekkmetall  
(Stål, 2015)



Figur 4.3 Dimensjoner på masker



Elastisitetsmodul benyttet for strekkmetallet er justert for å gi tilsvarende stivhet av skjærforbinderen som er funnet gjennom resultater fra skjærtestene, se Tabell 4.4. Vekt av strekkmetall er inkludert i betongdensitet.

Model in Abaqus	Density [tonne/mm <sup>3</sup> ]	Young's modulus [N/mm <sup>2</sup> ]	Poisson's ratio
S1	0 *	4600 **	0,3
All other models	0 *	23400 **	0,3

Tabell 4.4 Inputverdier i Abaqus for strekkmetall

\* Densitet for strekkmetall er inkludert i betongdensitet

\*\* Elastisitetsmodul er kalibrert. Se vedlegg G

## 4.3 Limtre

### 4.3.1 Valg av limtre

Tre 8,5 meter lange limtrebjelker av typen CE L40 C ble levert fra Moelven. På bakgrunn av en kapasitetsvurdering ble CE L40 C med dimensjon 115x450 mm<sup>2</sup> vurdert til å være passende med hensyn til en mer balansert kapasitet målt mot betongplatene.

### 4.3.2 Materialeegenskaper limtre

Bending strength	$f_{m,g,k}$	30 N/mm <sup>2</sup>
Tensile strength	$f_{t,0,g,k}$	19,5 N/mm <sup>2</sup>
	$f_{t,90,g,k}$	0,5 N/mm <sup>2</sup>
Compression strength	$f_{c,0,g,k}$	24,5 N/mm <sup>2</sup>
	$f_{c,90,g,k}$	2,5 N/mm <sup>2</sup>
Shear strength	$f_{v,g,k}$	3,5 N/mm <sup>2</sup>
Modulus of elasticity	$E_{0,g,mean}$	13000 N/mm <sup>2</sup>
	$E_{90,g,mean}$	10800 N/mm <sup>2</sup>
Shear modulus	$G_{g,mean}$	650 N/mm <sup>2</sup>
Density	$\rho_{g,k}$	390 kg/m <sup>3</sup>
	$\rho_{g,mean}$	430 kg/m <sup>3</sup>

Tabell 4.5 Materialeegenskaper for limtre CE L40 C (Standard, 2013)

Tabell 4.5 viser utvalgte materialeegenskaper for limtre av benyttet kvalitet. Med bakgrunn i materialtester for betong og skjærtester for skjærforbinderen er grunnlaget for benyttede materialeegenskaper for disse to materialene relativt godt. For å kalibrere Abaqus-modellene til nærmest mulig lik oppførsel som er funnet av tester på Modell 2 er det derfor valgt å gjøre noen justeringer på materialeegenskapene til limtreet, se Tabell 4.6 sammenlignet med Tabell 4.5. Valg av materialeegenskaper til limtreet i elementmodellene er også gjort med sammenligning til testresultater presentert i Dahl (2009).

Density [tonne/mm <sup>3</sup> ]	E <sub>L</sub> [MPa]	E <sub>R</sub> [MPa]	E <sub>T</sub> [MPa]	V <sub>RL</sub>	V <sub>TL</sub>	V <sub>RT</sub>	G <sub>LR</sub> [MPa]	G <sub>LT</sub> [MPa]	G <sub>RT</sub> [MPa]
3,9E-10	14000	800	500	0,02	0,02	0,30	650	650	65

Tabell 4.6 Inputverdier Abaqus for limtre, tilpassede verdier

## 4.4 Lim



Figur 4.4 Venstre: Mapepoxy L-Mørtel, tre-komponent  
Høyre: Mapepoxy L, to-komponent

### 4.4.1 Valg av lim

Til liming av strekkmetallet til limtrebjelkene ble to typer hurtigherdende og svinnfritt epoksyylim, Mapepoxy L og Mapepoxy L-Mørtel fra Mapei AS testet. Forskjellen på limtypene er i hovedsak at Mapepoxy L-Mørtel har en ekstra komponent bestående av sand. Denne komponenten utgjør mer enn 50 % av ferdig blanding. Mapei ved Dan Arve Juvik opplyser at Mapepoxy L-Mørtel gir omkring 30 % lavere innkjøpskostnader enn Mapepoxy L.

### 4.4.2 Materialelegenskaper epoksyylim

Elastisitetsmodul og densitet av limet benyttet til Modell S1 er hentet fra Tabell 4.7.

Epoxy Glue	Mapepoxy L	Mapepoxy L-Mørtel
Components	2	3
Mixture density	ca. 1 530	ca. 2 000
Brookfield's viscosity	ca. 3500	ca. 50 000
Opening time at 20 degrees	70 min	- **
Curetime	7 days	7 days
Compressive strength at 20 degrees	ca. 110 N/mm <sup>2</sup>	ca. 100 N/mm <sup>2</sup>
Tensile strenght in bending at 20 degrees	ca. 39,5 N/mm <sup>2</sup>	ca. 40 N/mm <sup>2</sup>
Young`s modulus	7680 MPa*	17 000 MPa

Tabell 4.7 Materialelegenskaper lim (Mapei, 2015)

\*Under trykkbelastning

\*\* Ikke oppgitt. Ved utførelse virket åpentid lik Mapepoxy L



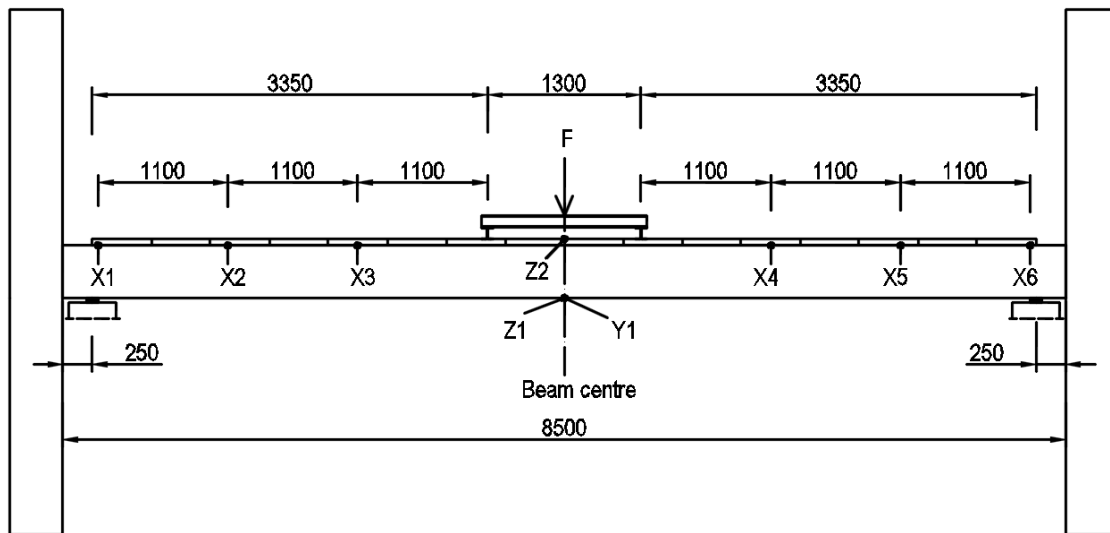
## 5 Utførte tester

I dette kapittelet presenteres testoppsett og resultater fra bruddtest av Modell 1, skjærtester, nedbøyningstest og dynamisk test av Modell 2.

### 5.1 Bruddtest av Modell 1

Torsdag 26.03.2015 ble det gjennomført en bruddtest av modellen som ble bygd i forbindelse med en tidligere masteroppgave utført ved NTNU våren 2013 (Skaare, 2013), omtalt som Modell 1. I dette delkapittelet blir resultatene fra denne testen presentert.

#### 5.1.1 Oppsett for test



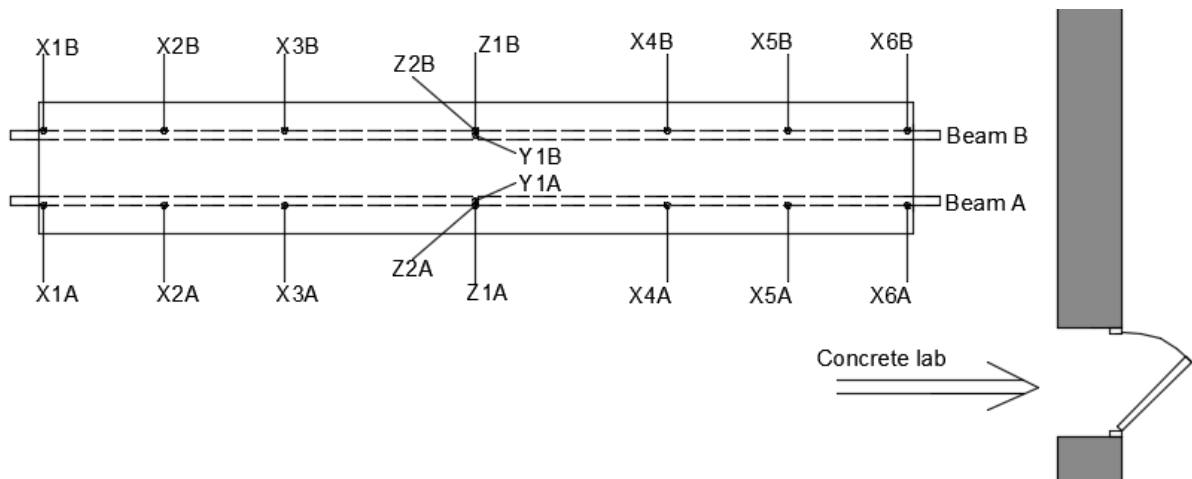
Figur 5.1 Oppsett bruddtest av Modell 1

Oppsettet for bruddtesten er laget for å hente ut mest mulig nyttig informasjon om modellens oppførsel under belastning, og er delvis hentet fra forsøk gjort av Ceccotti et al. (2006) og delvis basert på egne vurderinger av hva som er ønskelig å måle. Lasten er påført som to stripelaster med 1300 mm avstand, se Figur 5.1, for å aktivere maksimale bøyepenninger over et større område. Hensikten med dette er å ta hensyn til eventuelle materialavvik som kan befinne seg hvor som helst i konstruksjonen. Modellen er satt opp med i alt 17 måleinstrumenter, der 11 av disse måler relativ forskyvning mellom betongen og limtreet fordelt på modellens lengde, to tøyingsmålere i toppen av betongen i midtspennet, to tøyingsmålere i bunnen av limtrebjelkene i midtspennet og to nedbøyningsmålere fra underkant av de to limtrebjelkene, se Figur 5.1 og Figur 5.3. I tillegg er lasten og nedbøyningen målt undervegs fra lastcellen.



Figur 5.2 Lastfordeler og strekkbrudd i limtrebjelke A

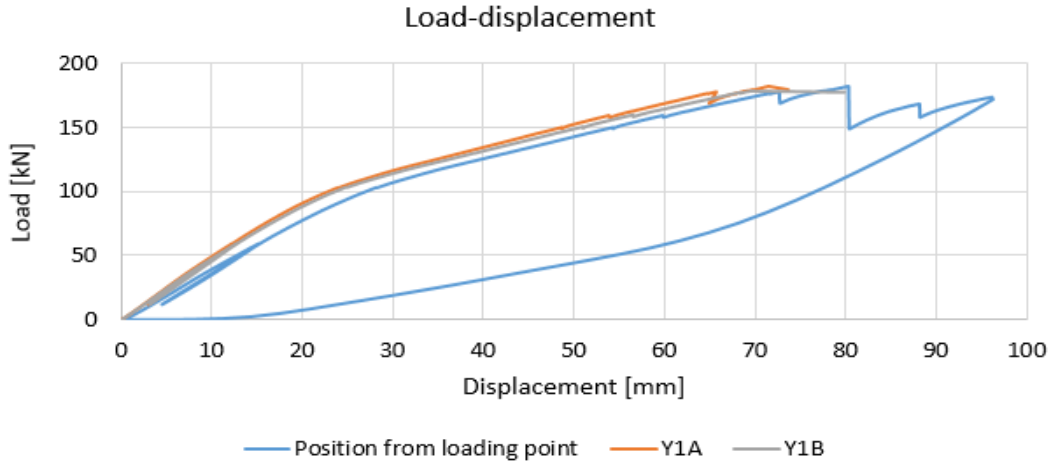
Limtrebjelke A var den komponenten av konstruksjonen som først gikk til brudd. Figur 5.2 viser bruddet i underkant av bjelken i senter av stripelastene. Limtrebjelke B, som er skjult på bildet, fikk et tilsvarende brudd noe senere ved videre pålasting. Nedbøyningsmålerne Y1A og Y1B var limt fast til undersiden av limtrebjelkene, noe som gjorde at de løsnet med det samme bruddet oppstod. I ettertid kan man konstatere at det hadde vært mer hensiktsmessig å feste disse målerne litt lengre opp på siden av bjelkene.



Figur 5.3 Planskisse som viser plassering av alle instrumenter koblet til testmodell

### 5.1.2 Resultater

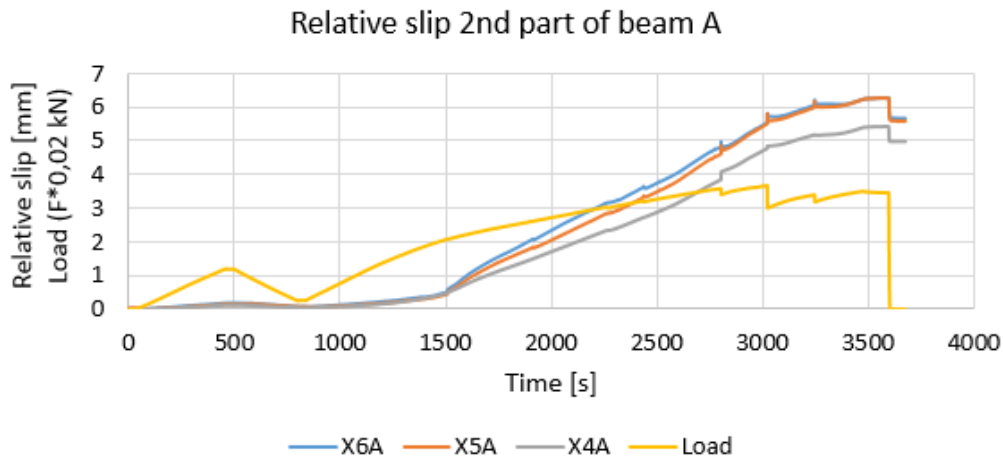
Bruddet fant sted i limtrebjelkene under strekk, da med en belastning på 182 kN. Estimert bruddlast fra forhåndsregninger ved brudd i limtreet under strekk var 207 kN, se kapittel 7.1. For mer detaljer vedrørende disse beregningene, se vedlegg C.



Figur 5.4 Last-forskyvning

Måleinstrumentene Y1A og Y1B var limt fast på undersiden av limtrebjelkene i midtfeltet. Y1A og Y1B løsnet derfor i samme øyeblikk som limtrebjelkene gikk til brudd, og eneste nedbøyningsmåling etter dette tidspunktet er derfor kun posisjonsmåler fra lastcelle, se Figur 5.4. Av grafen kan man se at posisjonsmåleren fra lastcellen starter likt med Y1A og Y1B. Ved økende belastning gir lastcellemåleren gradvis litt mer nedbøyning i forhold til Y1A og Y1B, og forskjellen ved maksimal belastning er i underkant av 10 mm. Denne forskjellen skyldes nok hovedsakelig deformasjon av den 13 mm tykke trefiberplaten mellom lastfordeleren og betongen, i tillegg til differansen mellom nedbøyning av stålbejelken i lastfordeleren og oppbøyning av stålbejelken som holder lastcellen.

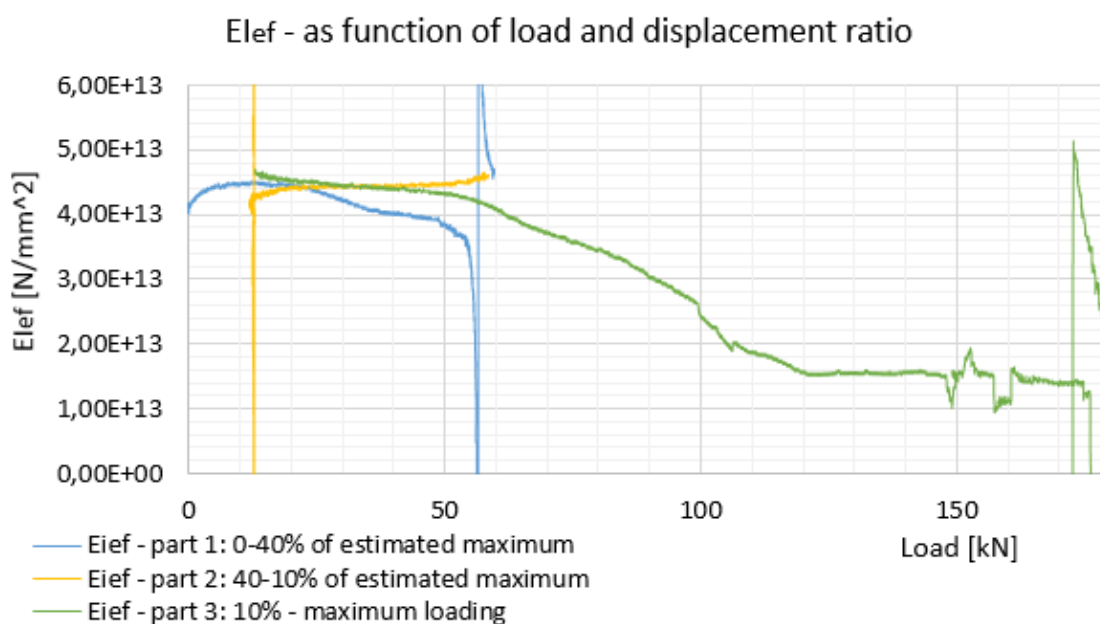
Som illustrert i Figur 5.4 stiger kurven forholdsvis lineært frem til omtrent 20 mm vertikal forskyvning. Etter dette bøyer kurven tydelig av og har en mykere oppførsel. På Figur 5.5 kan det se ut som om denne avbøyningen i kurven har sammenheng med en tydelig brå økning i relativ forskyvning mellom betongen og limtreet, altså at skjærforbindelsen begynner å gi etter.



Figur 5.5 Relativ forskyvning mellom betong og limtre

Figur 5.5 viser en skalert versjon av lasthistorien, dette er ment som et hjelpemiddel for å lettere kunne se sammenhengen mellom det som skjedde underveis i forsøket. Relativ forskyvning mellom limtre og betong for X5A og X6B ligger på omkring 5,8 mm ved brudd i limtrebjelken. Figur 5.5 viser også en markant endring i relativ forskyvning ved omkring 1500 sekund ut i forsøket, hvorpå belastningen ved dette tidspunktet er 100 kN.

Figur 5.6 viser utvikling av effektiv bøyestivhet som funksjon av last- og forskyvningsendring. Pålastningsprosedyren følger Standard (1991), der man i grove trekk først belaster opp til 40 % av estimert maksimal belastning, deretter ned til 10 % og til slutt belaster til brudd, se kapittel 5.2. Grafen beveger seg derfor fram og tilbake i området 10-40 % av estimert maksimal belastning med store utslag ved både 10- og 40 %, noe som skyldes at endring i forskyvning går mot null ved vendepunktene. For å illustrere belastningsforløpet best mulig er det valgt å dele hele forløpet opp i tre deler med ulike farger.



Figur 5.6 Effektiv bøyestivhet underveis i bruddtesten

Utregning av effektiv bøyestivhet er basert på endring i last og forskyvning over et gitt tidsrom. På grunn av relativt liten oppløsning på lastmåleren i forhold til nedbøyningsmålene er det benyttet et sprang på 400 målinger i  $\Delta F_n$  og  $\Delta w_n$  for å ta opp forskjellen i oppløsning på måleinstrumentene. Nedbøyningsformelen som er gjort om til formel for bøyestivhet som presentert under, er hentet fra NTNU (2003) og er tilpasset gjeldende geometri og lastsituasjon.

$$\Delta F_n = F_{n+200} - F_{n-200}$$

$$\Delta w_n = w_{n+200} - w_{n-200}$$

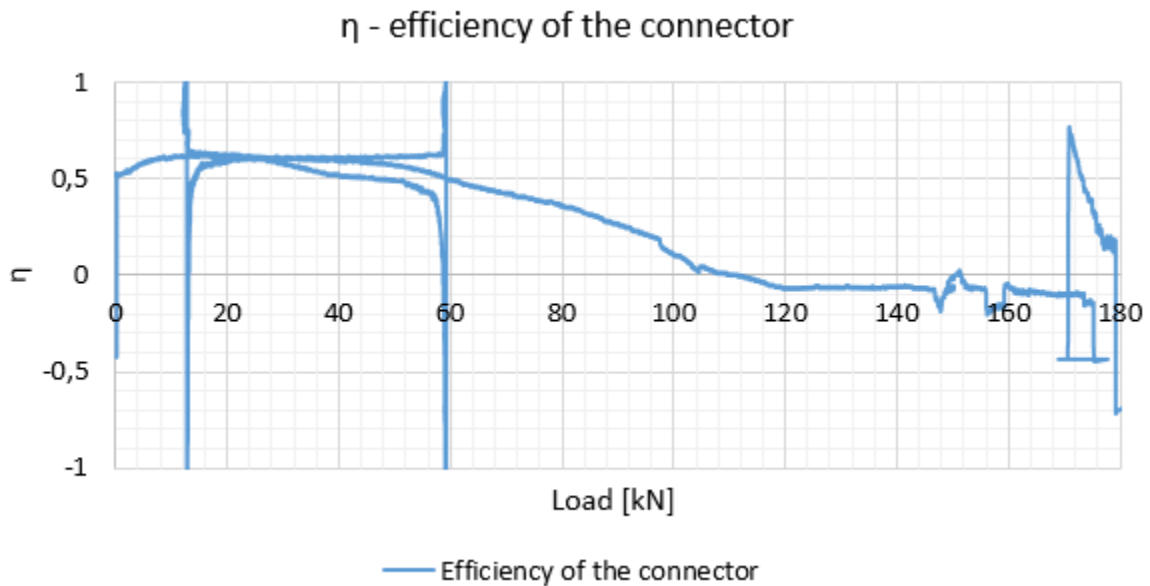
$$w = \frac{1}{48} \cdot \frac{PL^3}{EI_{ef}} \cdot (3 \cdot \alpha - 4 \cdot \alpha^3)$$

$$EI_{ef}(\Delta F_n, \Delta w_n) = \left(1 + \frac{3,35}{4,65}\right) \cdot \frac{\Delta F_n \cdot L^3}{96 \cdot \Delta w_n} \cdot (3 \cdot \alpha - 4 \cdot \alpha^3)$$

Rent teoretisk har tverrsnittet følgende verdier for bøyestivhet:  $EI_{\infty}=6,118 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  ved full komposittvirkning og  $EI_0=1,818 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  ved ingen komposittvirkning. Effektiviteten av skjærforbinderen avgjør i hvor stor grad man utnytter tverrsnittets potensiale og effektiviteten kan finnes med følgende ligning, som presentert i kapittel 2.

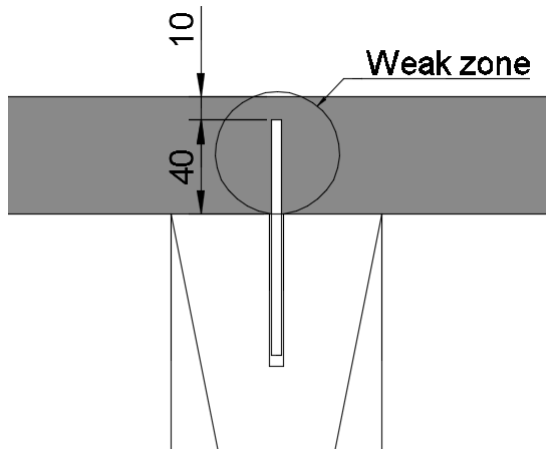
$$\eta = (EI_{real} - EI_0)/(EI_{\infty} - EI_0)$$

Her er  $EI_{real}$  verdien for den målte bøyestivheten som fremkommer av Figur 5.6,  $EI_{\infty}$  er teoretisk bøyestivhet ved full komposittvirkning og  $EI_0$  er teoretisk bøyestivhet uten komposittvirkning. Dersom den målte bøyestivheten,  $EI_{real}$ , tilsvarer  $EI_{\infty}$  vil  $\eta$  være lik 1 og i motsatt fall, hvis  $EI_{real}$  tilsvarer  $EI_0$ , vil  $\eta$  være lik 0. Figur 5.7 viser utviklingen av skjærforbinderens effektivitet gjennom hele belastningsforløpet

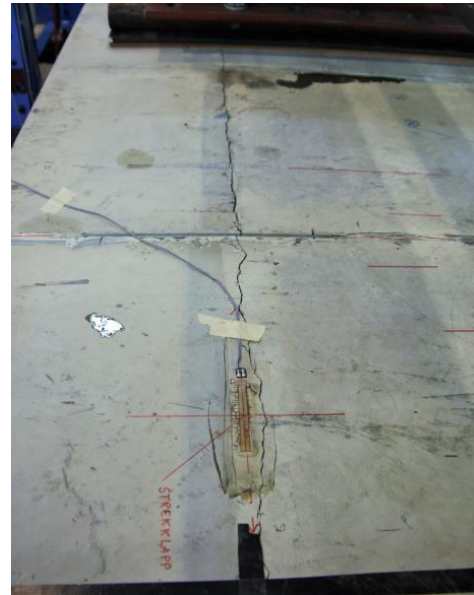


Figur 5.7 Effektivitet av skjærforbinder

Som vist i Figur 5.7 går effektiviteten av skjærforbinderen over på negativ side ved omtrent 110 kN belastning, noe den i utgangspunktet ikke skal gjøre. En mulig feilkilde kan være overestimering av  $EI_0$ , denne er antatt som summen av bøyestivhet for betongen og limtreet hver for seg.



Figur 5.8 Detalj skjærforbinder Modell 1



Figur 5.9 Opprissing av betong langs skjærforbinder

Figur 5.9 viser et bilde tatt av modellen fra oversiden av betongplatene mellom laststripene over bjelke A. Risset som vises følger skjærforbinderen som ligger innstøpt i betongen med 10 mm overdekning, se Figur 5.8. Betongen er kun armert med fiberarmering, og løsningen med et innstøpt strekkmetall som går gjennom nesten hele platen var ifølge Skaare (2013) ugunstig. Det kan virke som at metallfibrene ikke fordeler seg godt gjennom strekkmetallet, noe som resulterer i en svak sone rundt skjærforbinderen, se illustrasjon i Figur 5.8.

En årsak til for høy estimering av  $EI_0$  kan være at betongen risset opp under forsøket, se Figur 5.9. Ved hvilket tidspunkt opprissingen startet under forsøket ble ikke registrert, dette ble oppdaget etter forsøkets slutt. Det er grunn til å tro at fra dette tidspunktet består  $EI_0$  kun av bøyestivhetsbidraget fra limtrebjelkene. Dette kan være med å forklare hvorfor bøyestivheten ved omkring 110 kN belastning beveger seg under estimert  $EI_0$ . Som man ser av Figur 5.6, ligger bøyestivheten fra 120 kN belastning og opp relativt stabilt omkring  $1,6 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>. Bøyestivheten  $EI_{limtre}$  til de to limtrebjelkene alene er lik  $1,78 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, noe som er i rimelig nærhet til verdi på effektiv bøyestivhet fra 120 kN til brudd.

Middelverdien av den effektive bøyestivheten i området 12 – 60 kN for del 3 av kurven i Figur 5.6 ligger på omkring  $4,45 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>. Som man ser av Figur 5.7 tilsvarer dette en effektivitet av skjærforbinderen like i overkant av 60 %. Dette samsvarer godt med resultatet fra nedbøyningstest utført på Modell 1, der skjærforbinderens effektivitet ble funnet til å være 61 % (Skaare, 2013).



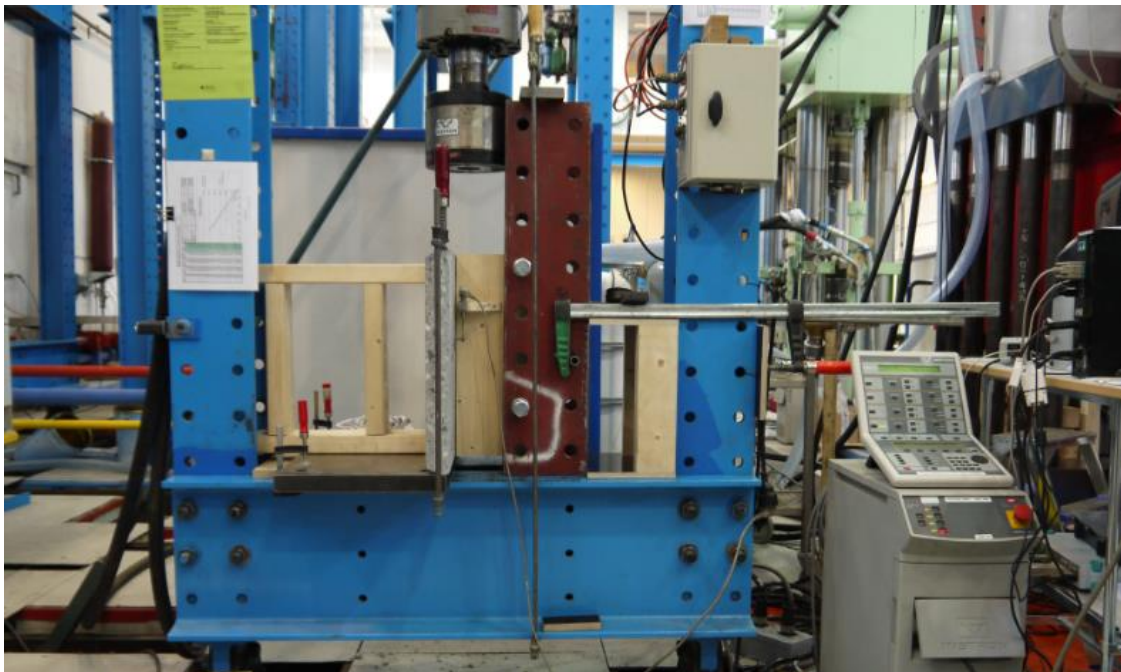
## 5.2 Skjærtester

*I denne delen blir prøveoppsett av skjærtestene som ble utført i perioden 17.04 – 24.04.2015 og resultatene fra disse presentert. Basert på disse resultatene blir valg av limtype diskutert. I alt ble det utført skjærtester på åtte prøvestykker, hvor fire var limt med Mapepoxy L og de resterende fire med Mapepoxy L-Mørtel.*

### 5.2.1 Testoppsett

De to første forsøkene gikk med til å justere og forbedre oppsettet til skjærtestene. Prøvestykke 1 limt med Mapepoxy L ble først testet med en lastcelle med kapasitet på 100 kN. Det viste seg at denne hadde for liten kapasitet for å kjøre prøvestykket til brudd. Lastcellen ble byttet til en lastcelle med kapasitet på 250 kN.

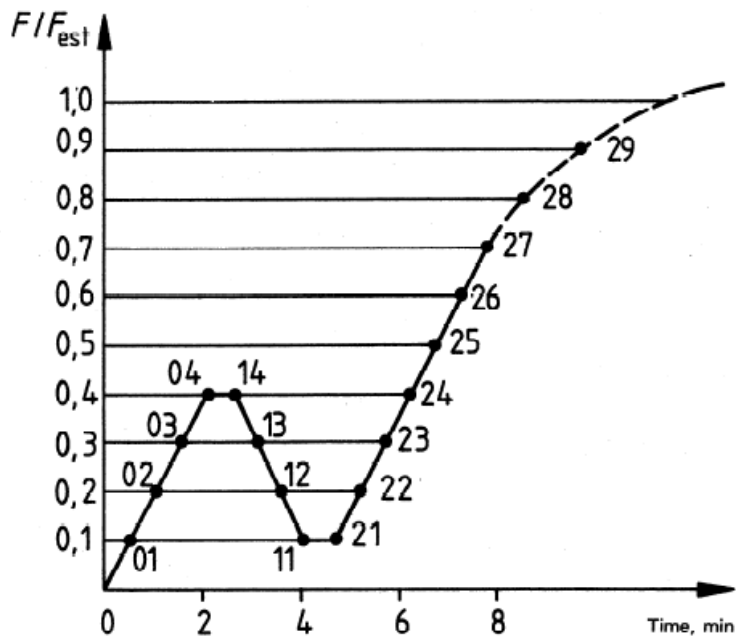
Prøvestykkene er usymmetriske på grunn av at det kun er plassert skjærforbinder på den ene siden. Dette er sannsynligvis årsaken til at det oppstod problemer med rotasjon av prøvestykkene under belastning, noe som gjorde at resultatene for prøvestykke 1 med Mapepoxy L og prøvestykke 1 med Mapepoxy L-Mørtel er forkastet. Det ble gjort noen forbedringer av oppsettet for å forhindre rotasjon av den delen av prøvestykket som inneholdt skjærforbinderen.



*Figur 5.10 Endelig oppsett for skjærtest*

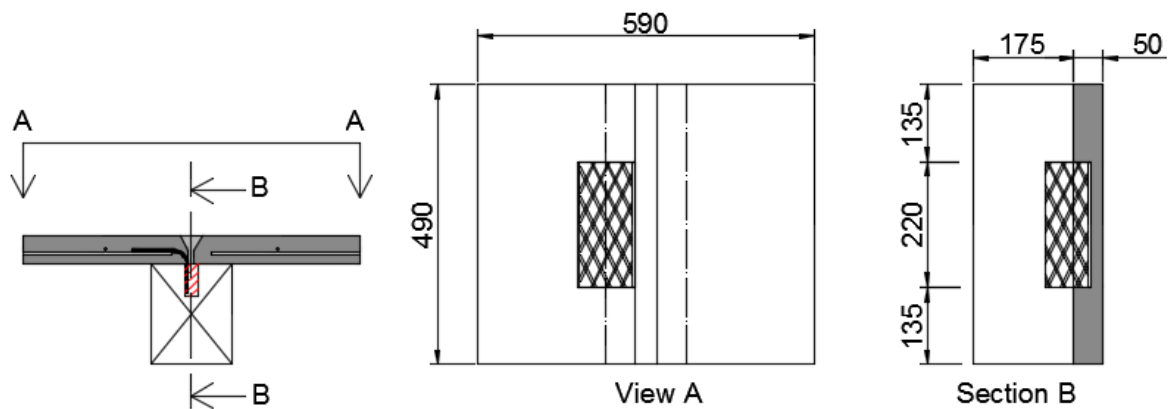
Figur 5.10 viser oppsettet for testen som ga resultater som er vurdert til å være gode. Det viste seg nødvendig å forhindre bevegelse av prøvestykket i alle retninger, unntatt limtre delen som er fri til å bevege seg vertikalt og kun holdt tilbake av skjærforbinderen og limet.

Proseduren for belastning av prøvestykkene som vises i Figur 5.11 viste seg å være vanskelig å få til ved manuell styring. Derfor er de seks siste prøvestykkene testet med hjelp av et teststyringsprogram kalt WaveMatrix, med seks ulike sekvenser som nevnt under.



Figur 5.11 Pålastningsprosedyre for testing, hentet fra NS-ISO 6891

Prøvestykke nummer 2 limt med Mapepoxy L-Mørtel var det første som ble testet med styrt pålastningsprosedyre ved hjelp av programmet WaveMatrix. Programmet var meget praktisk for å styre gangen i forsøkene. Prosedyren ble delt inn i seks sekvenser for å styre forsøket slik som vist i Figur 5.11. Første sekvens kjørte laststyrt belastning opp til 40% av  $F_{est}$ , andre sekvens holdt lasten i ro ved 40% av  $F_{est}$  i 30 sekunder, tredje sekvens reduserte lasten til 10% av  $F_{est}$ , fjerde sekvens holdt lasten i ro ved 10% av  $F_{est}$ , femte sekvens kjørte laststyrt belastning som i første sekvens opp til 80% av  $F_{est}$  og sjette sekvens kjørte forskyvningsstyrt belastning til maksimalt 15 mm forskyvning. Det er i ettertid oppdaget at femte sekvens ifølge Standard (1991) skulle vært kjørt opp til 70% av  $F_{est}$  i stedet for 80%. Det antas likevel at dette ikke har alt for stor betydning for kvaliteten av resultatene.



Figur 5.12 Prøvestykker benyttet til skjærtester



## 5.2.1 Resultater fra skjærtester

Type of glue	Specimen nr.	Fmaks [kN]	k <sub>04</sub> [kN/mm]	k <sub>06</sub> [kN/mm]	Relative slip at F <sub>max</sub> [mm]
Maepoxy L	1	145,0 *	222,1 *	-	0,53 *
Maepoxy L	2	98,2	283,2	307,4	0,61
Maepoxy L	3	78,5	664,2	538,0	0,16
Maepoxy L	4	83,1	363,7	278,0	0,72
<b>Average</b>		<b>86,6</b>	<b>437,0</b>	<b>374,5</b>	<b>0,50</b>
Maepoxy L-Mørtel	1	42,2 *	52,3 *	-	4,66 *
Maepoxy L-Mørtel	2	53,4	342,0	597,5 / 314,7	0,44
Maepoxy L-Mørtel	3	44,3	70,7 **	-	1,95 **
Maepoxy L-Mørtel	4	57,0	250,5	286,4	0,22
<b>Average</b>		<b>51,6</b>	<b>296,3</b>	442 / 300,6	<b>0,33</b>

Tabell 5.1 Resultater fra skjærtester

\* Ikke tatt med i gjennomsnittsverdi på grunn av usikkerhet rundt måleresultater

\*\* Ikke tatt med på grunn av observert skjevstilling av betongplate under test

Tabell 5.1 viser alle resultater fra skjærtestene som er gjennomført til denne oppgaven. To ulike limtyper, Maepoxy L og Maepoxy L-Mørtel, er testet i forsøkene. Hensikten med dette var å undersøke om Maepoxy L-Mørtel kan være et alternativ til Maepoxy L. Maepoxy L ble benyttet i Modell 1.

Glidemodulen til skjærforbinderen ved 60% av maksimal belastning, k<sub>06</sub>, viser at stivheten holder seg relativt stabilt ved økende belastning. Årsaken til at prøvestykke nummer 2 med Maepoxy L-Mørtel har to verdier for k<sub>06</sub> er illustrert i Figur 5.18 med tilhørende forklaring under.

Som tidligere nevnt er de to første testresultatene forkastet på grunn av svakheter ved testoppsettet, og påfølgende usikkerhet rundt resultatene. I tillegg er resultatene til prøvestykke nummer 3 med Maepoxy L-Mørtel forkastet på grunn av at betongplaten hadde en startposisjon som var skjev i forhold til oppleggsflaten. Skjevheten medførte en tvungen rotasjon av betongplaten i forhold til limtrestykket som gjør målingene usikre, noe som også vises av resultatene, som skiller seg godt ut fra de vellykkede testene. Illustrasjon av situasjonen for prøvestykke nummer 3 limt med Maepoxy L-Mørtel finnes i vedlegg D.

Som Tabell 5.1 viser, er prøvestykkene med limtype Maepoxy L både stivere og sterkere enn prøvestykkene med Maepoxy L-Mørtel. Dette skyldes trolig at Maepoxy L ekspanderte en god del under herding, og fylte en ganske stor del av kontaktflaten mellom betongen og limtreet, se Figur 5.13.



Figur 5.13 Mapepoxy L nr. 3



Figur 5.14 Mapepoxy L-Mørtel nr. 4

Figur 5.13 og Figur 5.14 viser to av prøvestykkene etter brudd i skjærforbindelsen. Fugen mellom platene ble først penslet med primer og så støpt med mørtel. Det viste seg at overgangen mellom fugemørtelen og betongplaten ble det svakeste leddet, se Figur 5.15. Like i forkant av oppnådd bruddlast løsnet betongplatene fra limet og fugemørtelen. Dette medførte at betongplaten uten innstøpt skjærforbinder løsnet fra resten av prøvestykket. Denne kunne fjernes for bedre innsyn til skjærforbinderen, slik som på bildene over viser.

Som man ser av Figur 5.13 har prøvestykke nummer 3 med Mapepoxy L relativt stor limflate mellom betongen og limtreet, og har etter inspeksjon av alle de ferdigtestede prøvestykkene vist seg å ha den største limflaten mellom betong og limtre. Dette prøvestykket har også den største stivheten ved testing, se Tabell 5.1, noe som kan forklares med den store limflaten. På Figur 5.14 ser en at prøvestykke nummer 4 limt med Mapepoxy L-Mørtel har nærmest ingen inntrengning av lim mellom betongen og limtreet på den ene siden, noe som viste seg å være typisk for prøvestykkene limt med Mapepoxy L-Mørtel. Dette skyldes nok en kombinasjon av at limet har tykkere konsistens og at det ekspanderer mindre under herding enn Mapepoxy L.

Ved utforming av prøvestykkene til skjærtestene var det meningen at kun strekkmetallet skulle ha kontakt med limet. Det var ikke forutsett at limet skulle ekspandere ved herding, noe som ga størst utslag for Mapepoxy L, som både ekspanderte mest og er mest tyntflytende slik at det rant lettere inn mellom betongplatene og limtreet. Som man ser av Figur 5.14 har prøvestykke nummer 4 med Mapepoxy L-Mørtel relativt liten limflate direkte mellom betongplaten og limtrebjelken, dette gjelder også prøvestykke nummer 2 med Mapepoxy L-Mørtel. Det er derfor sannsynlig at stivheten med bruk av Mapepoxy L-Mørtel hovedsakelig skyldes selve skjærforbinderen av strekkmetall.



Figur 5.15 Mapepoxy L-Mørtel nr. 4, brudd i fugemørtel

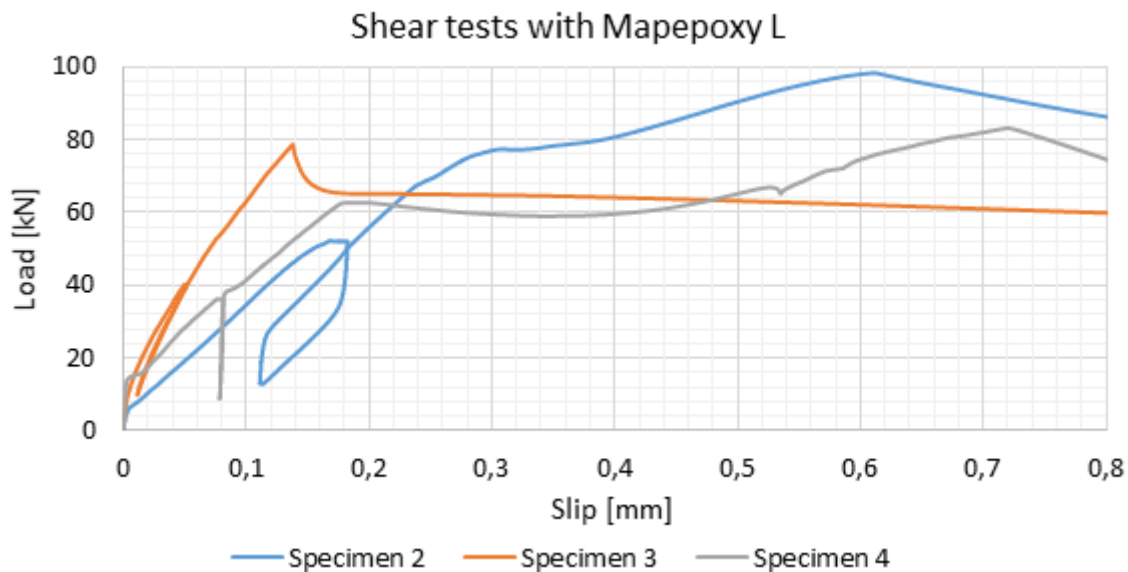


Figur 5.16 Mapepoxy L-Mørtel nr. 2, bruddform på skjærforbinder

Under forsøkene var hendelsesforløpet stort sett likt hver gang. Fugemørtelen løsnet i støpeskjøten som vist på Figur 5.15, og det antas at også betongen løsnet fra limet i samme øyeblikk, slik at det kun var skjærforbinderen som ble belastet i resten av hvert enkelt forsøk. Både under og etter forsøkene ble det ikke observert noen form for skade eller bruddindikasjon på limtrebjelkene.

Selv om maksimal belastning som regel inntraff før 1 mm relativ forskyvning mellom limtre og betong var oppnådd, ble prøvestykkene belastet helt til relativ forskyvning nådde omkring 10 mm. På denne måten ser en tydelig hvordan bruddet i skjærforbinderen skjer, slik som vist i Figur 5.16. Bruddformen vist i Figur 5.16 er for øvrig et meget karakteristisk bilde for alle skjærtrestene som ble gjennomført.

### 5.2.2 Valg av limtype til Modell 2



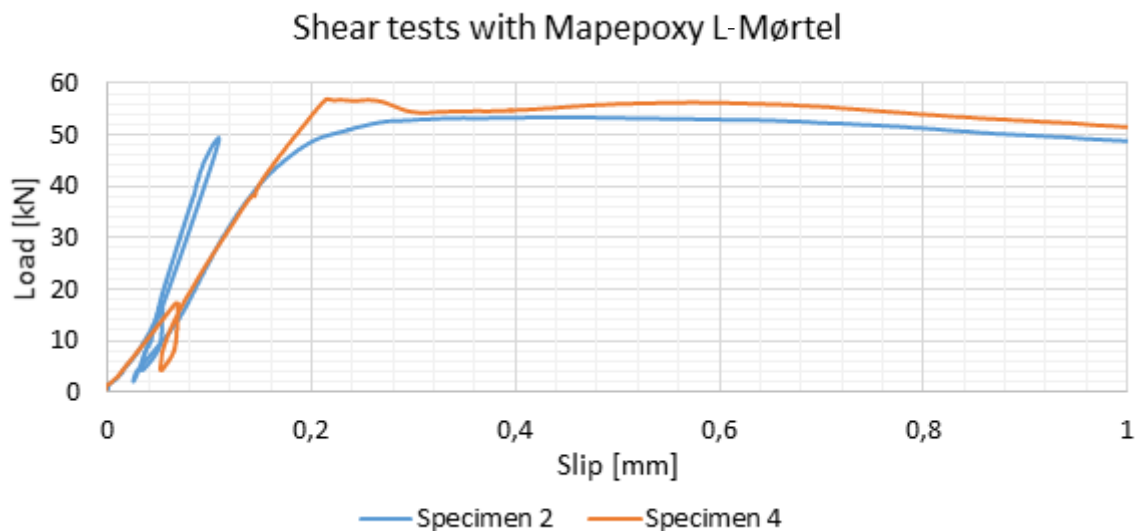
Figur 5.17 Resultater fra skjærtester med Mapepoxy L

Resultatene av skjærtesten fra prøvestykkene som var limt med Mapepoxy L vises over i Figur 5.17. I alt er fire prøvestykker limt med Mapepoxy L testet, men som nevnt tidligere er ikke alle tatt med på grunn av usikkerhet rundt målingenes kvalitet på de utelatte prøvestykkene. For Mapepoxy L er tre av fire testresultater vurdert til å være av god kvalitet.

Som vist i Figur 5.17 skiller prøvestykke nummer 3 seg noe ut fra prøvestykke nummer 2 og 4 med betydelig høyere stivhet. Dette skyldes sannsynligvis, som nevnt tidligere, at prøvestykke nummer 3 hadde den største limflaten mellom betong og limtre sammenlignet med de to andre, se Figur 5.13.

Den store variasjonen av limflate mellom betong og limtre som oppstod for prøvestykkene med Mapepoxy L anses som vanskelig å kontrollere slik monteringen av konstruksjonen er tenkt hittil, der limet helles ned i et 10 mm bredt spor fra oversiden etter at betongelementene er lagt ut. Selv om en stor limflate vil kunne gi en stivere konstruksjon, noe som er ønskelig, er det også ønskelig å kunne forutsi med rimelig nøyaktighet hvilke egenskaper konstruksjonen har etter at den er ferdigstilt.

En montasjeløsning for en konstruksjon som skal monteres på byggeplass bør kunne utføres uten for store krav til utførelse. Mapepoxy L er relativt tyntflytende sammenlignet med Mapepoxy L Mørtel og gjør av den grunn selve limearbeidet enklere. Samtidig ekspanderte Mapepoxy L relativt mye under herdig, noe som sammen med tyntflytende konsistens medførte stedvis stor inntrengning av lim i omkringliggende områder. Slik løsningen er utformet i denne oppgaven vil utførelsen ha stor betydning for konstruksjonens egenskaper om man bruker limtypen Mapepoxy L.



Figur 5.18 Resultater fra skjærtester med Mapepoxy L-Mørtel

Resultatene fra skjærtestene limt med Mapepoxy L-Mørtel vises i Figur 5.18. Det er gjennomført i alt fire tester med denne limtypen, men bare to av disse har blitt vurdert til å ha målinger av god kvalitet. Som vist i Figur 5.18 har prøvestykke nummer 2 relativt stiv oppførsel opp til 50 kN, som skiller seg noe fra prøvestykke nummer 4. Det antas at det plutselige fallet på kurven skyldes brudd i limfugen, og at prøvestykket videre yter motstand mot forskyvning hovedsakelig fra skjærforbinderen.

Prøvestykkene limt med Mapepoxy L-Mørtel har generelt sett noe lavere bruddlast og stivhet enn prøvestykkene limt med Mapepoxy L. På grunn av noen forkastede prøvestykker blir sammenligningsgrunnlaget litt tynt, men basert på gjennomsnittsverdier fra gjeldende resultater fra skjærtestene kan det konkluderes med at:

- Prøvestykker limt med Mapepoxy L har 68% høyere maksimal lastkapasitet enn prøvestykker limt med Mapepoxy L-mørtel.
- Prøvestykker limt med Mapepoxy L har 47,5 % høyere stivhet mot relativ forskyvning mellom betong og limtre enn prøvestykker limt med Mapepoxy L-Mørtel.

Tallene over indikerer en klar fordel for å bruke Mapepoxy L slik de fremstår. Hvor mye det skal legges vekt på disse forskjellene kan derimot diskuteres. Prøvestykke nummer 3 limt med Mapepoxy L skiller seg kraftig ut med tanke på stivhet, og om denne utelates fra gjennomsnittverdien for stivhet, er prøvestykkene limt med Mapepoxy L kun 9% stivere enn prøvestykkene limt med Mapepoxy L-Mørtel. Flere prøvestykker hadde vært å foretrekke for å få et større sammenligningsgrunnlag.

Mapepoxy L-Mørtel er ut fra erfaringer gjort i laboratoriet ansett til å være den limtypen brukt i disse forsøkene som er mest praktisk anvendbar. Dette på grunn av liten ekspansjon ved herding og en relativt tykk konsistens, som gir en mer forutsigbar limforbindelse. Det bør i denne forbindelse også nevnes at limeprosessen tar lengre tid ved bruk av Mapepoxy L-Mørtel, fordi den er mer tyktflytende. Konsistensen til Mapepoxy L-Mørtel avhenger i stor grad av hvor

stor andel sand som blandes i limet, så det kan være aktuelt å vurdere en litt tynnere innblanding av sand for å gjøre limeprosessen enklere.

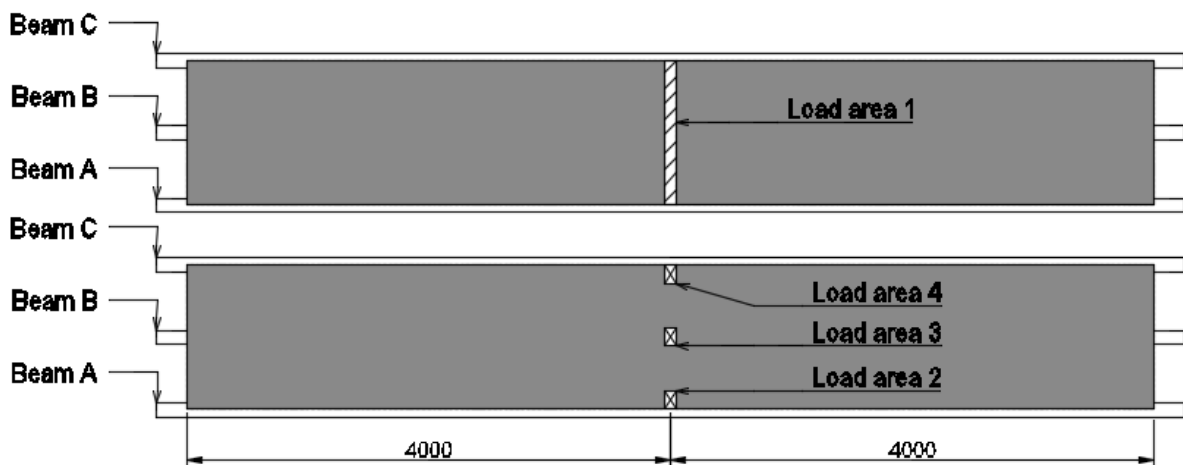
På grunnlag av resultater og observasjoner underveis i arbeidet som er nevnt tidligere i dette kapitlet, er Mapepoxy L-Mørtel benyttet som lim til Modell 2 som er bygd i laboratoriet. Resultater fra nedbøyningstest og Hammer Impact Test (test av dynamiske egenskaper) på Modell 2 vil bli presentert i de to neste delkapitlene. Resultatet fra skjærttestene som er presentert i dette delkapitlet vil fungere som grunnlag for å estimere egenskaper av Modell 2 og som sammenligningsgrunnlag til modellering og numerisk analyse i Abaqus.

### 5.3 Nedbøyningstest

*Dette delkapittelet presenterer testoppsett og resultater fra nedbøyningstesten utført på Modell 2 mandag 04.05.2015. Resultatene fra denne testen gir grunnlag for beregning av bøyestivhet i hovedspennretningen og gir i tillegg en indikasjon av modellens egenskaper med hensyn til fordeling av last i tverretningen.*

#### 5.3.1 Testoppsett

I nedbøyningstesten er det gjennomført i alt fire ulike lastsituasjoner, se Figur 5.19. Nummereringen av lastflater henger sammen med det som videre blir omtalt som lastsituasjon 1, 2, 3 og 4. Det vil for eksempel si at i lastsituasjon 1 blir lastflate 1 belastet. Lastflate 1 er en 10 cm bred stripe på tvers av betongplaten, den er 116 cm lang. Lastflate 2, 3 og 4 er 10x15 cm i grunnflate, og er plassert over hver av de tre limtrebjelkene i modellen. Modellen stod opprigget som fritt opplagret med 8 meter fritt spenn, alle limtrebjelkene lå opplagt på halvmåneopplegg, se vedlegg E.



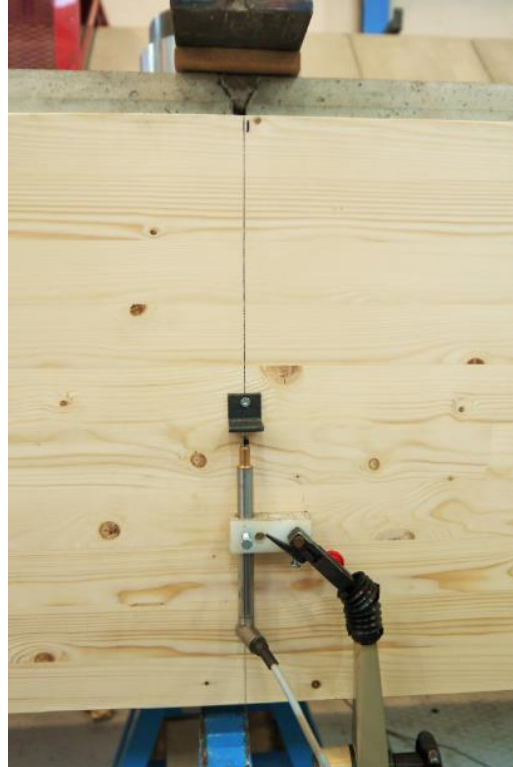
Figur 5.19 Illustrasjon av lastflater benyttet til lastsituasjon 1 til 4

I lastsituasjon 1 belastes modellen jevnt over hele tverrsnittet, midt i spennet. Resultatet fra denne situasjonen blir benyttet til å bestemme modellens bøyestivhet, noe som videre gir mulighet til å estimere effektiviteten av skjærforbinderen og løsningen vedrørende denne. Lastsituasjon 2, 3 og 4 er ment til å kunne gi et bilde av modellens evne til å fordele last på tvers av spennretningen. Resultatene fra lastsituasjon 2, 3 og 4 blir også benyttet til å kalibrere modellen i Abaqus.





Figur 5.20 Lastsituasjon 1



Figur 5.21 Nedbøyningsmåler, bjelke A

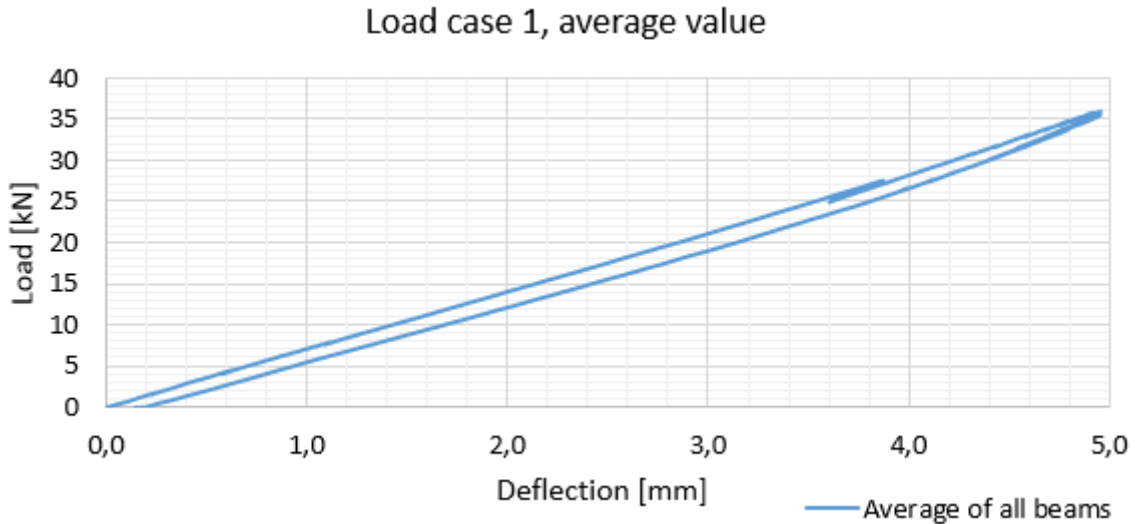
Som det kom frem av bruddtesten av Modell 1, se kapittel 5.1, krevde konstruksjonen en del belastning for å oppnå maksimal verdi for bøyestivhet. Maksimal verdi av bøyestivhet ble oppnådd fra omtrent 10 kN belastning i bruddtesten. Det antas at full motstand fra betongplaten først inntreffer når riss i betongen blir presset sammen ved belastning. Dette er en uønsket situasjon som vil bli diskutert i kapittel 7.1. For å kunne observere denne oppførselen ble modellen belastet opp til 35 kN i lastsituasjon 1, dette ble utført som vist i Figur 5.20. En kran benyttes til å plassere en vekt på omkring 45 kN på toppen av en lastmåler. Kranen var i stand til å senke vekten kontrollert med en hastighet på omkring 18 kN/min. På grunn av liten oppleggsflate ble vekten ustabil når lasten på modellen kom opp mot 35 kN og pålastningen ble derfor stoppet der.

Måleinstrumenter benyttet til dette forsøket var tre nedbøyningsmålere, en midt i spennet av hver limtrebjelke som for bjelke A er vist i Figur 5.21, og en lastmåler plassert mellom betongplaten og vekten.



### 5.3.2 Resultater nedbøyningstest

Lastsituasjon 1, med jevnt fordelt last på tvers av betongplaten, ble kjørt to ganger fordi første forsøk viste seg å gi skjevstilling av lasten. Andre forsøk ser, av resultatene, ut til å være godt sentrert og det er dette forsøket som blir presentert her.



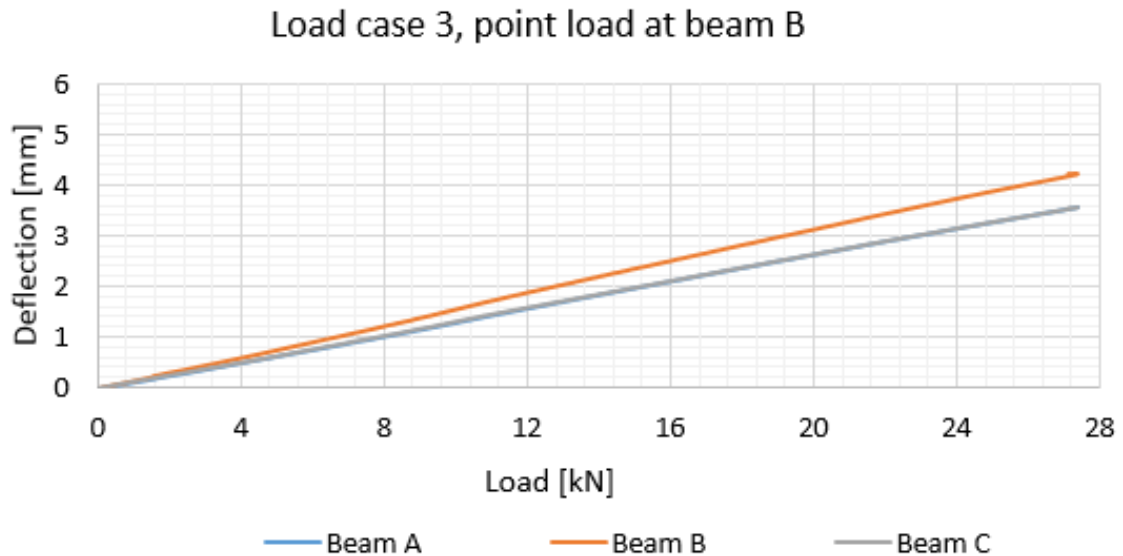
Figur 5.22 Gjennomsnittlig nedbøyning i forhold til last

Load range [kN]	$EI_{ef,sls}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	Efficiency $\eta$	Deviation from estimated $EI_{ef,sls}$ [%]
0-20	7,48E+13	0,65	-19,46
0-35	7,73E+13	0,69	-16,81
20-35	8,09E+13	0,74	-12,94
25-35	8,76E+13	0,85	-5,68

Tabell 5.2 Utvikling av effektiv bøyestivhet og effektivitet av skjærforbinder

Som illustrert i Figur 5.22 har konstruksjonen en relativt lineær last-forskyvningskurve, med en svak stigning ved økende last. Som nevnt tidligere virker det som Modell 1 i bruddtesten trengte en del belastning før maksimal bøyestivhet ble oppnådd. Dette kommer også frem av resultatene i denne testen, og i Tabell 5.2 vises utviklingen av stivhet i forskjellige lastområder hvor man kan se at stivheten øker etter hvert som lasten øker. Estimert verdi for effektiv bøyestivhet i bruksgrensetilstanden,  $EI_{ef,sls}$ , ble ved hjelp av resultater fra skjærtrestene beregnet til å være lik  $9,29 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, se vedlegg E. Dette tilsvarer en effektivitet av skjærforbinderen,  $\eta$ , lik 0,94.

Lastsituasjon 2, 3 og 4 med henholdsvis punktlast over bjelke A, B og C har til hensikt å fungere som kalibreringsmålinger til modellen i Abaqus, men også være med å gi en indikasjon på modellens tværrstivhet og evne til å overføre kraft på tvers av hovedspennretningen.



Figur 5.23 Last/forskyvning for lastsituasjon 3

I Figur 5.23 vises målingene fra lastsituasjon 3. Forsøket ble stoppet ved en punktlast på 27,51 kN og i Tabell 5.3 finnes verdier for nedbøyning i de tre bjelkene ved største last. Målingene til bjelke A og bjelke C følger hverandre tilnærmet likt under hele forløpet og har ved 27,51 kN relativ nedbøyning i forhold til bjelke B på 83- og 84 %. Dette resultatet er benyttet til å gjøre et estimat av modellens bøyestivhet på tvers av hovedspennretningen som blir benyttet til bruksgrensekontroll med hensyn til vibrasjoner i Standard (2010), punkt 7.3.3(2). Denne kontrollen finnes i vedlegg F. Bøyestivhet på tvers av hovedspennretningen,  $EI_b$ , blir på grunnlag av resultatene fra lastsituasjon 3 funnet til å være  $9,12 \cdot 10^{10}$  Nmm<sup>2</sup>.

	$W_{\max}$ [mm]	Relative to max
Beam A	3,570	0,83
Beam B	4,294	1
Beam C	3,602	0,84

Tabell 5.3 Nedbøyning ved største påførte last, lastsituasjon 3

Resultater fra lastsituasjon 2 og 4 finnes i vedlegg E og er i hovedsak benyttet til kontroll mot elementmodellen i Abaqus.

## 5.4 Hammer Impact Test

*Mandag 11.05.2015 ble det gjennomført en Hammer Impact Test på Modell 2 i laboratoriet på materialteknisk ved NTNU. I dette delkapittelet vil gjennomføring av testen og resultater bli presentert.*

### 5.4.1 Testoppsett

Til analyse av testdata er programmet LabVIEW 2010 benyttet. For å kjøre både selve testen og gjøre analyse i etterkant trengs et spesiallaget tillegg til programmet som kun fungerer til 2010-utgaven av LabVIEW. Som student på NTNU har man tilgang til en installasjonspakke fra Orakeltjenesten, og prosedyre for installasjon og bruk av programmet er laget av Nathalie Labonnote (Labonnote, 2012).



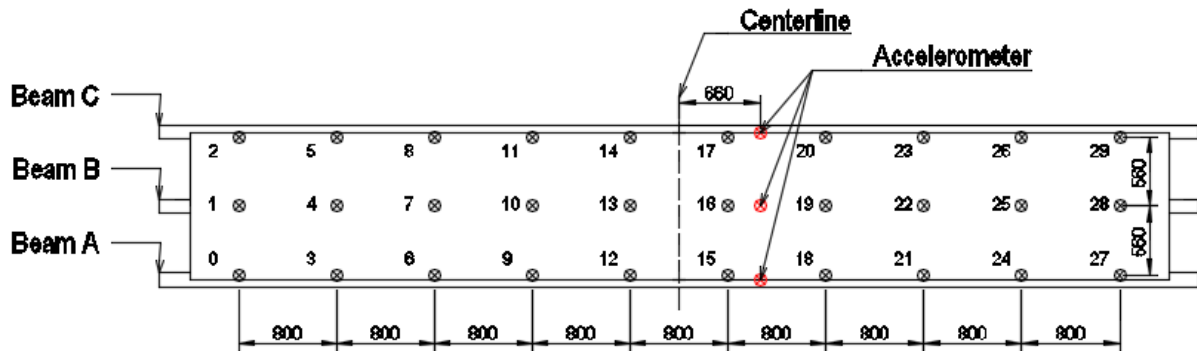
Figur 5.24 Hammer under testing



Figur 5.25 Akselerometer ved plassering under bjelke C

Oppsettet til testen følger i hovedtrekk samme prosedyre som Hammer Impact Test utført på Modell 1 (Skaare, 2013). Måleinstrumenter som er benyttet er en hammer, av typen «heavy duty type 8208» fra Brüel & Kjær, som registrerer påført kraft og et akselerometer av typen 8770A50 Kistler. Hammeren ble utstyrt med rødt endestykke, se Figur 5.24. Akselerometeret, som vist i Figur 5.25, ble skrudd fast under limtrebjelkene.

Metoden som er benyttet kalles Roving Hammer Method, en metode som muliggjør målinger av egenfrekvenser med deres tilhørende demping og formfunksjoner. Før forsøket starter, lages et aksesystem med nummererte punkter som legges inn i LabVIEW som også merkes med tilsvarende nummerering på modellen. Akselerometeret festes til modellen på et sted der det er lite sannsynlig å treffe på et nullpunkt i noen av de antatte svingeformene.

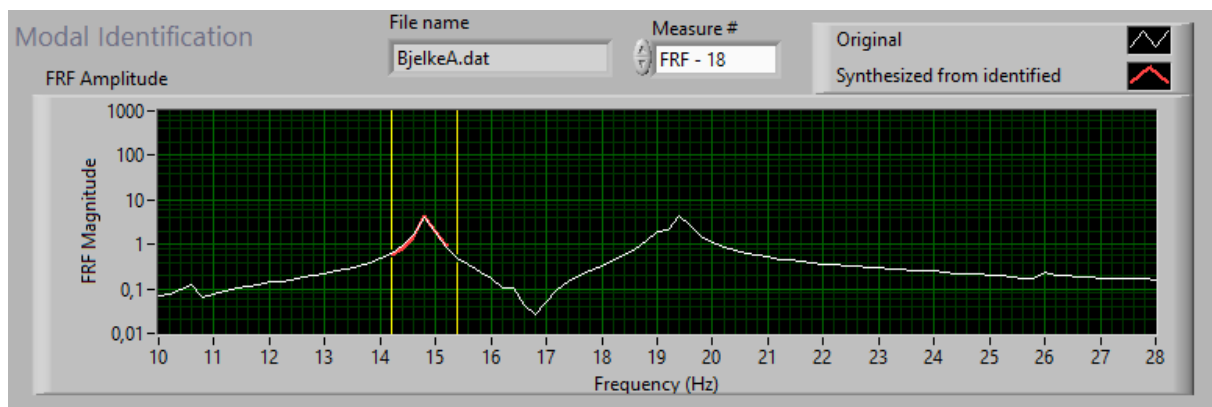


Figur 5.26 Plassering av punkter og akselerometer til testen

Det er i alt utført tre tester, hvor forskjellen mellom de tre er akselerometerets plassering. Figur 5.26 viser plassering av hammer-punkter og plassering av akselerometeret i de tre testene som er utført. Akselerometeret er plassert 660 mm fra senterlinjen. Ved gjennomgang av testen følges nummereringen av punktene slik at programmet vet hvor impulsen kommer fra til enhver tid.

Hammeren som blir benyttet registrerer anslaget mot hvert punkt som gir et signalspekter fra påført kraft  $F(\omega)$ , samtidig registreres modellens reaksjon og gir utgående signalspekter fra akselerometeret  $X(\omega)$ . Dette danner grunnlaget for programmet LabVIEW til å bestemme egenfrekvens, demping og svingeform ved hjelp av funksjonen  $H(\omega)$ , Frequency Response Function (FRF).

$$H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)}$$



Figur 5.27 Frequency Response Function for punkt 18 med akselerometer plassert under bjelke A

Figur 5.27 viser en del av vinduet av programmet «Modal Parameter Identification.vi» i LabVIEW 2010. Området av grafen som vises inneholder to markerte topper, som i dette tilfellet forteller ved hvilken frekvens første og andre svingeform befinner seg i. Mer angående analyse av resultatene finnes i vedlegg F.

### 5.4.2 Resultater Hammer Impact Test

Resultatene fra testen er analysert og hentet ut ved hjelp av programmet «Modal Parameter Identification.vi» i LabVIEW 2010.

Accelerometer placed at	Beam A		Beam B		Beam C		Average values	
	f [Hz]	$\xi$ [%]	f [Hz]	$\xi$ [%]	f [Hz]	$\xi$ [%]	f [Hz]	$\xi$ [%]
Mode 1	14,84	0,51	14,83	0,50	14,84	0,50	<b>14,84</b>	<b>0,51</b>
Mode 2	19,46	0,64	19,44	0,60	19,45	0,62	<b>19,45</b>	<b>0,62</b>
Mode 3	42,08	0,20	42,08	0,21	42,63	0,22	<b>42,26</b>	<b>0,21</b>
Mode 4	54,85	0,69	-	-	54,83	0,72	<b>54,84</b>	<b>0,71</b>

Tabell 5.4 Resultater fra Hammer Impact Test

Som en ser av Tabell 5.4 samsvarer resultatene godt i de tre forsøkene, hvor akselerometeret er plassert henholdsvis under bjelke A, B og C. For svingeform 4, som har nullpunkt langs bjelke B, ble sannsynligvis utslaget for lite til å registreres godt når akselerometeret var plassert under bjelke B og er derfor ikke tatt med i resultatene. En illustrasjon av svingeformene er vist i kapittel 7, hvor de blir sammenlignet med svingeformene som fremkommer av elementmodellen i Abaqus.

En kontroll av modellens egenskaper er gjort i henhold til Standard (2010), punkt 7.3.3. Punktet skiller mellom gulv med en egenfrekvens mindre enn 8 Hz, der det bør foretas spesielle undersøkelser, og gulv med laveste egenfrekvens høyere enn 8 Hz. Som resultatene fra testene viser, ligger modellen godt over denne grensen på 8 Hz. Prosedyren for kontroll i punkt 7.3.3(2) er derfor gjennomført. Anvendeligheten av denne kontrollen med gjeldende spennvidde kan diskuteres, men er tatt med som sammenligningsgrunnlag. Kontrollen finnes i vedlegg F.

I vedlegg F finnes utregning av egenfrekvens for første svingeform, med sammenligning mellom frekvenser funnet via resultater fra skjærtestene og resultater fra nedbøyningstesten. Egenfrekvensen funnet i utregninger avhenger i stor grad av hvilken verdi som settes inn for effektiv bøyestivhet, da massen til modellen anses til å være relativt nøyaktig. Av utregningene finner en god sammenheng mellom estimerte verdier for egenfrekvens for første svingeform, noe som vil bli diskutert i kapittel 7.

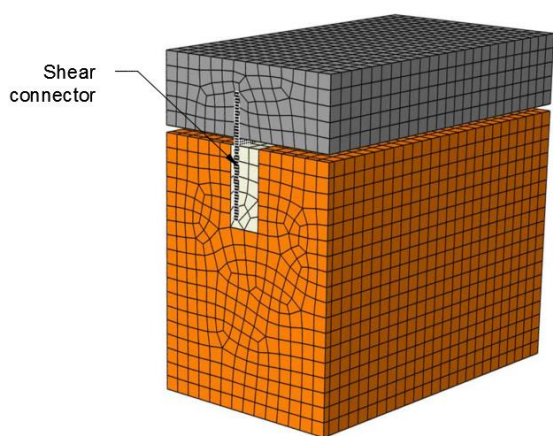
## 6 Numerisk analyse

I dette kapittelet vil oppbygging av de ulike elementmodellene laget i Abaqus og resultatene fra gjennomførte simuleringer presenteres.

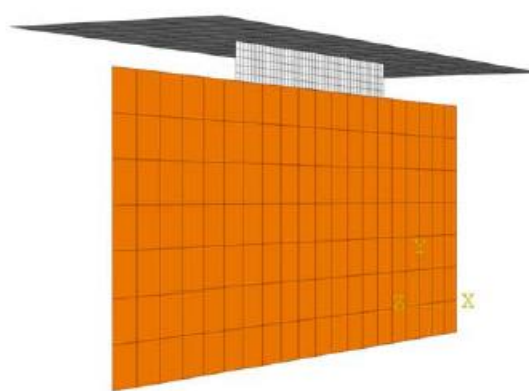
### 6.1 Generelt

I arbeidet med å lage en elementmetode-modell som best mulig simulerer virkelig oppførsel av Modell 2 er det laget to mindre modeller, som er benyttet til kalibrering av skjærforbinderens stivhet (Modell S2) og for å observere de ulike materialenes oppførsel under belastning (Modell S1). Med bakgrunn i disse modellene er Modell 2-S laget, se Figur 6.4, en elementmodell som skal simulere oppførselen til Modell 2 som er bygget i laboratoriet. Siden er flere modeller laget, (Modell U1-U6), der alle inneholder like materialegenskaper og oppbygning som Modell 2-S, men har hver sine variasjoner i både bredde og spennvidde. Materialene som er benyttet i alle modeller er av elastisk oppførsel. Limtrebjelkene er modellert som et anisotrop materiale for å skille oppførselen normalt og parallelt med fiberretningen. For tallverdier til materialer, se kapittel 4. Komponentene er koblet sammen ved bruk av «tie-constraints», valgte overflater eller noder fastholdes på denne måten i hverandre.

### 6.2 Simulering av skjærttest



Figur 6.1 Snitt senter i Modell S1



Figur 6.2 Modell S2, for kalibrering av skjærstivhet

For å simulere skjærttestene som ble gjennomført i laboratoriet er det laget to forskjellige elementmodeller, en for å avdekke eventuelle svake soner rundt og i selve skjærforbinderen (S1), og en for å kalibrere skjærforbinderens stivhet (S2), se Figur 6.1 og Figur 6.2.

Modell S1 består av et betongelement (140x50x490 mm), en skjærforbinder (4x85x220 mm), lim (24x55x490 mm) og en limtrebjelke (140x180x490 mm) som vist i Figur 6.1. Slissen i limtrebjelken er 55 mm dyp og 24 mm bred. Skjærforbinderen er modellert som en stålplate plassert sentrisk i z-retning og 7 mm sideforskjøvet i x-retning. Stålplaten er forankret 30 mm opp i betongelementet og 50 mm ned i limet.

Det er benyttet C3D8-elementer (8-node linear brick elements) på alle delene, disse 3D-elementene er valgt da de simulerer spenning og forskyvning godt ved trykkbelastning.

Randbetingelser bestemmes i Abaqus ved å fastholde elementenes frihetsgrader. Benyttede randbetingelsene er like for Modell S1 og S2 under simulering av skjærttestene. Oversiden av betongelementet og undersiden av limtrebjelken er fastholdt for forskyvning i x- og y-retning. I tillegg er den ene kortsiden til limtrebjelken fastholdt mot forskyvning i x-, y- og z-retning. I motsetning til virkelig situasjon under skjærttestene, der lasten ble plassert på limtrestykket, er lasten påført på betongplaten.

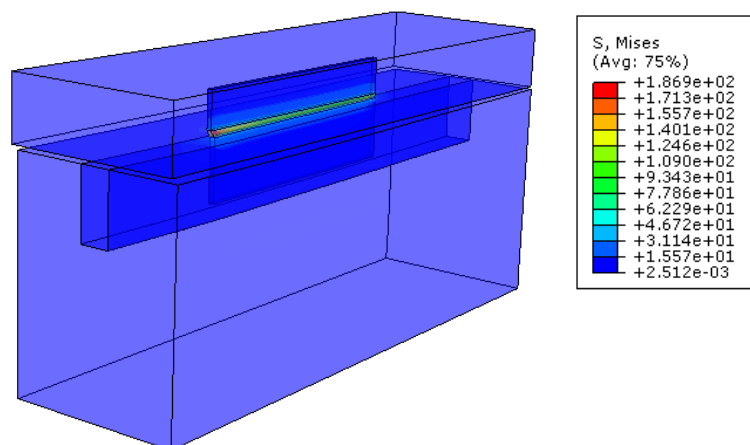
Modell S2 er modellert med skall-elementer og ellers identisk oppbygd som Modell 2-S. Dette er gjort for å kunne overføre materialegenskapene til skjærforbinderen funnet fra kalibrering direkte til Modell 2-S. Modell S2 består av et betongelement (115x50x490 mm), en skjærforbinder (8x25x220 mm) og en limtrebjelke (115x180x490 mm) som vist i Figur 6.2. S4-elementer er benyttet på alle delene.

For å kalibrere stivheten til skjærforbinderen i Abaqus til å stemme med opptredende stivhet i laboratoriet, er det tatt utgangspunkt i beregningsgangen for glidemodulen beskrevet i Standard (1991). Elastisitetsmodulen til skjærforbinderen er kalibrert slik at forskyvninger fra skjærttestsimulering på Modell S2 ved  $0,1 F_{est}$  og  $0,4 F_{est}$  gir tilnærmet lik glidemodul,  $k$ , som gjennomførte skjærttester i laboratoriet.

### 6.2.1 Resultater fra simulering av skjærttester

Analyse av skjærttestene i Abaqus med bruk av Modell S1 viser som forventet at skjærforbinderen er det kritiske leddet i forbindelsen. Resultatene viser relativt lave verdier for deformasjon og spenning i limet, betongen og limtreet. Se Figur 6.3 for Von-Mises spenningsfordeling med gjennomsnittlig bruddlast fra skjærttester i laboratoriet.

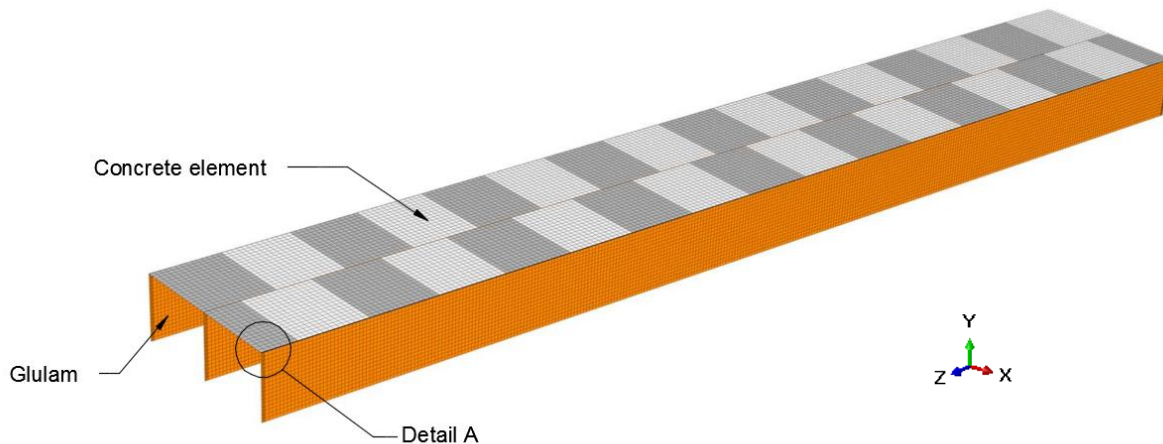
En elastisitetsmodul på  $23400 \text{ N/mm}^2$  i skjærforbinderen gir tilsvarende glidemodul for Modell S2 som funnet fra skjærttestene i laboratoriet. Se vedlegg G for tall og beregninger til kalibreringen. Elastisitetsmodulen for skjærforbinderen som er kalibrert i disse simuleringene er benyttet i alle modellene videre i Abaqus.



Figur 6.3 Von-Mises spenningsfordeling, Modell S1

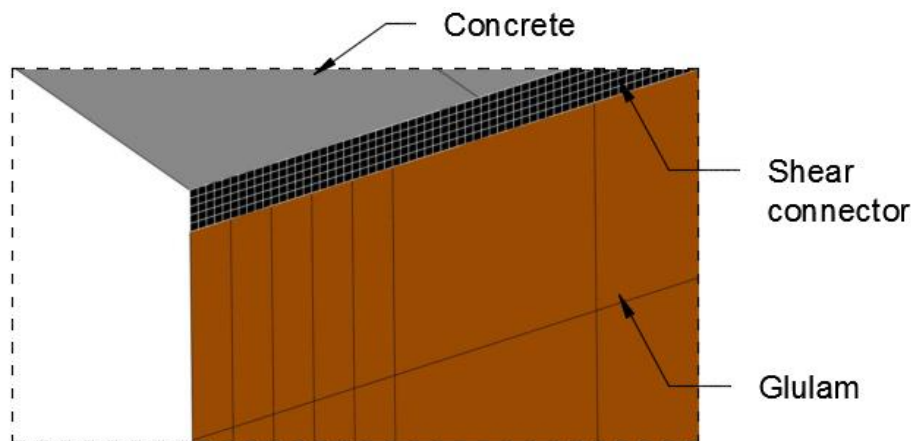


### 6.3 Simulering av Modell 2



Figur 6.4 Modell 2-S, simulering av Modell 2 som er bygget i Laboratoriet

Modell 2-S, som vist i Figur 6.4, har til hensikt å simulere oppførselen til Modell 2. Det er gjennomført frekvens- og nedbøyningsanalyse for å sammenligne resultater fra tilsvarende tester gjennomført i laboratoriet. I nedbøyningsanalysen er samme lastsituasjoner og belastning benyttet som ved nedbøyningstesten som er utført, se kapittel 5.

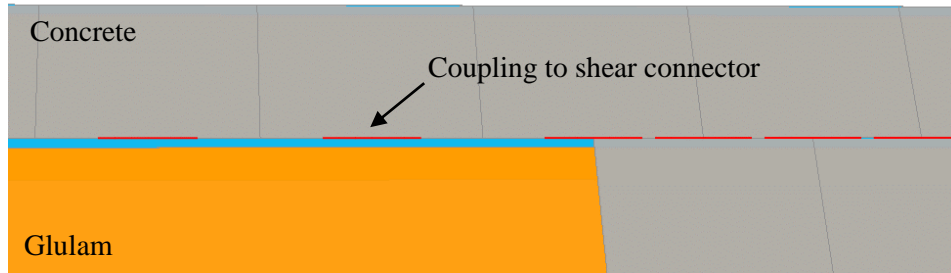


Figur 6.5 Detail A

Modell 2-S består av betongelementer ( $600 \times 50 \times 250 \text{ mm}^3$  og  $600 \times 50 \times 500 \text{ mm}^3$ ), limtrebjelker ( $115 \times 450 \times 8000 \text{ mm}^3$ ) og skjærforbindere ( $8 \times 25 \times 8000 \text{ mm}^3$ ) som vist i Figur 6.4 og Figur 6.5. Basert på analyse av Modell S1, som viste lave spenninger og forskyvninger i limet, er Modell 2-S modellert uten limfuge. Det er benyttet S4 skall-elementer (4-node shell-elements) på alle delene, og er valgt da de simulerer spenning, forskyvning og skjærdeformasjoner godt.

Som en tilpasning til reell situasjon, er limtrebjelkenes ender fastholdt i x-retning. Videre er randbetingelser påført slik at limtrebjelkene er fritt opplagte.





Figur 6.6 Rød strek viser kobling mellom betongelementer og skjærforbinder i Abaqus

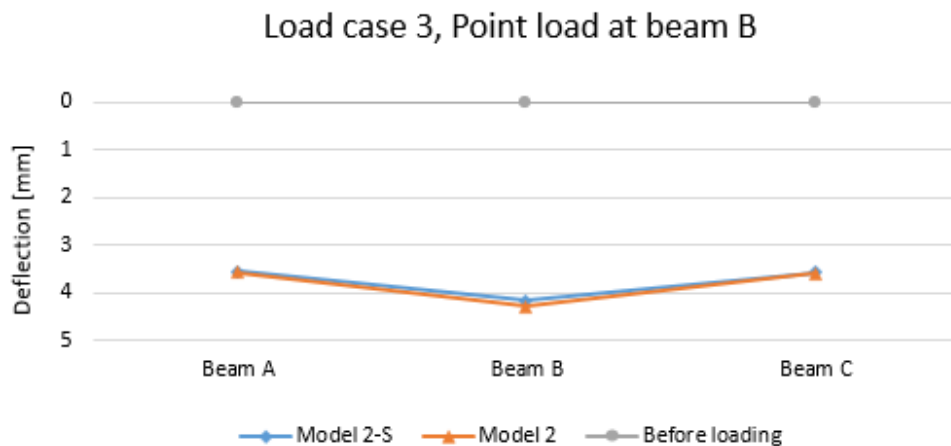
Skjærforbindelsen er modellert som en platestripe mellom betongelementene og limtrebjelkene, med stivheten funnet fra Modell S2. Figur 6.6 viser hvordan hvert betongelement er koblet til skjærforbinderene i Abaqus for å simulere reell situasjon, se Figur 6.7.



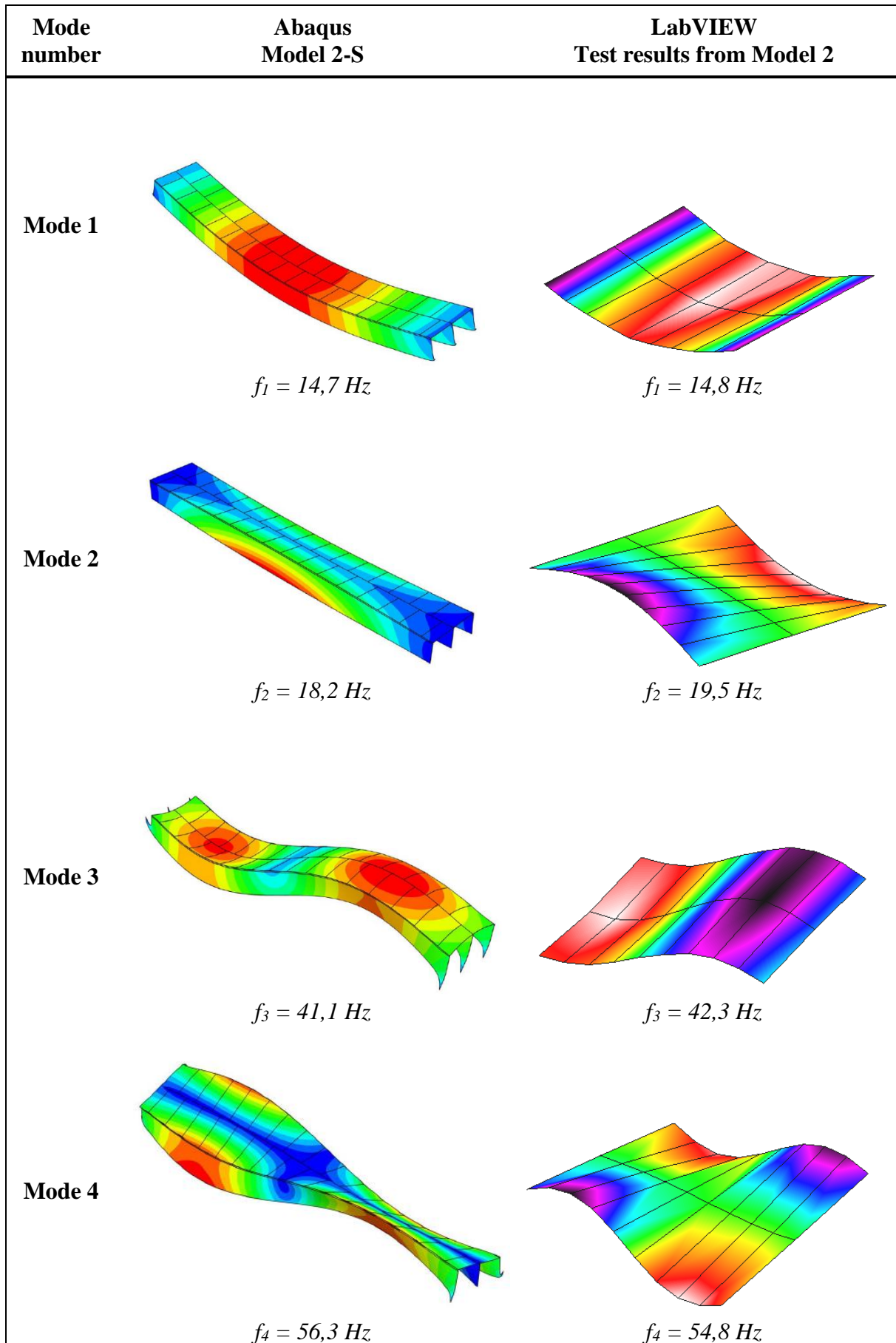
Figur 6.7 Bilde fra monteringsfasen med skjærforbinderens plassering i limtrebjelkene

### 6.3.1 Resultater for Modell 2-S

Dynamiske resultater fra Abaqus sammenlignet med tester utført i laboratoriet, se Tabell 5.4, er gjengitt i Figur 6.9 på neste side. Figur 6.8 viser nedbøyningsresultater på Modell 2-S i Abaqus sammenlignet med resultater fra nedbøyningstest på Modell 2 for lastsituasjon 3. For fullstendige resultater se vedlegg G.



Figur 6.8 Nedbøyning for lastsituasjon 3



Figur 6.9 Frekvenser og svingeformer fra Abaqus og LabVIEW

## 6.4 Simulering av komposittdekker

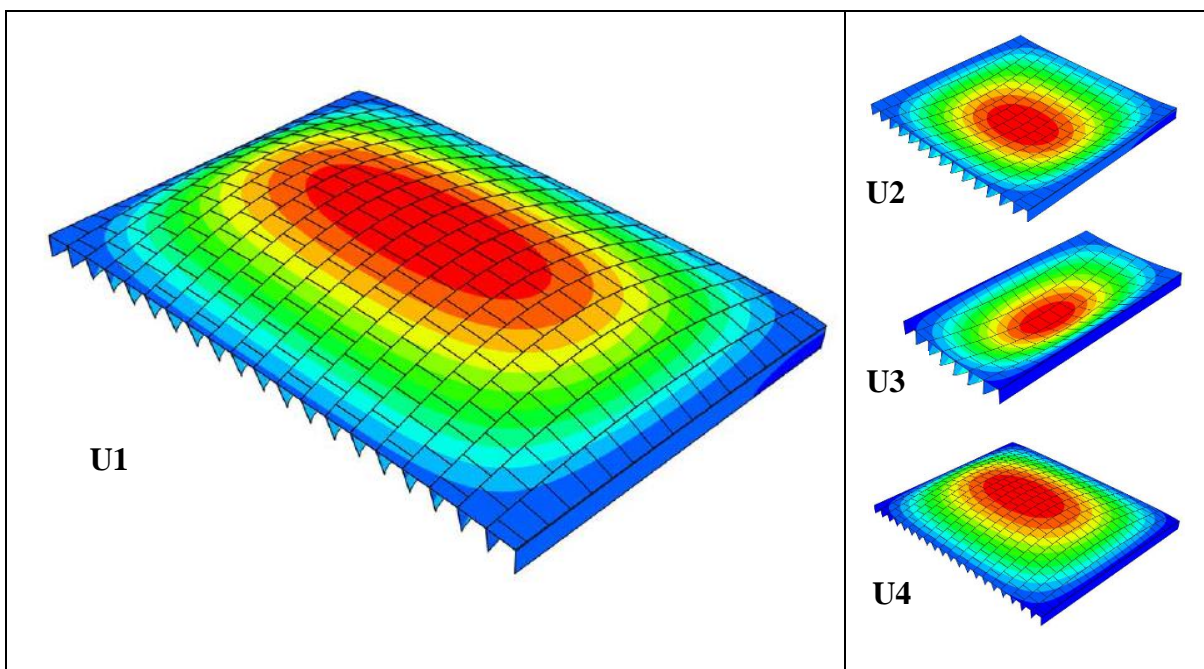
Den tredje delen av simulering i Abaqus omfatter utvidelse av Modell 2-S til hele dekkekonstruksjoner i ulike størrelser. Det er modellert flere dekker i følgende størrelser (lengde x bredde):

$U1: 8m \times 12m$	$U2: 8m \times 10,2m$	$U3: 8m \times 8,4m$
$U4: 8m \times 6m$	$U5: 8m \times 4,2m$	$U6: 10m \times 12m$

Dekkene er modellert ved å utvide Modell 2-S, med variasjon i bredde og spennvidde. Oppbygningen er lik som i Modell 2-S, foruten de ytterste bjelkene som er fastholdt i y-retning. Det er gjennomført dynamiske analyser for å finne egenfrekvenser og svingeformer, nedbøyningsanalyser fra 1 kN statisk punktlast til kriterium i Hu og Chui (2004) og en jevnt fordelt last. For å dekke flest brukskategorier i Standard (2008) er en nyttelast på  $5 \text{ kN/m}^2$  valgt.

### 6.4.1 Resultater for komposittdekker

Resultater fra frekvens- og nedbøyningsanalyser er vist i figurene under, hvor Figur 6.10 illustrerer første svingeform for de forskjellige dekkene og Tabell 6.1 gir maksimal nedbøyning ved 1 kN statisk punktlast midt på dekket,  $5 \text{ kN/m}^2$  jevnt fordelt last og egenfrekvenser.



Figur 6.10 Første svingeform

Floor Nr.	Lenght x width [m]	Frequency, $f_1$ [Hz]	$w_{max}$ , P = 1 kN [mm]	$w_{max}$ , Q = 5 kN/m <sup>2</sup> [mm]
U1	8 x 12	13,8	0,091	5,540
U2	8 x 10,2	13,9	0,096	5,504
U3	8 x 8,4	14,2	0,093	5,432
U4	8 x 6	14,7	0,095	5,353
U5	8 x 4,2	15,7	0,107	4,995
U6	10 x 12	9,5	0,129	11,95

Tabell 6.1 Frekvenser og nedbøyninger fra Abaqus

## 7 Evaluering

I dette kapittelet blir noen spesifikke observasjoner av testresultater fra gjennomførte tester diskutert. Videre vil en vurdering av kvaliteten til elementmodellen i Abaqus gjøres med bakgrunn i testresultater fra Modell 2. Til slutt vil modellen i Abaqus benyttes til å beskrive egenskapene til flere utvidede elementmodeller i både bredde og spennvidde.

### 7.1 Bruddtest av Modell 1

<b>P<sub>max,glulam</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>P<sub>max,concrete</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>P<sub>max,shearconn.</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>P<sub>max,shear</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>P<sub>min</sub></b> <b>[kN]</b>
207	401,5	148	457,7	148

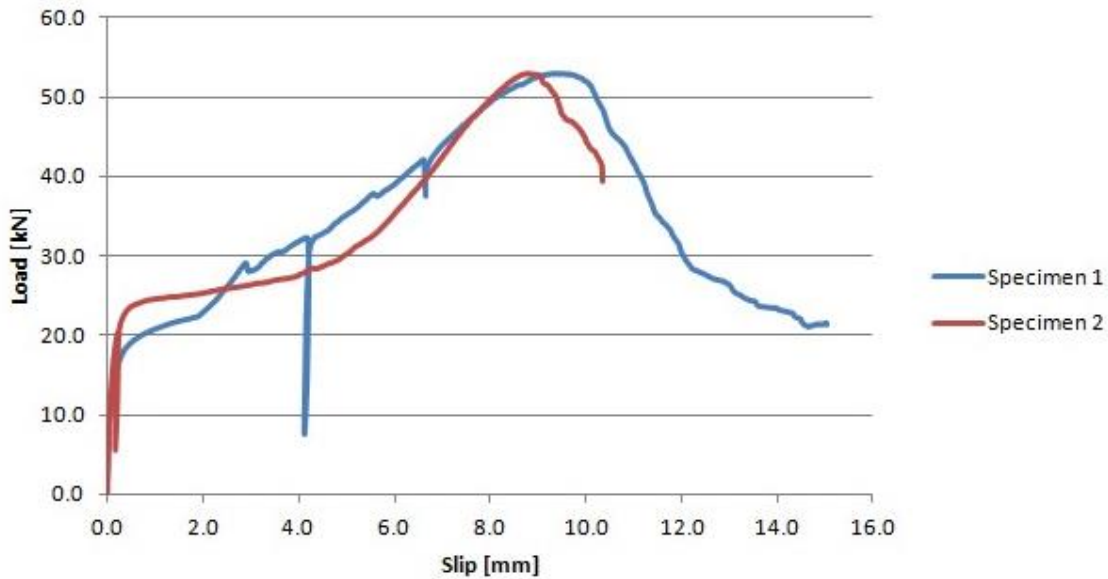
Tabell 7.1 Estimerte verdier for bruddlast

Tabell 7.1 viser verdier for estimerte bruddlaster funnet med bruk av resultater fra skjærtester i Skaare (2013) og regnemetode fra Tillegg B i Standard (2010), se også vedlegg C. Beregningene viser at skjærforbindelsen har lavest kapasitet. Som vist i Figur 5.5 er maksimal relativ forskyvning mellom limtre og betong like i overkant av 6 mm ved bruddtestens slutt.

Til estimering av bruddlast er glidemodul  $k$  hentet fra Skaare (2013), hvor  $k_u$  er benyttet som  $2/3k_{ser} = 180000$  kN/mm. I vedlegg C finnes utregning av verdiene for estimert bruddlast som vises i Tabell 7.1.

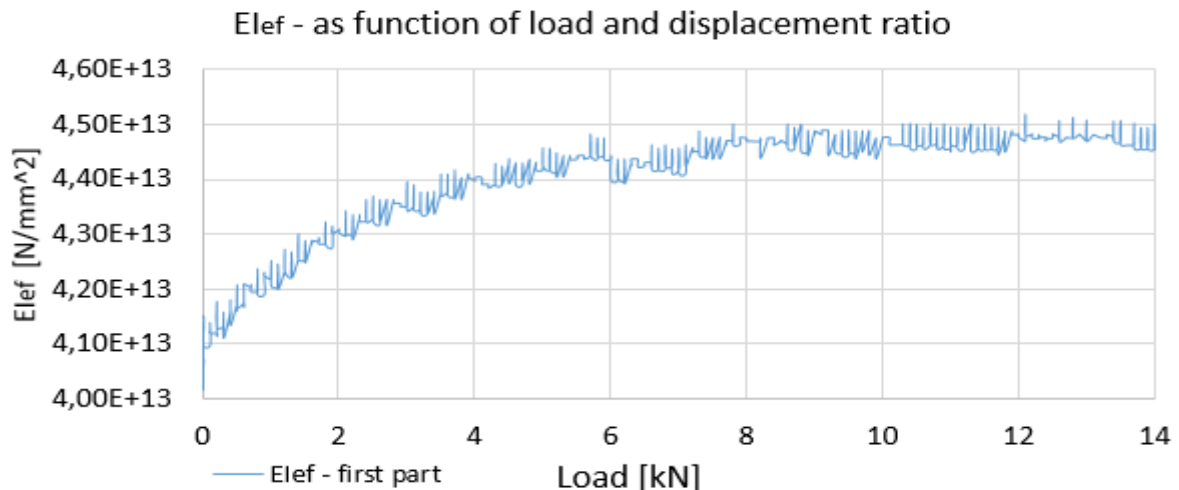
Resultatene fra bruddtesten av Modell 1 viser som tidligere nevnt markant endring i relativ forskyvning mellom limtre og betong ved omkring 100 kN belastning, se kapittel 5.1. Modellen har to limtrebjelker med til sammen fire opplegg som ideelt sett skal ta opp like mye skjærkraft, altså 25 kN hver. Med bruk av ligning B.10 i Standard (2010) og skjærkraft lik 25 kN blir teoretisk belastning på skjærforbinder,  $F_{skjærforb}$ , lik 16,83 kN. Som vist i Figur 7.1 starter skjærforbinderne en relativt duktil oppførsel i området 17 -22 kN (rundt 40 % av maksimal belastning), noe som samsvarer godt med oppførselen under bruddtesten. Figuren viser også at disse to prøvestykkene ved maksimal belastning hadde stor relativ forskyvning, med et gjennomsnitt på 9,33 mm. Duktiliteten av skjærforbinderen som fremkommer av resultatene fra skjærtestene kan derfor være en medvirkende årsak til at skjærforbinderen ikke gikk til brudd.

Som illustrert i vedlegg C hadde Modell 1 en åpning mellom limtre og betongen som varierte mellom 1,5 til 5 mm. Dette antas å være en av årsakene til at effektiv bøyestivhet ble målt til en lavere verdi enn hva som ble estimert ut fra målte verdier for glidemodulen  $k$  i skjærtestene. I arbeidet til Skaare (2013) er glidemodulen fra skjærtestene beregnet til å være 215,87 kN/mm, noe som teoretisk gir en effektiv bøyestivhet på  $5,64 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>.



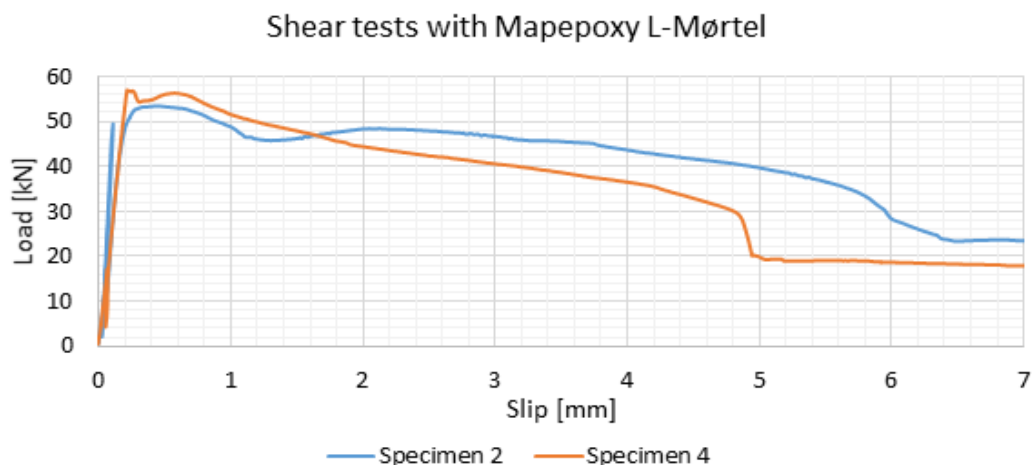
Figur 7.1 Resultater fra skjærtester utført til Modell 1. Hentet fra (Skaare, 2013)

Konstruksjonen oppnådde størst effektiv bøyestivhet først etter omkring 8 kN belastning, som illustrert i Figur 7.2. Som tidligere nevnt i kapittel 5.1.2 ble det funnet en effektivitet av skjærforbinderen lik 0,61 fra nedbøyningstest i Skaare (2013). Denne verdien ble funnet for 1 kN statisk belastning, en verdi som først ble oppnådd ved 8 kN i bruddtesten. Dette kan skyldes flere ting som inngår i langtidseffekter, deriblant økt mengde svinriss som må lukkes før trykk aktiveres i betongen. I lastområdet 8- 60 kN ligger effektiv bøyestivhet forholdsvis stabilt rundt  $4,45 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, noe som tilsvarer en effektivitet av skjærforbinderen,  $\eta$ , lik 0,613, se Figur 5.6, Figur 5.7 og vedlegg C.



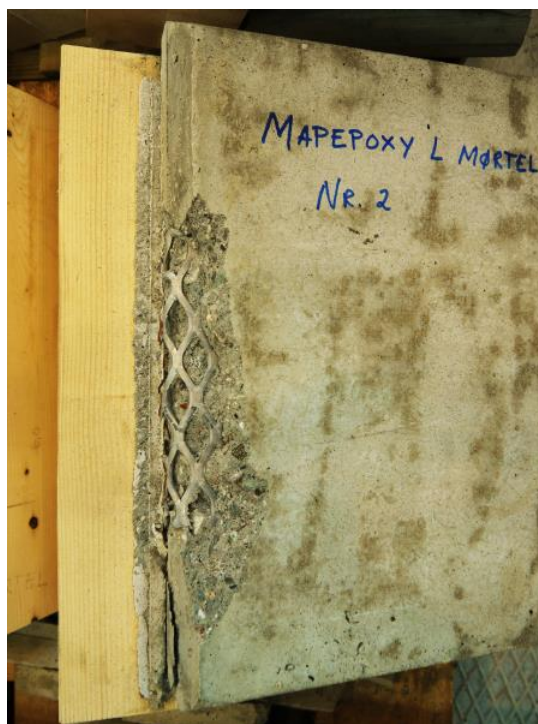
Figur 7.2 Effektiv bøyestivhet ved start av belastning

## 7.2 Skjærtester



Figur 7.3 Skjærtester med Mapepoxy L-Mørtel, til sammenligning med resultater funnet i Skaare (2013).

Figur 7.3 viser måleresultatene fra de to prøvestykkene som er betraktet. Sammenlignet med resultater vist i Figur 7.1, der stivheten ble kraftig redusert ved omkring 40% av maksimal belastning, viser resultatene at den nye skjærforbindelsen har tilnærmet lik eller høyere stivhet helt opp til bruddlast. Dette gjenspeiles også i resultatene for glidemodulene  $k_{04}$  og  $k_{06}$ , der  $k_{04} = 296,3$  kN/mm og  $k_{06} = 300,6$  eller  $442$  kN/mm, avhengig av hvilken del av resultatet for prøvestykke nummer 2 som betraktes. En bruddtest av Modell 2 vil av den grunn sannsynligvis gi høy effektiv bøyestivhet opp til større belastning enn hva som var utfallet av bruddtesten utført på Modell 1.



Figur 7.4 Prøvestykke nummer 2 limt med Mapepoxy L-Mørtel

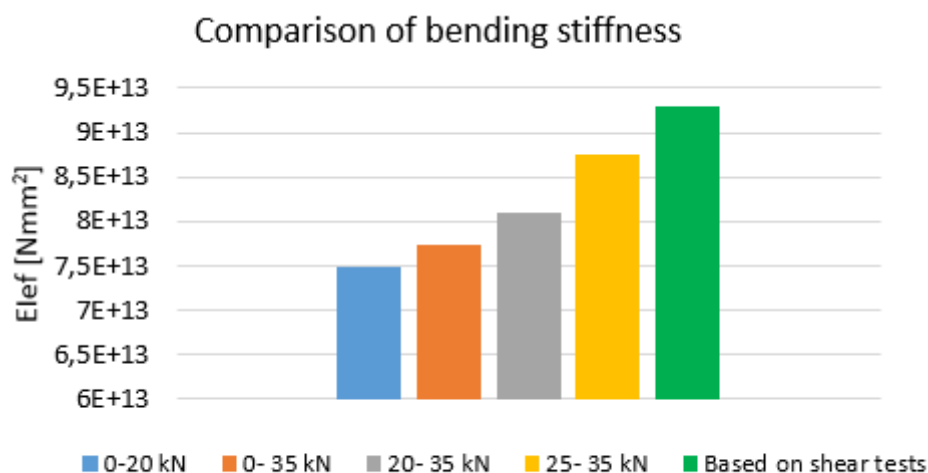


Som vist i Figur 7.4 er kontaktflaten mellom betong og lim lengre enn lengden av skjærforbinderen. Selve skjærforbinderen er 220 mm lang, og vil ligge med senteravstand 250 mm over hver limtrebjelke i en reell situasjon. Det er grunn til å tro at stivheten som er benyttet fra skjærtestene kan være noe høy siden limflaten på prøvestykkene er noe lengre enn 250 mm.

### 7.3 Nedbøyningstest på Modell 2

Resultatet fra skjærtestene for prøvestykkene limt med Mapepoxy L-Mørtel gir en glidemodul  $k_{04}$  lik 296,3 kN/mm. Beregning av effektiv bøyestivhet etter Tillegg B i Standard (2010) gir  $EI_{ef} = 9,29 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, som resulterer i en teoretisk effektivitet av skjærforbinderen,  $\eta$ , lik 0,94, se vedlegg E.

Resultatene fra nedbøyningstesten gir lavere effektiv bøyestivhet enn teoretisk verdi, se kapittel 5. Basert på lastområdet 0- 35 kN er effektiv bøyestivhet beregnet til  $7,73 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, som tilsvarer et avvik fra teoretisk verdi på 16,8% og en effektivitet av skjærforbinderen,  $\eta$ , lik 0,69. Effektiv bøyestivhet øker etter hvert som belastningen øker, og i lastområdet 25- 35 kN avviker effektiv bøyestivhet mot teoretisk verdi med kun 5,7 %. Disse resultatene finnes i Tabell 5.3 og sammenlignet i Figur 7.5.



Figur 7.5 Sammenligning av bøyestivheter

Utvikling av høyere bøyestivhet ved økt belastning kan skyldes effekten av svinriss i fugemørtelen som må lukkes før trykk aktiveres i betongplaten. En annen mulig årsak kan skyldes utformingen av prøvestykkene til skjærtestene. Dette er forklart i kapittel 7.2, der det antas at glidemodulen funnet fra skjærtestene gir for høy verdi.

## 7.4 Hammer Impact Test på Modell 2

Med bruk av  $k_{04}$  fra skjærtestene finnes som tidligere nevnt at Modell 2 har en effektiv bøyestivhet på  $9,29 \cdot 10^{13}$  Nmm<sup>2</sup>, se vedlegg E. Med denne verdien fås en egenfrekvens,  $f_1$ , lik 16,11 Hz. Dette gir et avvik på 8,6 % sammenlignet med målt verdi på 14,84 Hz, se Tabell 7.2.

Generelt virker resultatene fra nedbøyningstesten til å stemme godt overens med resultater fra Hammer Impact Test. Effektiv bøyestivhet funnet fra nedbøyningstesten er benyttet til å beregne egenfrekvens for første svingeform, dette er vist i Tabell 7.2.

Loading range from deflection test [kN]	$EI_{ef}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	Frequency, $f_1$ [Hz]	
		Test result	According to EC5 *
0- 20	7,48E+13	14,84	14,45
0- 35	7,73E+13	14,84	14,69
20-35	8,09E+13	14,84	15,03
25- 35	8,76E+13	14,84	15,64

Tabell 7.2 Sammenligning av beregnede egenfrekvenser ut fra nedbøyningstest mot testresultat.

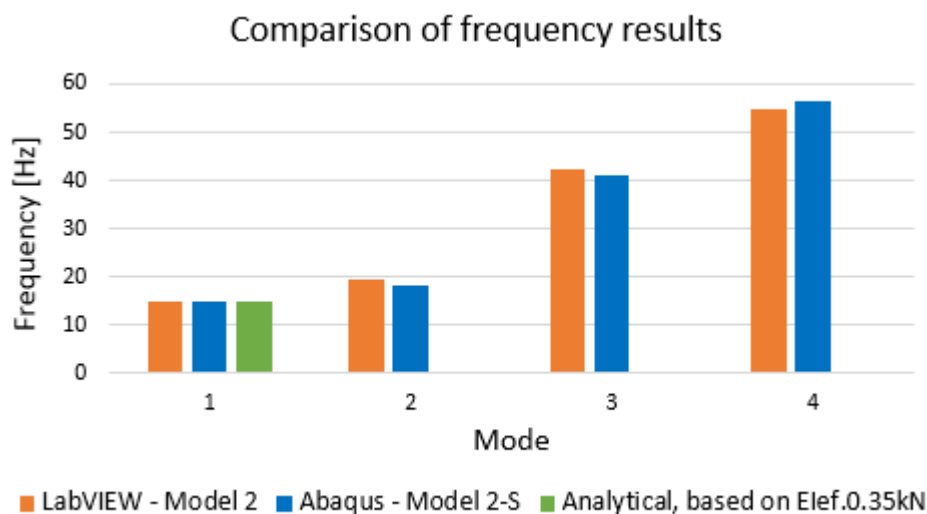
\*Verdier er regnet ut med glidemodul  $k_{04}$  fra skjærtester og beregningsmetode etter Tillegg B i Standard (2010).

Som vist i Tabell 7.2, gir effektiv bøyestivhet for lastintervall 0- 35 kN beregningsmessig en egenfrekvens for første svingeform,  $f_1$ , lik 14,69 Hz. Sammenlignet med målt egenfrekvens, som ble målt til 14,84 Hz, gir dette et avvik på 1,0 %. Dette lastintervallet gir den beste estimeringen av første egenfrekvens. Utrekning av egenfrekvens er også i stor grad avhengig av konstruksjonens masse, noe som kan være en kilde til avvik i resultater.

Demping i modellen for første svingeform er ut fra Hammer Impact Test funnet til å være lik 0,51 %. Sammenlignet med resultater fra Labonnote (2012), der demping for limtrebjelker alene er funnet til 0,44 %, har Modell 2 omkring 16% større demping i første svingeform. De fire første svingeformene ble tydelig registrert gjennom testen, se Tabell 5.4, hvor dempingen tydelig øker for de høyere svingeformene, sett bort fra svingeform 3. Hva den lave dempingen for svingeform 3 skyldes er usikkert, men det kan ha sammenheng med hvordan data er analysert i LabVIEW. Økt demping for høyere ordens svingeformer samsvarer med generelle trender fra tester gjort i Labonnote (2012) og Labonnote et al. (2013).



## 7.5 Numerisk analyse



Figur 7.6 Sammenligning resultater for frekvenser på Modell 2

Den numeriske analysen av Modell 2 gir resultater som samsvarer godt med testresultater gjennomført i laboratoriet, som illustrert i Figur 7.6. De dynamiske resultatene fra elementmodellen er noe lavere enn testresultatene, det samme gjelder for nedbøyning. Størst avvik for egenfrekvensene er på 1,47 Hz for svingeform 4. Avvikene for nedbøyning er størst for lastsituasjon 2 og 4, det bør likevel bemerkes at de er svært små. Sammenligning av resultater fra lastsituasjon 3 i nedbøyningstesten med numerisk analyse gir tilnærmet like resultater, se Figur 6.8. Av lastsituasjon 1 fremkommer det null avvik på bjelke B, se for øvrig vedlegg G.

Tverrstivheten av elementmodellen anses til å være meget viktig ved en utvidelse av Modell 2-S i bredden. I kalibreringen av tverrstivhet er det lagt særlig vekt på resultater fra lastsituasjon 3 i nedbøyningstesten, samt svingeform 2 og 4 fra den dynamiske analysen. Som testresultatene viser, oppfører elementmodellen (Modell 2-S) seg svært likt Modell 2. Avvikene anses å være så små at utviding av elementmodellen vil gi tilfredsstillende resultater for virkningen av valgt komposittløsning på hele dekker.

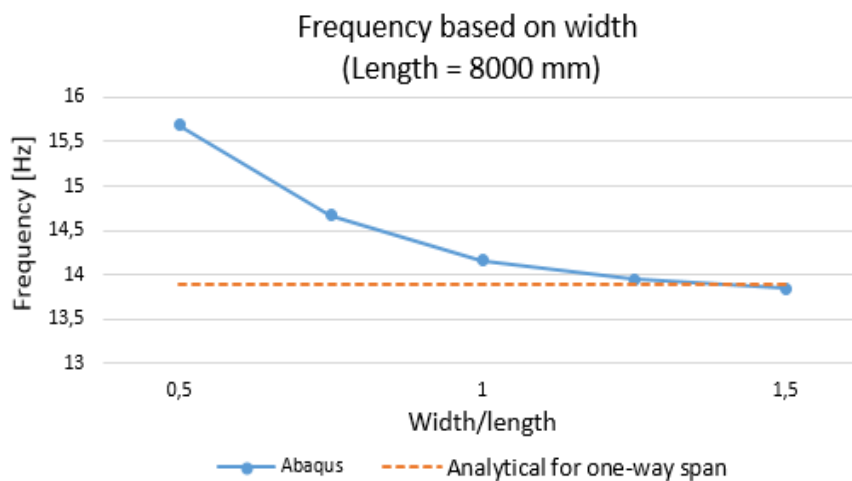
Samtlige dekker som er simulert i Abaqus har høyere egenfrekvens enn grenseverdien på 8 Hz fra Standard (2010), se Tabell 7.3. Videre viser Tabell 7.3 at alle dekkene også er godt innenfor kriteriet til Hu og Chui (2004), der kravet for maksimal nedbøyning er beregnet ut fra dekkets egenfrekvens, se kapittel 2.4. For dekkene U2 og U5 er punktlasten plassert mellom to limtrebjelker i motsetning til resten av dekkene hvor punktlasten er plassert over en limtrebjelke, dette har ført til noe høyere nedbøyning for disse to dekkene.

I tillegg til punktlasten er dekkene testet for en jevnt fordelt nyttelast på 5 kN/m<sup>2</sup>. Ved spennelengder på 8- og 10 meter er maksimal tillatt nedbøyning fra Standard (2010) på 22,85 mm og 28,57 mm. De største dekkene, U1 og U6, fikk maksimale nedbøyninger på henholdsvis 5,54 mm og 11,95 mm, øvrige resultater finnes i Tabell 6.1.

Floor Nr.	Lenght x width [m]	Frequency, $f_1$ [Hz]	$w_{max}, P = 1 \text{ kN}$ [mm]	$w_{1kN} = \left(\frac{f_1}{18,7}\right)^{2,27}$ [mm]	$\frac{w_{max}}{w_{1kN}} < 1$
U1	8 x 12	13,8	0,091	0,505	0,18
U2	8 x 10,2	13,9	0,096	0,514	0,19
U3	8 x 8,4	14,2	0,093	0,532	0,17
U4	8 x 6	14,7	0,095	0,576	0,16
U5	8 x 4,2	15,7	0,107	0,672	0,16
U6	10 x 12	9,5	0,129	0,217	0,60

Tabell 7.3 Resultater fra Abaqus satt opp mot kravet til Hu og Chui (2004)

Modell 2-S har en egenfrekvens lik 14,7 Hz, se kapittel 6. De utvidede modellene (U1-U6) har alle lik oppbygging som Modell 2-S. Som vist i Tabell 7.3 Resultater fra Abaqus satt opp mot kravet til Hu og Chui (2004) er egenfrekvensen til Modell U5 lik 15,7 Hz, noe som er en økning på 1,0 Hz. Dette skyldes innføring av randbetingelser langs de to ytterste bjelkene av de utvidede modellene, slik at U5 karakteriseres som et toveis-dekke. Figur 7.7 Egenfrekvenser fra Abaqus basert på bredden på dekket. Figur 7.7 viser egenfrekvensens utvikling i forhold til bredden på dekkene med åtte meter spennvidde. Ved bredde/lengde-forhold lik 1,5 antas dekket å fungere som et enveisdekke. Grafen i Figur 7.7 viser at egenfrekvensen er i ferd med å stabiliseres like under analytisk estimert verdi av egenfrekvens for et enveisdekke. Fremgangsmåten som er benyttet til estimert verdi for egenfrekvens vil bli presentert, og finnes også i Vedlegg H.



Figur 7.7 Egenfrekvenser fra Abaqus basert på bredden på dekket

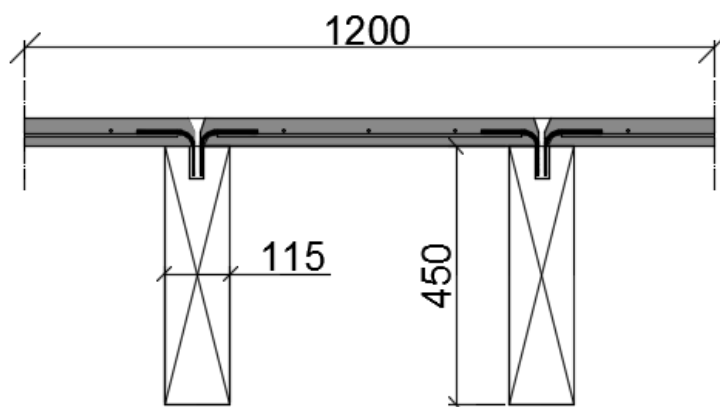
Modell 2 som er bygget i laboratoriet er av praktiske årsaker laget med tre limtrebjelker og to elementbredder med betong. En reell platestripe med 1200 mm bredde vil inneholde to limtrebjelker og en 1200 mm bred betongplate, se Figur 7.8. Denne vil her benyttes til et analytisk estimat som kontroll mot frekvensresultater fra Abaqus for utvidede dekker. Teoretisk bøyestivhet funnet for Modell 2 er som tidligere nevnt funnet til å være lik  $9,29 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ . Med samme regnemetode finnes teoretisk bøyestivhet for en reell platestripe til å være lik  $7,07 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ , se vedlegg E. Forholdstallet mellom bøyestivhet for Modell 2 og en reell platestripe blir da:

$$\eta_{reell} = EI_{\text{stripe teoretisk}} / EI_{\text{Modell 2 teoretisk}} = 0,761$$

Empirisk bøyestivhet funnet fra nedbøyningstest for Modell 2,  $EI_{ef,0.35kN}$ , er funnet til å være lik  $7,73 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$ , som er noe lavere enn teoretisk verdi gitt ovenfor. Forholdstallet  $\eta_{reell}$  benyttes her til å skalere empirisk bøyestivhet av Modell 2 til estimert verdi for en reell dekkestripe som vist i Figur 7.8.

$$EI_{reell\ stripe.est} = \eta_{reell} \cdot EI_{ef,0.35kN} = 5,883 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Denne bøyestivheten representerer estimert verdi for en reell dekkestripe med bredde 1200 mm. Med bruk av denne, er egenfrekvens for første svingeform funnet til å være lik 13,9 Hz, se vedlegg H. Egenfrekvens for Modell U1, med bredde 12 meter og spennvidde 8 meter, er fra simulering i Abaqus lik 13,8 Hz.



Figur 7.8 Reell platestripe av et dekke som grunnlag for frekvensberegning av enveisdekker

Det er i tillegg gjennomført analyse av et dekke med lengre spennvidde (U6) for å kontrollere om muligheten for å øke spennvidden er til stede, se Tabell 7.3. Egenfrekvensen og nedbøyningen for dette dekket er på henholdsvis 9,5 Hz og 0,129 mm, noe som gjør at det oppfylder begge kriteriene nevnt over. Ut fra regnemetode i Tillegg B fra Standard (2010), vil effektivitet av skjærforbinder og følgelig effektiv bøyestivhet øke ved økt spennlengde. Dette kommer frem av Formel (1) i Kapittel 2. En analytisk estimering av effektiv bøyestivhet for en platestripe med spennvidde på 10 meter er gjort, og finnes i Vedlegg H. Egenfrekvens for et enveisdekke er analytisk estimert til 9,8 Hz, men simulering fra Abaqus gir egenfrekvens lik 9,5 Hz for Modell U6.

Dekkene er i denne numeriske analysen fritt opplagret i spennretning, og i tverretning er kun de to ytterste bjelkene fastholdt i vertikal retning, rendene kan altså rotere fritt. I en reell situasjon vil opplegg langs dekkets render som oftest være påført en viss rotasjonsstivhet i forbindelse med innfesting til bæresystem. Det antas derfor at modellene i Abaqus er konservativ med hensyn til simulering av nedbøyninger og egenfrekvenser. Det må også nevnes at vil bli lagt et overliggende gulv på etasjeskilleren, for eksempel et avrettingslag, noe som vil øke massen, og kan påvirke frekvensen i negativ grad.

## 8 Konklusjon

Dette arbeidet fokuserer på å videreutvikle en komposittløsning for etasjeskillere bestående av limtre, betong og innlimt skjærforbinder. Det er bygget en ny modell i laboratoriet som, med bakgrunn i flere gjennomførte tester, har dokumenterte egenskaper vedrørende bøyestivhet og dynamisk oppførsel.

Praktisk gjennomførbarhet har vært et viktig tema for utforming av Modell 2. Løsningen er utformet slik at den skal kunne monteres på et bjelkelag av tre, uten bruk av løfteutstyr. Dette vil være en fordel spesielt ved oppgradering av eksisterende bjelkelag. Utformingen av betongelementene er gjort med hensyn til et bredt spekter av betingelser. Produksjonsvennlighet og effektiv lagring, ukomplisert og effektiv skjøting av betongelementer over limtrebjelker, høy stivhet og god integrering til betong er stikkord som gjenspeiler hovedfokus ved utforming av betongelementene med innstøpt skjærforbinder. Når det gjelder utformingen av skjøter for betongelementene i spennretningen, anses denne som noe uferdig og har behov for videre utvikling. Utover det har den valgte løsningen vist lovende egenskaper gjennom testing.

Mye arbeid er lagt ned i utforming og kalibrering av en elementmetode-modell i Abaqus, der kalibrering av modellen er basert på resultater fra skjærttester, nedbøyningstester og dynamiske tester. Sammenligning av testresultater fra laboratoriet mot simulering i Abaqus gir minimale avvik. Den kalibrerte modellen er utvidet til modeller med variasjon i både bredde og spennvidde. Analytisk sammenligning mot resultater fra de utvidede modellene viser forutsigbarhet. Med bakgrunn i grundig kontroll og sammenligning av resultater gir simulering i Abaqus, med benyttet oppbygging av elementmetode-modell, resultater med god reliabilitet.

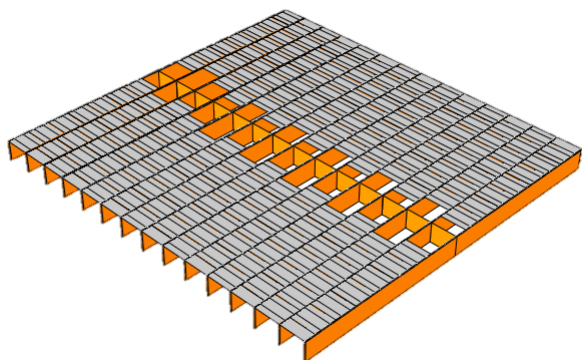
Komposittløsningens egenskaper med hensyn til bruksgrensetilstanden er særlig vektlagt som ytelseskriterium. Modell 2, med en spennvidde på 8 meter, viser meget gode egenskaper fra både nedbøyningstest og dynamisk test i dette henseendet. Langtidseffekter kan bidra til endret ytelse med tiden, noe som ikke har vært mulig å undersøke for Modell 2 i det begrensede tidsrommet dette arbeidet har foregått. Resultater fra bruddtesten av Modell 1, omkring 2 år etter den ble bygget, indikerer svekket initialstivhet sammenlignet med nedbøyningstest utført ved et tidspunkt like etter oppføring. Dette antas å i hovedsak skyldes svinnriss i betongen som må lukkes før trykk i betongen aktiveres.

Til sist er det gjennomført en vurdering av komposittløsningens egenskaper med forlenget spennvidde i bruksgrensetilstanden. Denne vurderingen er begrenset til å gjelde for materialer og dimensjoner benyttet til Modell 2, og er kun basert på resultater fra Modell U6 i Abaqus. Det er ikke tatt hensyn til eventuell tillegg i last fra eksempelvis påstøp eller avretting. Resultatet fra denne vurderingen, med betingelser som nevnt over, viser at et bjelkelag utført med komposittløsningen utviklet i dette arbeidet, har tilstrekkelig kapasitet til en spennvidde på 10 meter.

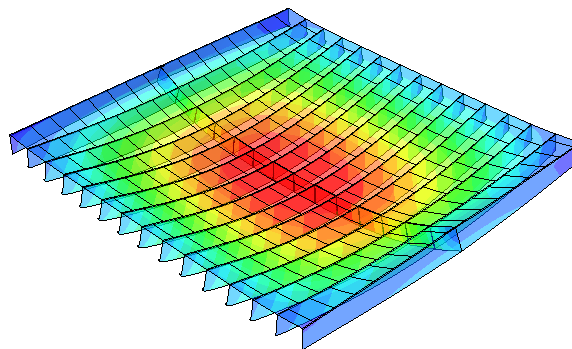
## 9 Videre arbeid

I dette kapitlet luftes noen tanker angående videre utvikling og studier av løsningen som er presentert i denne oppgaven.

### 9.1 Virkning av tverrgående avstivere



Figur 9.1 Dekke med avstivere midt i spennet



Figur 9.2 Nedbøyning for dekke med avstivere midt i spennet

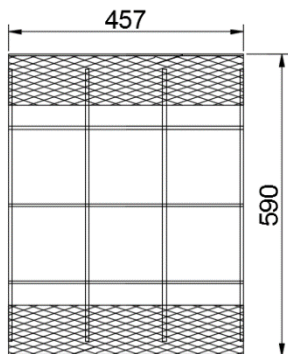
Tverrgående avstivere mellom limtrebjelker i spennretning kan øke både de dynamiske og de statiske egenskapene til dekker. En annen fordel er at det forenkler montering av betongelementer ved at senteravstanden til bjelkene låses også i spennet. Det er gjennomført en analyse i Abaqus på et 8 x 8,4 meter dekke med limtreavstivere midt i spennet (U3-M), som vist i Figur 9.1 og Figur 9.2. Avstiverne er av samme dimensjon og materiale som limtrebjelkene i spennretning. Stivheten i forbindelsen mellom avstiver og limtrebjelke kan være avgjørende for oppnådd effekt, i denne analysen er forbindelsen modellert som fast innspent. Tabell 9.1 viser resultater fra analysen sammenlignet med samme dekke uten avstivere. Som tabellen viser gir avstivere noe høyere frekvens, samt noe lavere nedbøyning. Ved eksempelvis økning av spennlengde eller reduksjon av tverrsnittets høyde kan det være hensiktsmessig å redegjøre nærmere effekten av avstivere i spennet.

Floor Nr.	Lenght x width [m]	Frequency, $f_1$ [Hz]	$W_{max}$ P = 1 kN [mm]	$W_{max}$ Q = 5 kN/m <sup>2</sup> [mm]
U3	8 x 8,4	14,2	0,093	5,432
U3-M	8 x 8,4	14,5	0,067	5,361

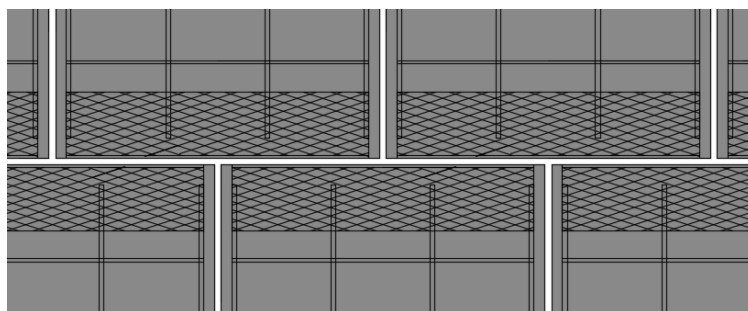
Tabell 9.1 Resultater sammenlignet av dekker med og uten avstivere

## 9.2 Økt mengde skjærforbinder

Stivhet av skjærforbindelsen er et nøkkelkriterium for å utvikle en mest mulig effektiv komposittløsning. Utformingen av løsningen for Modell 2 som er utviklet gjennom dette arbeidet, gir rom for å øke mengden av strekkmetall til skjærforbindelsen. Potensielt kan skjærforbindelsen utformes slik at en får to kontinuerlige rader med innlimt strekkmetall i hver limtrebjelke, som skissert i Figur 9.3 og Figur 9.4. Det kan være av interesse å teste effekten av økt mengde strekkmetall gjennom skjærttestforsøk, samt å benytte resultatene fra disse til en modifisert testmodell i laboratoriet.



Figur 9.3 Armeringsnett med økt mengde strekkmetall

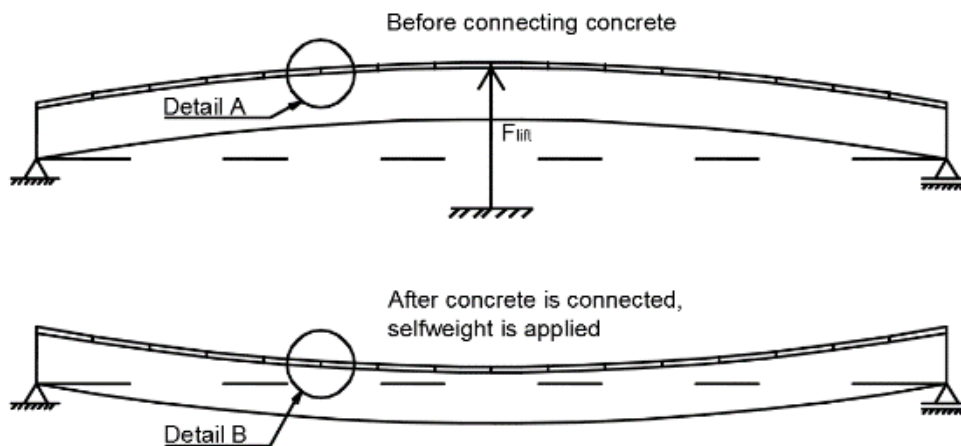


Figur 9.4 Illustrasjon av betongelementskjøt over limtrebjelker med økt mengde strekkmetall

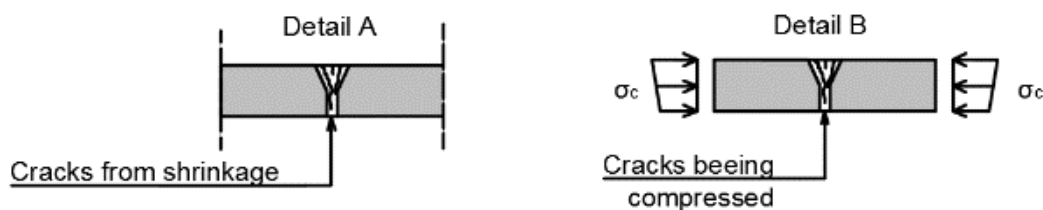
Som Figur 9.4 illustrerer, vil en økning av mengde strekkmetall ikke medføre endring i utførelse eller annen utforming av løsningen.

## 9.3 Tiltak for å øke initialstivhet

Generelt viser resultatene fra nedbøyningstesten lavere verdi for effektiv bøyestivhet målt mot teoretisk verdi, men modellen oppnår relativt god bøyestivhet allerede fra start av belastning, se Figur 5.22. Ved økende belastning øker også effektiv bøyestivhet, noe som antas i hovedsak å skyldes svinnriss i betongplaten. Dette gjelder særlig fugemørtelen, som er støpt under montasje av modellen. En løsning på dette kan være å jekke opp limtrebjelkene i midtspennet til en viss overhøyde før liming og fugestøp av betongplatene. Når bjelkene avlastes etter at lim og fugemørtel har herdet, vil egenvekten gi en nedbøyning som vil kunne begrense svinnriss og slik gi en høyere bøyestivhet fra start av belastning, se illustrasjon i Figur 9.5 og Figur 9.6. Dette er kun en refleksjon uten noen form for nærmere undersøkelse, men er ment som en idé til eventuell videre studier på denne typen konstruksjon.



Figur 9.5 Forslag til montasje for økt initialstivhet



Figur 9.6 Detaljer med illustrasjon av hensikt med oppjekking av dekket på forhånd

## 9.4 Andre problemstillinger

Innføring av rotasjonsstivhet i limtrebjelkenes ender er et tiltak som kan være med å forbedre konstruksjonens egenskaper i bruksgrensetilstand. Dette tiltaket er ikke direkte knyttet til komposittløsningen i seg selv, men kan være med som en del i en helhetsvurdering av kapasitet med hensyn til spennvidde.

Ved en totalvurdering av komposittløsningen, vil egenskaper vedrørende akustikk og brann være nødvendig å undersøke. Når det gjelder vurdering av brannegenskaper, er det særlig undersøkelse av lim til skjærforbindelsen som vil være et aktuelt fokusområde.

Langtidseffekter er ikke undersøkt i arbeidet med denne oppgaven. Det vil, ifølge Kjell Arne Malo ved NTNU, bli gjennomført nye frekvens- og nedbøyingstester i løpet av høsten 2015. Videre er det sannsynlig at en bruddtest av Modell 2 vil utføres i løpet av det neste året.

Med forslagene til videre arbeid som er nevnt i dette kapittelet, overlates videre utvikling av komposittløsningen til eventuelle etterfølgere.

## 10 Referanser

- CALDOVA, E., BLESÁK, L., WALD, F., KLOIBER, M., URUSHADZE, S. & VYMLATIL, P. 2014. BEHAVIOUR OF TIMBER AND STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE COMPOSITE CONSTRUCTIONS WITH SCREWED CONNECTIONS. *Wood Research*, 59, 639-659.
- CECCOTTI, A., MASSIMO, F. & SAVERIO, G. 2006. *Behaviour of a Timber-Concrete Composite Beam with Glued Connection at Strength Limit State*, Portland, Oregon, USA, [OSU Conference Services].
- CHOPRA, A. K. 2012. *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, Boston, Mass, Prentice Hall.
- CLOUSTON, P., BATHON, L. A. & SCHREYER, A. 2005. Shear and bending performance of a novel wood-concrete composite system. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 131, 1404-1412.
- DAHL, K. B. 2009. *Mechanical properties of clear wood from Norway spruce*, Trondheim, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- HU, L. J. & CHUI, Y. H. Development of a Design Method to Control Vibrations Induced by Normal Walking Action in Wood-Based Floors. 8<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering WCTE 2004, 2004 Lahti, Finland.
- IRGENS, F. 1992. Formelsamling i mekanikk : statikk, fasthetslære, dynamikk, fluidmekanikk. 2. utg. ed. Trondheim: Tapir.
- LABONNOTE, N. 2012. *Damping in timber structures*, Trondheim, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- LABONNOTE, N., RØNNQUIST, A. & MALO, K. 2013. Experimental evaluations of material damping in timber beams of structural dimensions. *Wood Science and Technology*, 47, 1033-1050.
- LUKASZEWSKA, E. 2009. Development of prefabricated timber-concrete composite floors. Luleå.
- NTNU 2003. Stålkonstruksjoner : profiler og formler. 3. utg. ed. Trondheim: Tapir akademisk forl.
- SKAARE, M. K. 2013. *Vibrations in Composite Timber-Concrete Floor Systems*. Master, Norwegian University of Science and Technology.
- STANDARD, N. 1991. Trekonstruksjoner - Mekaniske forbindelsesmidler - Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper. Lysaker: Standard Norge.
- STANDARD, N. 2008. *Eurokode: grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, Lysaker, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2010. *Eurokode 5: prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*, Oslo, Standard Norge.
- STANDARD, N. 2013. *Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav Lysaker*, Standard Norge.
- STÅL, S. 2015. *Lagerkatalog* [Online]. Available: <http://www.smithstal.no/SmithStaal/Produkter/lagerkatalog-smithstal.no.pdf> [Accessed 05. mars 2015].
- THELANDERSSON, S. & LARSEN, H. J. 2003. *Timber engineering*, Chichester, Wiley.



# 11 Vedleggsoversikt

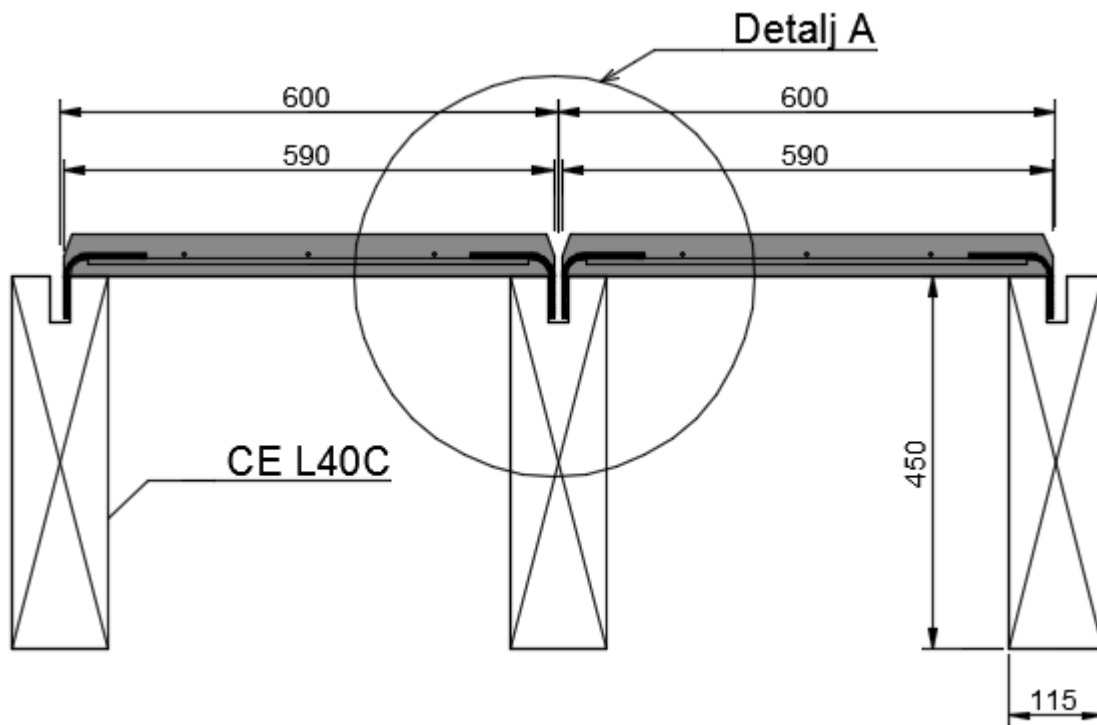
Vedlegg A	Utvikling av modell
Vedlegg B	Materialer
Vedlegg C	Bruddtest
Vedlegg D	Skjærttest
Vedlegg E	Nedbøyningstest
Vedlegg F	Dynamisk test
Vedlegg G	Numerisk analyse
Vedlegg H	Analytiske frekvensberegninger
Vedlegg I	Korrespondanse



## Vedlegg A Utvikling av ny modell

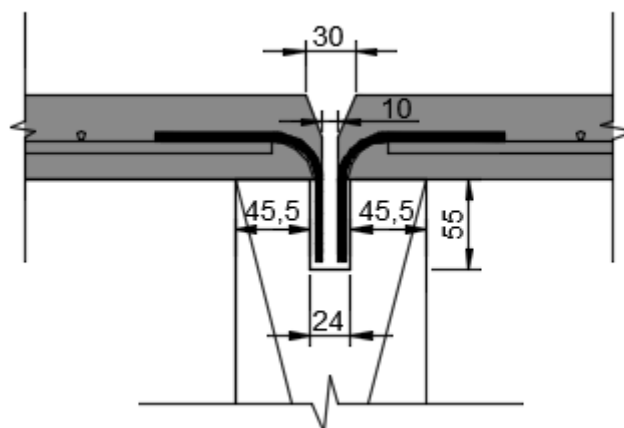
I dette vedlegget blir skisser av Modell 2 og bilder med noe beskrivelse fra arbeidet i laboratoriet presentert.

### Skisser og detaljer av Modell 2 som er bygget i laboratoriet



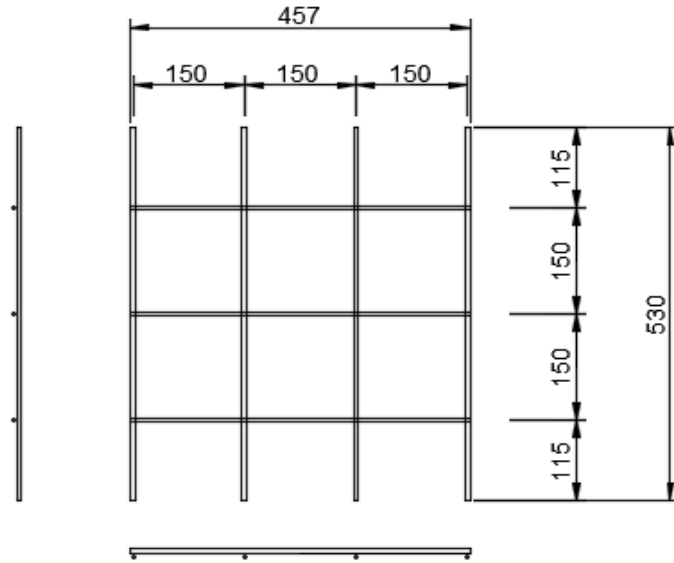
Figur A.1 Tverrsnitt av Modell 2

Figur A.1 viser tverrsnittet av modellen som er bygget. Som man ser av Figur A.2 er det lagt inn en åpning på 10 mm mellom betongplatene slik at man skal komme til å fylle lim fra oversiden etter at platene er lagt oppå limtrebjelkene.

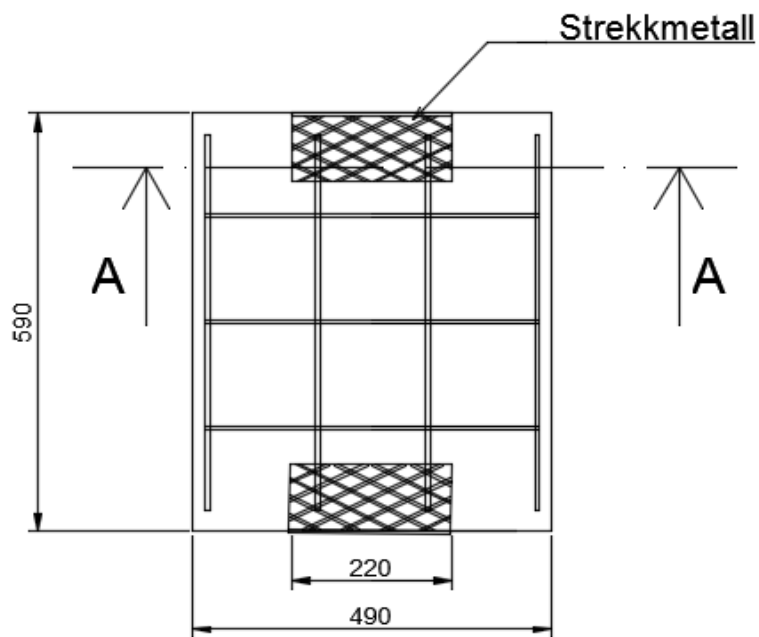


Figur A.2 Detalj A

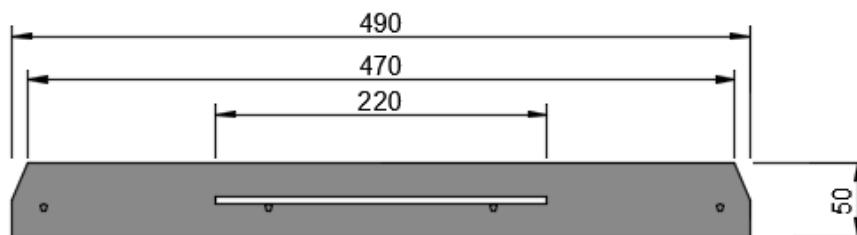
Vedlegg A Utvikling av ny modell



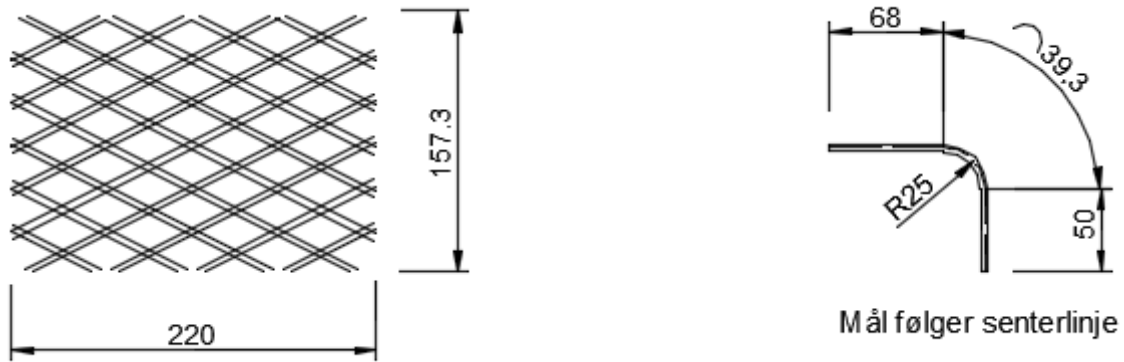
Figur A.3 Armeringsnett til en plate, type K257



Figur A.4 Armeringsnett med påveiset strekkmetall plassert i betongplate



Figur A.5 Snitt A

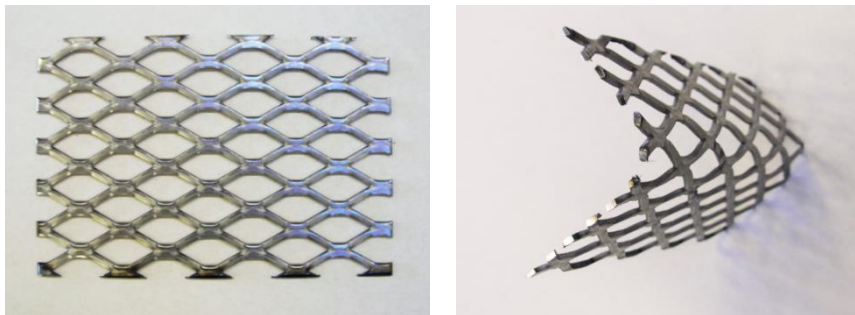


Figur A.6 Strekkmetall, kappmål og bøyningmål

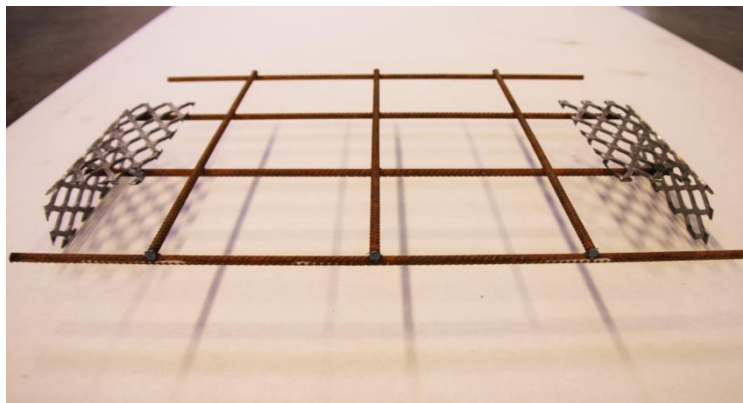
Strekkmetallet er først kappet opp med vinkelsliper i plater som vises til venstre i Figur A.6, og deretter bøyd slik som det vises til høyre.

### Tilvirkningsprosessen

Etter å ha gjort et mislykket forsøk med bruk av strekkmetall med profilnummer 1595, som ikke tålte bøyingen, ble nye skjærforbindere av flatvalset strekkmetall kuttet og bøyd slik som vist i Figur A.7. Armeringsnett av type K257 ble klippet opp og skjærforbinderene ble punktsveiset fast i armeringsnettet slik at armering og skjærforbindere ble til en enkelt del som vist i Figur A.8.



Figur A.7 Strekkmetall, oppkappet plate og ferdig bøyd

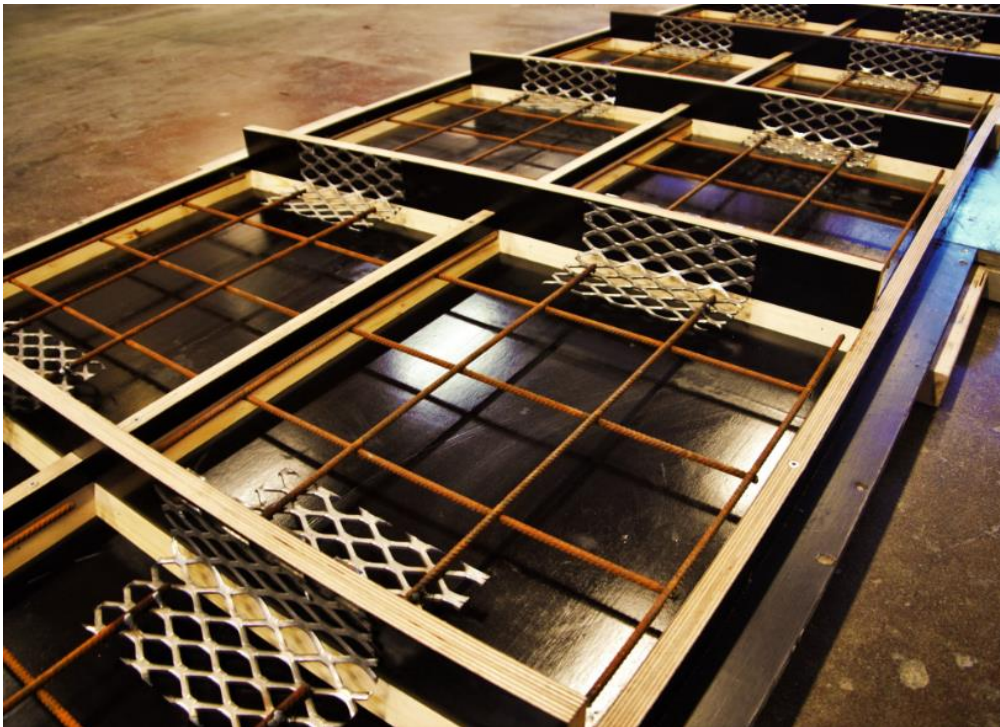


Figur A.8 Armeringsnett med påsveiset strekkmetall



*Figur A.9 Forskaling til betongplater*

Forskaling ble bygd for å støpe 20 plateelementer om gangen. Støping av betongplater ble gjort i to omganger, der det ble laget i alt 32 elementer til modellen og 8 elementer til skjærttester. Forskalingen ble laget med 50 mm sidekanter i lengderetningen og 100 mm sidekanter på tvers. Sidekantene som var 100 mm ble benyttet til å feste skjærforbinderene, se Figur A.10.



*Figur A.10 Forskaling med armering og skjærforbindere plassert og klar til støp*





*Figur A.11 Støpeprosessen*

Figur A.11 viser et bilde fra første støp som ble gjort. Betongen ble fordelt ut med støpeskje og avrettet med rettholt. Utformingen av forskjellig bredde og lengde av platene ble gjort for å kunne lagre de tettere og bruke mindre plass, som vist i Figur A.12. Platene ble pakket inn i våte striesekker og plast for å sørge for minst mulig uttørking under lagring. Etter avforming ble platene lagret slik helt til montasje.



*Figur A.12 Pakking og lagring av betongplater på en standard europalle*



*Figur A.13 Limtrebjelker lagt opp og klar til montering av betongplater*

Limtrebjelkene med ferdig utfreste spor til lim og skjærforbinder vises i Figur A.13. Etter dette var det klart til å legge ut betongplatene, et bilde underveis i utleggingen vises i Figur A.14. Det viste seg meget praktisk å ha noen millimeter klaring til skjærforbinderene i det utfreste sporet i limtrebjelkene. Utlegging av platene gikk uten særlig vanskeligheter.



*Figur A.14 Under platelegging*





*Figur A.15 Liming av modellen*

Figur A.15 viser arbeidet med liming av modellen, noe som var forholdsvis lettvis fra oversiden etter at alle platene var lagt. Limet som ble benyttet var av typen Mapepoxy L Mørtel, og hadde en noe mer tyktflytende konsistens enn den andre limtypen som ble vurdert, Mapepoxy L. Det kan tenkes at en litt tynnere innblanding av sand kunne gjort limet mer tyntflytende og enklere å benytte uten at det vil gå nevneverdig ut over pris og egenskaper. Under liming var det nødvendig å bruke en tynn pinne til å få limet til å fylle hele limfugen, noe som anses til å være litt upraktisk.



*Figur A.16 Oversiktsbilde av ferdig modell*

## Vedlegg B Materialer

I dette vedlegget presenteres resultater og beregninger fra materialprøver gjennomført i laboratoriet.

### Betongtester

Det ble støpt ut seks terninger fra hver støpe-etappe og to terninger fra støpen av skjøter. Terningene var kubiske med sidelengder på 100 mm. Fasthetsprøving for støpe-etappe 1 og 2 ble gjennomført etter 28 døgn herding i vann, støp av skjøter etter 7 døgn. Halvparten av terningene skal testet senere ved bruddtest av komposittdekke.

Tabellen under viser testresultater fra støp nr.1:

Støpedato: 19.03.2015 - testdato: 16.04.2015

Nr.	Weight v/avforming [g]	Density [kg/m <sup>3</sup> ]	Weight 28 days [g]	Density 28 days [kg/m <sup>3</sup> ]	Weight in water [g]	Compressive strength [MPa]
1	2382,8	2382,8	2398,6	2398,6	1397,3	37,33
2	2366,3	2366,3	2381,8	2381,8	1387,7	37,72
3	2367,6	2367,6	2383,1	2383,1	1388,0	38,08
4	2372,1	2372,1				
5	2380,6	2380,6				
6	2379,4	2379,4				
Middelverdi						37,71

Tabellen under viser testresultater fra støp nr.2:

Støpedato: 23.03.2015 - testdato: 20.04.2015

Nr.:	Weight v/avforming [g]	Density [kg/m <sup>3</sup> ]	Weight 28 days [g]	Density 28 days [kg/m <sup>3</sup> ]	Weight in water [g]	Compressive strength [MPa]
1	2308,5	2308,5	2337,5	2337,5	1343,2	35,82
2	2315,6	2315,6	2336,5	2336,5	1347,0	36,47
3	2326,7	2326,7	2348,0	2348	1353,7	36,51
4	2318,1	2318,1				
5	2340,7	2340,7				
6	2317,5	2317,5				
Middelverdi						36,27

Tabellen under viser testresultater fra støp av skjøter:

Støpedato: 27.04.2015, testdato: 04.05.2015

Nr.:	Weight v/avforming [g]	Density [kg/m <sup>3</sup> ]	Weight 7 days [g]	Density 7 days [kg/m <sup>3</sup> ]	Weight in water [g]	Compressive strength [MPa]
1	2227,9	2227,9	2243,6	2243,6	1254	34,03
2	2235,3	2235,3				

**Beregninger**

Middelverdi fasthet av støp nr.1 og 2:

$$f_{C,middel} = 36,99 \text{ N/mm}^2$$

Beregning av E-modul i henhold NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 basert på resultater fra fasthetsprøver.

- E-modul betongelementer:

$$E_{middel} = 22 \cdot \left( \frac{f_{C,middel}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left( \frac{36,99}{10} \right)^{0,3} = 32572 \text{ N/mm}^2$$

- E-modul støpe skjøter:

$$E_{middel} = 22 \cdot \left( \frac{f_{middel}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left( \frac{34,03}{10} \right)^{0,3} = 31767 \text{ N/mm}^2$$

**Vekt og densitet av et utvalg plateelementer med strekkmetall**

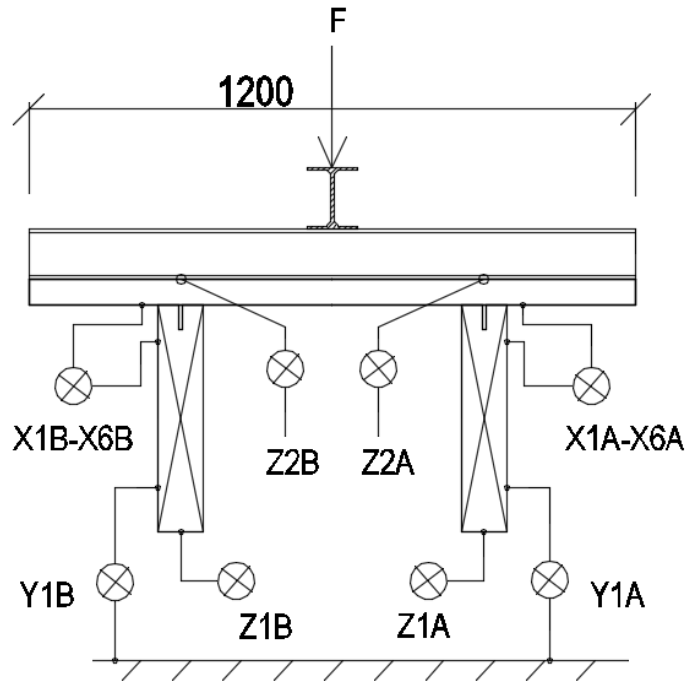
Veing utført 21.04.15.

Nr.:	Weight [kg]	Density [kg/m <sup>3</sup> ]
1	34,48	2385,3
2	35,16	2432,4
3	34,58	2392,3
4	34,28	2371,5
5	33,98	2350,7
Snitt:	<b>34,50</b>	<b>2386,4</b>

## Vedlegg C Bruddtest av Modell 1

I dette vedlegget finnes utfyllende kommentarer, bilder og resultater til innholdet i kapittel 6.1.

### Testoppsett Modell 1



Figur C.1 Snitt av Modell 1 med instrumentering

Figur C.1 viser et snitt av Modell 1 med plassering av alle påmonterte måleinstrumenter på modellen under forsøket. I Figur C.2 vises måler X2A oppmontert og klar til å måle relativ forskyvning mellom betong og limtre samt tøyningmåler på betong.



Figur C.2 Høyre: Måleinstrument X2A, Venstre: Tøyningmåler på betong

## Estimering av bruddlast

I forkant av forsøket ble maksimal bruddlast på modellen estimert. Dette ble gjort blant annet for å bruke estimert bruddlast til pålastningsprosedyren i NS-ISO 6891 som vil bli beskrevet nærmere siden. Det var fire ulike bruddsituasjoner som ble ansett til å være gjeldende for forsøket. Dette var henholdsvis strekkbrudd i limtreet, trykkbrudd i betongen, brudd i skjærforbinderen og skjærbrudd i limtrebjelkene. Maksimal last for strekkbrudd i limtreet ble estimert ved hjelp av punkt 6.2.3(1), ligning 6.17 og punkt B.3, ligning B.7 og B.8 i Eurokode 5 (NS-EN 1995-1-1). Karakteristiske materialegenskaper for limtre er multiplisert med faktor 1,25 for tilnærming til middelvei.

$$\frac{\sigma_2}{k_h * f_{t0k}} + \frac{\sigma_{m,2}}{k_h * f_{mk}} \leq 1 \quad (6.17)$$

$$\sigma_2 = \frac{\gamma_2 * E_2 * a_2 * M}{EI_{ef}} \quad (B.7)$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 * E_2 * h_2 * M}{EI_{ef}} \quad (B.8)$$

Opptredende moment ut fra lastplassering under forsøket finnes ved hjelp av formelsamling:

$$M = \frac{3,35 * 4,65}{8} * \frac{F}{2} + \frac{3,35 * 4,65}{8} * \frac{3,35}{4,65} * \frac{F}{2} = \frac{67}{40} * F$$

Med bruk av disse uttrykkene for spenning og moment ble følgende ligning benyttet for å estimere maksimal belastning med hensyn til strekkbrudd i limtrebjelkene:

$$F_{max.limtre} = \frac{40}{67} \frac{k_h * f_{t0,average} * f_{m,average} * EI_{ef}}{(\gamma_2 * E_2 * a_2 * f_{m,average} + 0,5 * E_2 * h_2 * f_{t0,average})}$$

Trykkbrudd i betongen er estimert etter følgende kriterie:

$$\sigma_1 + \sigma_{m,1} \leq f_{ck} \quad (\text{Bruddkriterie 2})$$

Der normalspenning og bøyenspenning finnes fra ligning B.7 og B.8 i EC5.

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_1 * E_1 * a_1 * M}{EI_{ef}} \quad (B.7)$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 * E_1 * h_1 * M}{EI_{ef}} \quad (B.8)$$

## Vedlegg C Bruddtest av Modell 1

Omorganisering og innsetting av ligningene i bruddkriterie 2 gir da:

$$F_{max,betong} = \frac{40}{67} * \frac{EI_{ef} * f_{c,average}}{E_1 * (\gamma_1 * a_1 + 0,5 * h_1)}$$

Bruddlast med hensyn til skjærforbindelsen er estimert med grunnlag i utførte skjærtester og ligning B.10 i Eurokode 5.

$$F_{skjærforb.} = \frac{\gamma_1 * E_1 * A_1 * a_1 * s}{EI_{ef}} * V \quad (B.10)$$

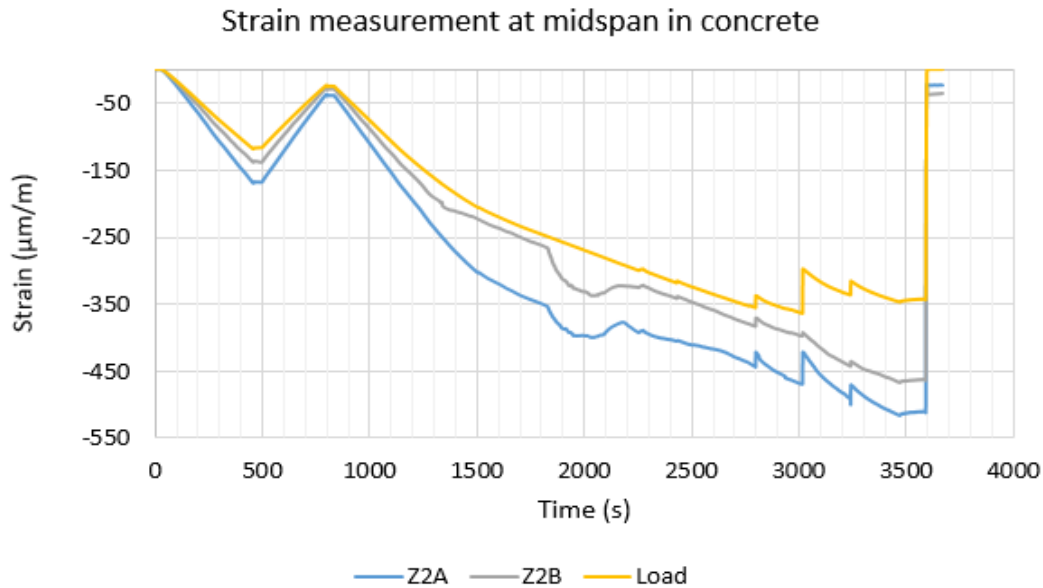
Der  $F_{max}$  hentes fra resultater fra skjærtestene. Omorganisering av ligningen gir et estimat av maksimal belastning av modellen med hensyn til skjærforbinderens kapasitet. Modellen har to skjærforbindere, noe som gir dobbel kapasitet.

$$F_{max,skjærforb.} = 2 * \frac{2 * F_{skjærforb.} * EI_{ef}}{\gamma_1 * E_1 * A_1 * a_1 * s}$$

Skjærbrudd i limtrebjelkene kontrolleres etter Eurokode 5. Omgjort til situasjonen blir kriteriet da:

$$F_{maks,skjær} = \frac{4}{3} * A_{ef} * \tau_{maks}$$

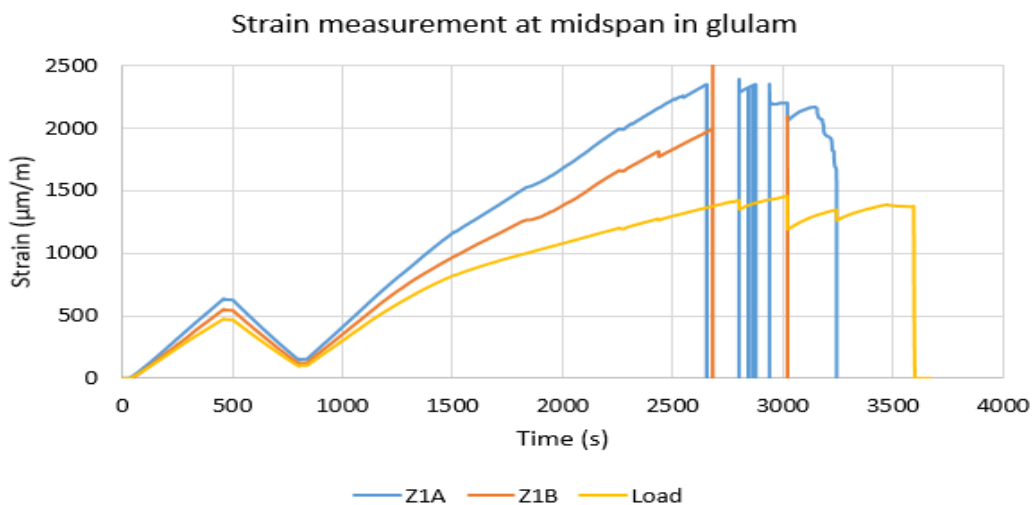
## Tøyninger i midtfeltet



Figur C.3 Tøyning i overkant av betong midt i spennet

$$Z2A_{maks} = -517 \mu\text{m/m} = -0,517 \text{ ‰}, Z2B_{maks} = -467,89 \mu\text{m/m} = -0,468 \text{ ‰}.$$

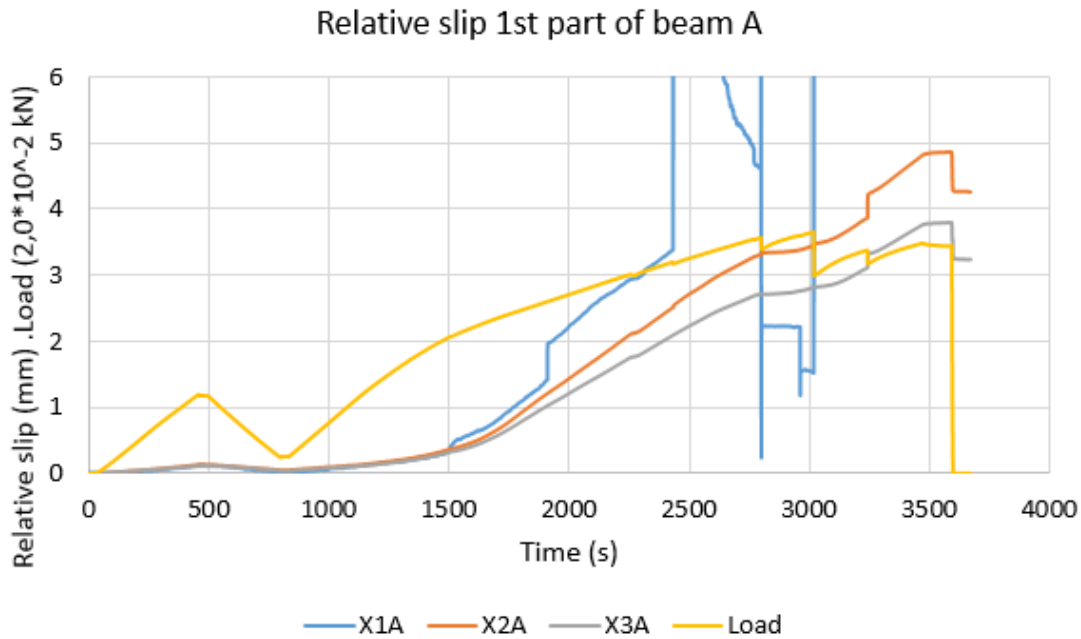
Figur C.3 viser tøyningsforløpet i betongen underveis i forsøket. Den gule grafen representerer lasten, som er skalert til å kunne vises sammen med tøyningene i figuren. Tøyningsforløpet er tilnærmet lineært i første del, som består av belastning opp til 40 % av  $F_{est}$ , ned til 10 % av  $F_{est}$  og derfra opp til brudd. Ved litt i overkant av 1800 sekund, et tidspunkt der lastens faktiske verdi var 122,9 kN, ser man at betongen brått øker i tøyningsverdi. Ved dette tidspunktet finnes ingen tydelige endringer i noen av de andre målingene og det antas at noe ved dette tidspunktet skjer i sammenheng med den tydelige opprissingen av betongen ved skjærforbinderene som ble observert etter testens slutt. Figur C.4 viser tøyningsforløpet i underkant av limtrebjelkene.



Figur C.4 Tøyninger i limtre midt i spennet

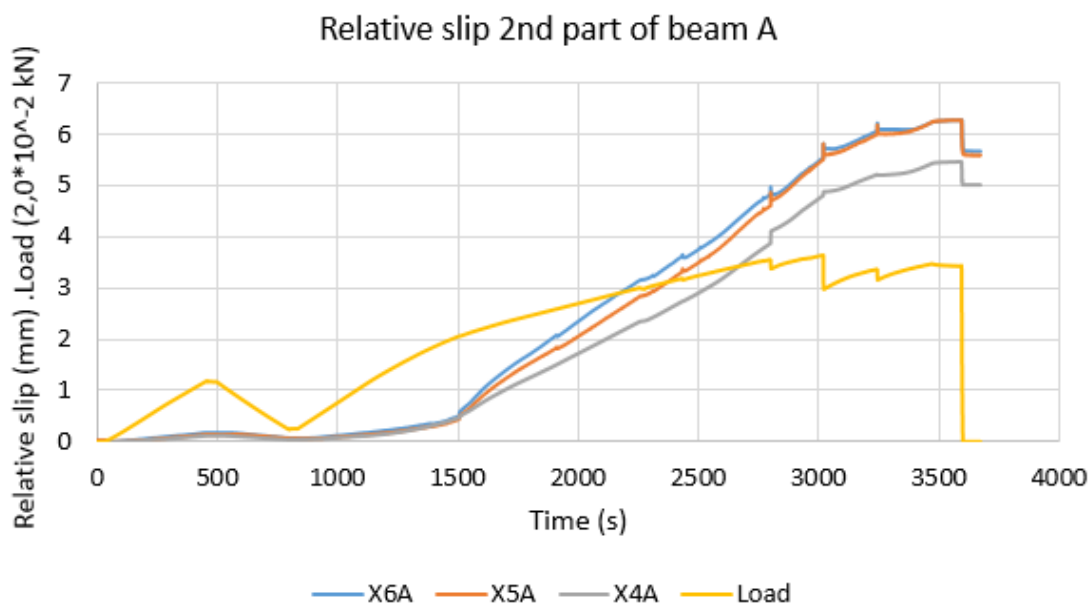
$$Z1A_{maks} = 2384 \mu\text{m/m} = 2,38 \text{ ‰}, Z1B_{maks} = 1998 \mu\text{m/m} = 2,0 \text{ ‰}.$$

## Relativ forskyvning bjelke A



Figur C.5 Relativ forskyvning for målerne X1A, X2A og X3A

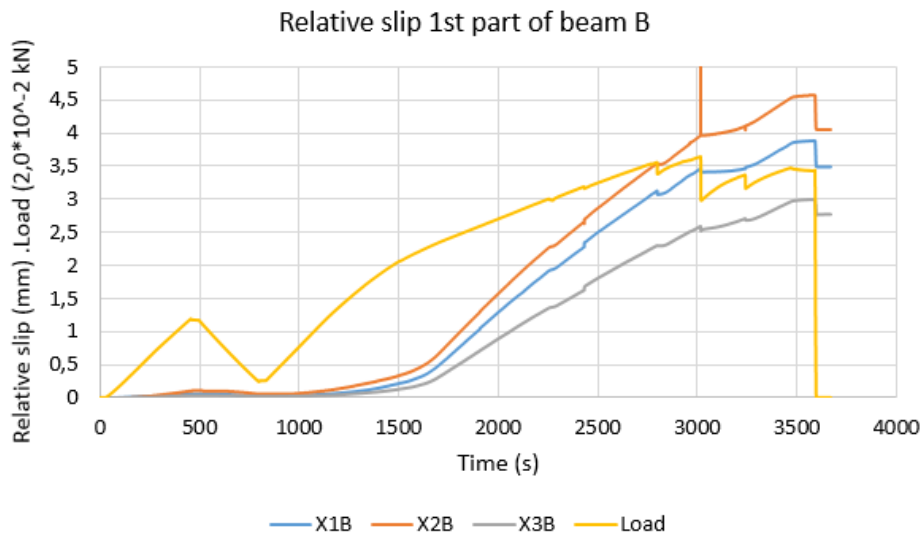
Figur C.5 viser resultatet fra X1A-X3A. X1A ser ut til å gi ustabile målinger et sted ute i testen. Figur C.6 viser resultatet fra X4A-X6A, som ser ut til å samsvare godt overens seg imellom og mot lasthistorien. Felles for alle målinger av relativ forskyvning er at ved omkring tiden 1500 sekund, da lasten ligger på 102,5 kN, starter relativ forskyvning å øke raskere. Samtidig som dette skjer, dreier også kurven for last/nedbøyning av mot en slakere kurve som indikerer endring mot lavere stivhet av testmodellen.



Figur C.6 Relativ forskyvning for målerne X4A, X5A og X6A



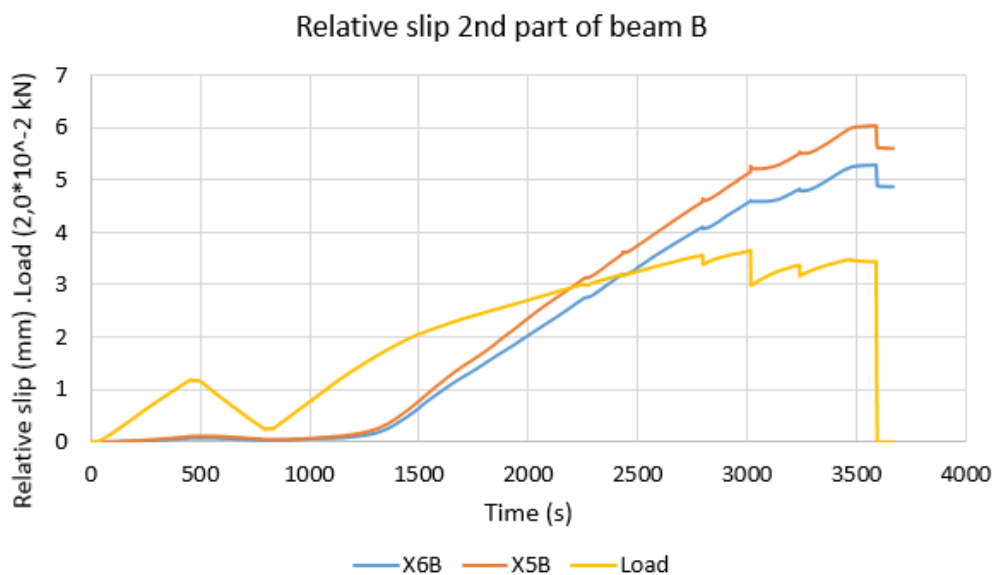
## Relativ forskyvning bjelke B



Figur C.7 Relativ forskyvning fra målerne X1B, X2B og X3B

$X1B_{maks} = 3,89 \text{ mm}$ ,  $X2B_{maks} = 4,58 \text{ mm}$ ,  $X3B_{maks} = 3,0 \text{ mm}$ .

Figuren over viser målerresultater fra X1B-X3B. Det er verdt å legge merke til at X1B, som er lokalisert lengre ut mot bjelkens opplegg sett i forhold til X2B, måler større relativ forskyvning enn X2B. Det samme gjelder andre siden av bjelke B, der X5B måler større relativ forskyvning i forhold til X6B som ligger lengst ut mot opplegget. På forhånd var det forventet størst relativ forskyvning ved de ytterste målerne ved oppleggene, dette stemmer for bjelke A, men ikke for bjelke B. Ved maksimal belastning er forskjellen mellom X2B og X1B lik 0,69 mm. Avstanden mellom X1B og X2B er 1100 mm og X1B er plassert 50 mm fra opplegget i bjelkenes lengderetning. Dersom man tenker seg at kraften på skjærforbinderen avtar ut mot opplegg, fordi kraften tas opp lengre inn på bjelken, kan dette sammen med tøyning i betongen og limtreet være medvirkende årsaker til at relativ forskyvning er større i X2B enn X1B. Det samme gjelder også for X5B og X6B.

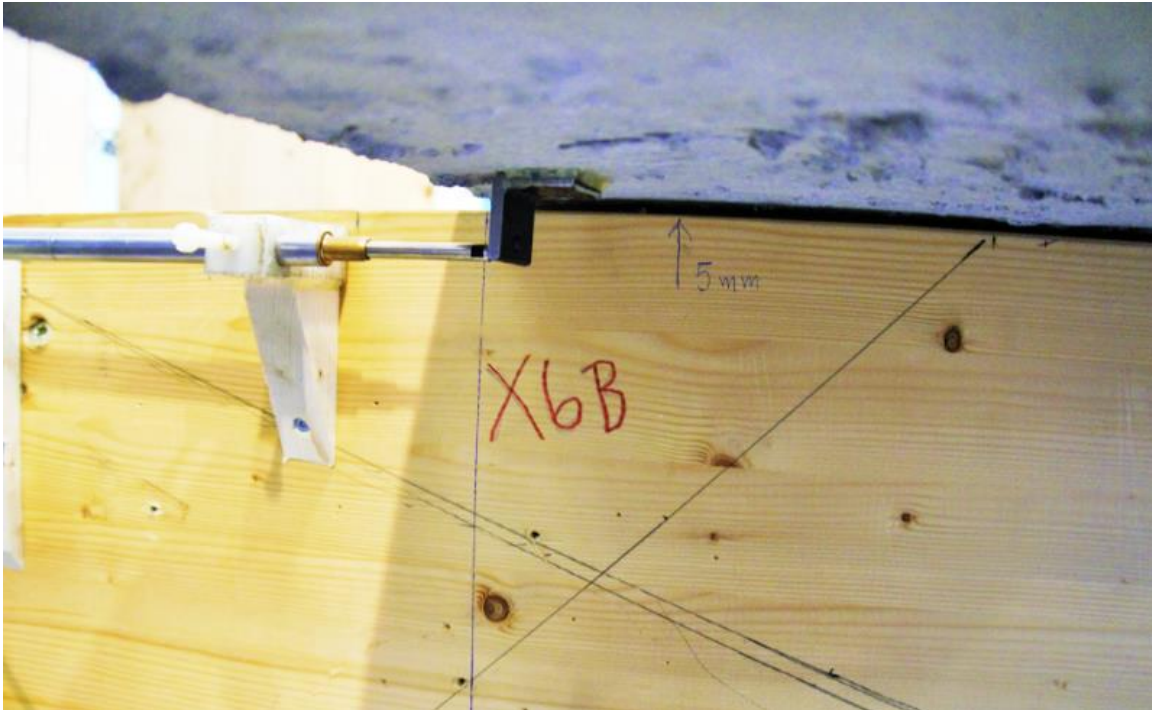


Figur C.8 Relativ forskyvning for målerne X5B og X6B

$X5B_{maks} = 6,04 \text{ mm}$   $X6B_{maks} = 5,29 \text{ mm}$

## Vedlegg C Bruddtest av Modell 1

Som nevnt i kapittel 4 virker det som et for trangt spor til skjærforbinder i limtrebjelkene har gjort det vanskelig å få betongplatene helt ned til limtrebjelkene, noe som er uheldig og medfører en fri del uten fastholding av skjærforbinderen. Dette er illustrert i Figur C.9, ved målepunkt X6B var denne åpningen 5 mm. Generelt varierte denne avstanden fra 1,5 mm til 5 mm og kan ha innvirkning på komposittens ytelse og effektivitet.



Figur C.9 Illustrasjon av åpning mellom betong og limtre på Modell 1

## Bruddanalyse

Egenskaper for betong skjærforbinder er hentet fra testresultater fra (Skaare 2013).

Karakteristiske materialegenskaper for limtre er multiplisert med en faktor 1,25. Inneholder oppdaterte egenskaper for limtre etter NS-EN 14080:2013.

### Materialegenskaper

#### Betong:

Materialegenskaper for betong er hentet fra (Skaare 2013)

$$f_c := 41.04 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$E_1 := 33000 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_c := 2572 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

#### Limtre CE L40C:

$$f_m := 1.25 \cdot 30 \cdot \text{MPa} = 37.5 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{mk} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{t0} := 1.25 \cdot 19.5 \cdot \text{MPa} = 24.375 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{t0k} := 19.5 \text{ MPa}$$

$$f_v := 1.25 \cdot 3.5 \cdot \text{MPa} = 4.375 \cdot \text{MPa}$$

$$E_2 := 13000 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_{\text{mean}} := 430 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

#### Betong:

$$b_1 := 1200 \cdot \text{mm}$$

$$h_1 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 60000 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 1.25 \times 10^{-5} \cdot \text{m}^4$$

#### Limtre:

$$b_2 := 180 \cdot \text{mm}$$

$$h_2 := 450 \cdot \text{mm}$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 8.1 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_2 := \frac{b_2}{12} \cdot h_2^3 = 1.367 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

**Last:**

$$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$L_{\text{span}} := 8 \cdot \text{m}$$

$$G_1 := g(A_1 \cdot \rho_c + A_2 \cdot \rho_{\text{mean}}) = 1.85 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Q := G_1 = 1.85 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{egenvekt}} := Q \cdot \frac{L_{\text{span}}^2}{8} = 14.839 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{red.egenvekt}} := \frac{40}{67 \cdot \text{m}} \cdot M_{\text{egenvekt}} = 8.86 \cdot \text{kN}$$

$$V_k := Q \cdot \frac{L_{\text{span}}}{2} = 7.42 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{red.skjær.egenvekt}} := 2 \cdot V_k = 14.84 \cdot \text{kN}$$

Skjærstivhet til bruddanalyse:

$$k := 180000 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

EC5, B.1.3: s er summen av forbindelsesmidler per lengdeenhet for de to skjøteflatene.

$$s := 250 \text{mm}$$

$$\gamma_1 := \frac{1}{\left[ 1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{s}{(k \cdot L_{\text{span}}^2)} \right]} = 0.70221 \quad (\text{EC5, lign. B.5})$$

$$\gamma_2 := 1$$

$$a := \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}$$

$$a_2 := \frac{[\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)]}{2 \cdot (\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 142.3 \cdot \text{mm} \quad (\text{EC5, lign. B.6})$$

$$a_1 := a - a_2 = 107.7 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bøyestivhet:

$$EI_{\text{ef}} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 = 5.56 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Gjennomsnittlig maksimal kraft på skjærforbinder fra skjærttest (Skaare 2013):

$$F_{\text{skjærforb}} := 52800 \text{N}$$

Estimater av maksimale belastninger for fire ulike bruddsituasjoner. På forhånd av bruddtesten ble karakteristiske materialegenskaper benyttet til betong og limtre og dette la grunnlaget for bestemmelse av estimert maksimal last før forsøket ble gjennomført. Under vises derfor beregninger for maksimal belastning både med karakteristiske verdier og med bruk av testverdier for betongen og antatte middelverdier for limtre som er funnet ved å multiplisere karakteristisk verdi med faktoren 1,25.

$$F_{\text{maks.limtre}} := \frac{40}{67 \cdot m} \cdot \frac{f_{t0} \cdot f_m \cdot EI_{ef}}{(\gamma_2 \cdot E_2 \cdot a_2 \cdot f_m + 0.5 \cdot E_2 \cdot h_2 \cdot f_{t0})} - F_{\text{red.egenvekt}} = 207 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.limtre.k}} := \frac{40}{67 \cdot m} \cdot \frac{f_{t0k} \cdot f_{mk} \cdot EI_{ef}}{(\gamma_2 \cdot E_2 \cdot a_2 \cdot f_{mk} + 0.5 \cdot E_2 \cdot h_2 \cdot f_{t0k})} - F_{\text{red.egenvekt}} = 163.8 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.betong}} := \frac{40EI_{ef} \cdot f_c}{67 \cdot m E_1 \cdot (\gamma_1 \cdot a_1 + 0.5 \cdot h_1)} - F_{\text{red.egenvekt}} = 401.5 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.betong.k}} := \frac{40EI_{ef} \cdot f_{ck}}{67 \cdot m E_1 \cdot (\gamma_1 \cdot a_1 + 0.5 \cdot h_1)} - F_{\text{red.egenvekt}} = 291.1 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.skjærforb.}} := \frac{2 \cdot F_{\text{skjærforb.}} \cdot EI_{ef}}{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s} - F_{\text{red.egenvekt}} = 148 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.skjær}} := \frac{4}{3} \cdot A_2 \cdot f_v - F_{\text{red.skjær.egenvekt}} = 457.7 \cdot \text{kN}$$

**Oppsummert, med antatte middelveier som er benyttet:**

$$F_{\text{maks.limtre}} = 207 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.betong}} = 401.5 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.skjærforb.}} = 148 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{maks.skjær}} = 457.7 \cdot \text{kN}$$

Som man ser av resultatene fra estimert bruddlast har skjærforbinderen lavest kapasitet. I praksis vil situasjonen trolig avhenge av skjærforbinderens effektivitet når man nærmer seg bruddlast. Som vist i kapittel 5.1 i oppgaveteksten går skjærforbinderens effektivitet ned mot null ved en last på omkring 110 kN. Dette skyldes trolig at skjærforbinderen er for duktil sammenlignet med de andre materialene. Betongen har også risset opp ved skjærforbinderene ved et ukjent tidspunkt, noe som indikerer at betongens bidrag kan være redusert. Resultatet av dette er at limtrebjelkene fra dette stadiet tar opp all last, og har i tillegg en delvis uvirksom betongplate. Derfor kan det være aktuelt å sammenligne oppnått bruddlast med kapasitet av limtrebjelkene alene:

$$I_2 = 1.367 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$E_2 = 1.3 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$EI_2 := E_2 \cdot I_2 = 1.777 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$F_{\text{maks.kunlimtre}} := \frac{40}{67\text{m}} \cdot \frac{2}{h_2} \cdot f_m \cdot I_2 - F_{\text{red.egenvekt}} = 127.1 \cdot \text{kN}$$

Dette tilsvarer et moment ut fra lastsituasjon:

$$M := \frac{67\text{m}}{40} \cdot F_{\text{maks.limtre}} = 346.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Fra bruddtesten ble maksimal belastning ved bøyestrekbrudd i limtreet målt til 182 kN.

Som observert av resultatene til bruddtesten endres økning i relativ forskyvning mellom limtre og betong markant ved belastning på omkring 100 kN. Dette tilsvarer ideelt en skjærkraft på 25 kN ved hvert av de fire oppleggene. De tilhørende skjærtrestene til denne modellen viser at skjærforbinderen starter en relativ duktil oppførsel ved en belastning på skjærforbinderen i området 17 - 22 kN. Dette samsvarer godt med modellens oppførsel under bruddtesten, der belastning på skjærforbinderen teoretisk sett skal være like i underkant av 17 kN når relativ forskyvning starter å øke markant.

$$V_{\text{flytning}} := 25 \text{ kN}$$

$$F_{\text{skjær.flytning}} := \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s}{EI_{ef}} \cdot V_{\text{flytning}} = 16.829 \cdot \text{kN}$$

## Bruksgrense - Beregning av nødvendige verdier

- Gjelder beregning til Skaares modell som ble testet til brudd

Skjærstivhet i bruksgrense:

$$k_{\text{ser}} := 215870 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

EC5, B.1.3: s er summen av forbindelsesmidler per lengdeenhet for de to skjøteflatene.

$$s := 250 \text{ mm}$$

$$\gamma_{1.sls} := \frac{1}{\left[ 1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{s}{\left( k_{\text{ser}} \cdot L_{\text{span}}^2 \right)} \right]} = 0.73876 \quad (\text{EC5, lign. B.5})$$

$$\gamma_{2.sls} := 1$$

$$a := \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}$$

$$a_{2.sls} := \frac{\left[ \gamma_{1.sls} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) \right]}{2 \cdot \left( \gamma_{1.sls} \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_{2.sls} \cdot E_2 \cdot A_2 \right)} = 145.4 \cdot \text{mm} \quad (\text{EC5, lign. B.6})$$

$$a_{1.sls} := a - a_{2.sls} = 104.6 \cdot \text{mm}$$

**Effektiv bøyestivhet:**

$$EI_{\text{ef.sls}} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_{1.\text{sls}} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_{1.\text{sls}}^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_{2.\text{sls}}^2 = 5.64 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_0 := E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2 = 1.818 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\gamma_{1.\text{FCA}} := 1$$

$$a_{2.\text{FCA}} := \frac{[\gamma_{1.\text{FCA}} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)]}{2 \cdot (\gamma_{1.\text{FCA}} \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 163.2 \cdot \text{mm}$$

$$a_{1.\text{FCA}} := a - a_{2.\text{FCA}} = 86.8 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{\text{FCA}} := EI_0 + \gamma_{1.\text{FCA}} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_{1.\text{FCA}}^2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_{2.\text{FCA}}^2 = 6.115 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Resultatet fra bruddtesten viser at tverrsnittets effektive bøyestivhet ved start av pålasting ligger på omkring  $4,1 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  og øker opp til rundt  $4,47 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  ved 8 kN belastning. Bøyestivheten ligger relativt stabilt ved rundt  $4,45 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$  i området 8-60 kN belastning.

Effektivitet av skjærforbinder ved start av pålasting:

$$EI_{\text{eff.sls.start}} := 4.1 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\eta_{\text{start}} := \frac{(EI_{\text{eff.sls.start}} - EI_0)}{(EI_{\text{FCA}} - EI_0)} = 0.531$$

Effektivitet av skjærforbinder i området 8- 60 kN belastning:

$$EI_{\text{eff.sls.8.60kN}} := 4.45 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\eta_{8.60\text{kN}} := \frac{(EI_{\text{eff.sls.8.60kN}} - EI_0)}{(EI_{\text{FCA}} - EI_0)} = 0.613$$

Teoretisk effektivitet av skjærforbinder med bruk av testresultat for glidemodul k og regnemeteode fra EC5, tillegg B:

$$\eta_{\text{sls}} := \frac{(EI_{\text{ef.sls}} - EI_0)}{(EI_{\text{FCA}} - EI_0)} = 0.891$$

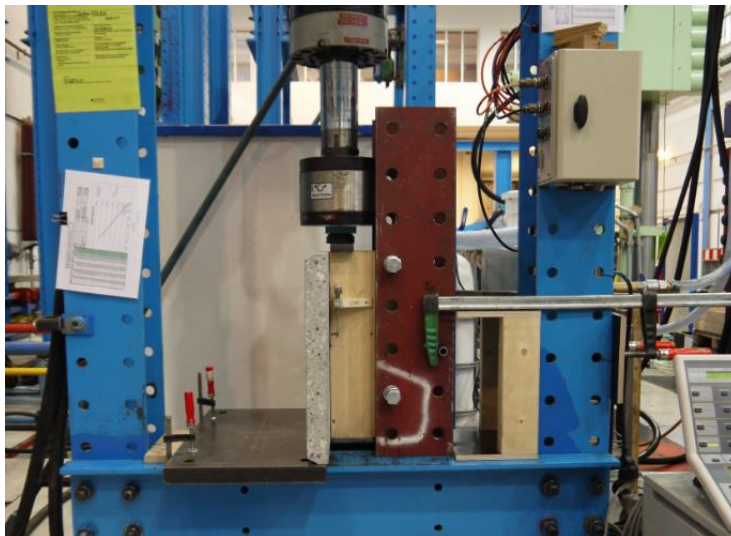


## Vedlegg D Skjærtester

*I dette vedlegget vil resultater og utvalgte bilder fra skjærtestene som ikke er med i oppgaven presenteres.*

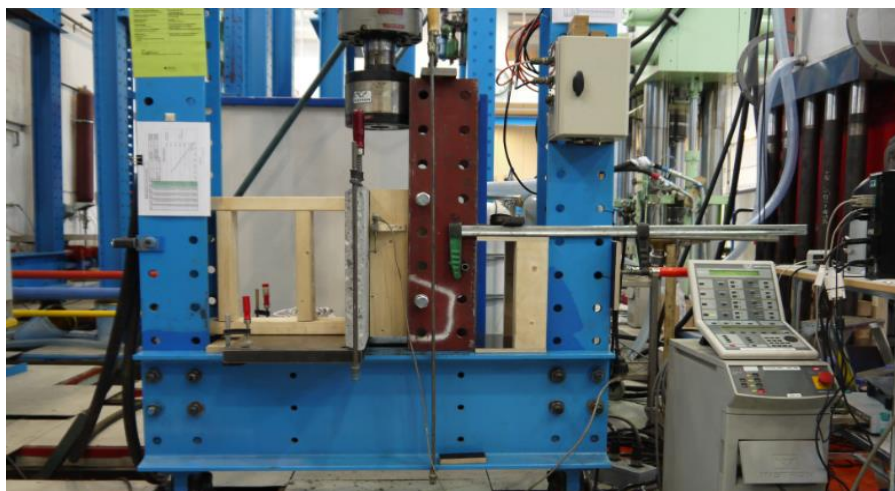
### Testoppsett

En del justeringer av testoppsettet ble gjort undervegs for å sikre gode resultater og hindre uønskede skjevstillinger og tvangskrefter under belastning av skjærtestene. Figur D.1 viser testoppsettet i starten som viste seg å ikke fungere, mens Figur D.2 viser det endelige testoppsettet som ble benyttet til de seks siste skjærtestene.



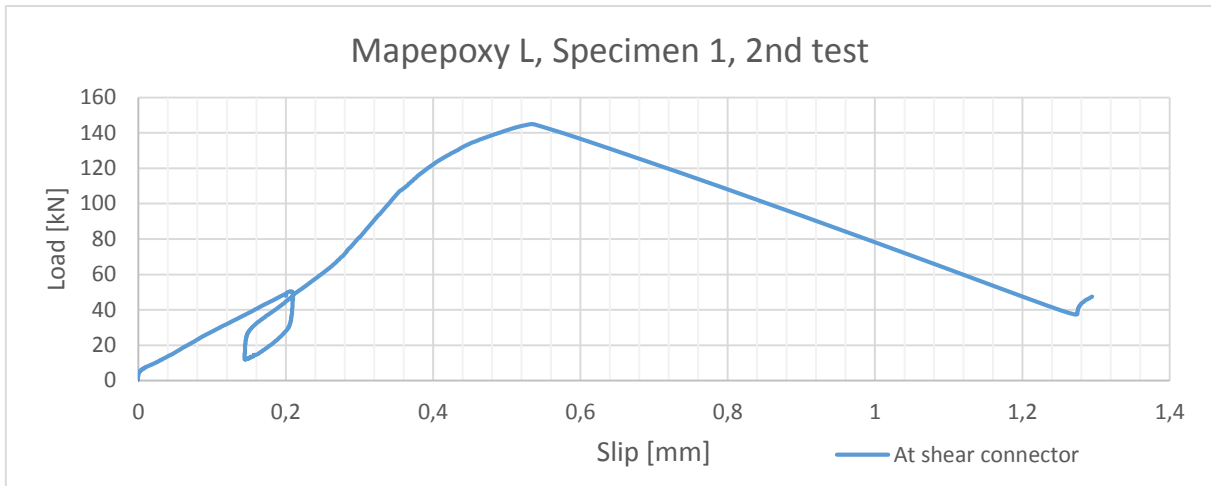
*Figur D.1 Oppsett skjærtest, før justering*

Som man ser av bildene inneholder det endelige testoppsettet ekstra stabilisering av prøvestykket ved hjelp av skrutvinger og treklosser. Det øverste bildet viser prøvestykke 1 limt med Mapepoxy L rett før kjøring av test.



*Figur D.2 Endelig oppsett for skjærtestene*

**Prøvestykker limt med Mapepoxy L**



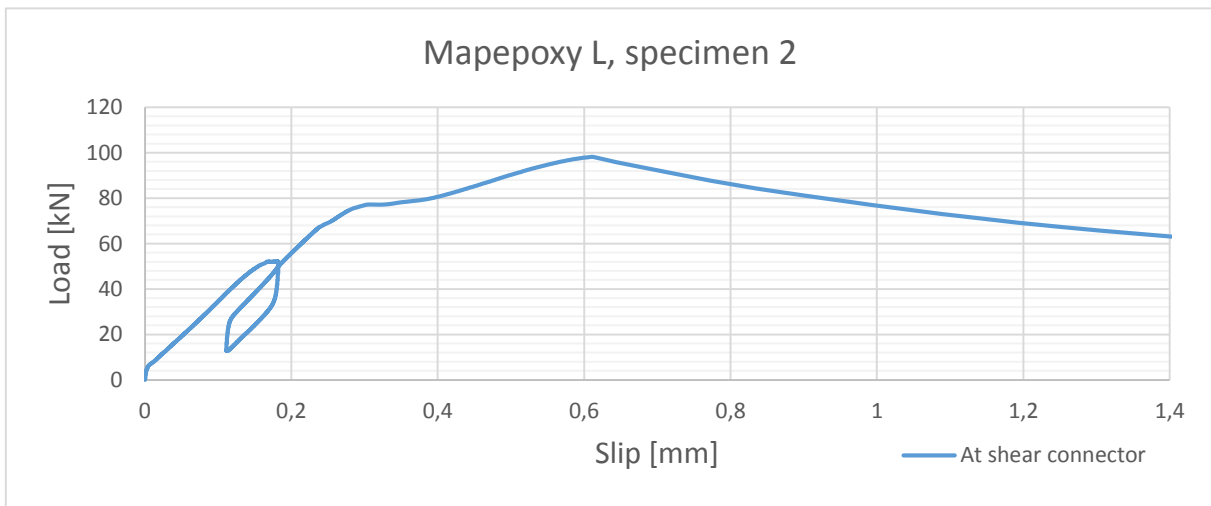
Figur D.3 Resultat for Prøvestykke 1 med Mapepoxy L

Utvalgte verdier fra forsøk:

$F_{est}$ [kN]	$F_{maks}$ [kN]	$V_{0,4}$ [mm]	$V_{0,1}$ [mm]	$V_{mod,0,4}$ [mm]	$k_{0,4}$ [kN/mm]
120	145,0	0,1946	0,0325	0,2161	222,14

Resultater fra denne testen er neglisjert på grunn av usikkerhet rundt måleresultater.

Estimert makslast,  $F_{est}$ , til prøvestykke 2 limt med Mapepoxy L er hentet fra resultatet fra prøvestykke 1 og satt til 130 kN da det var mistanke om at  $F_{maks}$  på 145 var noe høyt til å kunne være en gjentakende verdi. Dette viste seg å stemme, da de resterende prøvestykkene hadde maksimal last i området 78,5 – 98,2 kN.

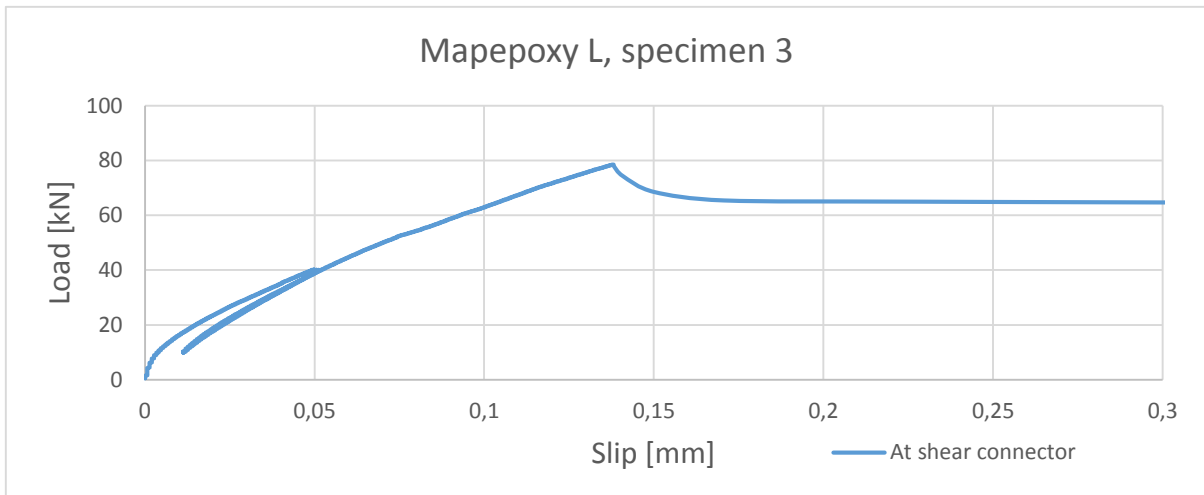


Figur D.4 Resultat fra prøvestykke 2 med Mapepoxy L

Utvalgte verdier fra forsøk:

$F_{est}$ [kN]	$F_{maks}$ [kN]	$V_{0,1}$ [mm]	$V_{0,1}$ [mm]	$V_{0,4,mod}$ [mm]	$k_{0,4}$ [kN/mm]
130	98,20	0,167	0,0293	0,1835	283,2

## Vedlegg D Skjærtester

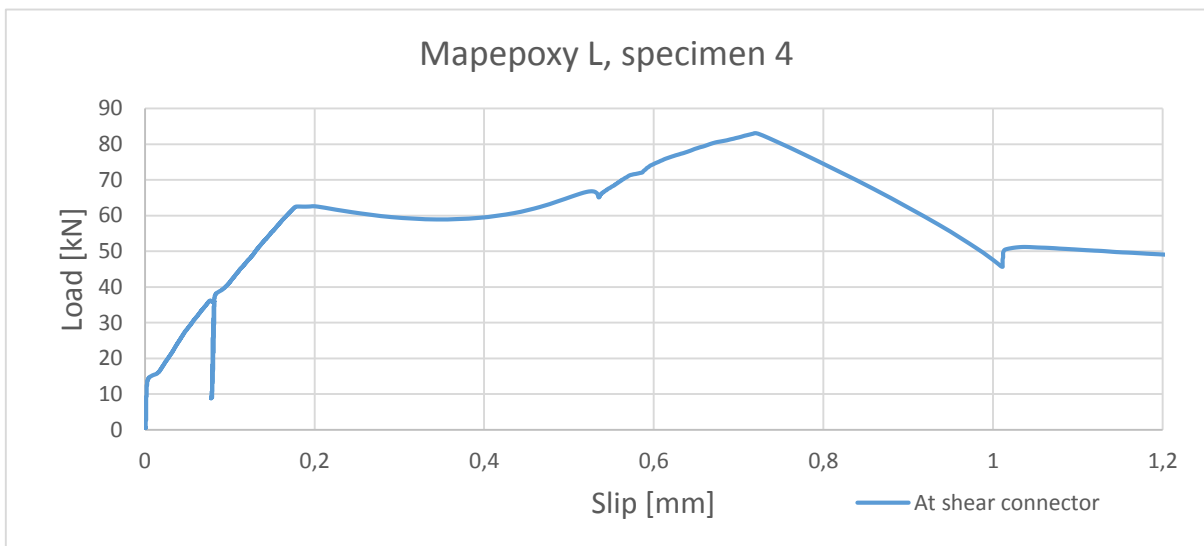


Figur D.5 Resultat fra prøvestykke 3 med Mapepoxy L

Utvalgte verdier fra forsøk:

Fest [kN]	F <sub>maks</sub> [kN]	V <sub>0,4</sub> [mm]	V <sub>0,1</sub> [mm]	V <sub>0,4,mod</sub> [mm]	k <sub>0,4</sub> [kN/mm]
100	78,5	0,04915	0,00399	0,06022	664,2

Prøvestykke nummer 3 limt med Mapepoxy L hadde desidert størst stivhet, se Figur D.5, noe som sannsynligvis skyldes at dette prøvestykket hadde størst limflate mellom limtre og betong. Dersom denne utelates fra skjærforbinderens gjennomsnittsverdi for limtype Mapepoxy L vil prøvestykkene limt med Mapepoxy L Mørtel kun være 9 % mindre stiv enn prøvestykkene limt med Mapepoxy L.

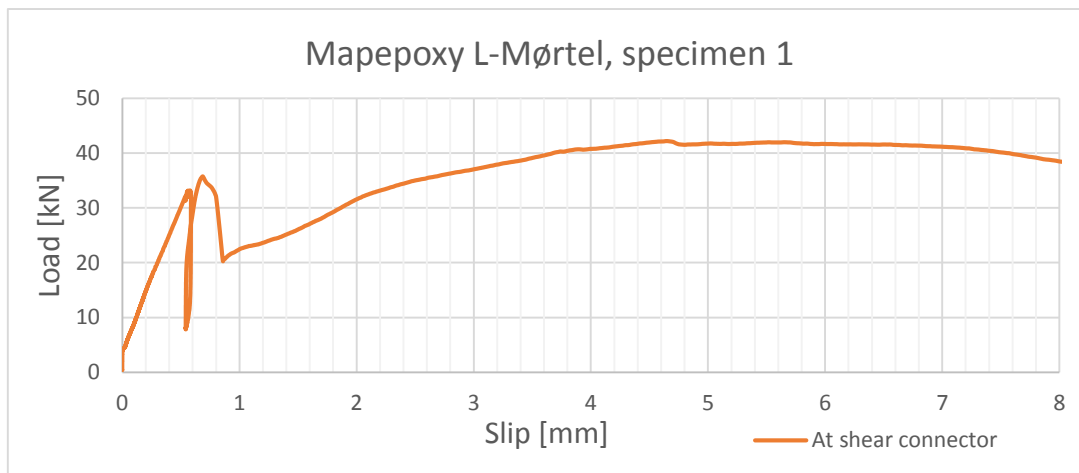


Figur D.6 Resultat fra prøvestykke 4 med Mapepoxy L

Utvalgte verdier fra forsøk:

Fest [kN]	F <sub>maks</sub> [kN]	V <sub>0,4</sub> [mm]	V <sub>0,1</sub> [mm]	V <sub>0,4,mod</sub> [mm]	k <sub>0,4</sub> [kN/mm]
90	83,1	0,075435	0,001197	0,09898	363,70

### Prøvestykker limt med Mapepoxy L-Mørtel

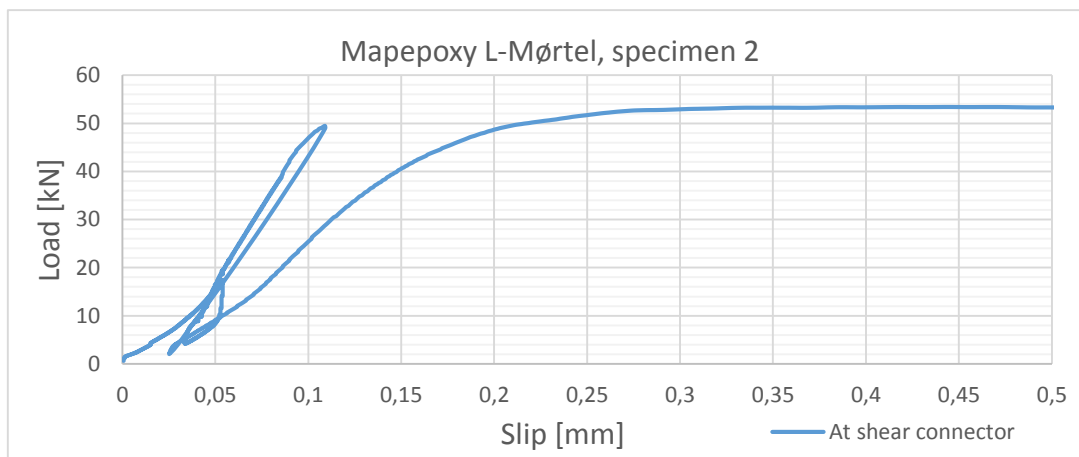


Figur D.7 Resultat fra prøvestykke 1 med Mapepoxy L-Mørtel

Utvalgte verdier fra forsøk:

Fest [kN]	F <sub>maks</sub> [kN]	V <sub>0,4</sub> [mm]	V <sub>0,1</sub> [mm]	V <sub>0,4,mod</sub> [mm]	k <sub>0,4</sub> [kN/mm]
80	42,17	0,5436	0,0844	0,6123	52,27

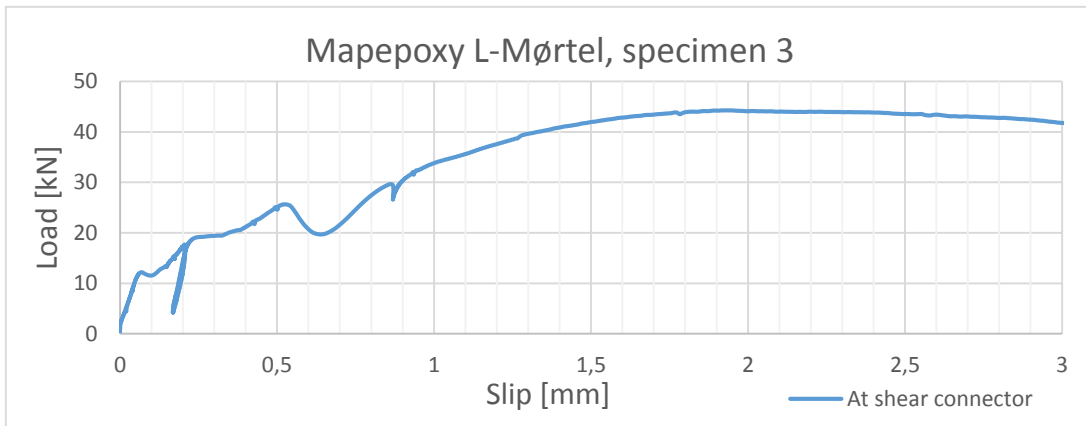
Resultater fra prøvestykke 1 limt med Mapepoxy L-Mørtel er neglisjert på grunn av usikkerhet rundt måleresultater. Prøvestykke 2, med resultat som vist i Figur D.8, virker til å oppnå høyere stivhet fra omkring 15 kN belastning. Stivheten  $k_{0,4}$  som er benyttet som sammenligningsgrunnlag er beregnet ut fra belastningsområdet 4,3 kN – 17,2 kN. Som man ser av grafen stiger belastningen raskt, med liten relativ forskyvning, opp til ca. 50 kN før den faller ned. Fallet skyldes trolig at limfugen mellom limtre og betong løsnet ved dette tidspunktet. Denne antakelsen er basert på observasjon under forsøket. Når grafen igjen stiger, med noe slakere kurve antas det videre at denne viser oppførselen til skjærforbinderen alene.



Figur D.8 Resultat for prøvestykke 2 med Mapepoxy L-Mørtel

Utvalgte verdier fra forsøk:

Fest [kN]	F <sub>maks</sub> [kN]	V <sub>0,4</sub> [mm]	V <sub>0,1</sub> [mm]	V <sub>0,4,mod</sub> [mm]	k <sub>0,4</sub> [kN/mm]
43	53,37	0,0527	0,0150	0,0503	342,01

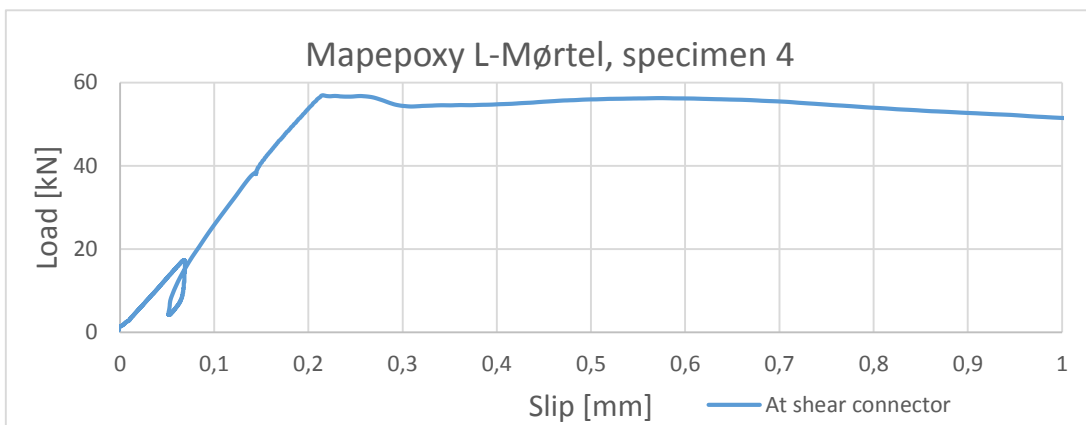


Figur D.9 Resultat fra prøvestykke 3 med Mapepoxy L-Mørtel

Utvalgte verdier fra forsøk:

$F_{est}$ [kN]	$F_{maks}$ [kN]	$V_{0,4}$ [mm]	$V_{0,1}$ [mm]	$V_{0,4,mod}$ [mm]	$k_{0,4}$ [kN/mm]
43	44,29	0,1975	0,01496	0,2434	70,65
<b>Mellom 5 og 10 kN:</b>					
		$V_{5kN}$ [mm]	$V_{10kN}$ [mm]	-	$k_{5-10kN}$ [kN/mm]
		0,019757	0,0455	-	194,23

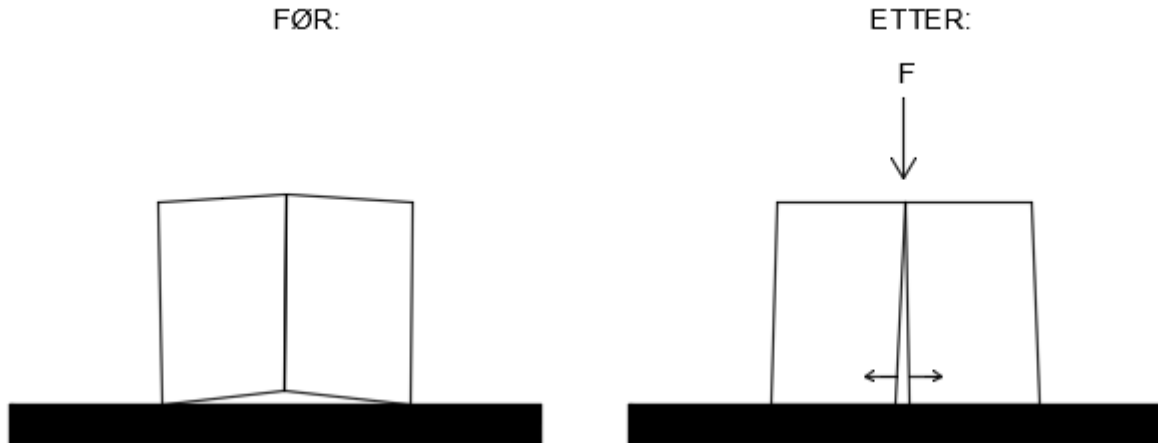
Prøvestykke nummer 3, som vist i Figur D.9, hadde dårlig oppleggsflate på betongens underside. Det var kun de ytre delene av betongen som hadde kontakt med underlaget i starten, se Figur D.11. Dette førte sannsynligvis til en rotasjon av betongplatene ved påføring av den vertikale trykklasten. Dette medførte sannsynligvis videre at limfugen ble påført strekk på tvers av kraftretningen og gikk i brudd veldig tidlig, sannsynligvis allerede ved ca. 12,5 kN. Det ble også observert opprissing av fugen ved denne belastningen (ca. 12,5 kN) og opprissingen var størst i bunnen, noe som bekrefter rotasjonen. Prøvestykke nummer 4 viser en svært stabil oppførsel som man ser av diagrammet under.



Figur D.10 Resultat fra prøvestykke 4 med Mapepoxy L-Mørtel

Utvalgte verdier fra forsøk:

$F_{est}$ [kN]	$F_{maks}$ [kN]	$V_{0,4}$ [mm]	$V_{0,1}$ [mm]	$V_{0,4,mod}$ [mm]	$k_{0,4}$ [kN/mm]
43	57,0	0,06645	0,01497	0,06865	250,5



*Figur D.11 Illustrasjon av situasjon for prøvestykke 3 med Mapepoxy L-Mørtel*

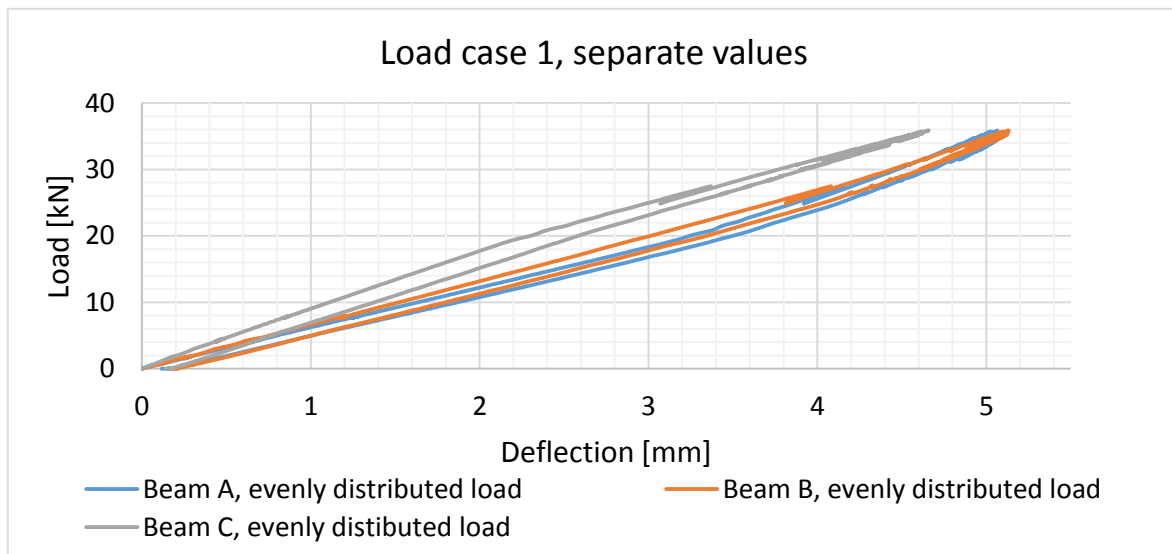
Figur D.11 viser en overdrevet versjon av situasjonen, dette for å vise prinsippet for hva som er antatt til å være grunnen til at prøvestykke nummer 3 limt med Mapepoxy L-Mørtel fikk resultater som skiller seg ut fra de andre.

## Vedlegg E Nedbøyingstest på Modell 2

I dette vedlegget presenteres resultater og illustrasjoner fra de fire forskjellige lastsituasjonene som er gjennomført i nedbøyingstesten. I tillegg inneholder vedlegget beregninger fra Excel med blant annet utregning av teoretisk bøyestivhet for Modell 2 og for en 1200 mm bred reell dekkestripe.

### Lastsituasjon 1

Figur E.1 viser målinger for hver enkelt bjelke i lastsituasjon 1. Gjennomsnittsverdien fra disse målingene er benyttet som beregningsgrunnlag.



Figur E.1 Resultat fra lastsituasjon 1

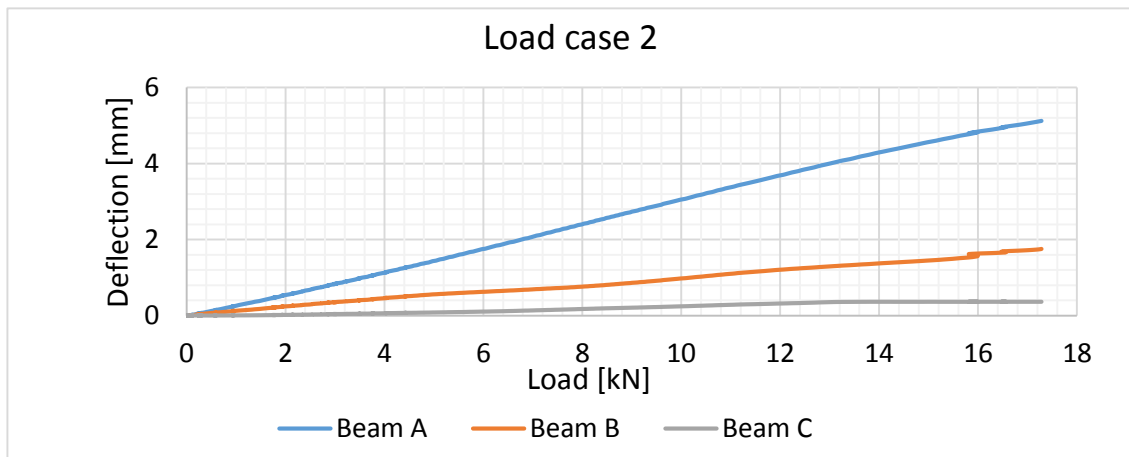
På- og avlastning foregikk i samme tempo, og man ser at forskyvningene følger tilnærmet samme kurve ved avlastning som ved pålastning, altså lineær oppførsel. Lasten ble fordelt over tverrsnittet med en lastfordeler av stål med en 10 cm bred trefiberplate under for å ta opp ujevnheter. Som man ser av Figur E.2 ligger lastmåleren oppå lastfordeleren for å registrere last undervegs i forsøket.



Figur E.2 Oppsett for lastsituasjon 1



## Lastsituasjon 2

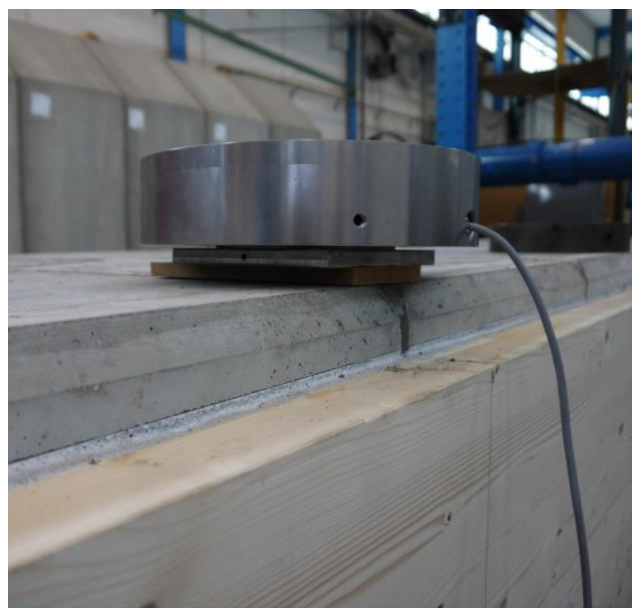


Figur E.3 Resultat fra lastsituasjon 2

Lastsituasjon 2 vises illustrert i Figur E.4 og målingene vises i Figur E.3. Disse resultatene er i hovedsak benyttet til kontroll av elementmodell i ABAQUS. Figur E.4 viser lastmåleren som ble benyttet i alle lastsituasjonene.

	w <sub>max</sub> [mm]	Relative to max
Beam A	5,124	1
Beam B	1,943	0,38
Beam C	0,359	0,07

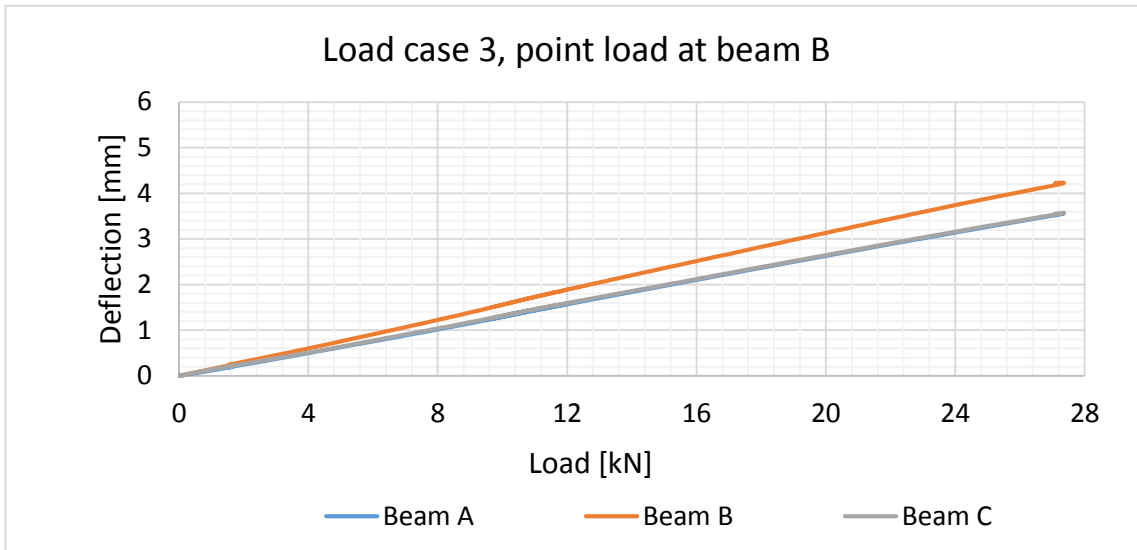
Tabellen over viser nedbøying i bjelkene og forholdet mellom bjelkene ved høyeste belastning under lasttilfelle 2, der  $F_{\max} = 17,28$  kN. Forholdstallet til de to nabobjelkene til belastet bjelke, i dette tilfellet bjelke A, kan benyttes til å anslå hvor mye av den totale kraften som tas opp av sidebjelker. I dette tilfellet tar sidebjelkene B og C til sammen opp 31 % av punktlasten basert på denne testen.



Figur E.4 Plassering av last og detalj av lastmåler



## Lastsituasjon 3



Figur E.5 Resultat fra lastsituasjon 3

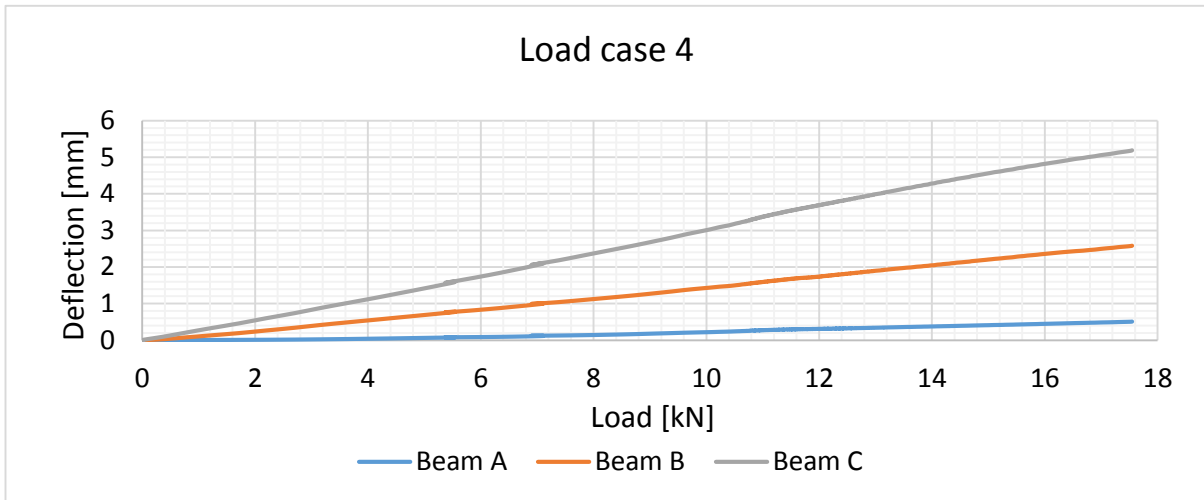
	$W_{1kN}$ [mm]	Relative to max
Beam A	0,114	0,79
Beam B	0,144	1,00
Beam C	0,134	0,93

Figur E.3 er også vist i oppgaven, se kapittel 6.3. Figur E.6 viser lastsituasjon 3 rett før testen ble gjennomført. Vekten som ble benyttet som last til forsøkene, som veide omkring 45 kN, ble senket ned på lastmåleren med kran i laben. Tabellen over viser målinger ved 1 kN belastning, som blir benyttet til å estimere nedbøyning fra 1 kN punktlast for et utvidet dekke i bredden. Flere resultater fra lastsituasjon 3 er tatt med i oppgaven.



Figur E.6 Plassering av vekt på lastmåler under lastsituasjon 3

### Lastsituasjon 4



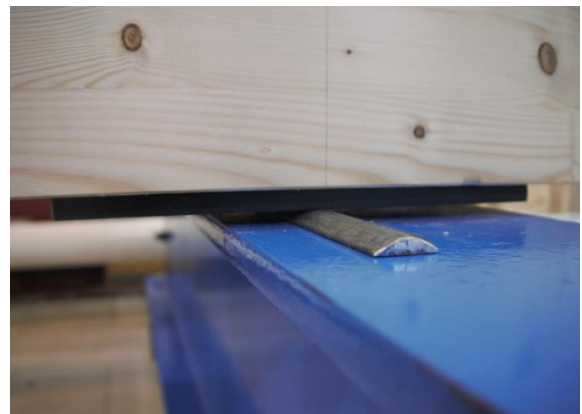
Figur E.7 Resultat fra lastsituasjon 4

Figur E.7 presenterer resultatet fra lastsituasjon 4, som viser at modellen oppfører seg relativt likt som for lastsituasjon 2. Punktet ble belastet opp til 17,55 kN, og tabellen under viser nedbøyning og forholdstall relativt mellom bjelkene sett mot forskyvning. Dersom disse forholdstallene for nedbøyning benyttes til å estimere opptak av påført last, betyr det at nabobjelkene B og A tar opp 37,5 % av påført punktlast over bjelke C. For lastsituasjon 2 er nabobjelkenes bidrag regnet på denne måten til 31 %.



Figur E.8 Lastsituasjon 4

	w <sub>max</sub> [mm]	Relative to max
Beam A	0,5405	0,10
Beam B	2,586	0,50
Beam C	5,188	1



Figur E.9 Detalj av halvmåneopplegg med stålplate

## Beregninger og resultater fra nedbøyingstest på Modell 2

Tilnærming til reell situasjon, multipliserer karakteristiske materialegenskaper til limtre med faktor 1,25 og benytter testverdier til betong. Egenskapene til skjærforbinder er reell, dvs. hentet fra skjærttest.

### Materialer

Betong			Limtre CE L40C		
f <sub>middel,test</sub> =	36,99	N/mm <sup>2</sup>	1,25*f <sub>mk</sub> =	37,5	N/mm <sup>2</sup>
			1,25*f <sub>t0k</sub> =	24,375	N/mm <sup>2</sup>
	<b>Modell som er testet</b>	<b>Reelt 1200 mm tv.snitt</b>		<b>Modell som er testet</b>	<b>Reelt 1200 mm tv.snitt</b>
h1 (mm) =	50	50	h2 (mm) =	450	450
b1 (mm) =	1190	1200	b2 (mm) =	345	230
E1 (N/mm <sup>2</sup> ) =	33000	33000	E2 (N/mm <sup>2</sup> ) =	13000	13000
A1 (mm <sup>2</sup> ) =	59500	60000	A2 (mm <sup>2</sup> ) =	155250	103500
I1 (mm <sup>4</sup> ) =	1,2396E+07	1,2500E+07	I2 (mm <sup>4</sup> ) =	2,620E+09	1,7466E+09

k<sub>04</sub>= 296300 N/mmL<sub>span</sub>= 8000 mmγ<sub>2</sub>= 1

Til beregning for modell bygget i lab	Til beregning for reelt tverrsnitt med bredde 1200 mm
k <sub>ser</sub> = 296300 N/mm	k <sub>ser</sub> = 296300 N/mm
s <sub>1</sub> = 125 mm	s <sub>1</sub> = 125 mm
EC5, B.1.3: s <sub>1</sub> er summen av forbindelsesmidler per lengdeenhet for de tre skjøteflatene.	
γ <sub>1,1</sub> = 0,839	γ <sub>1,1</sub> = 0,838
γ <sub>1,1,sls</sub> = 0,887	γ <sub>1,1,sls</sub> = 0,886
<b>Nøytralakse</b>	
a = 250 mm	a = 250 mm
a <sub>2</sub> = 112,4 mm	a <sub>2</sub> = 138,1 mm
a <sub>1</sub> = 137,6 mm	a <sub>1</sub> = 111,9 mm
a <sub>2sls</sub> = 115,8 mm	a <sub>2sls</sub> = 141,5 mm
a <sub>1sls</sub> = 134,2 mm	a <sub>1sls</sub> = 108,5 mm
<b>Effektiv bøyestivhet modell:</b>	<b>Effektiv bøyestivhet, reelt for 1200 mm bredde:</b>
E <sub>lef</sub> 9,12E+13 (Nmm <sup>2</sup> )	E <sub>lef</sub> 6,96E+13 (Nmm <sup>2</sup> )
E <sub>lef,sls</sub> <b>9,29E+13</b> (Nmm <sup>2</sup> )	E <sub>lef,sls</sub> <b>7,07E+13</b> (Nmm <sup>2</sup> )
	<b>Effektiv bøyestivhet Nmm<sup>2</sup>/m:</b>
	E <sub>lef,sls/m</sub> <b>5,89E+13</b> (Nmm <sup>2</sup> /m)

**Nedbøyingstest på Modell 2**

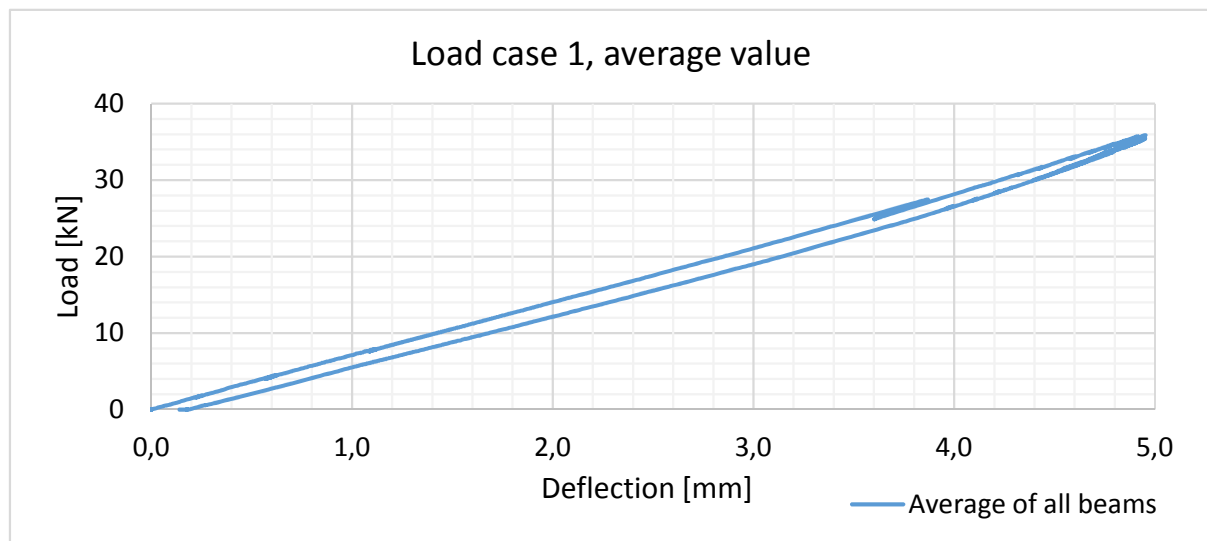
Utført mandag 04.05.2015

**Nedbøying: Estimert for linjelast kun på midten, basert på teoretisk  $EI$  ef**

Last [kN]	w [mm]	$E_{ef,sls}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$
1	0,114834	9,28875E+13	0,94
10	1,148343	9,28875E+13	0,94
25	2,870857	9,28875E+13	0,94
35	4,0192	9,28875E+13	0,94

 $E_{ef,sls} = 9,29E+13$  Nmm<sup>2</sup> $E_{l0} = 3,45E+13$  Nmm<sup>2</sup> $E_{l\infty} = 9,69E+13$  Nmm<sup>2</sup> $E_{l\text{limtre}} = 3,4058E+13$  Nmm<sup>2</sup>**Resultater fra nedbøyingstest, lastsituasjon 1 mandag 04.05.2015**

Last [kN]	Målt nedbøying [mm]			Middelverdi [mm]	Bøyestivhet [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$	Avvik Elef [%]
	Bjelke A	Bjelke B	Bjelke C				
1	0,16	0,1512	0,09945	0,137	7,79E+13	0,70	-16,11
10	1,634	1,523	1,11	1,422	7,50E+13	0,65	-19,26
25	3,859	3,719	2,988	3,522	7,57E+13	0,66	-18,49
35	4,96	5,019	4,52	4,833	7,72E+13	0,69	-16,84

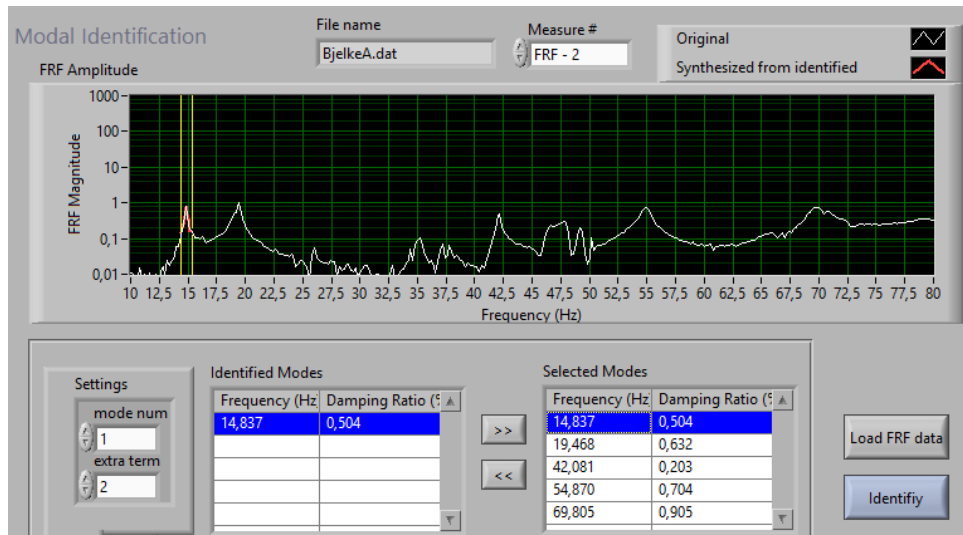
**Lastsituasjon 1, basert på gjennomsnittsverdier:**

Lastområde [kN]	$E_{ef,sls}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	Effektivitet $\eta$	Avvik fra estimert $E_{ef,sls}$ [%]
0-20	7,48E+13	0,65	-19,46
0-35	7,73E+13	0,69	-16,81
20-35	8,09E+13	0,74	-12,94
25-35	8,76E+13	0,85	-5,68

## Vedlegg F Dynamisk test

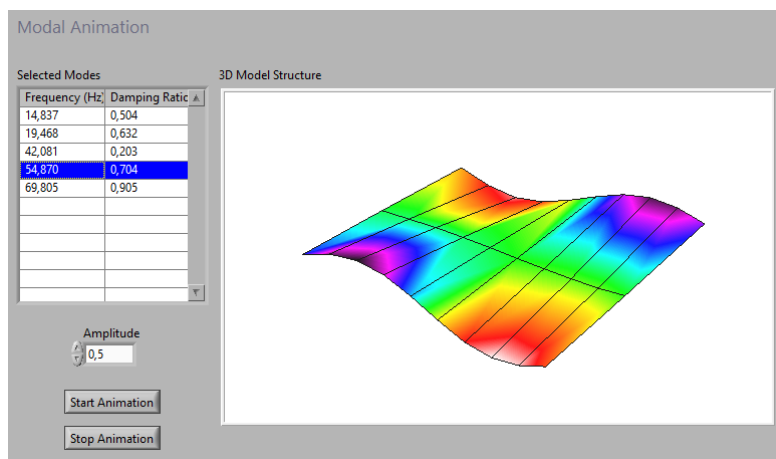
I dette vedlegget finnes en kort beskrivelse av hvordan analyse er gjennomført i LabVIEW, analytisk beregning av egenfrekvens med sammenligning mot testresultater og en bruksgrensekontroll i henhold til Eurocode 5.

### Analyse i LabVIEW



Figur F.1 Analysevinduet i LabVIEW

Figur F.1 viser analysevinduet i LabVIEW der man henter ut egenfrekvenser med tilhørende egenskaper som demping og svingeform. Egenfrekvensene hentes ut ved å lokalisere markante og gjentakende toppunkter i FRF-en (Frequency Response Function), flytte de gule linjene til disse punktene og klikke «Identify». Som man ser inneholder FRF-en mange toppunkter så man må vurdere hver enkelt med hensyn til gjentakelse i alle FRF-ene (i dette tilfellet 30 FRF-er per forsøk, samme antall som noder i aksesystemet) og hvordan svingeformen ser ut. Svingeformene fremkommer visuelt når man flytter seg over i det andre av i alt to vinduer i dette programtillegget, kalt «Modal Parameter Identification.vi», og en illustrasjon av dette vises på bildet under.

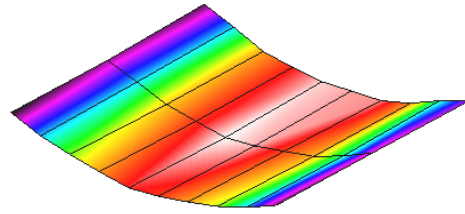


Figur F.2 Resultatvinduet i LabVIEW

**Svingeformer som er benyttet til resultater og sammenligning**

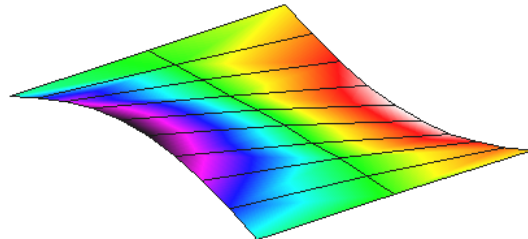
**Svingeform 1:**

$f_1 = 14,84$  Hz



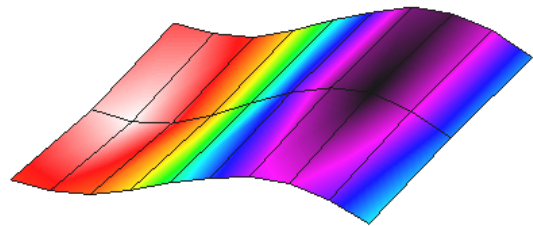
**Svingeform 2:**

$f_2 = 19,45$  Hz



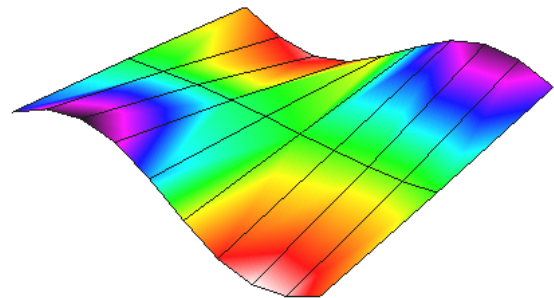
**Svingeform 3:**

$f_3 = 42,26$  Hz



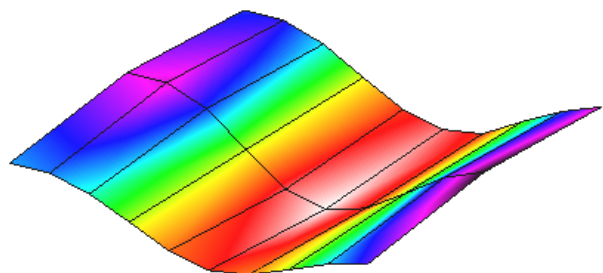
**Svingeform 4:**

$f_4 = 54,84$  Hz



**Svingeform 5:**

$f_5 = 69,78$  Hz



## **Merknad angående bruk av LabVIEW til Hammer Impact Test**

Det oppstod en del startvansker i forbindelse med installasjon og kjøring av tilleggspakken «Modal Analysis» til LabVIEW. Derfor legges denne merknaden ved for å gjøre senere forsøk enklere.

- For å kjøre programpakken som er nødvendig til å gjennomføre forsøket må man installere LabVIEW 2010.

-For studenter eller ansatte ved NTNU finnes LabVIEW 2010 hos Orakeltjenesten i DVD-format. (Mappe merket «National Instruments, Academic Software, spring 2011, Includes LabVIEW 2010, SP1». Denne inneholder en NI device driver – februar 2011, og ifølge fremgangsmåte laget av Nathalie Labonote (Modal Hammer for Dummies) skal driveren hete NI device driver – august 2010. Denne ble funnet i kopierte versjon i databasene til IT-kontoret på Materialteknisk.

Til ettertiden er nå den korrekte versjonen av LabVIEW og driver kopiert, og finnes samlet på IT-kontoret på Materialteknisk.

Merk: For å kunne kjøre programmet med tilleggspakken «Modal Analysis» må ingen nyere versjoner av LabVIEW være installert på datamaskinen.

Med rett versjonen av programmene som skal installeres, skal det være tilstrekkelig å bruke Labonnotes «Modal Hammer for Dummies» uten å være alt for begavet i datateknikk.

## Eigenfrekvens, fullskala modell

I denne delen gjennomføres en enkel beregning av 1. egenfrekvens for modellen. Denne sammenlignes med resultater fra Hammer Impact Test.

Basert på veiing av betongelementer og oppgitt vekt av limtrebjelker har modellen en masse per meter lik:

$$m_1 := 215.77 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Første svingeform har form som en halv sinusbølge, formfunksjonen  $\psi(x)$  settes derfor lik:

$$\begin{aligned} L &:= 8000\text{mm} \\ \psi(x) &:= \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \end{aligned}$$

Generalisert masse:

$$m_{\text{gen}} := \int_0^L m_1 \cdot \psi(x)^2 dx = 863.08 \text{ kg}$$

### Bøystivhet, benytter flere verdier fra nedbøyningstest og teoretisk verdi for å vurdere forskjeller.

$$EI_{\text{teoretisk.sls}} := 9.29 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Fire ulike verdier for bøystivhet er plukket ut fra lastsituasjon 1 i nedbøyningstesten. En for lastintervallet 0-20 kN, 0-35 kN, 20-35 kN og 25-35 kN. Som det viste seg fra nedbøyningstesten utviklet modellen høyere stivhet ved økende belastning. I bruksgrense vil de laveste verdiene være mest relevante.

$$EI_{\text{målt.0.20}} := 7.48 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{målt.0.35}} := 7.73 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{målt.20.35}} := 8.09 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_{\text{målt.25.35}} := 8.76 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

### Generaliserte stivheter med ulike bøystivheter

$$k_{\text{gen.teoretisk}} := \int_0^L EI_{\text{teoretisk.sls}} \cdot \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 8.837 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$



$$k_{\text{gen.målt.0.20}} := \int_0^L EI_{\text{målt.0.20}} \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 7.115 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{\text{gen.målt.0.35}} := \int_0^L EI_{\text{målt.0.35}} \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 7.353 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{\text{gen.målt.20.35}} := \int_0^L EI_{\text{målt.20.35}} \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 7.696 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$k_{\text{gen.målt.25.35}} := \int_0^L EI_{\text{målt.25.35}} \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 8.333 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

### Eigenfrekvenser første svingeform

- Basert på målinger fra nedbøyingstest:

$$f_{1.0.20} := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen.målt.0.20}}}{m_{\text{gen}}}}}{2 \cdot \pi} = 14.451 \cdot \text{Hz}$$

$$f_{1.20.35} := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen.målt.20.35}}}{m_{\text{gen}}}}}{2 \cdot \pi} = 15.029 \cdot \text{Hz}$$

$$f_{1.0.35} := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen.målt.0.35}}}{m_{\text{gen}}}}}{2 \cdot \pi} = 14.69 \cdot \text{Hz}$$

$$f_{1.25.35} := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen.målt.25.35}}}{m_{\text{gen}}}}}{2 \cdot \pi} = 15.639 \cdot \text{Hz}$$

- Basert på teoretisk bøyestivhet med bruk av  $\gamma$ -metoden i EC5:

$$f_{1,\text{teoretisk}} := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen,teoretisk}}}{m_{\text{gen}}}}}{2 \cdot \pi} = 16.105 \cdot \text{Hz}$$

- Målt egenfrekvens fra Hammer Impact Test:

$$f_{1,\text{målt}} := 14.84 \text{Hz}$$

Som fremkommer av egenfrekvenser funnet over ligger verdiene regnet ut med bruk av teoretisk bøyestivhet noe høyere enn målt egenfrekvens. Dette skyldes at teoretisk bøyestivhet, som baserer seg på resultater fra skjærtestene, generelt ligger noe høyere enn målt bøyestivhet i nedbøyningstesten. Målt bøyestivhet, avhengig av hvilket belastningsområde man baserer den på, er fra ca. 6 % til 19 % lavere. Dette gjenspeiles også i målt egenfrekvens.

$$\text{Avvik}_{\text{målt,teoretisk}} := \frac{(f_{1,\text{målt}} - f_{1,\text{teoretisk}})}{f_{1,\text{teoretisk}}} = -7.853 \cdot \%$$

Benyttes bøyestivhet funnet fra nedbøyningstesten basert på hele belastningsområdet (0-35 kN) til å beregne egenfrekvens i en sammenlikning med målt egenfrekvens i Hammer Impact Test, ser en at differansen er svært liten. I prosent blir avviket:

$$\text{Avvik}_{\text{målt,mot.f0.35}} := \frac{(f_{1,\text{målt}} - f_{1,0.35})}{f_{1,0.35}} = 1.018 \cdot \%$$

Generelt viser dette at nedbøyningstesten og resultatene derfra stemmer godt overens med resultatene fra Hammer Impact Test. Det er derimot noe mer usikkert hva den litt større differansen mellom teoretisk egenfrekvens, med grunnlag fra skjærtestene, og målt egenfrekvens skyldes.

Dette kan skyldes oppsett og utførelse av skjærtest, som kan være årsak til annen verdi for stivhet av skjærforbinderen enn hvilken stivhet som faktisk opptre i en fullskala modell. Denne stivheten benyttes i  $\gamma$ -metoden i EC5 for å beregne effektiv bøyestivhet, og er derfor avgjørende.

Resultatet fra nedbøyningstesten viser at modellens bøyestivhet øker ved økende belastning. I lastintervallent 25- 35 kN er bøyestivheten kun 5,68 % lavere enn teoretisk bøyestivhet, og egenfrekvens funnet fra dette lastintervallet har følgende avvik fra teoretisk egenfrekvens:

$$\text{Avvik}_{\text{teoretisk,mot.f25.35}} := \frac{(f_{1,25.35} - f_{1,\text{teoretisk}})}{f_{1,\text{teoretisk}}} = -2.894 \cdot \%$$

Det hadde av denne grunn vært interessant å øke belastningen i nedbøyningstesten enda noe mer, da det virker som om bøyestivheten ville fortsatt å øke litt.

For bruksgrensetilstanden har dette sannsynligvis lite å si, da en belastning på 35 kN er en relativt stor belastning på en etasjeskiller under normal anvendelse. Utfordringen ligger trolig heller i å oppnå høy stivhet også ved liten belastning.

## Brukgrensetilstanden - EC5, 7.3 Vibrasjoner

NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA2010

**7.3.3(2)** For gulv i boliger med en egenfrekvens større enn 8 Hz ( $f_1 > 8\text{ Hz}$ ) må følgende betingelser oppfylles:

$$\frac{w}{F} \leq a \quad (7.3)$$

og

$$v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)} \quad (7.4)$$

Der  $w$  er største vertikale øyeblikksnedbøyning forårsaket av en vertikal konsentrert statisk kraft  $F$  påført et hvilket som helst punkt på gulvet under hensyntaking til lastfordeling.

- Hensyntaking til lastfordeling vil i dette tilfellet gjelde kun for lastfordeling med grunnlag i modellens bredde, som er 1200 mm. Dette anses som konservativt, da en dekkekonstruksjon med større utbredelse i bredden vil ha større lastfordelende egenskaper.

Fra nedbøyningstest, lastsituasjon 3 med punktlast på midtre bjelke:

$$F := 27.51 \text{ kN}$$

$$w := 4.294 \text{ mm}$$

$$a := \frac{w}{F} = 0.156 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

**NA.7.3.3(2)** Grenseverdien for nedbøyning av gulv i boliger,  $a$  (mm/kN), settes for bjelker med spennvidde inntil 4,5 meter, avhengig av kravet til stivhet, lik:

- Normal stivhet:  $a = 0,9 \text{ mm/kN}$
- Høy stivhet:  $a = 0,6 \text{ mm/kN}$

Det er ikke nasjonale begrensninger i forbindelse med ligning (7.4), men egenfrekvensen må vurderes i forbindelse med lange spenn.

Som det fremkommer av NA.7.3.3(2) gjelder punktet for bjelker med spennvidde inntil 4,5 meter, altså en del lavere enn spennvidden på den gjeldende modellen, som er på 8 meter. En gjennomgang av ligning (7.3) og (7.4) vil allikevel bli gjennomført for å sammenligne resultater. Som det også fremkommer av punktet i nasjonalt tillegg er det egenfrekvensen som må vurderes ved lange spenn, denne finnes det nå tall på etter testen som ble gjennomført.

**Fra Hammer Impact Test:**

$$f_1 := 14.84$$

$$\zeta_1 := 0.0051$$

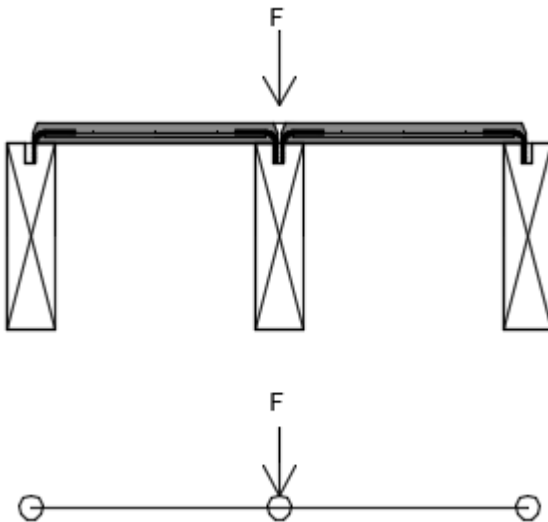
**Bøystivhet i hovedspennretningen**

Beregninger for bøystivhet av modellen finnes i vedlegg E, der estimert verdi gjelder tverrsnittet slik det fremstår: Betongplate med bredde 1190 mm, tre limtrebjelker med målene 115x450 mm og tre skjærforbindere. En reell situasjon, der forholdet mellom limtre, betong og skjærforbindere er reelt, er også beregnet bøystivhet for. Fra nedbøyningstest fremkommer at maksimalt avvik fra teoretisk bøystivhet er -19,46 %. Teoretisk bøystivhet  $EI$  vil derfor bli multiplisert med faktoren 0,8054.

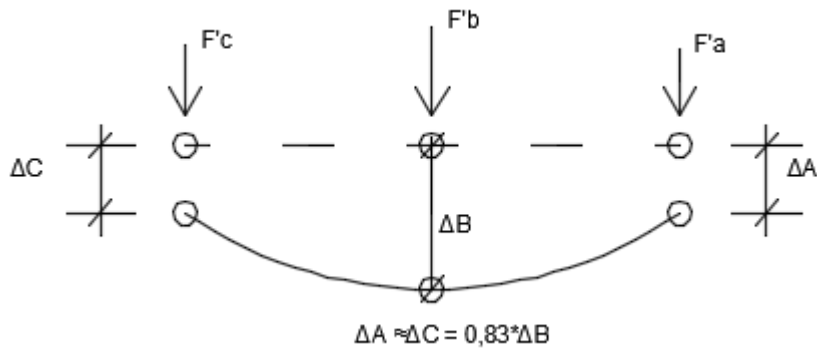
- Teoretisk bøystivhet per meter:

$$EI_{\text{teoretisk}} := 5.89 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

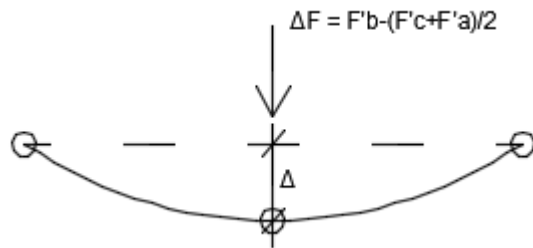
$$EI_1 := 0.8054 \cdot EI_{\text{teoretisk}} = 4.744 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

**Bøystivhet på tvers av hovedspennretningen**

Illustrasjonen ovenfor viser lastsituasjon 3 fra nedbøyningstesten som ble utført i laben 04.05.2015. Denne skal her benyttes til å gjøre et overslag på modellens bøystivhet på tvers av hovedspennretningen,  $EI_b$ , som skal benyttes til bestemmelse av  $n_{40}$  i ligning (7.7).



Figuren over viser situasjonen ved høyeste last,  $F=27,51$  kN. Resultatet fra nedbøyningstesten viste da at nedbøyningene i bjelke A og C,  $\Delta A$  og  $\Delta C$ , var omkring  $0,83 \cdot \Delta B$  som vist i figuren. Dette forholdstallet benyttes så til å fordele punktlasten, som i utgangspunktet står over bjelke B, over på alle tre bjelkene ut fra nedbøyning til hver enkelt bjelke. Vi har da fått punktlastene  $F'a$ ,  $F'b$  og  $F'c$ . Med å se på kun ekstra del av forskyvning og last midt i spennet settes situasjonen i figuren under opp:



$$\nu := 1 + 0.83 + 0.83 = 2.66$$

$$F = 27.51 \cdot \text{kN}$$

$$F_a := F \cdot \frac{0.83}{\nu} = 8.584 \cdot \text{kN}$$

$$F_c := F_a$$

$$F_b := F \cdot \frac{1}{\nu} = 10.342 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta F := F_b - \frac{(F_a + F_c)}{2} = 1.758 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta C := 3.6 \text{ mm}$$

$$\Delta B := 4.294 \text{ mm}$$

$$\Delta A := \Delta C = 3.6 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta := \Delta B - \Delta A = 0.694 \cdot \text{mm}$$

Estimert bøyestivhet i tverretningen  
på grunnlag av nedbøyningstest:

$$EI_{b.est} := \frac{[\Delta F \cdot (1200\text{mm})^3]}{48 \cdot \Delta} = 9.12 \times 10^{10} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Bøyestivhet for 1 meter betongstripe med 50 mm tykkelse uten bidrag fra armering:

$$h_{\text{betong}} := 50\text{mm} \quad b_{\text{betong}} := 1000\text{mm} \quad I_{\text{betong}} := \frac{b_{\text{betong}} \cdot h_{\text{betong}}^3}{12} = 1.042 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$E_{\text{betong}} := 33000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad EI_{\text{betong}} := E_{\text{betong}} \cdot I_{\text{betong}} = 3.438 \times 10^{11} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Som vist i overslagene er estimert bøyestivhet med utgangspunkt i nedbøyningstesten mindre enn bøyestivhet for en ren betongplate med tykkelse 50 mm og bredde 1000 mm. Dette virker sannsynlig i forhold til konstruksjonens oppbygging, med fugestøp over hver limtrebjelke. Til videre kontroll av vibrasjoner i EC5 benyttes bøyestivhet funnet fra nedbøyningstest.

$$EI_{b.est} = 9.12 \times 10^{10} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$l_{\text{span}} := \text{m}$$

$$b_{\text{floor}} := 8\text{m}$$

$$n_{40} := \left[ \left[ \left( \frac{40}{f_1} \right) - 1 \right] \cdot \left( \frac{b_{\text{floor}}}{l_{\text{span}}} \right)^4 \cdot \frac{(EI_I)}{(EI_{b.est})} \right]^{0.25} = 5.449 \quad (7.7)$$

$$m_{m2} := 160.3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$v := \frac{4 \cdot (0.4 + 0.6 \cdot n_{40})}{m_{m2} \cdot b_{\text{floor}} \cdot l_{\text{span}} + 200} = 1.403 \times 10^{-3} \quad (7.6)$$

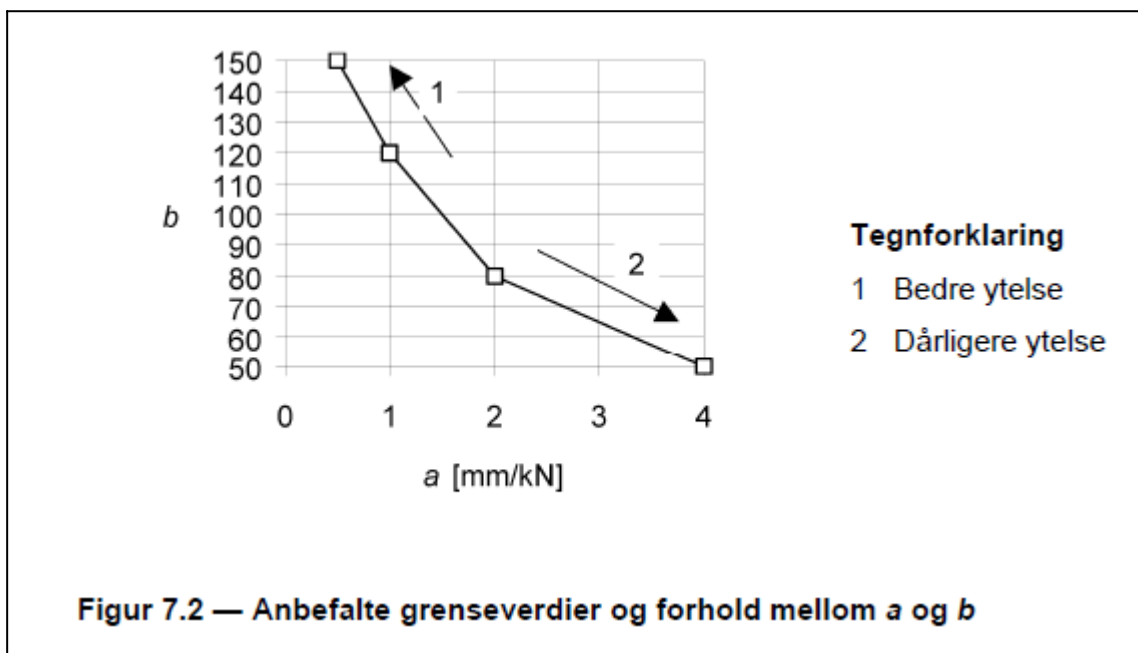
Resultatet fra ligning (7.6) settes så inn i ligning (7.4).

$$v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta_1 - 1)} \quad (7.4)$$

Ligningen kan så gjøres om slik at  $b$  kan uttrykkes på følgende vis ved å sette likhetstegn i ligning (7.4):

$$b := \exp\left[\frac{\ln(v)}{(f_1 \cdot \zeta_1 - 1)}\right] = 1220$$

I figur 7.2 i EC5 tilsvarende dette en meget høy verdi for  $b$ .

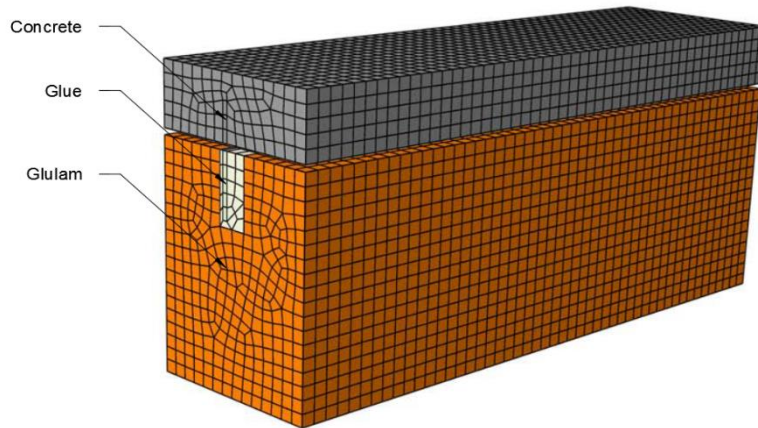




## Vedlegg G Numerisk analyse

I dette vedlegget presenteres metoder, metoder og resultater fra de numeriske analysene gjennomført i Abaqus. Alle tallverdier for materialer finnes i Kapittel 4.

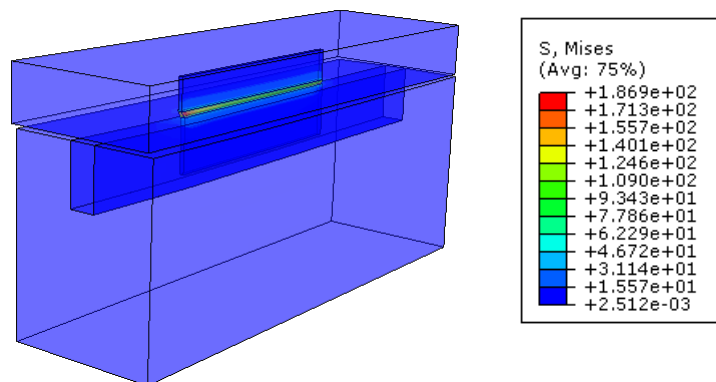
### Simulering av skjærttest



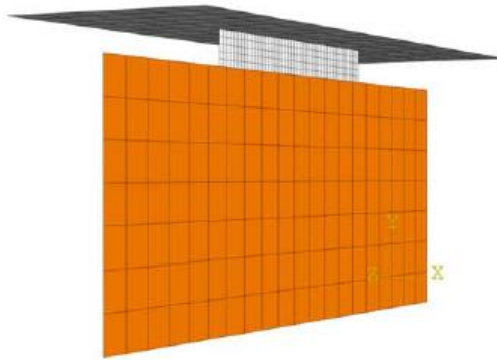
Figur G.1 Oversikt modell for svakheter

Part	Dimension [mm]	Material behaviour	Quantity	Element type
Glulam	140x180x490	Elastic Engineering constants	1	C3D8
Shear connector	4x85x220	Elastic isotropic	1	C3D8
Glue	18x24x490	Elastic isotropic	1	C3D8
Concrete	140x50x490	Elastic isotropic	1	C3D8

Tabell G.1 Oversikt deler modell for svakheter



Figur G.2 Von-Mises spenningsfordeling ved bruddlast



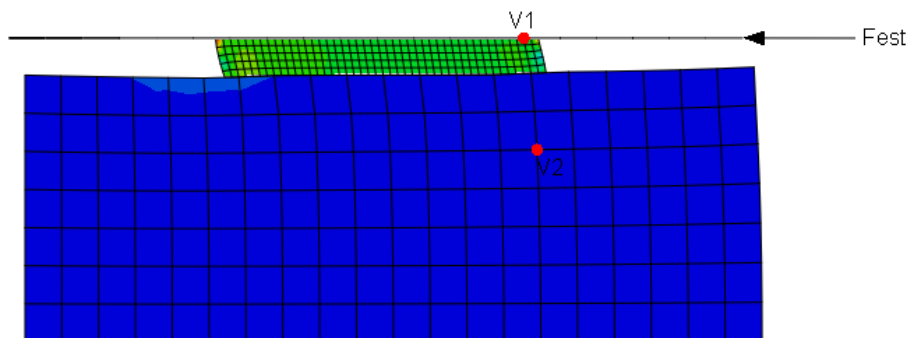
Figur G.3 Oversikt modell for kalibrering

Part	Dimension [mm]	Material behaviour	Quantity	Element type
Glulam	115x180x490	Elastic Engineering constants	1	S4
Shear connector	8x25x220	Elastic isotropic	1	S4
Concrete	140x50x490	Elastic isotropic	1	S4

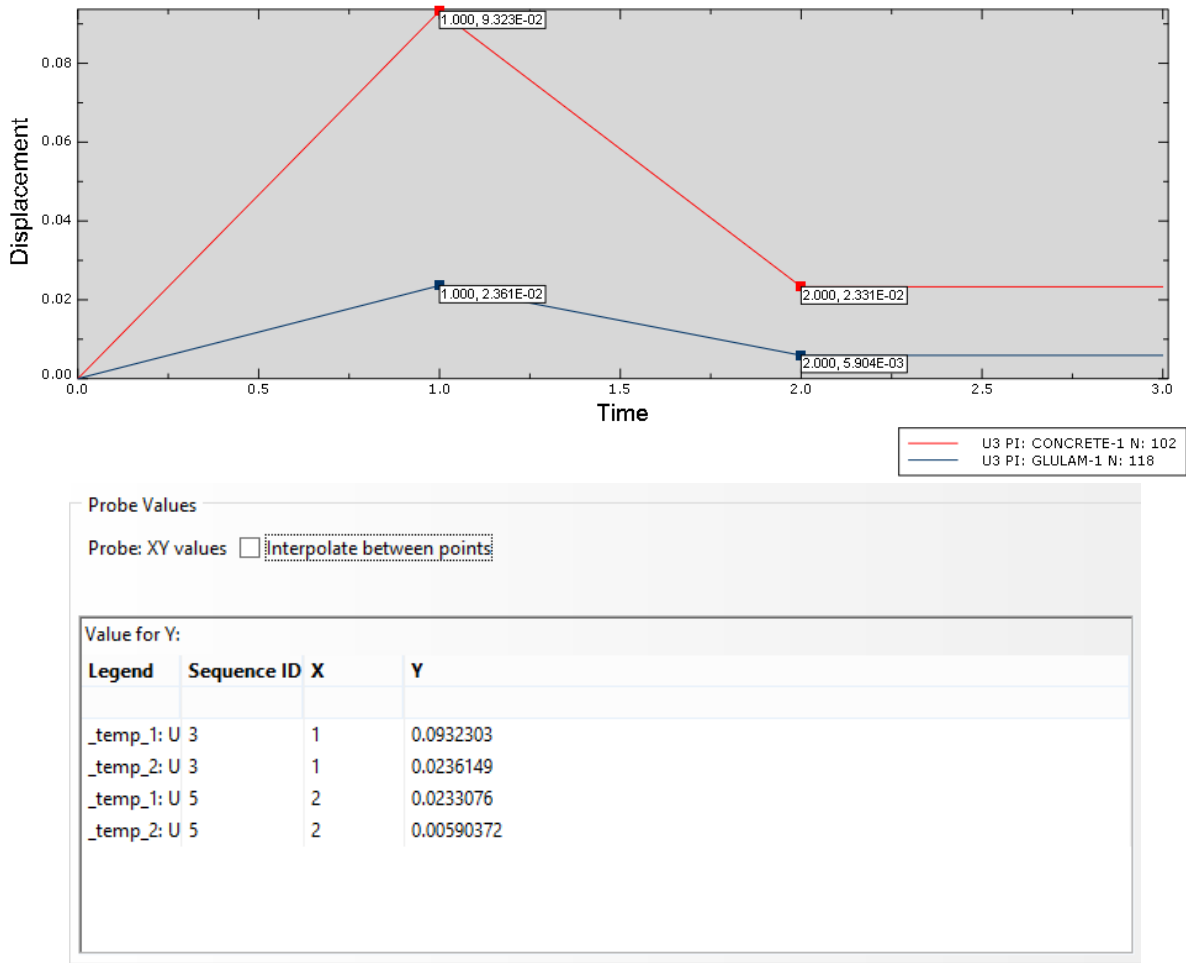
Tabell G.2 Oversikt deler modell for kalibrering

**Metode for kalibrering av stivhet:**

- Belaste modell med trykkraft på  $0,4 F_{est}$  og  $0,1 F_{est}$
- Måle relativ forskyvning til skjærforbinder ved å beregne forskyvningen mellom et punkt på betongen og et punkt på limtreet som tilsvarer måleinstrument i laboratoriet. Se Figur G.4 for plassering av målepunkter.
- Beregne glidemodul med relativ forskyvning. Se under for beregning.
- Kalibrere skjærforbinderens E-modul til beregnet glidemodul er tilnærmet lik glidemodul fra skjærttest.



Figur G.4 Oversikt skjærttest med målepunkter



Figur G.5 Forskyvningsgraf og tallverdier for E-modul på 18500 N/mm<sup>2</sup>

Beregning av glidemodul,  $K_u$ :

$$F_{est} = 51,6 \text{ kN}$$

$$E - \text{modul}_{skjærforbinder} = 23400 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{04} = 0,0932303 - 0,0236149 = 0,0696154 \text{ mm}$$

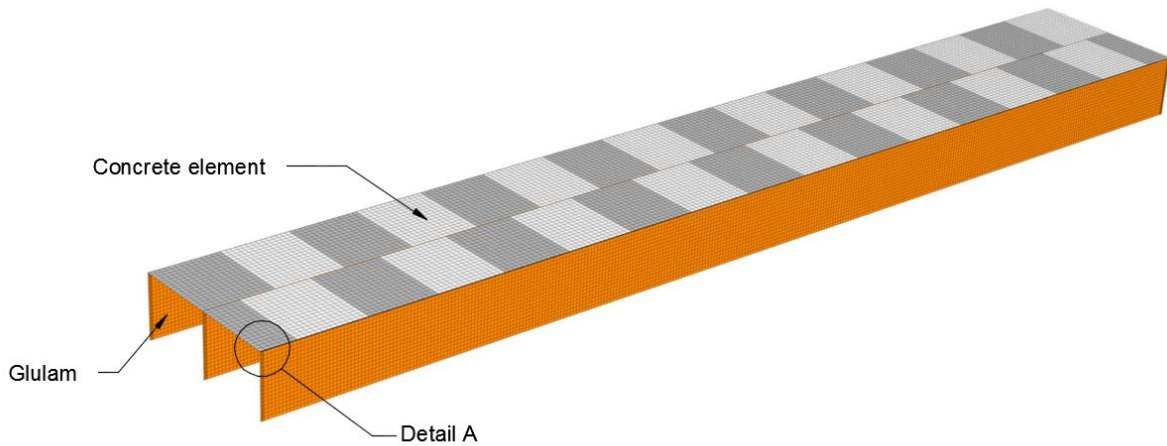
$$v_{01} = 0,0233076 - 0,00590372 = 0,01740388 \text{ mm}$$

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3}(v_{04} - v_{01}) = 0,0696154 \text{ mm}$$

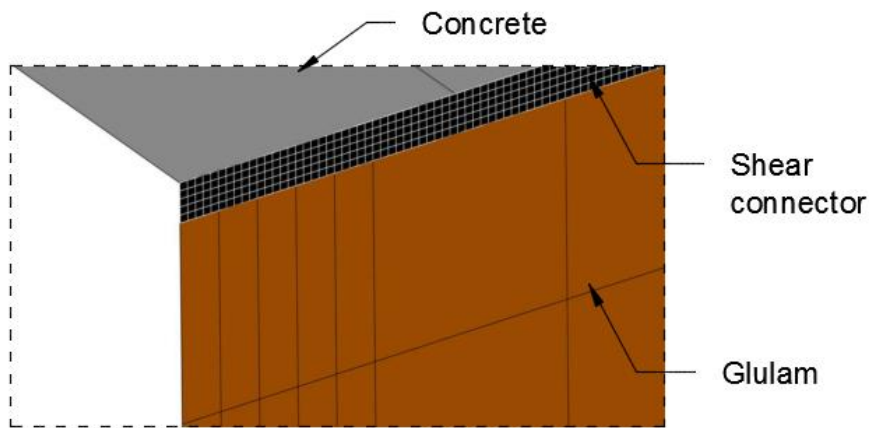
$$K_{u,kalibrering} = 0,4 \cdot \frac{F_{est}}{v_{i,mod}} = 296,5 \text{ kN/mm}$$

$$K_{u,skjærttest} = 296,3 \text{ kN/mm}$$

## Simulering av Modell 2



Figur G.7 Oversikt

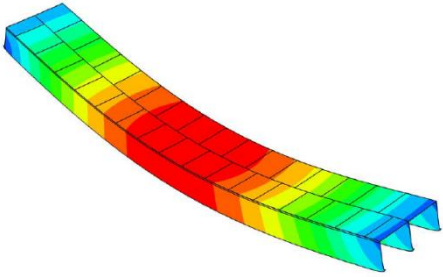
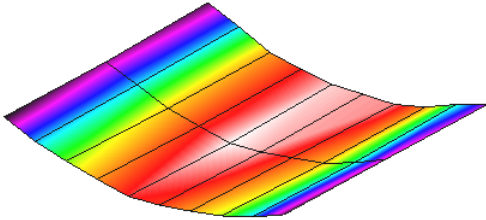
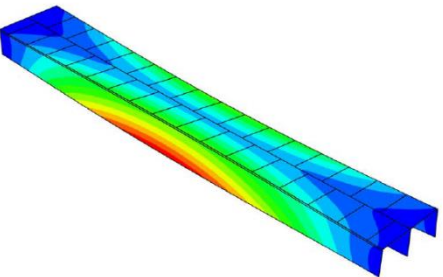
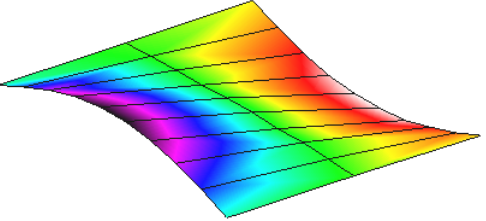
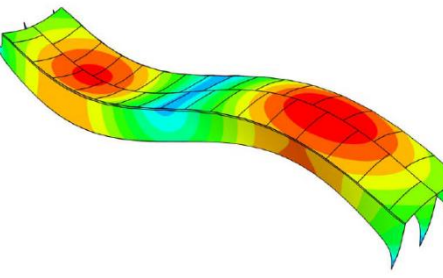
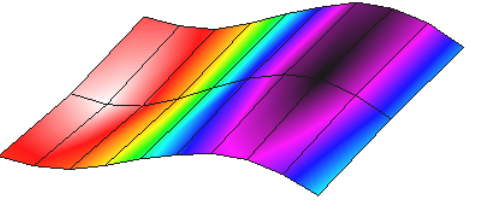
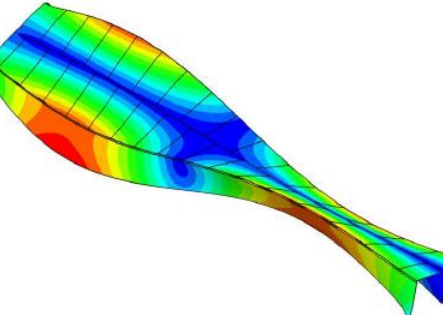
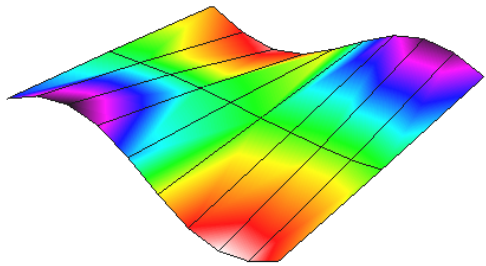


Figur G.6 Detail A

Under følger innhold og resultater fra numerisk analyse av Modell 2-S.

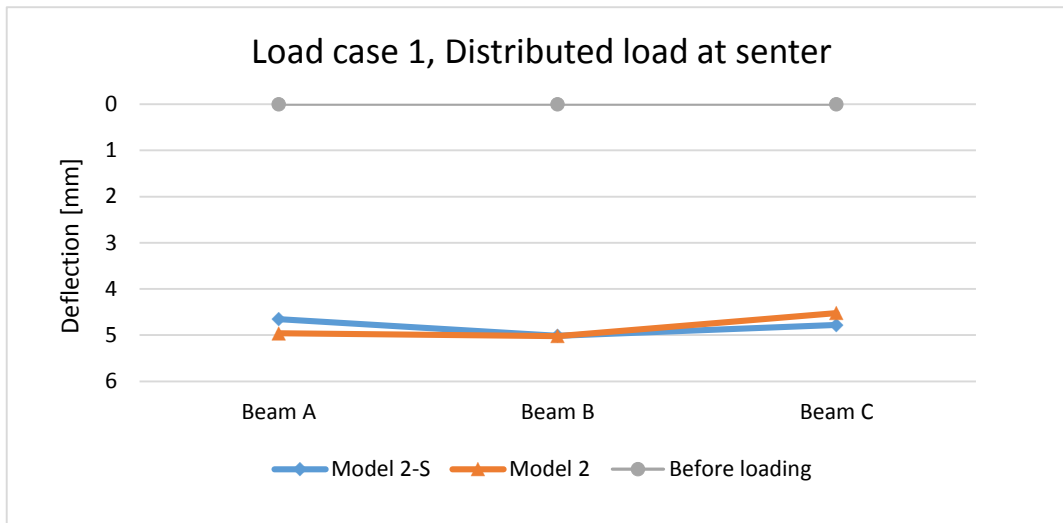
Part	Dimension [mm]	Material behaviour	Quantity	Element type
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	3	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	3	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	2	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	31	S4

Tabell G.3 Oversikt deler fullskalamodell

Mode number	Abaqus Model 2-S	LabVIEW Test results from Model 2
<b>Mode 1</b>	 <p data-bbox="520 685 687 719"><math>f_1 = 14,7 \text{ Hz}</math></p>	 <p data-bbox="1051 685 1219 719"><math>f_1 = 14,8 \text{ Hz}</math></p>
<b>Mode 2</b>	 <p data-bbox="520 1088 687 1122"><math>f_2 = 18,2 \text{ Hz}</math></p>	 <p data-bbox="1051 1088 1219 1122"><math>f_2 = 19,5 \text{ Hz}</math></p>
<b>Mode 3</b>	 <p data-bbox="520 1536 687 1570"><math>f_3 = 41,1 \text{ Hz}</math></p>	 <p data-bbox="1051 1536 1219 1570"><math>f_3 = 42,3 \text{ Hz}</math></p>
<b>Mode 4</b>	 <p data-bbox="520 1962 687 1995"><math>f_4 = 56,3 \text{ Hz}</math></p>	 <p data-bbox="1051 1962 1219 1995"><math>f_4 = 54,8 \text{ Hz}</math></p>

Figur G.8 Dynamiske resultater Abaqus og LabVIEW

- **Lastsituasjon 1: 35 kN Stripelast senter**

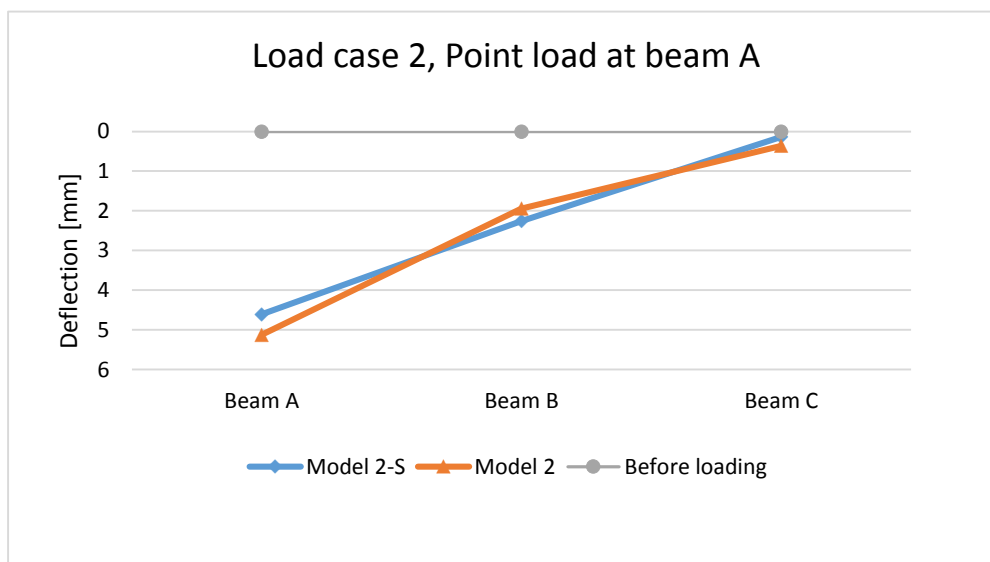


Figur G.9 Nedbøyning lastsituasjon 1 for Model 2-S og Model 2

35 kN	Test [mm]	Abaqus [mm]	Deviation [mm]
Beam A	4,96	4,65	-0,31
Beam B	5,02	5,02	0,00
Beam C	4,52	4,78	0,26

Tabell G.4 Resultater lastsituasjon 1

- **Lastsituasjon 2: 17,28 kN Punktlast bjelke A**

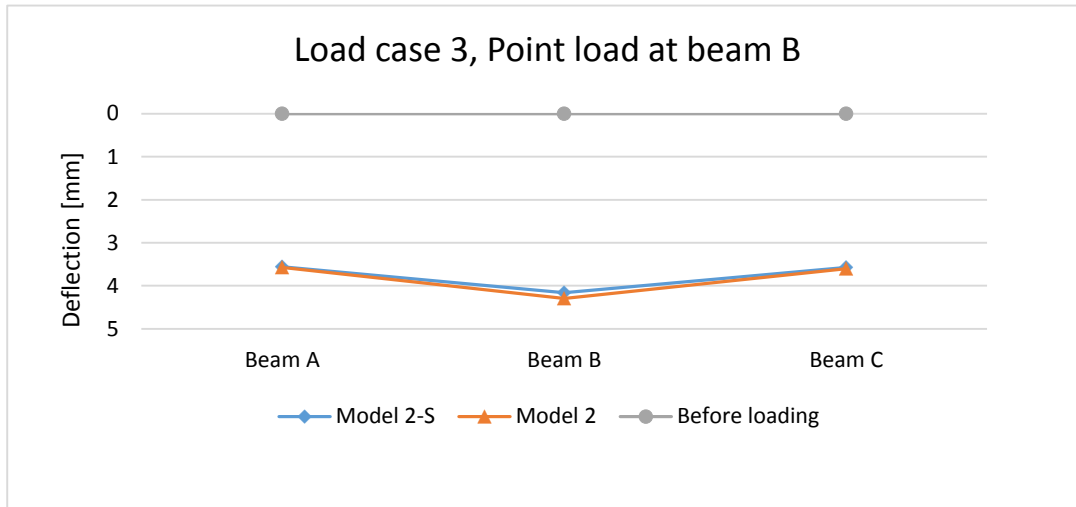


Figur G.10 Nedbøyning lastsituasjon 2 for Model 2-S og Model 2

17,28 kN	Test [mm]	Abaqus [mm]	Deviation [mm]
Beam A	5,12	4,61	-0,52
Beam B	1,94	2,26	0,31
Beam C	0,36	0,14	0,22

Tabell G.5 Resultater lastsituasjon 2

• Lastsituasjon 3: 27,45 kN Punktlast bjelke B

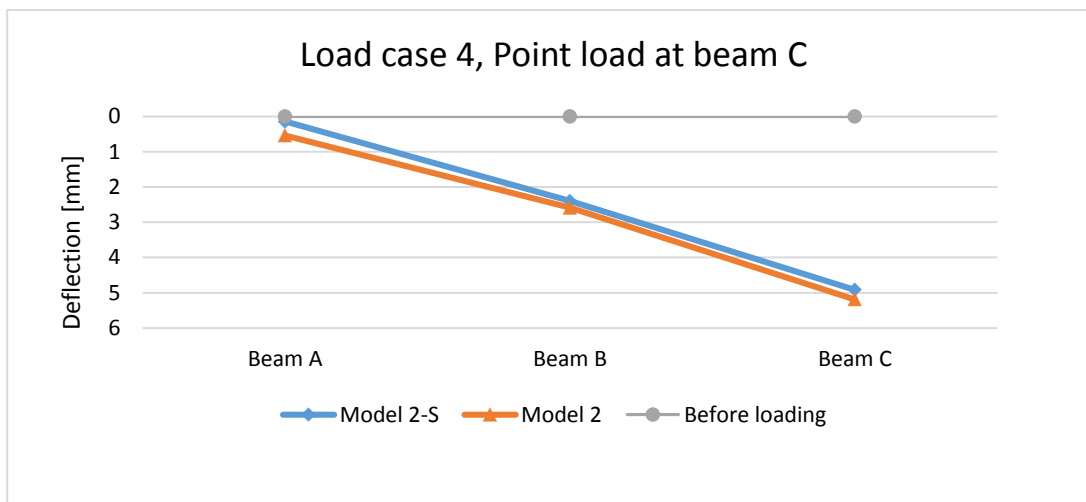


Figur G.11 Nedbøyning lastsituasjon 3 for Model 2-S og Model 2

27,45 Kn	Test [mm]	Abaqus [mm]	Deviation [mm]
Beam A	3,57	3,56	-0,01
Beam B	4,29	4,16	-0,13
Beam C	3,60	3,57	-0,03

Tabell G.6 Resultater lastsituasjon 3

• Lastsituasjon 4: 17,55 kN Punktlast bjelke C

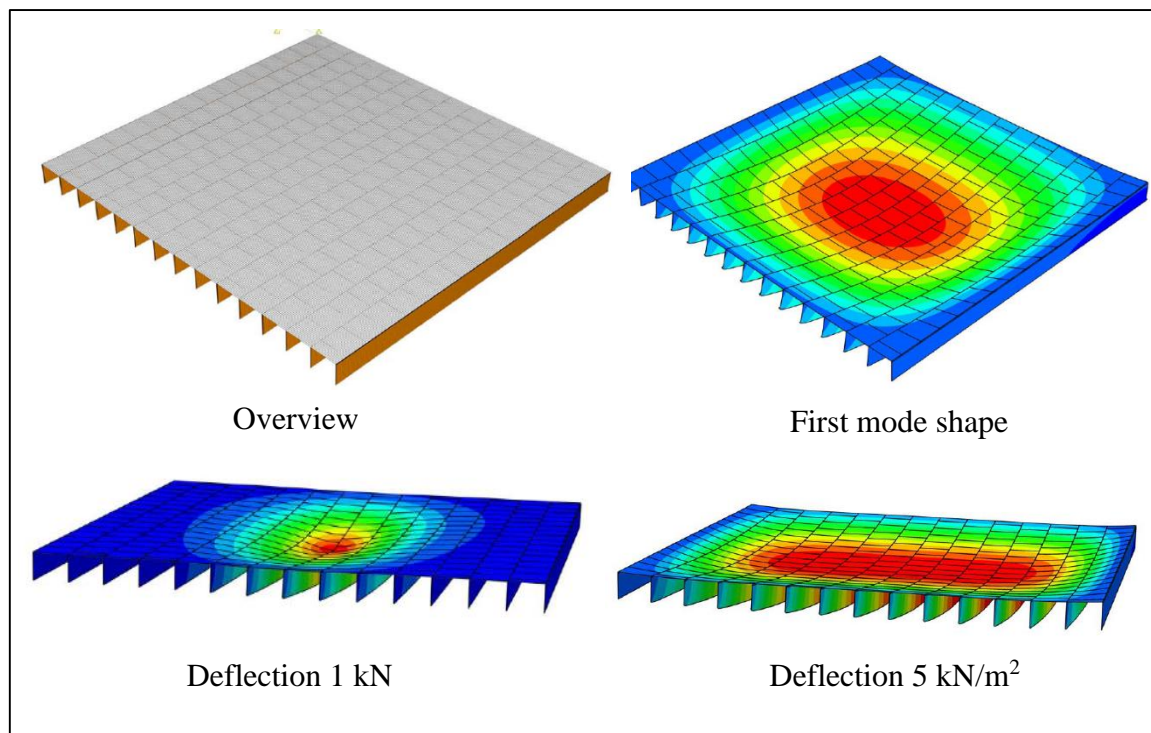


Figur G.12 Nedbøyning lastsituasjon 4 for Model 2-S og Model 2

17,55 Kn	Test [mm]	Abaqus [mm]	Deviation [mm]
Beam A	0,54	0,15	-0,39
Beam B	2,59	2,40	-0,19
Beam C	5,19	4,92	-0,27

Tabell G.7 Resultater lastsituasjon 4

## Simulering av komposittdekker



Figur G.13 Oversikt dekker ved ulike belastninger

Figur G.13 viser hvordan dekkene responderer ved ulike belastninger. Under følger tabeller med innhold og resultater for alle modellerte dekker.

### U1 - 8m x 12 m

Part	Dimension [mm]	Material behaviour	Quantity	Element type
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	21	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	21	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	20	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	310	S4

Tabell G.8 Oversikt deler U1

Floor Nr.	Lenght x width [m]	Frequency, $f_1$ [Hz]	$W_{max}$ , P = 1 kN [mm]	$W_{max}$ , Q = 5 kN/m <sup>2</sup> [mm]
U1	8 x 12	13,8	0,091	5,540

Tabell G.9 Resultater U1



**U2 - 8m x 10,2 m**

<b>Part</b>	<b>Dimension [mm]</b>	<b>Material behaviour</b>	<b>Quantity</b>	<b>Element type</b>
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	18	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	18	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	16	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	264	S4

Tabell G.10 Oversikt deler U2

<b>Floor Nr.</b>	<b>Lenght x width [m]</b>	<b>Frequency, <math>f_1</math> [Hz]</b>	<b><math>W_{max}</math>, P = 1 kN [mm]</b>	<b><math>W_{max}</math>, Q =5 kN/m<sup>2</sup> [mm]</b>
<b>U2</b>	8 x 10,2	13,9	0,096	5,504

Tabell G.11 Resultater U2

**U3 - 8m x 8,4 m**

<b>Part</b>	<b>Dimension [mm]</b>	<b>Material behaviour</b>	<b>Quantity</b>	<b>Element type</b>
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	15	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	15	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	14	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	217	S4

Tabell G.12 Oversikt deler U3

<b>Floor Nr.</b>	<b>Lenght x width [m]</b>	<b>Frequency, <math>f_1</math> [Hz]</b>	<b><math>W_{max}</math>, P = 1 kN [mm]</b>	<b><math>W_{max}</math>, Q =5 kN/m<sup>2</sup> [mm]</b>
<b>U3</b>	8 x 8,4	14,2	0,093	5,432

Tabell G.13 Resultater U3

**U4 - 8m x 6 m**

<b>Part</b>	<b>Dimension [mm]</b>	<b>Material behaviour</b>	<b>Quantity</b>	<b>Element type</b>
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	11	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	11	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	10	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	155	S4

Tabell G.14 Oversikt deler U4

<b>Floor Nr.</b>	<b>Lenght x width [m]</b>	<b>Frequency, <math>f_1</math> [Hz]</b>	<b><math>W_{max}</math>, P = 1 kN [mm]</b>	<b><math>W_{max}</math>, Q =5 kN/m<sup>2</sup> [mm]</b>
<b>U4</b>	8 x 6	14,7	0,095	5,353

Tabell G.15 Resultater U4

**U5 - 8m x 4,2m**

<b>Part</b>	<b>Dimension [mm]</b>	<b>Material behaviour</b>	<b>Quantity</b>	<b>Element type</b>
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	7	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	7	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	6	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	111	S4

Tabell G.16 Oversikt deler U5

<b>Floor Nr.</b>	<b>Lenght x width [m]</b>	<b>Frequency, <math>f_1</math> [Hz]</b>	<b><math>W_{max}</math>, P = 1 kN [mm]</b>	<b><math>W_{max}</math>, Q =5 kN/m<sup>2</sup> [mm]</b>
<b>U5</b>	8 x 4,2	15,7	0,107	4,995

Tabell G.17 Resultater U5

**U6 - 10m x 12m**

Part	Dimension [mm]	Material behaviour	Quantity	Element type
Glulam	115x450x10000	Elastic Engineering constants	21	S4
Shear connector	8x25x1000	Elastic isotropic	21	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	20	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	390	S4

Tabell G.18 Oversikt deler U6

Floor Nr.	Lenght x width [m]	Frequency, $f_1$ [Hz]	$W_{max}$ , P = 1 kN [mm]	$W_{max}$ , Q = 5 kN/m <sup>2</sup> [mm]
U6	10 x 12	9,5	0,129	11,95

Tabell G.19 Resultater U6

**U3-M - 8m x 8,4 m**

Part	Dimension [mm]	Material behaviour	Quantity	Element type
Glulam	115x450x8000	Elastic Engineering constants	15	S4
Shear connector	8x25x8000	Elastic isotropic	15	S4
Concrete	600x50x250	Elastic isotropic	14	S4
Concrete	600x50x500	Elastic isotropic	217	S4
Glulam stiffner	115x450x600	Elastic Engineering constants	14	S4

Tabell G.20 Oversikt deler U3-M

Floor Nr.	Lenght x width [m]	Frequency, $f_1$ [Hz]	$W_{max}$ , P = 1 kN [mm]	$W_{max}$ , Q = 5 kN/m <sup>2</sup> [mm]
U3-M	8 x 8,4	14,5	0,067	5,361

Tabell G.21 Resultater U3-M

## Vedlegg H Analytiske frekvensberegninger

I dette vedlegget finnes analytiske beregninger av egenfrekvenser for utvidede modeller basert på testresultater og med bruk av  $\gamma$ -metoden fra Tillegg B i Eurocode 5.

$$L_{\text{span}2} := 10\text{m}$$

$$L_{\text{span}1} := 9\text{m}$$

$$L_{\text{span}0} := 8\text{m}$$

### Betong:

$$E_1 := 33000 \cdot \text{MPa}$$

$$b_1 := 1190 \cdot \text{mm}$$

$$h_1 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 59500 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 1.24 \times 10^{-5} \cdot \text{m}^4$$

### Limtre CE L40C:

$$E_2 := 13000 \cdot \text{MPa}$$

$$b_2 := 345 \cdot \text{mm}$$

$$h_2 := 450 \cdot \text{mm}$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2 = 1.5525 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_2 := \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = 2.62 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Skjærstivhet:

$$k := 296300 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

EC5, B.1.3:  $s$  er summen av forbindelsesmidler per lengdeenhet for de to skjøteflatene.

$$s := 125\text{mm}$$

$$\gamma_{1.8\text{m}} := \frac{1}{\left[ 1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{s}{\left( k \cdot L_{\text{span}0}^2 \right)} \right]} = 0.88673$$

$$\gamma_{1.9\text{m}} := \frac{1}{\left[ 1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{s}{\left( k \cdot L_{\text{span}1}^2 \right)} \right]} = 0.90832$$

$$\gamma_{1.10\text{m}} := \frac{1}{\left[ 1 + \pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{s}{\left( k \cdot L_{\text{span}2}^2 \right)} \right]} = 0.92442$$

$$\gamma_2 := 1$$

**Avstander til nøytralakse:**

$$a := \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}$$

$$a_{2.8m} := \frac{[\gamma_{1.8m} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)]}{2 \cdot (\gamma_{1.8m} \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 115.8 \cdot \text{mm}$$

$$a_{1.8m} := a - a_{2.8m} = 134.2 \cdot \text{mm}$$

$$a_{2.9m} := \frac{[\gamma_{1.9m} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)]}{2 \cdot (\gamma_{1.9m} \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 117.3 \cdot \text{mm}$$

$$a_{1.9m} := a - a_{2.9m} = 132.7 \cdot \text{mm}$$

$$a_{2.10m} := \frac{[\gamma_{1.10m} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)]}{2 \cdot (\gamma_{1.10m} \cdot E_1 \cdot A_1 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2)} = 118.4 \cdot \text{mm}$$

$$a_{1.10m} := a - a_{2.10m} = 131.6 \cdot \text{mm}$$

**Effektiv bøyestivhet tilsvarende Modell 2 med ulike spennvidder:**

$$EI_{\text{ef.teoretisk.8m}} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_{1.8m} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_{1.8m}^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_{2.8m}^2$$

$$EI_{\text{ef.teoretisk.9m}} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_{1.9m} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_{1.9m}^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_{2.9m}^2$$

$$EI_{\text{ef.teoretisk.10m}} := E_1 \cdot I_1 + \gamma_{1.10m} \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_{1.10m}^2 + E_2 \cdot I_2 + \gamma_2 \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot a_{2.10m}^2$$

**Effektiv bøyestivhet for spennvidde 8, 9 og 10 meter:**

$$EI_{\text{ef.teoretisk.8m}} = 9.289 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Relativ økning fra 8 meter spennvidde:}$$

$$EI_{\text{ef.teoretisk.9m}} = 9.364 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2 \quad \frac{EI_{\text{ef.teoretisk.9m}} - EI_{\text{ef.teoretisk.8m}}}{EI_{\text{ef.teoretisk.8m}}} = 0.813 \cdot \%$$

$$EI_{\text{ef.teoretisk.10m}} = 9.42 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2 \quad \frac{EI_{\text{ef.teoretisk.10m}} - EI_{\text{ef.teoretisk.8m}}}{EI_{\text{ef.teoretisk.8m}}} = 1.408 \cdot \%$$

## Teoretisk analyse av utvidede modeller (U1-U6)

Vurdering av modellens kapasitet med hensyn til spennvidde og tilpasning av effektiv bøyestivhet for sammenligning med frekvenser funnet i Abaqus.

Masse for reelt tverrsnitt med bredde 1200 mm funnet fra av to limtrebjelker med egenvekt  $390 \text{ kg/m}^3$  og  $1,2 \text{ m}^2$  betong.

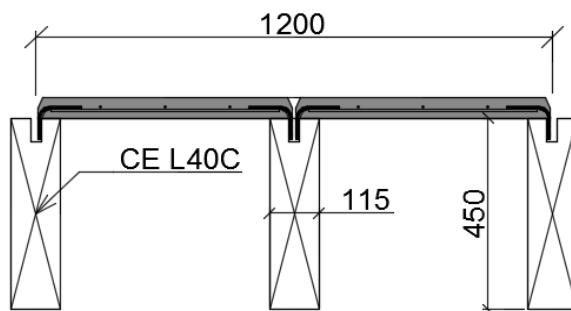
$$m_1 := 183.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$L := 8000 \text{ mm}$$

$$\psi(x) := \sin\left(\pi \cdot \frac{x}{L}\right)$$

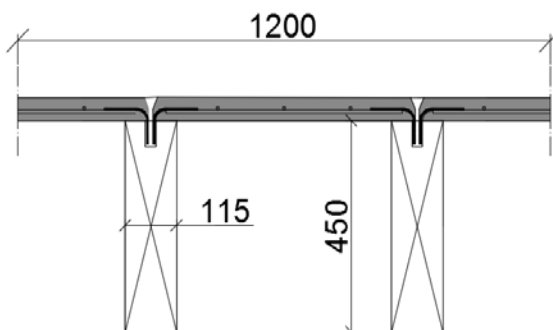
$$m_{\text{gen}} := \int_0^L m_1 \cdot \psi(x)^2 dx = 734.4 \text{ kg}$$

$$EI_{\text{ef.teoretisk.modell2}} := 9.29 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$



Utregning av effektiv bøyestivhet for et reelt tverrsnitt er gjort i Vedlegg E.

$$EI_{\text{ef.reell.1200mm}} := 7.07 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$



Empirisk bøyestivhet funnet fra nedbøyningstest:

$$EI_{\text{målt.0.35}} := 7.73 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Faktor for nedskalering av effektiv bøyestivhet finnes ved å bruke forholdstallet mellom teoretisk ve for Modell 2 og teoretisk verdi for et reelt tverrsnitt med bredde 1200 mm.

$$\eta_{\text{teori.mot.reelt2}} := \frac{EI_{\text{ef.reell.1200mm}}}{EI_{\text{ef.teoretisk.modell2}}} = 0.761$$

$$EI_{\text{ef.estimert.reell}} := \eta_{\text{teori.mot.reelt2}} \cdot EI_{\text{målt.0.35}} = 5.883 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$k_{\text{gen}} := \int_0^L EI_{\text{ef.estimert.reell}} \cdot \left( \frac{d^2}{dx^2} \psi(x) \right)^2 dx = 5.596 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_1 := \frac{\sqrt{\frac{k_{\text{gen}}}{m_{\text{gen}}}}}{2 \cdot \pi} = 13.9 \cdot \text{Hz}$$

Simulering i Abaqus for dekke U1 med spennvidde 8 meter og bredde 12 meter (tilnærmet enveisdekke) gir egenfrekvens lik 13,8 Hz, noe som samsvarer godt med analytisk resultat som presentert over.

## Med spennvidde lik 10 meter

- Teoretisk effektiv bøyestivhet skaleres opp.

$$\underline{L} := 10000\text{mm}$$

**Teoretisk effektiv bøyestivhet for spennvidde 10 meter:**

$$EI_{\text{ef.teoretisk.10m}} = 9.42 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

På grunn av lengre spennvidde øker bidraget fra skjærforbinder (basert på regnemetode i Eurocode 5), slik at effektiv teoretisk bøyestivhet også øker. Forholdet mellom teoretisk bøyestivhet for 8 meter spennvidde og 10 meter spennvidde blir her benyttet til å skalere empirisk bøyestivhet funnet fra nedbøyningstest.

$$\eta_{\text{teori.mot.reelt1}} := \frac{EI_{\text{ef.teoretisk.10m}}}{EI_{\text{ef.teoretisk.modell2}}} = 1.014$$

Skalering av empirisk bøyestivhet fra nedbøyningstest med forholdstall mellom 8 og 10 meter, det vil si estimert verdi for opptredende bøyestivhet ved 10 meter spennvidde:

$$EI_{\text{ef.est.reell.10m}} := \eta_{\text{teori.mot.reelt1}} \cdot EI_{\text{ef.reell.1200mm}} = 7.169 \times 10^{13} \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\underline{L} := 10000\text{mm}$$

$$\underline{\psi}(x) := \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right)$$

$$m_{\text{gen.10m}} := \int_0^L m_1 \cdot (\psi(x))^2 dx = 918 \text{kg}$$

$$k_{\text{gen.10m}} := \int_0^L EI_{\text{ef.est.reell.10m}} \cdot \left(\frac{d^2}{dx^2} \psi(x)\right)^2 dx = 3.491 \times 10^6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$f_{1.10m} := \sqrt{\frac{k_{\text{gen.10m}}}{m_{\text{gen.10m}}}} \cdot \frac{1}{2 \cdot \pi} = 9.8 \cdot \text{Hz}$$

Resultat fra simulering i Abaqus for Modell U6 med spennvidde 10 meter og bredde 12 meter gir egenfrekvens lik 9,5 Hz. Egenfrekvenser funnet fra analytisk fremgangsmåte sammenlignet med simulering i Abaqus stemmer derfor relativt godt med metoden som er benyttet her.



## Vedlegg I      Korrespondanse

Hei,

Det er et meget spennende prosjekt dere jobber med. De utfordringene vi umiddelbart ser her med hensyn på flyt i limet ved høyere temperaturer (brann) kan nok løses med andre komposittmaterialer, og/eller løsninger. Eksempelvis kan en fortanning av limfugen og et sementbasert lim være en løsning?

Temperaturbestandighet;

Mapepoxy L vil begynne å mykne ved ca. 70 grader C. Men den vil tåle inntil 100 grader C noe som også vil påvirkes av sandtilsetning. Typisk vil også da Mapepoxy L-Mørtel har et høyere flytepunkt. Som nevnt øverst kan man nok med en god utførelse av limfugen også benytte sementbaserte materialer som tåler langt høyere temperaturer enn materialene forøvrig.

Konsistens;

Limet kan produseres i ulike konsistenser. Det kreves bare et visst volum for at det skal være regningsvarende å utvikle og dokumentere produktet. For vider utprøving av ulike konsistenser kan det brukes et vanlig Mapepoxy L som tilsettes sand. Sanden kan endres med hensyn på både gradering og mengde. For så vidt kan man lage hjemmelagde løsninger med produkter i ulike blandingsforhold, men løsningen vil mangle dokumentasjon. Skal løsningen bli god må man finne frem til riktig produkt og konsistens som deretter produseres ferdig fra oss. Produktet vil være CE-merket og eksakt like hver gang.

Mapepoxy L: 9 kg/sett                      Egenvekt ca. 1,6 kg/l              Listepris: 170,40 kr/kg  
Rabatt 25-40% alt etter mengde og forhandlerpunkt

Mapepoxy L-Mørtel: 10,1 kg/sett      Egenvekt ca. 2,0 kg/l              Listepris: 96,00 kr/kg  
Rabatt 25-40% alt etter mengde og forhandlerpunkt

Med vennlig hilsen/ Best regards

Dan Arve

-----Opprinnelig melding-----

Fra: ola [mailto:[olafrih@stud.ntnu.no](mailto:olafrih@stud.ntnu.no)]

Sendt: 29. mai 2015 14:03

Til: Dan Arve Juvik

Emne: Fwd: SV: VS: Masteroppgave ved NTNU

Hei igjen!

Viser til telefonsamtale tidligere i dag. Sender med noen flere bilder, som ligger vedlagt. Vi skal ha en presentasjon av oppgaven vår, og løsningen vi har jobbet med, for blant annet en del aktører i byggebransjen førstkomende onsdag. Ifølge vår professor her på NTNU, Kjell Arne Malo, er det stor interesse for utviklingen av denne typen konstruksjon da det gir nye muligheter for bl.a. spennvidder med etasjeskillere bestående av i hovedsak trevirke.

Som nevnt i forrige mail er det i første rekke brann/temperaturogenskaper og pris til de benyttede limtypene Mapepoxy L og Mapepoxy L-Mørtel som er interessant for oss. Pris kan gjerne estimeres til leveransepris ved noe større prosjekter og større mengder om det er stor differanse på dette.

Videre er det interessant å høre deres mening om valg av limtype til denne oppgaven og vurdering av viskositet og evt. mulighet for å spesiallage lim til dette formålet som vi snakket om på telefon.

Montering og utførelse av konstruksjonen vil foregå omtrent slik ( her kommer et utdrag fra den foreløpige oppgaveteksten vår), se også vedlagt PDF:

- Ved oppgradering av en eksisterende etasjeskiller må gulvet i første omgang gjøres klart til utfresing av limfugespor i trebjelkene, her bør som et minimum alt på oversiden av bjelkene fjernes. Fresing av limfugespor kan gjøres med en håndholdt overfres. Ved bygging av nye etasjeskillere vil det nok være mulig å bestille limtrebjelker med ferdig utfrest limspor.
- Etter dette er det klart for å montere alle betongplatene og deretter lime hele dekket. Selve limingen burde kunne gjøres relativt effektivt ved å benytte enten en eksisterende type limsprøyte, eller så burde det eventuelt være mulig å lage et godt verktøy til dette uten for store kostnader.
- Limet vil under herding ekspandere litt, erfaringen under tilvirkning var at Mapepoxy L-Mørtel ekspanderte svært lite, slik at man bør vente en stund før neste sekvens kan starte. Slik skjøtene er utført på denne modellen må man også plassere bunnfyllingslister ned i alle skjøter som går mellom bjelkene. Dette arbeidet, som diskutert tidligere, kan muligens unngås ved en oppgradert løsning på disse skjøtene. Deretter er det klart for å fylle både langsgående og tverrgående betongskjøter med fugemørtel.

Jeg er tilgjengelig på mail og telefon alle dager fremover, og håper på svar før førstkommande onsdag.

Mvh

Ola Frihetsli  
tlf: 91667471