

Momentbærende forbindelser i limtrebjelker

Henrik Larsen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE 2012

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 11.6.2012	ANTALL SIDER: Åpen
------------------------------------	-----------------	--------------------

TITTEL:

Momentbærende forbindelser i limtrebjelker

Rigid connections in glulam beams

UTFØRT AV:

Henrik Larsen



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven har som hensikt å beregne og teste momentbærende knutepunkt i tre.

Tidligere undersøkelser rundt byggingen av høyhus i tre har alle konkludert med at dette ikke vil være mulig, uten å gjøre tiltak for å dempe svingningene man vil få i ett slikt bygg. Forslagene har vært økt masse, svingningsdempere og økt stivhet i knutepunktene.

Rapporten tester derfor ut en type momentstive knutepunkt til bruk i trekonstruksjoner. Knutepunktet benytter seg av lange treskruer, og målsetning har vært å få en høyere stivhet enn dagens løsninger.

Resultatene etter forsøksprogrammet har vist seg å være gode. Forsøk 10-12 som til slutt viste seg å bli de med høyest gjennomsnittlig kapasitet, hadde en karakteristisk stivhet fra 15 822-31 343 kNm/rad. Noe som er veldig bra med tanke på stivheten til eksisterende løsninger.

Under forsøkene har en rekke faktorer blitt endret, dette for å kunne se hvordan knutepunktet kan optimaliseres.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo
VEILEDER(E): Pål Ellingsbø
UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk (NTNU)

MASTERKONTRAKT

- uttak av masteroppgave

1. Studentens personalia

Etternavn, fornavn Larsen, Henrik	Fødselsdato 12. jun 1988
E-post	Telefon 41626201

2. Studieopplysninger

Fakultet Fakultet for Ingeniørvitenskap og teknologi	
Institutt Institutt for bygg, anlegg og transport	
Studieprogram Bygg- og miljøteknikk	Studieretning Prosjektering av konstruksjoner

3. Masteroppgave

Oppstartsdato 17. jan 2012	Innleveringsfrist 12. jun 2012
Oppgavens (foreløpige) tittel Testing av momentbærende knutepunkter	
Oppgavetekst/Problembeskrivelse Studenten skal teste og beregne kapasiteten til aktuelle knutepunkt i tre. Oppgaven skal løses ved bruk av beregningsmetoder og lab.	
Hovedveileder ved institutt Professor Kjell A Malo	Medveileder(e) ved institutt
Merknader 1 uke ekstra p.g.a påske.	

4. Underskrift

Student: Jeg erklærer herved at jeg har satt meg inn i gjeldende bestemmelser for mastergradsstudiet og at jeg oppfyller kravene for adgang til å påbegynne oppgaven, herunder eventuelle praksiskrav.

Partene er gjort kjent med avtalens vilkår, samt kapitlene i studiehåndboken om generelle regler og aktuell studieplan for masterstudiet.

.....
Sted og dato

.....
Student

.....
Hovedveileder

Originalen lagres i NTNUs elektroniske arkiv. Kopi av avtalen sendes til instituttet og studenten.

Forord

Denne rapporten er en del av det avsluttende arbeidet av sivilingeniørutdanningen innen bygg- og miljø teknikk ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk Naturvitenskapelig Universitet (NTNU) våren 2012. Den skal representere 20 ukers arbeid, tilsvarende 30 studiepoeng.

Rapporten inneholder bakgrunns informasjon, beregninger og testresultater for ett momentstivt knutepunkt i tre som er under utvikling ved NTNU.

Knutepunktet benytter seg av store treskruer, og målet er å oppnå en høyere rotasjonsstivhet, som vil gjøre byggingen av høyhus i tre enklere.

For å sjekke kapasiteten og oppførselen til knutepunktene har man benyttet seg av regnereglene gitt i Eurokode 5, samt tester i lab.

Jeg ønsker å takke veileder Kjell Arne Malo, ved institutt for konstruksjonsteknikk for god veiledning og hjelp underveis.

Jeg vil også takke Pål Ellingsbø for veiledning i labben, samt Haris Charalambos Stamatopoulos for god hjelp til utregning av duktilitets faktorer.

TRONDHEIM, 4/6-2012

Henrik Larsen

Summary

The intention of this thesis is to estimate and test the moment-bearing capacity of joints in glulam.

Earlier studies on wooden high risers have all concluded that this would not be possible without measures to reduce the eigenfrequency of the building. The proposals have been to increase mass, vibration dampers, and to increase stiffness in the joints.

This report tests a new type of stiff connection, which uses long screws instead of the regular dowel connection. The aim has been to obtain higher stiffness than the current solutions.

The results after the testing program have proven to be good. Test 10-12 ultimately proved to be the tests with the highest average capacity, and had a characteristic stiffness between 15 822-31 343 kNm/rad. This is very good considering the stiffness of current solutions.

During the experiments, a number of factors have been changed in order to see how the junction can be optimized.

The angle of the screws has changed from 20 degrees in test 1-3 to 15 degrees to the fiber direction in test 7-12. This was done to make room for longer screws, and to increase the withdrawal capacity of the screws. The longer screw length increased capacity drastically, and even with an effective length of 1000 mm in test 4-12, the failure came as a result of withdrawal of the screws. It was found that by lowering the angle of the screws on the tension side, the stiffness of the connection was reduced.

On the pressure side of the beam, the angle of the screws was changed from 20 degrees in fiber orientation in test 1-6, to 45 degrees to the fiber direction in test 7-12. This is to see how the shear crack that develops off the center of the beam can be reduced. Tests conducted that a larger angle on the fiber direction show less deformation due to shear stresses, and it has higher stiffness.

Formulas for axial neutral axis, rotational stiffness, and capacity for the connection have been derived. The formula for the axial neutral axis and capacity gives values close to those obtained in the experiments. The formulas for the rotational stiffness have been shown to have no correlation with the results of the tests.

The rules for the minimum center distance given in Eurocode 5 are limited to a maximum diameter of 12 mm. The screw that has been used has a diameter of 20 mm, so the rules given in the standard tests have proven to be conservative.

The withdrawal capacity given in Eurocode 5 is also limited to screws with a diameter between 6-12 mm, so the screws are therefore outside the defined area, and the tests demonstrated that the rules give reasonable answers.

Sammendrag

Denne oppgaven har som hensikt å beregne og teste momentbærende knutepunkt i tre.

Tidligere undersøkelser rundt byggingen av høyhus i tre har alle konkludert med at dette ikke vil være mulig, uten å gjøre tiltak for å dempe svingningene man vil få i ett slikt bygg. Forslagene har vært økt masse, svingningsdempere og økt stivhet i knutepunktene.

Rapporten tester derfor ut momentstive knutepunktet i trekonstruksjoner. Knutepunktene benytter seg av lange treskruer, og målsetning har vært å få en høyere stivhet enn dagens løsninger.

Resultatene etter forsøksprogrammet har vist seg å være gode. Forsøk 10-12 som til slutt viste seg å bli de med høyest gjennomsnittlig kapasitet, hadde en karakteristisk stivhet fra 15 822-31 343 kNm/rad. Noe som er veldig bra med tanke på stivheten til eksisterende løsninger.

Under forsøkene har en rekke faktorer blitt endret, dette for å kunne se hvordan knutepunktet kan optimaliseres.

Vinkelen har blitt endret fra 20 grader i test 1-3 til 15 grader på fiberretningen i test 7-12. Dette for å kunne få plass til lengre skruer, og for å øke utrivningskapasiteten til skruene. Den lengre skruelengden økte kapasiteten drastisk, og selv med en effektiv lengde på 1000 mm i test 4-12 var det utrivningskapasiteten som var dimensjonerende. Ved å gjøre vinkelen på trykkskruen mindre, reduserte man stivheten til knutepunktet noe.

På trykksiden av bjelken varierte man vinkelen på skruene fra 20 grader på fiberretningen i test 1-6, til 45 grader på fiberretningen i test 7-12. Dette for å se hvordan skjærsprekken som utvikler seg i senter av bjelken kan reduseres. Tester utført med en større vinkel på fiberne har tydelig høyere stivhet, og mindre deformasjoner som følge av skjærspenningene.

Man har utledet formler for aksial nøytralakse, rotasjonsstivhet og kapasitet. Formlene for aksial nøytralakse og kapasitet gir verdier nærme de man fikk i forsøkene. Mens formlene for rotasjonsstivhet har vist seg og ikke ha sammenheng med resultatene fra testene.

Reglene for minste senteravstanden gitt i Eurokode 5, er begrenset til en maksimal diameter på 12 mm. Skruene vi har benyttet har en diameter på 20 mm, reglene gitt i standarden har etter tester vist seg å være konservative.

Uttrekkkapasiteten gitt i eurokode 5, er også begrenset til skruer med diameter fra 6 mm til 12 mm. Vi derfor utenfor det definerte området, på tross av dette har testene vist at reglene gir fornuftige svar.

Innhold

Forord	4
Summary	5
Sammendrag	6
1. Introduksjon	9
1.1 Tre som konstruksjons materiale	10
1.1.1 Egenskaper	10
1.1.2 Bæresystem i tre	10
2 Limtre historie	11
3 Tre og miljø.....	13
4 Produksjon av limtre	14
5 Styrkeegenskapene til tre.....	15
5.1 Strekkfasthet	16
5.2 Trykkfasthet/Svilleteyrykk.....	16
6 Konvensjonelle knutepunkt.....	17
7 Knutepunktet som skal testes	18
8 Skruene.....	21
9 Uttrekkskapasiteten til skruene	23
10 Minste avstander for aksialbelastede skruer	25
11 Utleddning av avstand til nullpunkt og rotasjonsstivhet.....	26
12 Test prosedyren.....	30
13 Bestemme densitet og fuktinnhold.....	31
14 Resultater	33
14.1 Test resultater fra test 1-3.....	33
14.2 Test resultater fra test 4-6.....	37
14.3 Test resultater fra test 7 og 9	39
14.4 Test resultater fra test 10-12.....	41
14.5 Testing av skruene benyttet på strekksiden.....	44
15 Evaluering av resultatene	45
15.1 Minsteskrueavstand	45
15.2 Skjærsprekk	46
15.3 Utrivning.....	46
15.4 Sammenlikning av alle resultatene	47
15.4.1 Duktilitet i forbindelsen.....	49

16	Konklusjon	51
17	Forslag til videre arbeid	52
18	Referanser	53
19	Figurliste	54
20	Tabeller.....	55
	Vedlegg 1	56
	Beregninger av kapasiteter og rotasjonsstivhet test 1-3	56
	Vedlegg 2	59
	Beregninger av kapasiteter og rotasjonsstivhet test 4,5,6,7,9	59
	Vedlegg 3	61
	Beregninger av kapasiteter og rotasjonsstivhet test 10,11 og 12.....	61
	Vedlegg 4	63
	Beregning av duktilitets parametrene.....	63
	Vedlegg 5	66
	Sammenlikning av deformasjoner etter brudd test 1-12.....	66
	Vedlegg 6	67
	Resultat fra densitets prøver	67

1. Introduksjon

Trevirke er det tradisjonelle byggematerialet i Norge og har til tider vært enerådende, mye på grunn av vår gode tilgang og mye på grunn av trevirkets bruksegenskaper. Tre er sterkt, lett formbart og fornybart noe som bare vil bli viktigere med tiden. Bruksområdene til tre har varierte mye med tiden og materialet har med tiden tapt og vunnet bruksområder i byggeindustrien.[4] I dag ser vi en liten revolusjon av bruken av massivtre og limtre, både som massive limtredragere i bruer og større bygg, og som massive ferdigdekker. Mye av grunnen til utviklingen av bruken av tre i større konstruksjoner, revisjoner av forskrifter samt økt fokus på miljø.[2]

Det har lenge vært et ønske om å utvide bruksområdet til byggematerialet tre. Ønsket har vært å bruke tre som materiale i høyhus.

Det har blitt gjort flere undersøkelser på temaet, Sweco og Moelven gjorde i 2011 en mulighetsstudie av ett høyhus i Kirkenes. Her konkluderte med at høyhus i tre er fullt mulig, men at man bør gjøre en svingningsanalyse, akselerasjonsberegninger og en vindanalyse i tunnel. [3]

Etter dette har det blitt gjort flere undersøkelser på svingningene på høye trehus. Der seneste er gjort av Skaaren og Neset høsten 2011, denne undersøkelsen konkluderer med at egenfrekvensen til trehusene blir for høy, og at svingedempende tiltak må gjøres for at høyhus i tre skal kunne bli realisert. Noen av forslagene undersøkelsene kom frem til er bruk av svingedemper, tilføre masse til bygningen og økt stivhet til knutepunktene.[9]

Ved utvikling av innfestning til en tidevannsturbin, ble ett knutepunkt som benyttet seg av lange treskruer testet. Resultatene fra testene var overraskende gode, og bladene til turbinen ble festet ved bruk av skruer.[12]

Denne oppgaven skal se på muligheten til bruk av lange treskruer i knutepunkt i bygninger, for økt stivhet. Dersom man oppnår god stivhet, vil dette være med på å kunne gjøre byggingen av høye trehus mulig.

1.1 Tre som konstruksjons materiale

1.1.1 Egenskaper

Tre er et levende organisk materiale. På grunn påvirkning under vekst, samt store forskjeller i egenskapene til forskjellige tresorter vil fasthetsegenskapene til trevirke variere mye. Tre er også ett ortotrop materiale noe som betyr at det har forskjellige egenskaper i forskjellige retninger.[5]

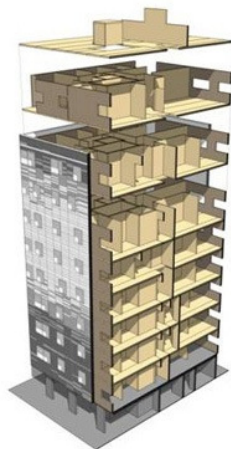
1.1.2 Bæresystem i tre

Ved bygging av tradisjonelle norske trehus har men vanligvis brukt et bæresystem bestående av bindingsverk i tre, metoden har sine begrensinger og det bygges svært få hus over 3.etasjer ved bruk av denne metoden.[4]

Man sitter da igjen med hovedsakelig to typer bæresystem.

- Bokssystem/ massivtreelementer
- Søyle –bjelkesystem

Ved bygging av hus med massivtreelementer lar man vegger og gulv være bærende elementer i konstruksjonen. På grunn av mange interne vegger, vil konstruksjonen bli svært stiv slik at dynamiske problemer ofte unngås. Brann og lyd er også godt ivaretatt ved bruk av massivtre. Bygget kan også lages av moduler slik at man får en enkelt og rask montasje. Ulempene ved bruk av metoden er lite spillerom for spennende arkitektur, samt høy egenvekt. [3] Det høyeste bygget bygget ved bruk av denne metoden er Murray Grove i London. Bygget er på ni etasjer, og montasjetiden var på 27 dager.[6] Det siste bæresystemet er et søyle-bjelkesystem i limtre, systemet er utbredt og er det mest brukte systemet ved bruk av andre materialer. Bæresystemet har bærende søyler og bjelker i limtre, der knutepunktene blir satt sammen ved bruk av f.eks skruer, dybler og gjerne stål. Systemet gir større frihet ved valg av design.[3] Det er denne typen bæresystem som er valgt på høyhuset i Kirkenes.[3]



FIGUR 1 EKSEMPEL PÅ BOKSSYSTEM

2 Limtre historie

Limtreteknikken ble utviklet rundt århundreskifte av en Tysker med navn Otto Karl Friedrich Hetzer. Otto tok sin første patent på rette limtredragere i Sveits i 1901, og i 1906 fikk han patentet på større limtre buer. Dette var begynnelsen på limtre dragere over store spenn.[11]

De første limtrekonstruksjonene ble importert til Norge i 1916, dette ble gjort av dr. ing. Guttorm Brekke. Brekke kjøpte rettighetene for produksjon og salg av limtrekonstruksjoner til Norge, Sverige og USA i 1916 og lærte seg teknikker og produksjonsmetoder hos Hetzer før han startet sin egen fabrikk på Mysen i Østfold. Fabrikken leverte bygningsdeler til over 300 bygninger på 8 år og hadde levert bjelker med spennvidde på opptil 50 m.[11]

Da 1.verdenskrig endte i 1918 ble stål, igjen tilgjengelig som konstruksjonsmateriale, og dette i kombinasjon med dårlige tider gjorde at fabrikken ble stengt i 1924. Kort tid etter brant fabrikken, og den ble aldri bygd opp igjen.[11]

Etter at Brekke la ned sin produksjon, tok det mange år før man igjen fikk limtreproduksjon i Norge. I Sverige hadde man klart å holde produksjon i gang siden 1913, og fremt til 1959 hadde de monopol i Skandinavia. Dette året startet Moelven bruk limtrefabrikken, A/S Laminator. Fabrikken gjorde det bra og har drevet solid drift frem til i dag. Laminator skiftet i 1974 navn til Moelven Limtre A/S, og i 1982 kjøpte de opp limtre fabrikken i Töreboda. Fabrikken Moelven Töreboda Limträ AB har drevet kontinuerlig drift siden 1919, selv om de hadde de samme problemene som Guttorm Brekke i 1925 unngikk de konkurs. Den kontinuerlige driften har medført at fabrikken er den eldste limtre produsenten i verden.[11]

Bilde under viser sentralstasjonen i Stockholm. Bygget ble bygd i 1925, og var en av de første store leveransene fra Töreboda.[11]



FIGUR 2 SENTRALSTASJONEN I STOCKHOLM

På grunn av mangelen på en Norsk leverandør var limtre ett lite brukt materiale frem til 1960-årene, men deretter har produksjonen i de nordiske landene økt jevnt og ligger i dag på rundt 200 000 m³ hvorav omtrent halvparten eksporteres. Det norske forbruket lå for 10 år siden i området 30-35000 m³ pr. år, 60 % av dette går til husbyggingssektoren, men etter hvert har man sett en større bruk i brubygging og idrettshaller.[11]

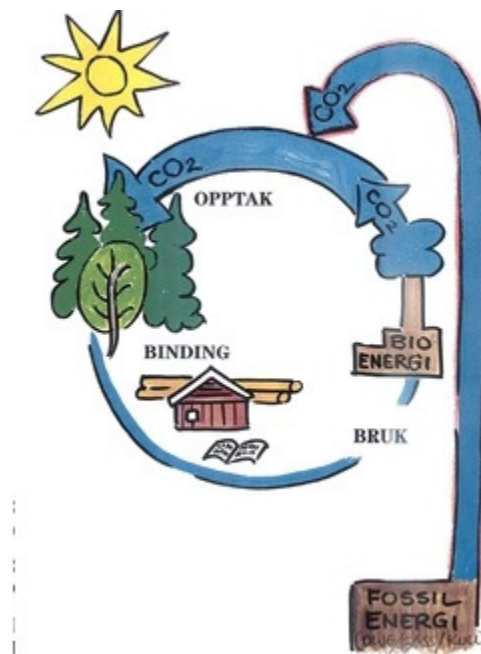
Limtrekonstruksjoner har generelt rask monterings tid av forhåndstilpassede deler, men setter ofte krav til kranutstyr. En av fordelene trekonstruksjoner har, er at konstruksjonene kan bære full last umiddelbart etter montering. Ved bygging i betong må man sette av tid til herding før konstruksjonen belastes.[11]

3 Tre og miljø

Tre er en fornybar ressurs, noe som innebærer at man i teorien har ett byggemateriale som også er tilgjengelig i fremtiden. Dette krever selvfølgelig bærekraftig drift av skogen, og planting etter hogst. I Norge har man i dag, stor overvekst i forhold til uttak av tømmer. Dette medfører at Norske skoger gror igjen, og at det åpne fjellandskapet man hadde før, nå gror igjen.[2]

Produksjonen av limtre krever svært lite energi, og vil sammenliknet med stål kun bruke 1/6 av energimengden ved produksjon og montasje. Limtre består av to råmaterialer, det ene er bartre, som oftest kommer fra gran. Det andre er materialet er limet som produseres av ikke fornybare råvarer, limet vil derfor påvirke miljøregnskapet negativt. Mengden som blir brukt er mindre enn 1 %, så påvirkningen totalt sett er liten.[11]

Under vekst vil tømmeret binde karbondioksid i lufta, denne CO₂n blir lagret i bygningen. Når bygget rives, og materialene brennes eller råtner bort vil karbondioksid som er lagret i bygget bli frigjort og man kan begynne kretsløpet på nytt. På denne måten vil trekonstruksjoner fungere som karbondioksid lagre, og produsere minimalt med utslipp. Bilet under viser ett eksempel på ett slikt kretsløp.[2]



FIGUR 3 TREETS KRETSLØP

4 Produksjon av limtre

Limtre er i hovedsak mindre lameller av tre, og da som oftest bartrevirke fra gran. Lamellene limes sammen med fiberretningen i lengderetningen, og antallet med lameller justerer størrelsen på bjelken eller søylen. I Norden definerer vi disse typene limt tre med ett L-merke. L-merket limtre er produsert etter bestemte regler og kontroller, og består av minimalt 4stk lameller. Reglene baserer seg stort sett på den europeiske standarden EN 386 Glued laminated timber.[11]

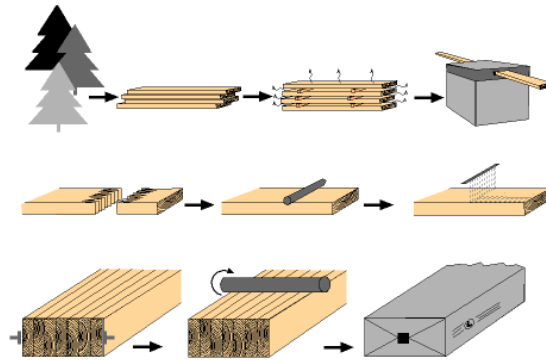
Produksjonen begynner med at man tar ut tømmer av enten gran eller furu. Deretter kuttet og høvles tømmeret, før det sendes til tørking. Dette fordi fuktigheten i tømmeret ikke kan være høyere enn 8-15 %, når det limes sammen. Grunnen til at man bestemmer fuktighetsnivået er fordi man ønsker å ligge så nærme likevektfuktigheten til konstruksjonen under bruk. Variasjonen på fuktigheten kan heller ikke være over 4 %, dette fordi man kan få oppsprekking dersom fuktnivået i bjelken varierer mye. Litt oppsprekning vil derimot være vanskelig å unngå, men har sjeldent stor betydning for styrken til konstruksjonen.[11]

Når trevirke nå har nådd riktig fuktighetsnivå, er neste steg styrkesortering. Dette gjøres ofte automatisk og man bruker som regel to eller flere styrkeklasser samtidig i produksjonen av limtre. De to styrkeklassene sorteres slik at man får de svake lamellene i senter av bjelken der belastningen er liten, mens de sterke lamellene blir plassert i ytterkant der påkjenningene er størsts. [11]

Ved bruk av lengre limtrebjelker blir lamellene skjøtet med fingerskjøt, før de blir høvlet.

De klare lamellene blir smurt inn med lim, før de blir stablet etter kvalitet og formen på det ferdige produktet. Når lamellene er ferdig stablet blir det påført et trykk før å eliminere eventuelle luftrom i bjelken. Trykket må påføres før limet begynner å herde, som skjer etter ca. 1time avhenging av limtype og temperatur i lokalet. Dersom man ønsker andre former på limtreet er det mulig å gjøre dette før man legger på trykket.[11]

Når limet nå har tørket og man har lastet av trykket, kan man skjære til og planhøvle bjelken. Ved større konstruksjoner blir ofte deler konstruksjonen satt sammen på fabrikk, dette for å sikre en enkel montasje på byggeplass. Etter at limtreet er ferdig tilpasset blir det beskyttet av for eksempel lakk eller kreosot før det blir sendt til byggeplass.[11]



FIGUR 4 PRODUKSJON AV LIMTRE

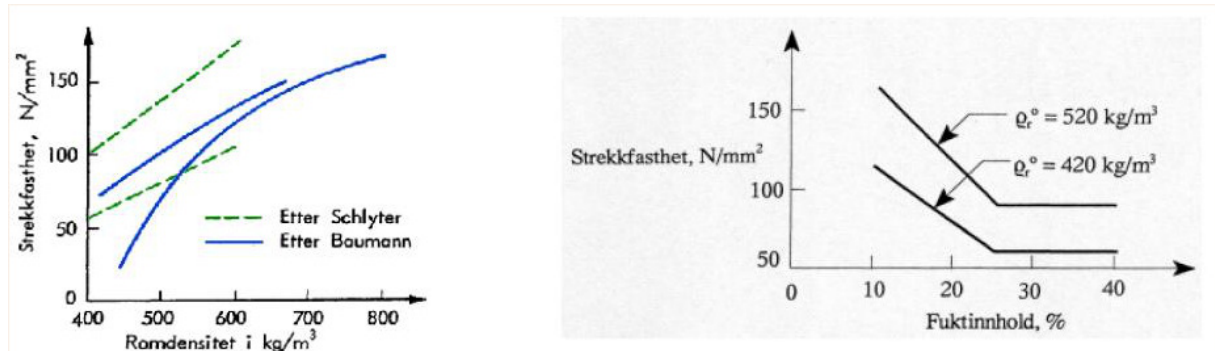
5 Styrkeegenskapene til tre

Tre som byggemateriale er i motsetning til de fleste andre materialer ett organisk og levende materiale. Det gjør at man ikke har ett homogent materiale, men ett materiale med stor varians i styrke.[5]

Tre bygges opp av fibre som kan sammenliknes med sugerør, trefibrene ligger hovedsakelig i samme retning. Denne retningen er treets lengderetning. Det går noen margstråler i radiell retning som holder fibre sammen. Størrelsen på fibre varierer med årstiden og vekstforhold. De forskjellige tresortene har også store forskjeller i tetthet, styrke og fukttinnhold. Tre er også et otrotropt materiale noe som betyr at det har forskjellige egenskaper i forskjellige retninger.[5]

5.1 Strekkfasthet

I motsetning til betong kan man kalkulere med strekk i tre, og vekt styrke forholdet er bra i lengderetningen til treet. Som en tommelfinger regel sier man at strekkfastheten til tre i parallelt med fiberne er på ca 100 N/mm^2 , noe som er mer en dobbelt så mye som trykkfastheten i samme retning. Men variasjonen er stor og endringer i fuktinnholdet vil endre egenskapene mye.[5]



FIGUR 5 STREKKFASTHET

5.2 Trykkfasthet/Svilletrykk

Trevirke har generelt god trykkfasthet dersom man belaster det i fiberretningen. Trykk normalt på fiberretningen er kjent som svilletrykk, og tre har dårlige egenskaper i denne retningen. Ved belastning deformasjonene i materialet bli betydelig større en

6 Konvensjonelle knutepunkt

Tradisjonelt sett har knutepunkter i tre blitt utført ved bruk av stål der overføringen av kreftene går normalt på fiberretningen. Eksempler på dette er innslissede stålplater og dybler, spikerplater eller ved bruk av bulldogger. Fordelen med dette er at man kan oppnå god kapasitet i sammenlikning til bjelketverrsnittet. Det negative er at man reduserer tverrsnittet av treet slik at utrivning i de utslissede områdene kan oppstå.[11]



FIGUR 6 DYBELFORBINDELSE

Kunnskapen rundt denne typen knutepunkter er godt utviklet og beregningsgrunnlaget er gitt i NS-EN 1995. Vanligvis blir bulldogg/ringforbindelser og spikerplateforbindelser brukt på mindre dimensjoner, med mindre belastning. Større konstruksjoner av tre bruker enten ett bokssystem med større prefabrikkerte elementer, eller store limtre bjelker og søyler med dybel forbindelser.[1]

Ved kalkulasjon av dybel forbindelser benytter man seg av beregningsreglene for tverrbelastede stavformede forbindere, for å bestemme kapasiteten til dyblene skal bidragene fra flytegrensen, hullkantfastheten og uttrekksmotstanden til forbindelsen vurderes. Beregningsgrunnlaget er gitt i NS-EN 1995 8.2, men man må også sjekke kapasiteten opp mot blokkskjærbrudd og blokkutrivning etter tillegg A.[1]

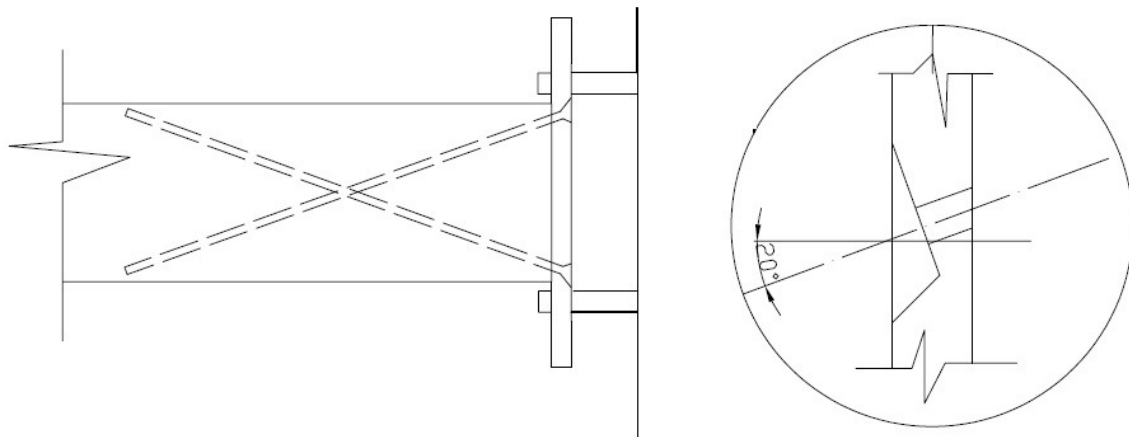
Problemet med større bygg laget av limtrebjelker er den lave rotasjonsstivheten i knutepunktene og vekten til materialet. Disse egenskapene gjør at bygget får en lav egenfrekvens og store svingninger noe som igjen gjør at byggets akselerasjon overskrider det som er anbefalt. Mye av grunnen til den lave rotasjonsstivheten er slark i hullene til dyblene, trevirke er betydelig svakere normalt på fiberretningen, og vil få større deformasjoner en om man hadde overført kreftene langs fiberne.[7][9]

7 Knutepunktet som skal testes

Problemet med de eksisterende metodene for utførelse av knutepunkt i tre, er at de har begrenset mulighet til å overføre moment.

Dette har gjort at trekonstruksjoner tradisjonelt har blitt utført uten momentstive knutepunkt. Lengden på bjelken vil da begrenses av maksimal transport lengde som inklusive trekkvogn er 22 m. Det vil være mulig med lengre last men dette er søknadspliktig, og krever ofte assistanse fra politi. [13]

For å prøve å løse problemet skal vi utforske muligheten å bytte ut dybler, med lange treskruer. Skruene skal settes med en vinkel på 10-45 grader på fiberretningen. Da denne måten får man en mer heldig belastning enn med bruk av dybler normalt på fibrene.



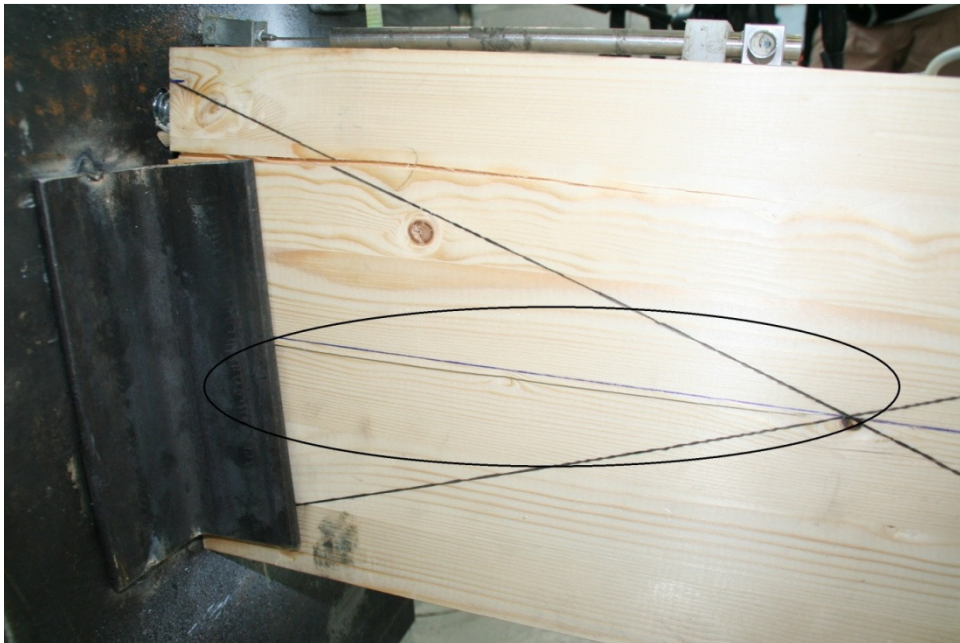
FIGUR 7 KNOTEPUNKT MED STRESKRUER

Figuren over viser hvordan en 40 mm tykk stålplate er boltet fast ved hjelp lange skruer.

Skruene på test 1, test 2 og test 3 var satt 20° på fiberretningen. Med denne vinkelen fikk man en effektiv lengde på skruene på 700 mm. Skruene man har brukt i testen blir vanligvis brukt som skjær armering i større bjelker og er allerede i produksjon, og tilgjengelig. På trykksiden har man satt inn en 16 mm bolt, denne har som formål å hindre skjærbrudd.

Bjelken vil under belastning få en trykk side og en strekkside. På strekksiden vil all lasten bli tatt opp av skruene. Disse har da en begrensing i utrivningskapasitet og avrivning av stålet. Ved bruk av tynn montasjeplate vil også utrivning av hullkanten, samt deformasjon av platen være aktuelle bruddformer. Men siden det er skrueforbindelsen vi er interessert i, vil vi i testene og kalkulasjonene bruke en stålplate som har mer enn tilstrekkelig kapasitet.

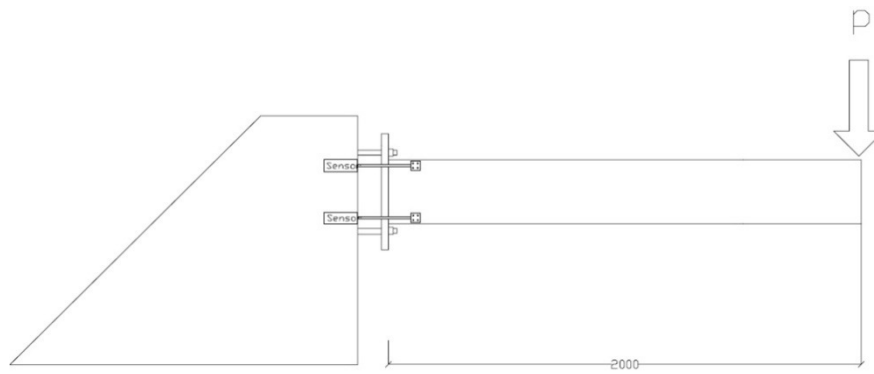
Skruen på trykksiden vil som nevnt bidra til økt skjærkapasitet i bjelken. Dette er nødvendig da det vil oppstå store skjærkrefter mellom trykk og strekksiden på bjelken. Disse skjærkreftene vil danne en sprekk, som vil gå fra enden og parallelt med fiberne til de treffer punktet der skruene krysses.



FIGUR 8 SKJÆRSPREKK

Bildet over er fra den første gjennomførte testen. Strekene oppmerket på bjelken viser hvordan vinkel og retningen på skruene er i forhold til fiberne. Vi kan tydelig se en skjærsprekke som brer seg fra enden av bjelken til krysningspunktet mellom skruene. Ved ren momentbelastning vil man kunne ha en vinkel mer normalt på fiberne for minske oppsprekning. Men ved en større vinkel vil momentkapasiteten i mot riktig retning bli kraftig redusert. Det vil derfor være viktig å se på hvilke belastninger som vil kunne oppstå før man endrer vinkel på den nedre skruen.

Ved testing av bjelkene vil man ha ett spenn på 2 meter, og bjelken vil ha en fri og en innspent ende. Lasten vil bli påført den frie enden, og lastcellen vil være låst mot sideveis bevegelse. Den vil derimot være fri til å bevege seg i lengderetningen slik at lasten treffer riktig ved nedbøyning.

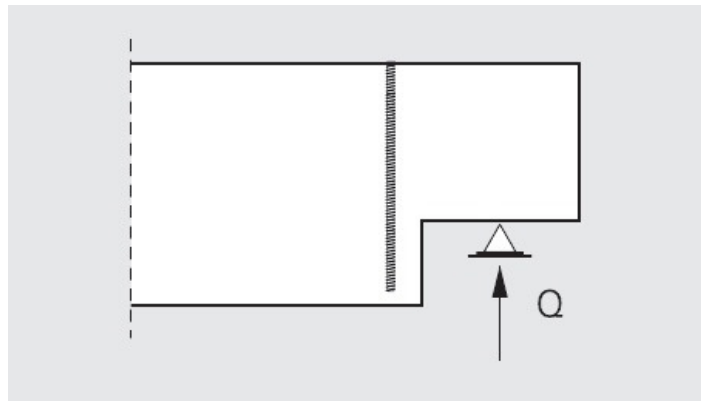


FIGUR 9 TESTRIGGEN

Bilde over viser hvordan testriggen ble satt opp. Vi ser at vi har en innspent ende, med stålplate, samt en fri ende hvor lasten ble påført. Vi ser også de to deformasjonsmålerne disse ble montert på topp og bunn av bjelken, og ikke på siden slik tegningen viser.

8 Skruene

Skruene som ble brukt under testen er allerede i produksjon, og blir brukt som skjær armering, innfesting og for å forhindre oppsprekning i større trebjelker. Bildet under viser skruene slik vanligvis blir brukt.[14]



FIGUR 10 TRADISJONELL BRUK AV TRESKRUENE

Skruene leveres av en rekke produsenter, vi har under testingen brukt skruer fra SPAX, og SFS intec. Leverandørene har ett godt sortiment med godt testede produkter, de kan også levere utstyr som gjør nøyaktig boring lettere.[14]

Under forboringen benyttet vi oss av ett stativ levert av SPAX, dette gir mulighet til nøyaktig forboring av hullene. Stativet kunne justeres i alle retninger, og det var også mulighet til å justere vinkelen på skruen i forhold til fiberretningen.

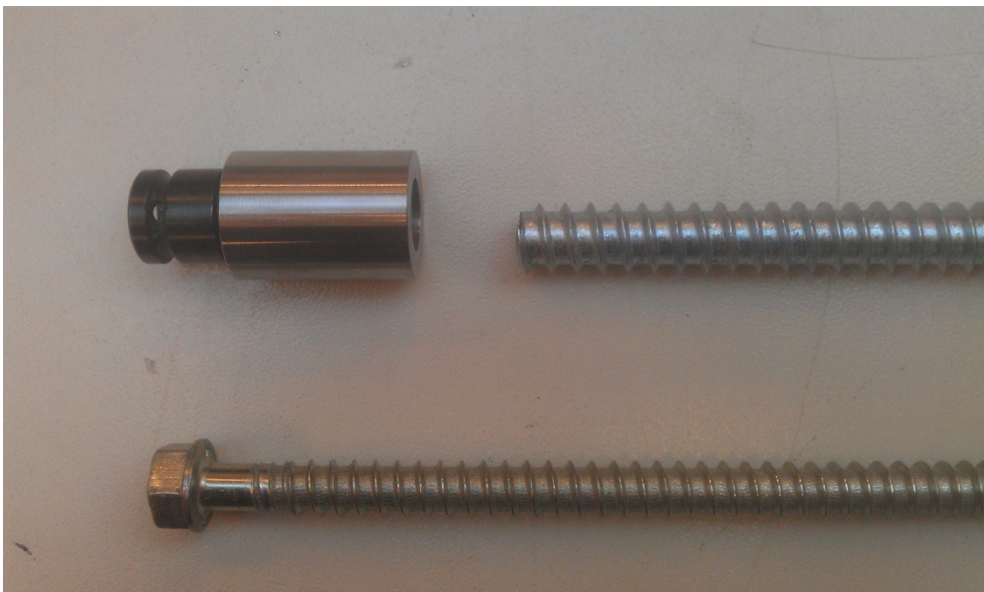
Under forboringen vil litt unøyaktighet i boringen være umulig å unngå. Det kan være flere grunner til at boret ikke går som det skal. Stativet til boret kan bli montert skjevt, slik at boret ikke går inn med riktig vinkel.

En annen feilkilde er kvist og andre endringer i materialet. Dersom boret treffer trevirke med forskjellig hardhet vil dette kunne endre retningen på boret. I enkelte av testene har vi hatt noe unøyaktig boring, testene etterpå har vist at dette har lite å si på styrken til konstruksjonen. Det eneste som kan gi uheldige effekter, er dersom skruen skulle havne for nærme siden på bjelken. Dette kan medføre oppsprekning før beregnet.



FIGUR 11 FORBORRING AV BJELKEN

Under testing ble det benyttet to størrelser skruer. En type med en ytre diameter på 16mm, og en med en ytre diameter på 20 mm. Den minste skruen er levert av SPAX, og leveres med sekskanthode, slik at man lett kan skru inn skruen. Skruen med diameter på 20 mm, har ikke noe sekskanthode men leveres med spesiallaget verktøy for innskruing. Skruene er derfor ikke beregnet til montering av deler mot trevirke, men skal normalt skrues inn i trevirke for så å skjule skruen med en plugg. For å få brukt skruene har vi derfor måttet utvikle ett egenprodusert verktøy for å kunne feste 20 mm skruene fra SFS intec.



FIGUR 12 SKRUENE

Bildet over viser Skruene som ble brukt under testene. Øverst ser man "gjengestangen" på 20 mm fra SFS intec, med det egenproduserte verkøyet til montering på plata. Nederst ser man 16 mm skruen fra SPAX, vi kan også se sekskanthode som gjør montering enklere. 16 mm skruen ble brukt på trykksiden av bjelken.

9 Uttrekkskapasiteten til skruene

Dersom man har en skrue med ett tykt tverrsnitt i forhold til lengden av skruen, vil utrivning av hele skruen bli dimensjonerende kapasitet.

Beregningsgrunnlaget for utrivning finner man i EC5 pkt. 8.7.2. Ved bruk av spesielle skruer slik som i forsøkene vil det ofte følge med informasjon rundt kapasiteten til skruene.[1]

Den karakteristiske uttrekkskapasiteten til skruene gitt i EC5 forutsettes å være;

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}$$

der;

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \rho_k^{0,8}$$

- $k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1,0 \right\}$
- n_{ef} er det effektive antall skruer
- l_{ef} er den gjengede delens inntrengningsdybde
- ρ_k er densiteten til treet
- α er vinkelen mellom skrueaksen og fiberretningen med $\alpha \geq 30^\circ$

Den beregnede uttrekkskapasiteten forutsetter at man følger følgende krav;

- Den utvendige diameteren d , må være, $6 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$
- Forholdet mellom indre d_1 og utvendige diameteren må være, $0,6 \leq \frac{d_1}{d} \leq 0,75$

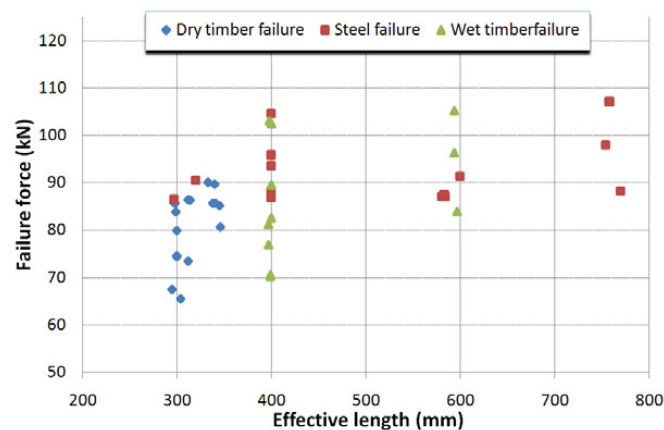
Under forsøket ble det på strekksiden brukt skruer med dimensjonen $d_1=16 \text{ mm}$

og $d=20 \text{ mm}$, disse tilfredsstillte ikke kravet på indre og ytre diameter. Vinkelen på 30°

er heller ikke tilfredstilt, dette for å få nok uttrekkskapasitet. Lengden på skruen er ved 30° begrenset til 450 mm mens ved bruk av 20° får man en lengde på $700-750 \text{ mm}$, noe som gjør at man får utnyttet tverrsnittet på skruen bedre.

Eurokode 5, gir beregningsregler på skruer opp til 12 mm, etter det må kapasiteten finnes ved forsøk eller numeriske beregninger. Ofte er det gjort tester av produsent som leveres med de forskjellige produktene.[1]

Under prosjektet gjort rundt skruforbindingene til tidevannsturbinen til Tidal, ble det gjort en del uttreks tester på skruer med ytre dimensjon på 16mm. Testene ble gjort parallelt med fiberretningen og i L40 bjelker (som styrkemessig befinner seg mellom C28c og C32c bjelker). Testene ble gjort med fuktinnhold på 12 %, og med varierende lengde for å kunne bestemme hvor man fikk uttreksbrudd og hvor man fikk brudd i ståltverrsnittet. Figuren under viser resultatene av testene:[12]

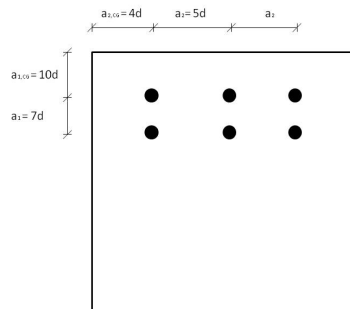


FIGUR 13 RESULTAT UTTREKSTESTER

Vi ser at man i området mellom 600 mm og 800 mm går fra å ha en blanding mellom brudd i stålet og utrivning, til kun avrivning av skruen. Dimensjonen til skruen er for stor for dimensjonering etter eurokode 5, men beregninger på en 20 mm skrue med 20 % skrudd inn 20 grader på fiberretningen har en utrivningsgrense på ca 1000 mm.[vedlegg 1] Så formlene i standarden kan gi retningslinjer på hvor stor kapasiteten til skruen er, selv om de ikke kan benyttes som dokumentasjon.

10 Minste avstander for aksialbelastede skruer

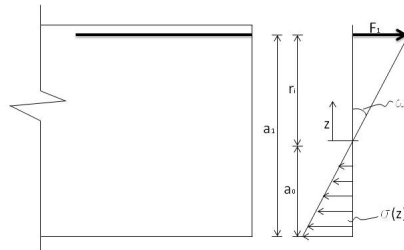
Minste avstander for aksialt belastede skruer er gitt i trestandarden Eurokode 5. Avstandene er gitt slik at man unngår samvirke mellom nært plasserte skruer ved belastning. Avstandene er målt fra tyngdepunktet til skruen, slik at avstanden ved enden kan være mindre dersom man har en annen vinkel en normalt på fiber retningen.



FIGUR 14 MINSTEAVVSTAND

Ved bruk av mindre bjelker, vil man slite med å oppnå lik momentkapasitet på knutepunktet som i bjelken. Begrensingen vil ligge i tverrsnitts arealet til skruen. Det vil derfor være ønskelig å minske avstanden mellom skruene for å øke arealet av skruene. Dette kan gi blokk utrivning og diverse andre uønskede effekter som bør sjekkes. Under de første testene ble det benyttet avstander mindre en det som er gitt i standarden. Dette for å få tilstrekkelig kapasitet, og for å unngå ett rent brudd i skruetverrsnittet.

11 Utleddning av avstand til nullpunkt og rotasjonsstivhet.



FIGUR 15 KREFTER PÅ BJELKEN

Formlene utledes ved å betrakte systemet med lineære elastiske deformasjoner

Stivheten til skruene er representert ved K_s og kraften i skruene er gitt ved formelen:

$$F_i = K_s \omega r_i$$

Der;

- ω er som figuren viser, vinkelen på rotasjonen
- F_i er den utførende kraften
- r_i er avstanden fra nøytralaksen til skruen

Den motstående kraften som virker på treet er gitt ved formelen:

$$\sigma(z) = \frac{E \omega r_i}{l_w}$$

Der;

- l_w er lengden på fiberne i trykkretningen
- E er e-modulen til treet

Setter summen av kreftene lik 0 og løser ut avstanden til kraftsenteret

$$\sum F_i + b \int_{-a_0}^0 \sigma(z) dz = 0$$

Setter inn formlene for boltene og spenningen i treet

$$\sum K_{si} \omega r_i + b \int_{-a_0}^0 \frac{E w Z}{l_w} dZ = 0$$

$$\sum K_{si} \omega r_i + b \int_{-a_0}^0 \frac{E w Z}{l_w} dZ = 0$$

Stryker ω og setter inn $r_i = a_i - a_0$:

$$\sum K_{si}(a_i - a_0) - \frac{bE}{2l_w} a_0^2 = 0$$

$$\frac{bE}{2l_w} a_0^2 + \sum K_{si} a_0 - \sum_{i=1}^n K_s a_i = 0$$

Ganger alle ledd med $\frac{2l_w}{bE}$ og setter $\sum a_0$ lik $n * a_0$:

$$a_0^2 + n * a_0 * K_{si} * \frac{2l_w}{bE} - K_s * \frac{2l_w}{bE} - K_s * \frac{2l_w}{bE} \sum_{i=1}^n a_i = 0$$

Forenkler ved å sette:

$$\beta = \frac{2K_{si}l_w}{bE}$$

Løsner andre gradsligningen;

$$a_0^2 + n * a_0 * \beta - \beta * \sum_{i=1}^n a_i = 0$$

$$d = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Gir til slutt formelen for avstanden a_0 :

$$a_0 = \frac{-\beta * n \pm \sqrt{\beta^2 n^2 + 4\beta \sum_{i=1}^n a_i}}{2}$$

Stivheten til skruene er gitt ved formelen:

$$K_s = \frac{F}{U} = \frac{2 * A_s * E_s}{l_s(1 + \frac{2l_0}{l_s})}$$

- l_s er avstanden til der spenningen i skruen er lik 0
- l_0 er avstanden fra treet til skruhodet (tykkelsen på stålet)

Finner så en formel for maksimalt moment:

$$\sum M = 0$$

$$M = b \int_{-a_0}^0 \sigma_z z dz + \sum_{i=1}^n F_i z_i z_i$$

$$M = b \int_{-a_0}^0 \frac{E\omega z}{l_w} z dz + K_s \sum_{i=1}^n \omega z_i^2$$

$$M = \frac{E\omega b}{l_w} \left[\frac{1}{3} a_0^3 \right] + K_s \sum_{i=1}^n r_i^2$$

$$M = \left(\frac{bE}{l_w} \frac{2a}{3} + K_s \sum_{i=1}^n r_i^2 \right) * \omega$$

$$k_\theta = \frac{M}{\omega} = \frac{bE}{l_w} \frac{a_0^3}{3} + K_s \sum_{i=1}^n r_i^2 \quad [kN/rad]$$

Vi har nå det generelle formelgrunlaget, og kan finne rotasjonsstivheten til knutepunktene.

Kan også regne ut maksimalt moment i bjelken før brudd i skruene.

$$F_{ax,k} = f_{u,k} * A_s$$

$$M = F_{ax,k} * r * \cos(\alpha)$$

Regner ut momentet man får ved lastpåføring;

Momentet som oppstår som følge av egenvekten, er gitt ved formelen for en jevnt fordelt last

$$M_{egenvekt} = \frac{ql^2}{8}$$

Der;

- $q = b * h * \delta$

Momentet som oppstår når man laster på bjelken, er gitt ved formelen

$$M_{påført} = \frac{p}{2} l_2$$

Setter sammen:

$$M_{påført} = M_{maks} - M_{egenvekt}$$

$$\frac{p}{2} l_2 = M_{maks} - M_{egenvekt}$$

$$p = \frac{2M_{maks} - \frac{ql^2}{4}}{l_2}$$

De utledede formlene er benyttet for å bestemme nøytralaksen, rotasjonsstivheten og kapasiteten til bjelkene. [Se Vedlegg 1, Vedlegg 2 og Vedlegg 3 for utregninger]

12 Test prosedyren.

Testen er utført i henhold til reglene gitt i NS-ISO 6891:1983 Trekonstruksjoner, Mekaniske forbindelser, Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper. Standarden tar for seg prosedyrer for bestemmelser av kapasiteten til statisk belastede konstruksjoner, med mekaniske forbindelser.

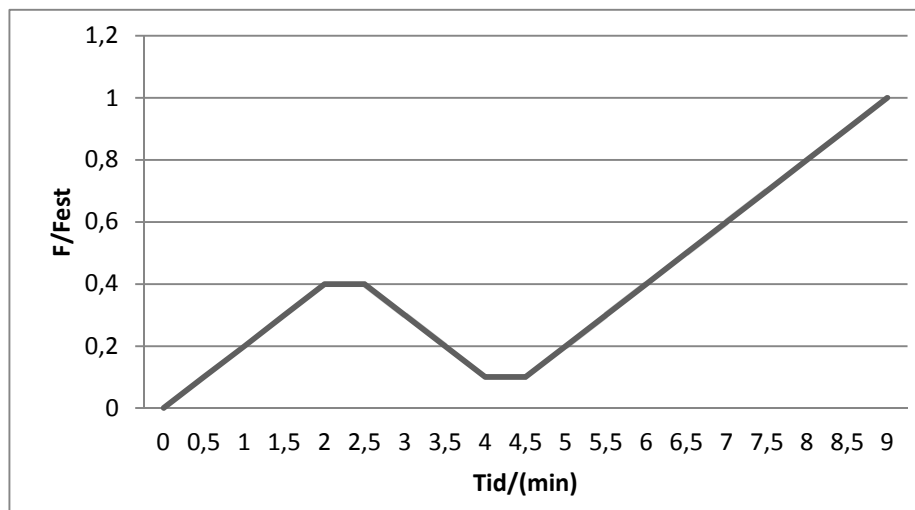
Før testene blir utført blir tømmeret klimatisert ved hjelp av klimarom og skal holde kravene for standard atmosfære 20/65 gitt ISO 554. Prøvene blir også sjekket for skader og sprekker for å dokumentere eventuelle uregelmessigheter.

Temperatur og fuktinnhold på treet skal sjekkes før prøvene tas ut av klimarommet og skal igjen måles før testene starter.

Den påførte lasten skal ikke ha feilmålinger større en +/-1 % av den maksimale lasten, og deformasjons sensorer skal ikke feilmålinger på mer en +/- 1 %.

Maksimal last, F_{est} skal finnes ved kalkulasjon, tidligere tester eller tidligere erfaringer. Dersom den maksimale lasten ligger mer en 20 % fra den estimerte verdien, burde man korrigere lasten på de kommende testene.

Ved påføring av lasten skal den følge prosedyren vist i figuren under.



FIGUR 16 LASTPROSEDYREN

Vi ser at bjelken skal pålastet frem til man har nådd $0,4F_{est}$ deretter venter man 30 sekunder for man reduserer lasten til $0,1F_{est}$ og holder den er i 30 sekunder. Deretter laster man på til man får brudd. Den estimerte tiden før brudd skal være mellom 10-15 min etter start. Siden vi bruker deformasjonsstyrt pålastning må man kunne forutse den totale deformasjonen før brudd. Vanligvis vil man kunne beregne en cirka deformasjon for konstruksjon ved brudd, men siden man ikke har noe beregningsgrunnlag, ble erfaringstall fra tidligere tester brukt. Tallet man brukte i første test var 0,086 mm/sec dette ble senere justert til 0,1 mm/sec og har vist seg å være ganske korrekt.

I tester som denne vil den økende deformasjon mot brudd gjøre at en man ikke trenger å korrigerer hastigheten. I materialer med en lavere duktilitet mot brudd, vil det være viktig å justere.

13 Bestemme densitet og fuktinnhold

Densiteten og fuktinnholdet er fastsatt i henhold til reglene gitt i ISO 3130/10/. Standarden gir regler for å fastsette fuktinnhold til trestykker som benyttes i forsøk.

Det skal skjæres ut terninger på $20 \times 20 \text{ mm}^2$ med lengden $25^{+/-} 0,5 \text{ mm}$, terninger ble skåret ut i nederste del i øverste lamell, samt fra senter av bjelken. De utskårede terningene ble klimatisert i tre døgn før de ble målt og veid. Deretter ble de plassert i vann i to døgn før de igjen ble målt og veid. Til slutt ble de plassert i tørkeskap for tørking. Der var de i to døgn, da vekten og størrelsen hadde stabilisert seg, ble de målt og veid igjen. Vekten skal veies med en nøyaktighet på 0,5 % av den tørre massen. Temperaturen i tørkeskapet skal være $103^{+/-} 2^{\circ}\text{C}$, og terningene er beskrevet tørre når vekten ikke er endret mer enn 0,5 % av massen innenfor et tidsintervall på 6 timer. Tiden før tørr prøve er oppnådd vil variere, men vil ligge på rundt to døgn.

Fuktinnholdet er beregnet etter ISO 3130/10/ punkt 7.2:

$$W = \frac{m_1 - m_0}{m_2 - m_0} * 100$$

Der;

m_0 er massen til flaskene, gitt i gram

m_1 er massen til flaskene inkludert terningen før tørking, gitt i gram

m_2 er massen til flaskene inkludert terningen etter tørking, gitt i gram

Rå densitet blir regnet ut etter følgende formel:

$$\rho_w = \frac{m_2 - m_0}{a_w * b_w * l_w}$$

Der ;

a_w og b_w er størrelsen på sidekantene på rå prøve, gitt i mm.
 l_w er lengden på rå prøve, gitt i mm.

Tørr densitet er gitt ved:

$$\rho_0 = \frac{m_1 - m_0}{a_0 * b_0 * l_0}$$

Der;

a_0 og b_0 er størrelsen på sidekantene på tørr prøve, gitt i mm.
 l_0 er lengden på tørr prøve, gitt i mm.

Man har også justert densiteten til en densitet med 12 % fuktinnhold. Dette gjøres ved å benytte formelen:

$$\rho_{12} = \rho_w \left[1 - \frac{(1 - k)(W - 12)}{100} \right]$$

Der;

ρ_w og W regnes ut ved hjelp av formlene over.
 K er $0,85\rho_w$

Fuktinnholdet måles også elektronisk rett før testen gjennomføres.



FIGUR 17 VISER DE UTSKIÅREDE DENSITETS PRØVENE

Utregning av densitet og fuktinnhold er gitt i Vedlegg 6.

14 Resultater

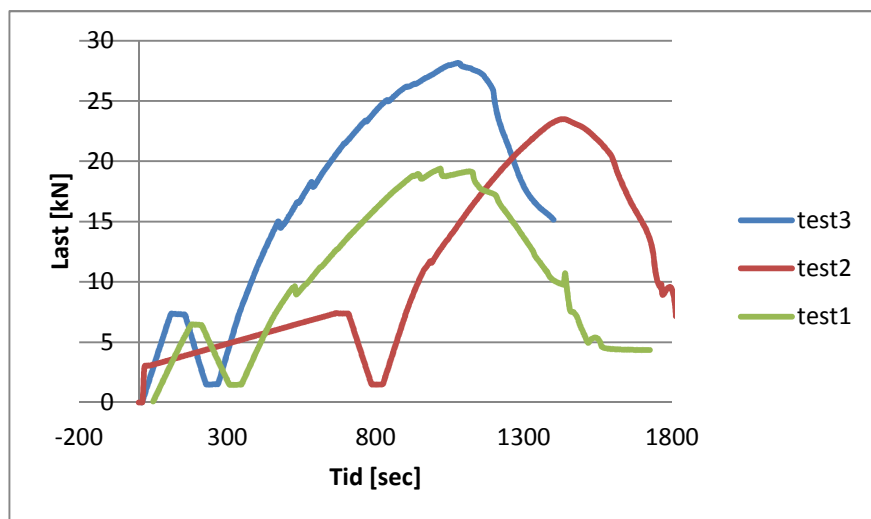
Testene ble gjort i henhold til standarden NS-ISO 6891 (=EN 26891:1991). Påføringen av last er gjort som nevnt tidligere, med en pålast som avbrytes når man når 40 % av kapasiteten, så reduseres kraften til 10 % av kapasiteten før man laster på bjelken til brudd. På grafen lengre nede på siden kan tydelig se hvordan bjelken er utsatt for belastningen.

Bjolkene som ble testet er av kvalitet GL36c og hver bjelke ble testet en gang.

14.1 Test resultater fra test 1-3.

De første forsøkene ble gjort med to skruer med en total lengde på 700 mm og en vinkel på 20 % på fiberretningen. Skruene som ble brukt på strekksiden hadde en utvendig diameter på 20 mm og en innvendig diameter på 16 mm, på trykksiden ble det satt en skrue med utvendig diameter på 16 mm og innvendig 12 mm. Se Vedlegg 1 for kalkulasjon av kapasiteten til bjelken.

Stålplata har en tykkelse på 40 mm, og overdimensjonert slik at deformasjoner i plata kan utelukkes. Det ble kjørt tre forsøk med kriteriene over. Diagrammet under viser hvordan bjelkene ble utsatt for en last.



FIGUR 18 LASTDIAGRAM TEST 1-3

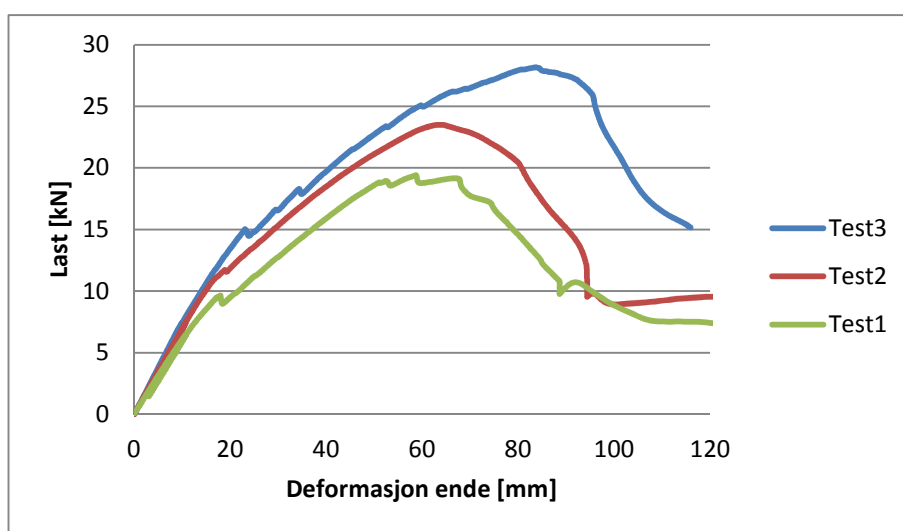
De to skruene på strekksiden, ble i test 2 og test 3 plassert helt i overkant av bjelken, mens de i test 1 ble plassert 30 mm fra toppen. Alle med en senteravstand på 90 mm. Skruen på trykksiden ble plassert 35 mm fra underkant av bjelken.

Det ble predrillet før man skrudde inn skruene og predrillingen ble gjort med 16 mm bor for den 20 mm store skruen, og 12 mm bor for den 16 mm store skruen.

Den maksimale lasten varierte mellom forsøkene men lå mellom 19,2 kN og 27,8 kN. I alle testene oppsto det en kraftig skjærsprekk som spredde seg fra stålplaten og litt forbi krysningspunktet til skruene.

Det ble i test 2 brukt en pålastningshastighet på 0,01 mm/sec på første pålastning. Som vi ser i figur- har dette medført at test 2 har en slakere stigning på første del. Hastigheten ble endret før avlastning, og etter dette ble testen utført som det skulle.

Bruddet kom i alle testene som følge av utrivning av skruen. Når skruen hadde løsnet hadde man en kontinuerlig glidemotstand på ca. 10 kN.



FIGUR 19 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 1-3

Figur 19 viser deformasjon som følge av last. På grunn av liten endring, ser vi dårlig turen opp til $0,4F_{est}$ og ned til $0,1F_{est}$.



FIGUR 20 OPPSPREKNING ETTER TESTING

Det som gikk igjen i testene var at deformasjonene begynner med en større skjærsprekk, som sprer seg fra enden av bjelken og innover. Figur 20 viser enden av bjelken som var montert mot stålplata. Vi ser tydelig skjærsprekken i senter av bjelken.

Under skruene oppstår det trykk, som følge av rotasjonen av bjelken. Dette trykket, sammen med utrivningen av skruen har i testene ført til oppsprekning og utrivning under skruen slik som figuren under viser.

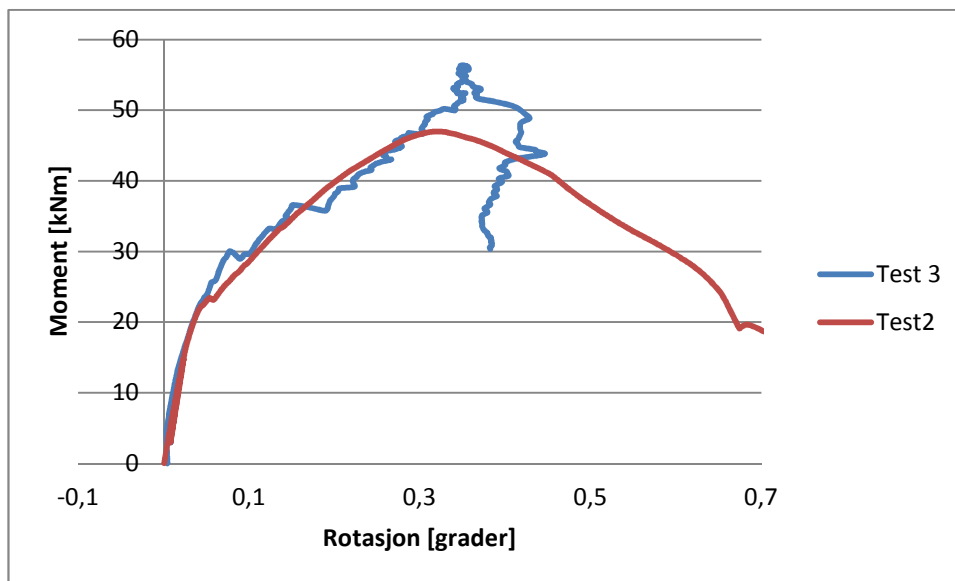


FIGUR 21 UTRIVNING AV MATERIALE

Ved utrivningen har det i alle testene vært lokal utrivning for hver skrue. Skruen har på vei ut, revet med seg en jevn hylse langs hele lengden til skruen. Denne hylsen ser vi klart på bildet under, vi kan også se at skruen har flyttet seg fra original posisjon.



FIGUR 22 LOKAL UTRIVNING



FIGUR 23 ROTASJON OG MOMENT, TEST 2-3

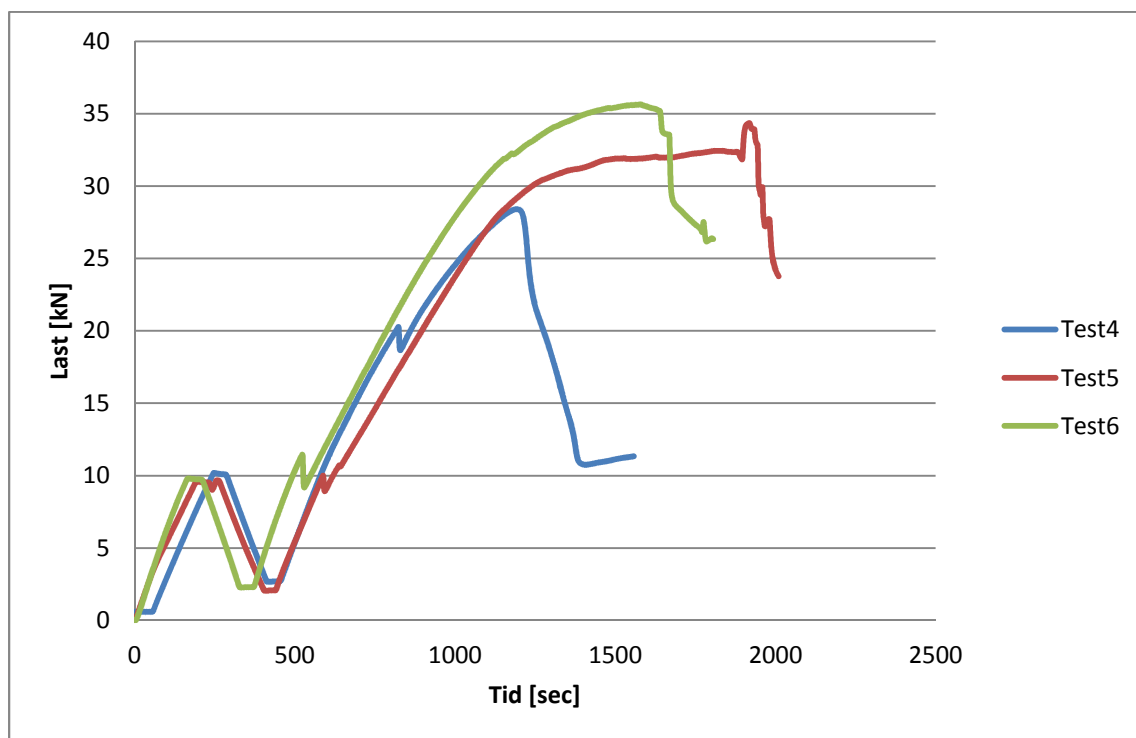
Figur 23 viser rotasjonen til knutepunktet mot det påførte momentet. I test 1 løsnet sensoren på oversiden av bjelken slik at rotasjonsmålinger fra denne testen ikke ble gjort.

14.2 Test resultater fra test 4-6

Forsøk 4-6 ble utført med to skruer med en total lengde på 1000 mm og en vinkel på 15 % på fiberretningen. Skruene som ble brukt på strekksiden hadde en utvendig diameter på 20 mm og en innvendig diameter på 16 mm, på trykksiden var det ikke gjort noen endringer og det satt derfor en skruer med utvendig diameter på 16 mm og innvendig 12 mm. Se Vedlegg 2 for beregninger av kapasiteten til forbindelsen.

Den samme stålplata på 40 mm ble benyttet også her.

Det ble kjørt tre forsøk med kriteriene over. Diagrammet under viser hvordan bjelkene ble utsatt for en last.



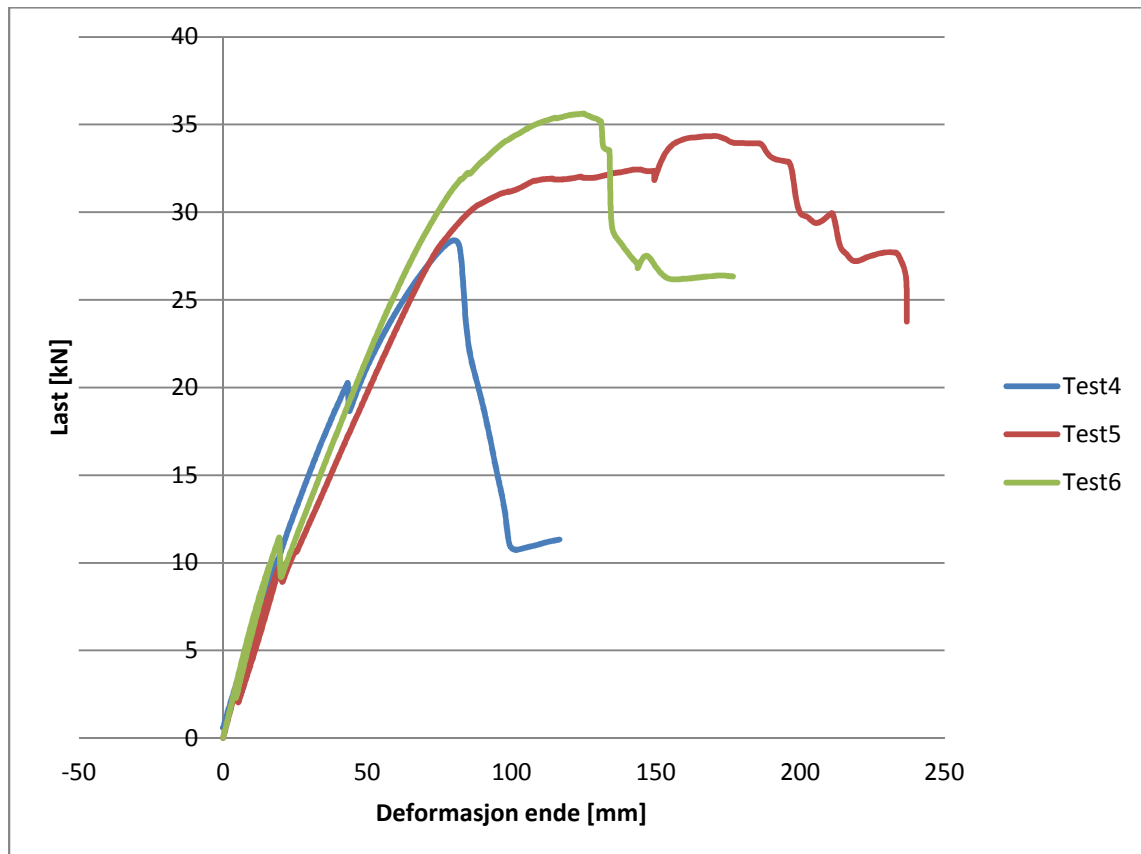
FIGUR 24 LASTDIAGRAM TEST 4-6

De to skruene på strekksiden, ble i test 2 og test 3 plassert helt i overkant av bjelken, mens de i test 1 ble plassert 30 mm fra toppen. Alle med en senteravstand på 90 mm. Skruen på trykksiden ble plassert 35 mm fra underkant av bjelken.

Det ble også her predrillet før man skrudde inn skruene. Predrillingen ble gjort med samme dimensjoner som i test 1-3.

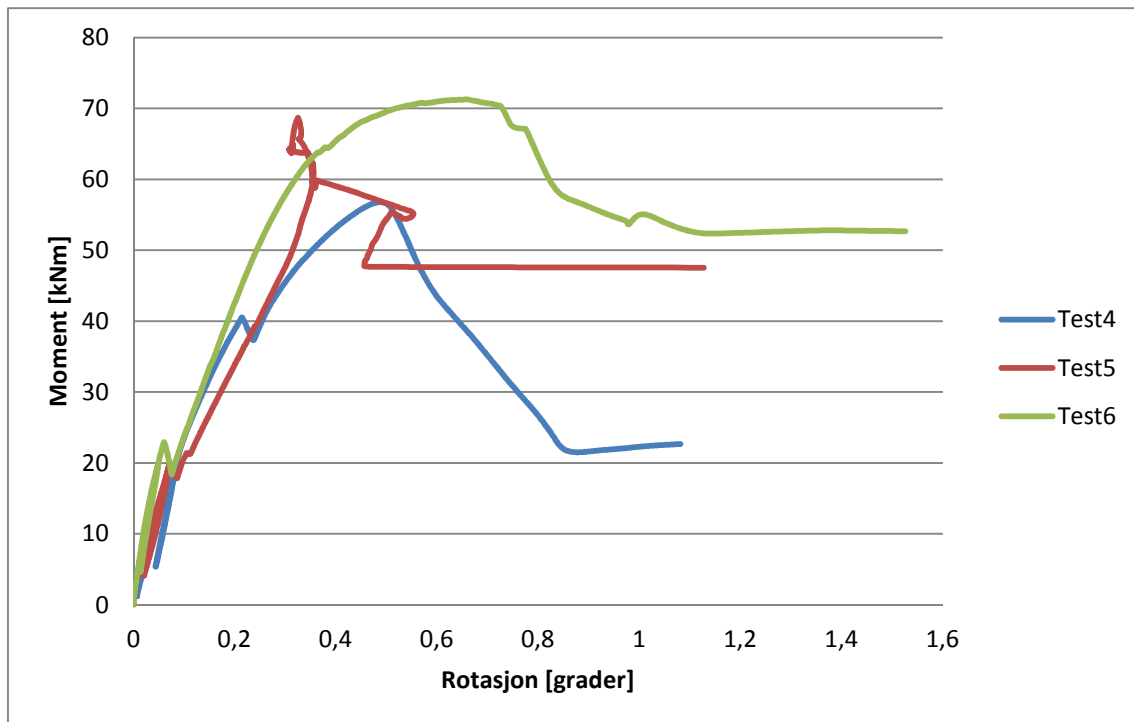
Den maksimale lasten varierte mellom forsøkene men lå mellom 28,1 kN og 35,6 kN. I alle testene oppsto det en kraftig skjærsprekk som spredde seg fra stålplaten og litt forbi krysningspunktet til skruene.

Bruddet i test 4, 5 og 6 kom som følge av utrivning av skruen fra materialet.



FIGUR 25 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 1-3

Figuren under viser rotasjonen man får i knutepunktet ved pålastning. Under forsøk 5 oppsto det en kraftig sprekk ved 58 kN, som medførte unøyaktige målinger fra 58 kN og utover.



FIGUR 26 ROTASJON OG MOMENT, TEST 4-6

14.3 Test resultater fra test 7 og 9

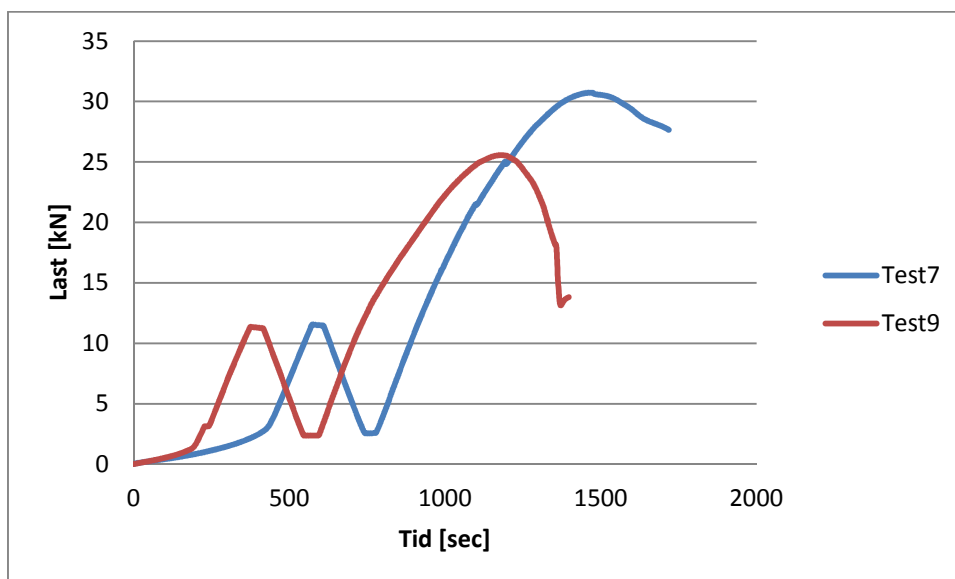
En av skruene på strekksiden av bjelken til test 8, vrei seg ut av posisjon under montasje. Dette gjorde at test 8, aldri ble utført.

Forsøk 7 og 9 ble gjort med to skruer med en total lengde på 1000 mm og en vinkel på 15 % på fiberretningen på strekksiden. Se Vedlegg 2 for kalkulasjon av kapasiteten til knutepunktene. Skruene hadde en utvendig diameter på 20 mm og en innvendig diameter på 16mm. På trykksiden ble det satt to skruer med en effektiv lengde på 382 mm. Skruene hadde en utvendig diameter på 12 mm og innvendig 8 mm, disse ble kun satt i treet, og ikke igjennom stålpata. Slik bildet under viser.



FIGUR 27 VISER 2STK SKRUER PÅ TRYKKSIDEN

Fordi skruene på trykksiden ikke går igjennom stålplata, vil man på grunn av innspenningen i toppen presse bjelken til å peke oppover. Dette forsvinner så fort man påfører last, men gjør at man har en relative flat pålastning før bjelken blir horisontal, og man har oppnådd kontakt på undersiden av bjelken.

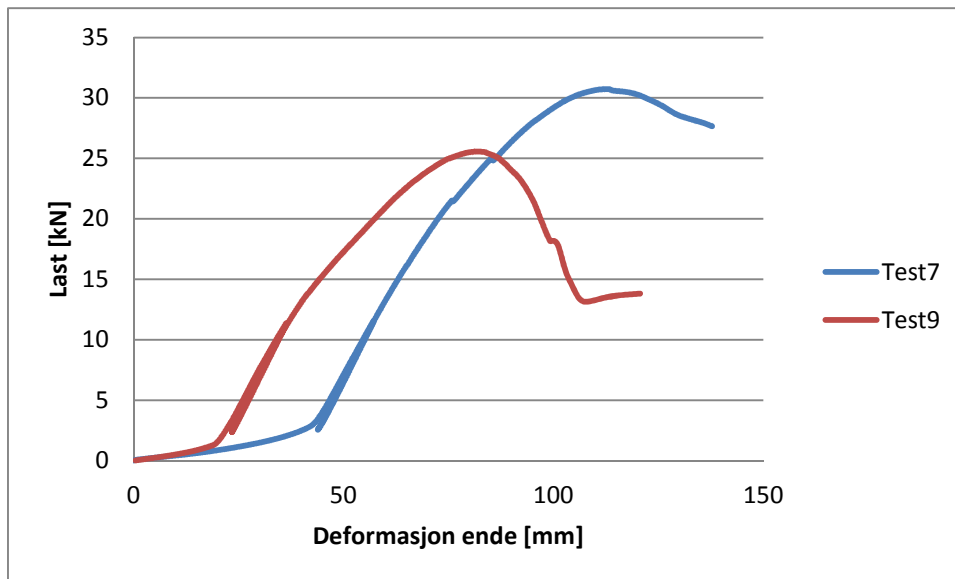


FIGUR 28 LASTDIAGRAM TEST 7 OG 9

Det ble predrillet før man skrudde inn på strekksiden. På trykksiden ble det ikke predrillet da produsenten av skruene ikke anbefaler dette.

Den maksimale lasten varierte mellom forsøkene men lå mellom 25,3 kN og 30,6 kN. Testene hadde betydelig mindre oppsprekning før brudd, enn tidligere tester.

Bruddet kom i test 7 og 9 som følge av utrivning av skruen.



FIGUR 29 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 7 OG 9

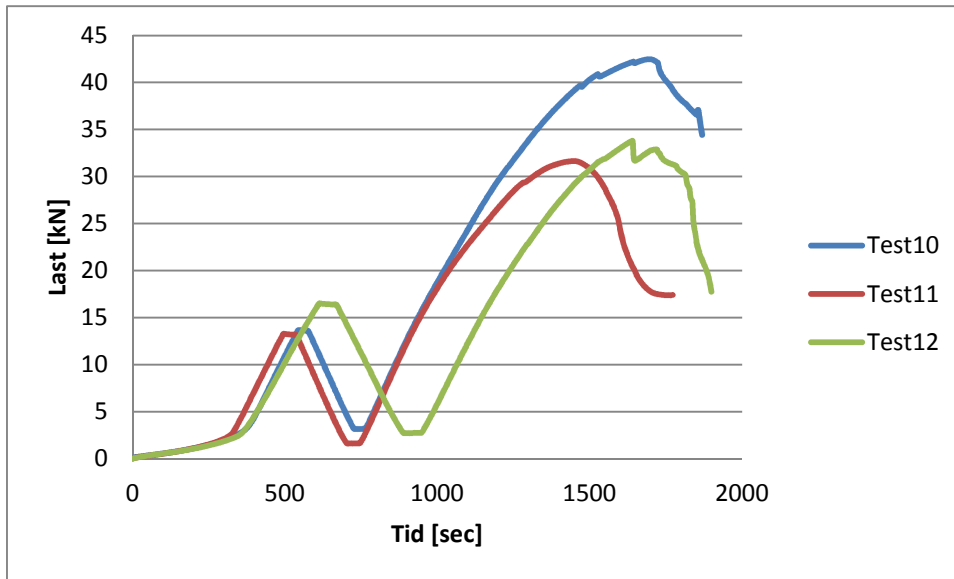
For å kunne regne ut en rotasjon som er så nøyaktig som mulig, ble deformasjonen frem til kontakt mellom nedre del av bjelken og stålplaten fjernet ved utregning av rotasjonsstivheten.

14.4 Test resultater fra test 10-12

Forsøk 10-12 ble utført med tre skruer med en total lengde på 1000 mm og en vinkel på 15 % på fiberretningen. Skruene som ble brukt på strekksiden hadde en utvendig diameter på 20 mm og en innvendig diameter på 16 mm. På trykksiden ble det også her satt to skruer med en effektiv lengde på 382 mm. Skruene hadde en utvendig diameter på 12 mm og innvendig 8 mm, disse ble kun satt i treet, og ikke igjennom stålplata. Se Vedlegg 3 for beregning av kapasiteten til knutepunktet.

Den samme stålplata på 40 mm ble benyttet også her.

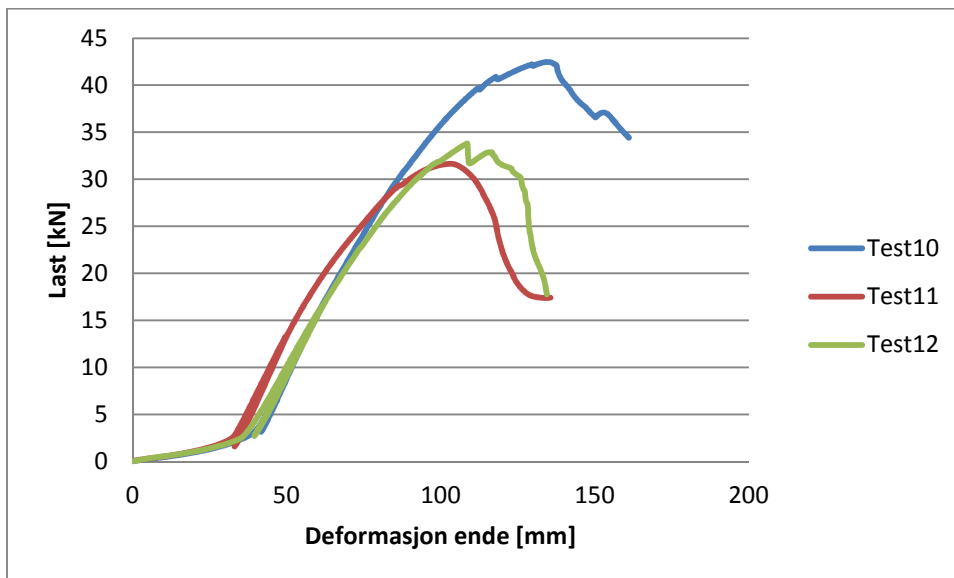
Det ble kjørt tre forsøk med kriteriene over. Diagrammet under viser hvordan bjelkene ble utsatt for en last.



FIGUR 30 LASTDIAGRAM FOR TEST 10-12

Predrillingen ble gjort på samme måte som i forsøk 8 og 9, forskjellen var at her ble det predrillet 3 hull på strekksiden. På trykksiden ble det ikke predrillet da produsenten av skruene ikke anbefaler dette.

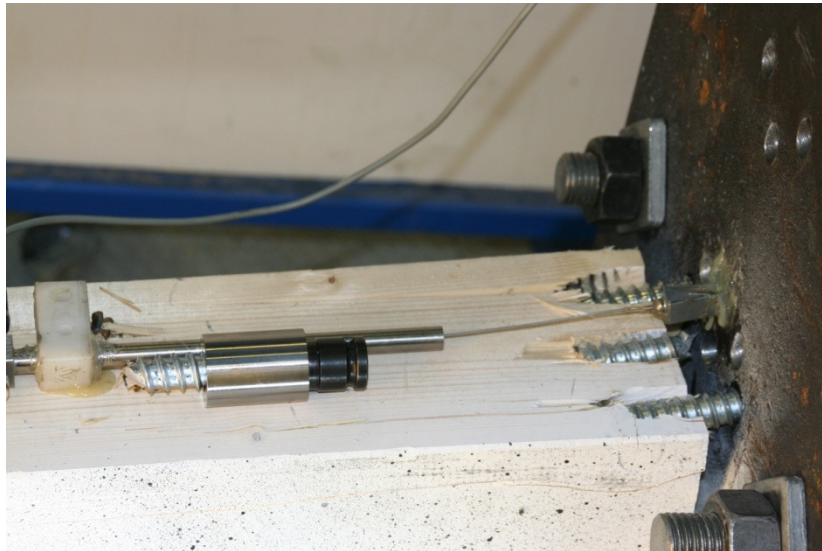
Den maksimale lasten varierte mellom forsøkene, men lå mellom 42,5 kN og 31,6 kN. Det var nå betydelig mindre oppsprekning før brudd, enn i tidligere tester.



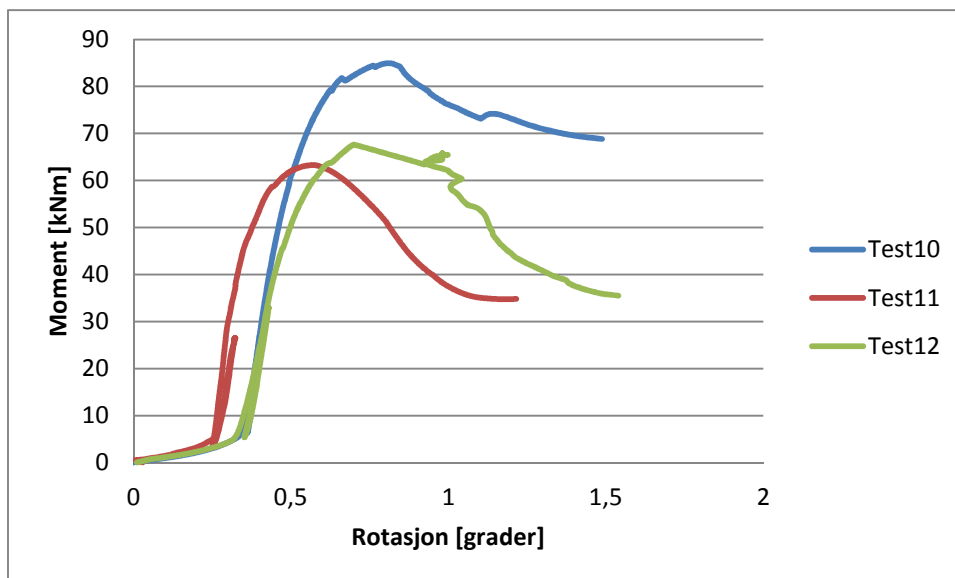
FIGUR 31 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 10-12

Skruene på trykksiden var i test 10-12 montert likt som i test 7 og 9. Dette medfører at man får en bjelke som peker oppover, før den blir belastet. Stivheten til bjelken er derfor lav frem til bjelken er horisontal.

Bruddet kom i test 10-12 kom som følge av utrivning av skruen. I test 10, løsnet de to ytterste skruene som følge av utrivning, mens skruen i senter fortsatt satt. Dette medførte at man fikk avrivning av skruen i senter. Bildet under viser utrivningen av de to boltene på sidene og avrivningen av bolten i senter.



FIGUR 32 AVRIVNING AV SKRUEN I SENTER



FIGUR 33 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 10-12

For å finne rotasjonsstivheten i test 10-12, har man også her korrigert for deformasjonen som kommer før bjelken ligger inntil stålplata.

14.5 Testing av skruene benyttet på strekksiden

For å kunne mer nøyaktig bestemme kapasiteten til skruene, ble det gjort noen enkle avrivningsforsøk av 16/20 mm skruene. Dette er de samme skruene som i alle testene har blitt plassert på strekksiden av bjelken.



FIGUR 34 TESTING AV SKRUE

For å kalkulere skruens kapasitet ble flytspenningen 700 Mpa benyttet.

$$F_{ax,k} = f_{uk} * \pi * \frac{d^2}{4} = 700 * \pi * \frac{16^2}{4} = 140,7 \text{ kN}$$

Resultatene etter utførte tester er gitt i tabellen under.

TABELL 1 KAPASITET SKRUER

Kalkulert	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5
140,7 kN	154,2 kN	151,2 kN	169,9 kN	156,9 kN	157,4 kN

15 Evaluering av resultatene

15.1 Minsteskrueavstand

Før gjennomføring av testene har man vært redd for at avstanden fra senter av skruen og til nærmeste skrue, samt avstanden ut til fri ende har vært for liten. Reglene gitt i eurokode 5, for minste skrueavstand gjelder ikke for skruer i dimensjonen som ble brukt i forsøket. Man prøvde å benytte reglene men fant ut at avstandene ble for konservative. Avstanden som ble brukt er derfor mindre enn reglene tilsier.

I testene der skruen på trykksiden gikk igjennom stålplate fikk man en annen rotasjon enn i testene uten. Rotasjonen der skruene gikk i mellom stålplata medførte høyere trykk under skruene i topp, som igjen gjorde at treverket under skruene ble presset ut. Dette reduserte kapasiteten mye og man antar at kapasiteten hadde vært høyere dersom avstanden til kanten hadde vært større. Se Vedlegg 5 for sammenlikning av deformasjonene som kom på de forskjellige testene.

Figur 35 viser hvordan treverket under skruene har sprukket opp og blitt presset ut til sidene.



FIGUR 35 VISER OPPSPREKNING UNDER SKRUENE SOM FØLGE AV TRYKK

På testene uten skruer igjennom stålplata i bunn, var ikke minsteavstandene noe problem, og reduserte kapasiteten i liten grad. For videre arbeid, bør man derfor sjekke, og finne en modell for minste skrueavstand og kantavstander for store treskruer.

15.2 Skjærsprekk

Skruen som ble plassert på trykksiden av bjelken, skal forhindre skjærsprekk og brudd i materialet. Denne ble i test 1-6 skrudd inn med en vinkel på 20 grader på fiberretningen. Skjærsprekken som oppsto under forsøkene ble tydelig forhindret i krysningspunktet mellom skruene. Men stivheten til knutepunktet ble tydelig redusert av skjærsprekken.

I test 7-12, ble oppsettet endret slik at man nå fikk 2 stk SPAX 12 mm skruer med en vinkel på 45 grader. Dette medførte at skjærsprekken ble kraftig redusert. Stivheten til knutepunktet ble også forbedret.



FIGUR 36 VISER FORSKJELLER I SKJÆRSPREKK

Figur 36 viser forskjellen på test utført med trykkskruene med 45 grader på fiberretningen (test 12), og test med trykkskruen 20 grader på fiberretningen (test 5).

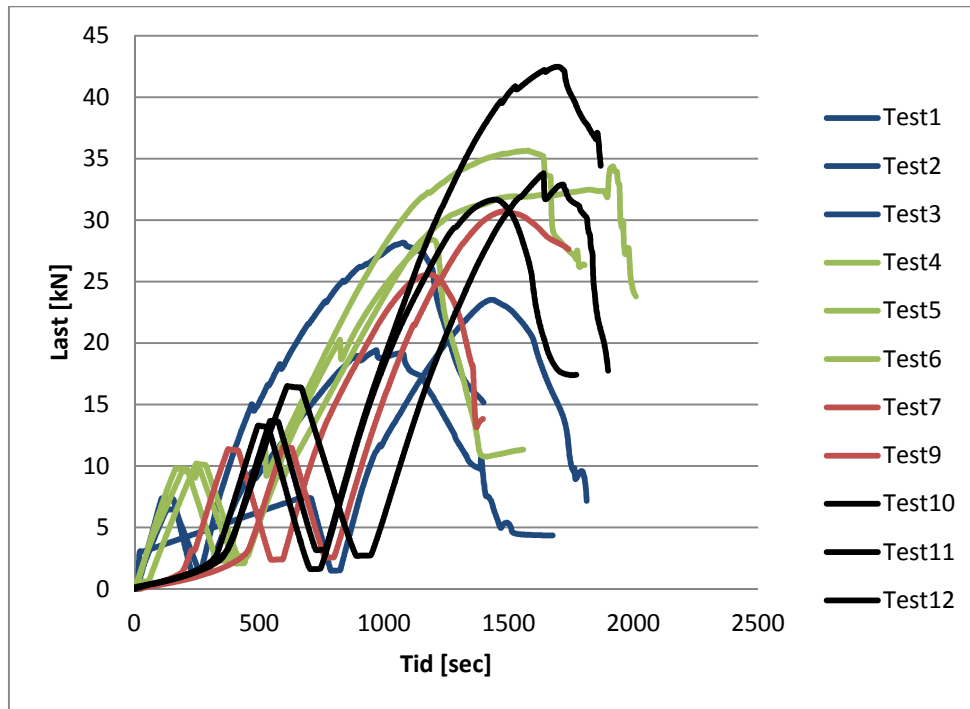
15.3 Utrivning

Reglene gitt i eurokoden for utrivning av skuer har vist seg å gjelde selv om diameteren til skruene er betydelig større enn det godkjente området. Se vedlegg 1-3 for kalkulasjon av utrivningskapasiteten til de forskjellige testene.

I alle testene har utrivning av skruene blitt dimensjonerende.

15.4 Sammenlikning av alle resultatene

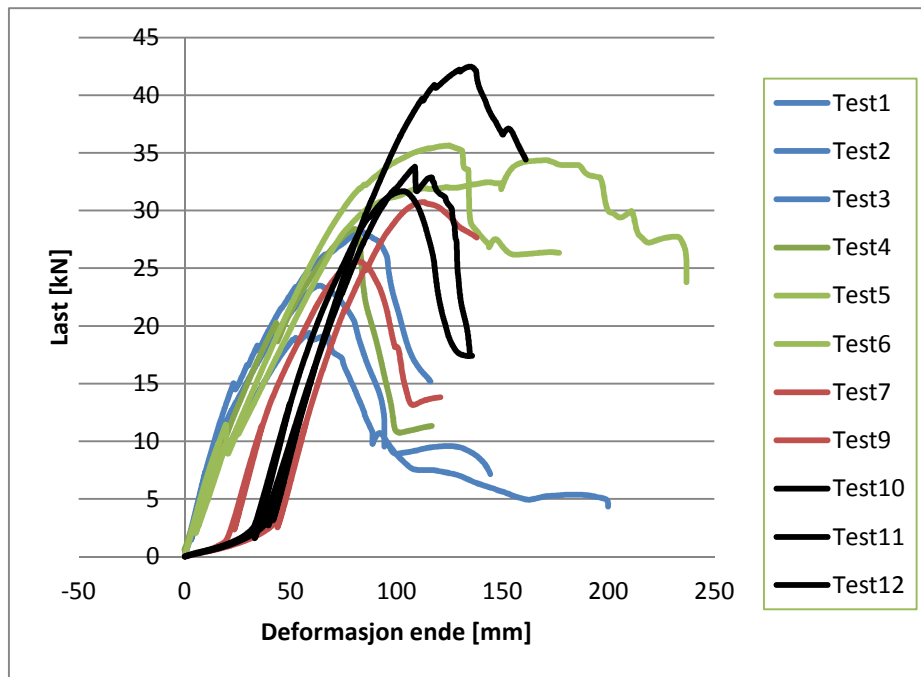
Grafen under viser pålastningen for samtlige tester.



FIGUR 37 LASTNINGSDIAGRAM TEST 1-12

Man ser tydelig at endringene på lengden og vinkelen på skruene har gitt forskjellig kapasitet og stivhet.

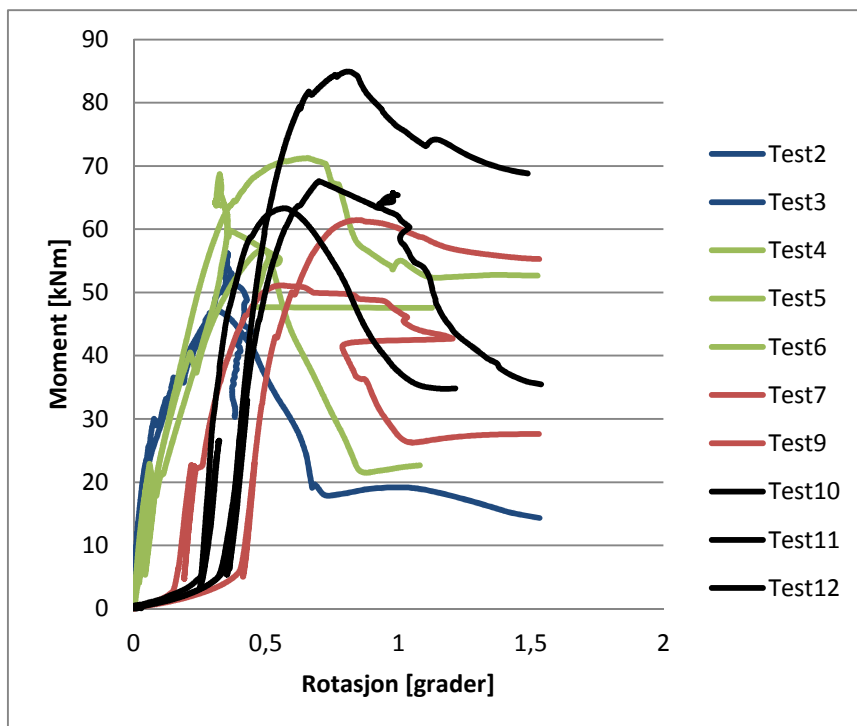
Test 4-12 har skruer med vinkel på 15 grader på fiberretningen og en effektiv lengde på 1000 mm, mens test 1-3 har en vinkel på 20 grader på fiberretningen og en effektiv lengde på 700 mm. Da alle bjelkene fikk utrivning av skruen som dimensjonerende faktor, fikk man en direkte økning av kapasitet som følge av endringen. Siden bruddet fortsatt kommer som følge av uttrekk av skruene, hadde et mulig tiltak for å øke kapasiteten vært å minske vinkelen ytterligere slik at man kan bruke enda lengre skruer. Lengden til skruen bør økes til man oppnår en kombinasjon av avrivning i stålet og utrivning av skruen, da vil man utnytte kapasiteten til skruen på en optimal måte.



FIGUR 38 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 1-12

Figuren over viser deformasjonen på enden av bjelken plottet mot den påførte lasten. Ved å øke antall skruer fra 2 stk med vinkel på 15 grader i test 7 og 9, til 2 stk med vinkel på 15 grader i test 10-12, får man en klar økning i kapasiteten. Dette på tross av at senteravstanden mellom skruene er for liten. Stivheten til knutepunktet har derimot ikke endret seg betydelig ved å øke antall skruer.

Ved å endre skruene på trykksiden fra 20 grader til 45 grader, reduserte man skjæroppsprekningen betydelig. Redusert oppsprekning gjorde stivheten bedre. [Se Vedlegg 5 for sammenlikning av oppsprekning]



FIGUR 39 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 1-12

Hvis man ser på stigningen til test 10-12 sammenliknet med stigningen til test 2-6 i figur 39 kan se forskjellen man får i stivhet ved å endre vinkelen på trykkskruen.

Ved og ikke sette skruene på trykksiden mellom stålplata, mistet disse muligheten til å ta deler av skjærlasten i knutepunktet. Dette gjorde at skruene på strekksiden måtte ta denne lasten, som igjen gjorde at mistet en del av kontakten med treet i underkant av skruene.

Mindre kontakt mellom skruene og treet i test 7 og 9, medførte lavere kapasitet mot tilsvarende antall skruer og vinkel i test 4-6.

15.4.1 Duktilitet i forbindelsen

Testene har vist at forbindelsen har en duktilt bruddforløp.

Ved bruk av lange skruer, vil bruddformen komme i stål tverrsnittet til skruen, det vil da være tøyningen i stålet som står for det meste av deformasjonen.

Når man først har nådd maksimallasten og skruene ryker, vil man få en rask deformasjon. Dette fordi man mister alt hold på strekksiden av bjelken.

I alle testene har utrivning av skruen vært dimensjonerende. Ved utrivning har det vist seg å gi en duktil oppførsel. Selv etter at skruen hadde løsnet var kapasiteten til bjelken god. Dette fordi glidemotstanden til skruene er høy.

En større vinkel på skruen på trykksiden, har gitt betydelig høyere rotasjonsstivhet i knutepunktet. Men dette har også gitt mindre deformasjon og oppsprekning før brudd i bjelken. En fin måte å regulere duktiliteten til knutepunktet før brudd, vil derfor være å endre vinkelen på skruene på trykksiden. Viktig å huske at dette også vil endre rotasjonsstivheten til knutepunktet.[se Vedlegg 4 for tilnærming av grafene til duktilitetsfaktorene]

Test resultatene er gitt i Tabellen under:

TABELL 2 SAMMENDRAG RESULTATER

	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5	Test 6	Test 7	Test 9	Test 10	Test 11	Test 12
E	33244	44441	13820	14948	22999	18583	9998	21380	31343	15822
E _{calc}	3591	3591	3188	3188	3188	3188	3188	3989	3989	3989
ε _i	-1,43E-05	3,52E-06	1,04E-04	-2,05E-05	-2,60E-05	-1,38E-04	4,27E-05	-3,17E-05	-8,65E-05	-1,56E-04
σ ₀	1,90E+01	2,01E+01	2,95E+01	1,12E+01	1,20E+01	4,32E+01	4,60E+01	6,82E+01	3,66E+01	5,71E+01
E _{pmax}	0,007483	0,006372	0,006314	0,005983	0,012706	0,016930	0,014541	0,016928	0,008145	0,009394
E _{pu}	0,004548	0,005572	0,004338	0,001960	0,006560	0,005689	0,004397	0,004242	0,003230	0,003963
E _{pf}	0,024581	0,011750	0,006981	0,003275	0,009829	0,009517	0,009642	0,008638	0,005339	0,009132
E _{pu}	0,004548	0,005572	0,004338	0,001960	0,006560	0,005689	0,004397	0,004242	0,003230	0,003963
E _{pf}	0,007483	0,006372	0,006314	0,003275	0,009829	0,009517	0,009642	0,008638	0,005339	0,009132
ε _u	0,005944	0,006772	0,008408	0,005821	0,009701	0,009041	0,009564	0,008193	0,005290	0,008301
σ _u	46,40130	53,30000	56,24431	57,71833	72,22910	62,28391	51,65884	84,46861	64,55910	68,62944
σ _{u,calc}	35,22	35,22	47,23	47,23	47,23	47,23	47,23	72,14	72,14	72,14
Avvik %	24	34	16	18	35	24	9	15	-12	-5
σ _f	35,91063	51,92366	47,14903	48,38802	66,25554	58,42597	47,45001	75,64749	59,29825	58,17127
DS _{tu0}	10,40	14,99	3,94	7,80	18,60	3,89	2,08	2,57	4,53	2,30
DS _{pu0}	7,96	12,34	2,03	2,63	12,58	2,45	0,96	1,33	2,77	1,10
DS _{pf0}	13,09	14,11	2,96	4,39	18,84	4,10	2,10	2,71	4,58	2,53
DS _{tu}	0,77	0,82	0,52	0,34	0,68	0,63	0,46	0,52	0,61	0,48
DS _{tf}	0,87	0,85	0,65	0,50	0,77	0,75	0,67	0,71	0,74	0,71
DS _{sue}	3,26	4,65	1,07	0,51	2,09	1,70	0,85	1,07	1,57	0,91
W _{eu}	0,0324	0,0320	0,1144	0,1114	0,1134	0,1044	0,1335	0,1669	0,0665	0,1488
W _{pu}	0,1700	0,2216	0,2011	0,0852	0,3553	0,3211	0,2193	0,3367	0,1810	0,2575
W _{pf}	0,2959	0,2638	0,3064	0,1565	0,5841	0,5539	0,4819	0,6935	0,3129	0,5919
DW _{ue}	5,2499	6,9332	1,7569	0,7648	3,1329	3,0762	1,6432	2,0178	2,7217	1,7297
DW _{ub}	0,4896	0,6525	0,5662	0,4509	0,5005	0,5417	0,4403	0,4615	0,5250	0,4108
DW _{fe}	9,1362	8,2545	2,6774	1,4045	5,1500	5,3069	3,6111	4,1559	4,7063	3,9768
DW _{fb}	0,8520	0,7769	0,8628	0,8281	0,8228	0,9345	0,9676	0,9504	0,9079	0,9445
R _{2lin}	0,9487	0,7723	0,9121	1,0680	0,9713	0,9707	0,9318	0,9772	0,9966	0,9578
R _{2nl}	0,9956	0,9468	0,9607	0,4828	0,9797	0,9517	0,8557	0,9052	0,9657	0,7674

16 Konklusjon

Etter å ha gjennomført 11 vellykkede tester, er konklusjonen at designen av knutepunktet er vellykket. Flere av testene har gitt kapasiteter langt over den karakteristiske kapasiteten til materialet. I flere av testene har man sett store kompresjonsdeformasjoner i bjelken som forteller oss at vi er på grensen til hva materialet tåler.

Forsøk 10-12 som til slutt viste seg å bli de stiveste, hadde en rotasjonsstivhet i området 20 kNm-60 kNm på 14 500-19 500 kNm/rad noe som er veldig bra med tanke på størrelsen på bjelken.

Testene har også vist at en stor vinkel på trykksiden vil minimere dannelsen av en skjærsprekk og derfor øke rotasjonsstivheten til knutepunktet mye.

På strekksiden har utrivning av skruen vært dimensjonerende faktor under alle testene. I test 1-3 brukte man en vinkel på 20 grader som ga en maksimal lengde på 700 mm pr. skruer. Dette ble endret i test 4-12 til 15 grader, og en lengde på 1000 mm. Kapasiteten økte drastisk som følge av lengre skruer, men fortsatt fikk man utrivning av skruene.

Tidlig i oppgaven ble det utviklet en formel for rotasjonsstivhet og nøytralakse. Testene har vist at formelverket gir en god estimering av nøytralaksen, men ikke rotasjonsstivheten. Dette fordi formelen ikke tar hensyn til deformasjon forårsaket av skjærsprekkene.

Reglene for minimumsavstand for skruene ble sett bort ifra slik at man fikk inn nok stål. Dette fungerte godt i enkelte av testene, men på grunn av liten kantavstand fikk man i noen av testene lavere kapasitet som følge av utrivning av trevirket.

Reglene for uttrekkskapasiteten til skruer, gitt i eurokoden har vist seg å stemme godt. Dette på tross av at man er på utsiden av det definerte området til reglene.

17 Forslag til videre arbeid

Alle testene har blitt dokumentert med Aramis kamera. På grunn av for liten tid etter at testene hadde blitt gjennomført, ble det ikke tid til å evaluere dataen fra kameraet.

Dataen fra kameraet vil gi et bedre bilde på hvilke deformasjoner man har under pålastning. Interessante områder som burde vært sjekket er dannelsen av skjærsprekken, området under skruene i toppen samt deformasjonen i treet rundt innfestningen i bunn.

Under testingen har man fått forskjellig resultat på den reduserte avstanden mellom skruene, mer omfattende uttrivningstester av store treskruer kunne gitt retningslinjer på hva som er fornuftig å bruke. Dagens beregningsmetoder har en maksimal størrelse på 12 mm i diameter, mens man i testene har benyttet seg av skruer som er opptil 20 mm i diameter. [1]

Det hadde også vært interessant og redusert vinkelen på skruene i toppen ytterligere, og økt vinkelen på trykkskruene mer. Dette ville gitt enda lengre skruer som igjen øker utrivningskapasiteten, samtidig ville man redusert skjærsprekken ytterligere i bunn. Man hadde da hatt data for skruer i strekk med 20, 15 og f.eks. 10 grader, samt skruer på trykksiden på 20, 45 og f.eks. 60 grader.

Det hadde også vært nyttig og sjekket forskjellen på tester utført med skruen på trykksiden igjennom stålplata og tester der skruen kun går igjennom trevirket. Man har sett tydelige forskjeller på tester der skruen går igjennom plata og testene der de ikke gjør det.

Det hadde også vært nyttig og testet kapasiteten og stivheten i bjelker med større tverrsnitt. Større bjelker gir mulighet til å øke lengden på skruene, samt øke antall skruer. Spesielt en sammenlikning av rotasjonsstivhet, på bjelker med forskjellig dimensjoner. Dette fordi det har vært vanskelig å finne en nøyaktig metode for rotasjonsstivheten til forbindelsen.

18 Referanser

- [1] Eurokode 5-1-1: Prosjektering av trekonstruksjoner.
- [2] Trevirke – En materialteknologisk godbit med gode fremtidsmuligheter og miljø som basis,
TreFokus (2005)
- [3] Rune B. Abrahamsen, et al., Mulighetsstudie av Barentshus, Kirkenes, Norsk Treteknisk Institutt, nr.: 321220 (2011).
- [4] Handbok 45 trehus, Norges byggforskningsinstitutt, 8 utgave (1997)
- [5] "Tre som bygningsmateriale", Et kompendium til bruk i TBA4120 – BM3 Bygningsmaterialer (2005), Institutt for bygg anlegg og transport NTNU
- [6] <http://www.architectmagazine.com/detail/murray-grove.aspx>
- [7] Asmund Eikeland Tøsse, Dynamiske egenskaper til fleretasjers rammekonstruksjoner i tre,
masteroppgave NTNU (2010)
- [8] NS-EN 1194:1999 Trekonstruksjoner - Limtre - Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier
- [9] Eirik Skåren, Ove Neset, Dynamiske egenskaper i høye trehus, NTNU 2011
- [11] Eirik Skåren, Effektive forbindelser for større trekonstruksjoner, NTNU 2012
- [12] Limtreboka, ansvarlig utgiver Norge Moelven Limtre, 2002
- [13] Statens Vegvesen, Vegliste 2010, Forskirft om vekter og dimensjoner
- [14] SFS Intec, <http://www.sfsintec.biz>

19 Figurliste

Figur 1 Eksempel på bokssystem.....	10
Figur 2 Sentralstasjonen i Stockholm	12
Figur 3 Treets kretsløp.....	13
Figur 4 Produksjon av limtre	15
Figur 5 Strekkfasthet	16
Figur 6 Dybelforbindelse	17
Figur 7 Knutepunkt med streskruer	18
Figur 8 Skjærsprekke	19
Figur 9 Testriggeren	20
Figur 10 Tradisjonell bruk av treskrueene.....	21
Figur 11 Forboring av bjelken	22
Figur 12 Skruene.....	22
Figur 13 Resultat uttrekstester.....	24
Figur 14 Minsteavstand	25
Figur 15 Krefter på bjelken.....	26
Figur 16 Lastprosedyren	30
Figur 17 Viser de utskjårede densitets prøvene.....	32
Figur 18 Lastdiagram test 1-3.....	33
Figur 19 Deformasjon last diagram test 1-3.....	34
Figur 20 Oppsprekning etter testing	35
Figur 21 Utrivning av materiale	35
Figur 22 Lokal utrivning	36
Figur 23 Rotasjon og moment, test 2-3.....	36
Figur 24 Lastdiagram test 4-6.....	37
Figur 25 Deformasjon last diagram test 1-3.....	38
Figur 26 Rotasjon og moment, test 4-6.....	39
Figur 27 Viser 2stk skruer på trykksiden	40
Figur 28 Lastdiagram test 7 og 9	40
Figur 29 Deformasjon last diagram test 7 og 9	41
Figur 30 lastdiagram for test 10-12	42
Figur 31 Deformasjon last diagram test 10-12.....	42
Figur 32 Avrivning av skruen i senter	43
Figur 33 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 10-12	43
Figur 34 Testing av skrue.....	44
Figur 35 Viser Oppsprekning under skruene som følge av trykk	45
Figur 36 Viser forskjeller i skjærsprekke.....	46
Figur 37 lastningsdiagram test 1-12	47
Figur 38 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 1-12	48
Figur 39 DEFORMASJON LAST DIAGRAM TEST 1-12	49

20 Tabeller

Tabell 1 Kapasitet skruer	44
Tabell 2 Sammendrag resultater	50

Vedlegg 1

Beregninger av kapasiteter og rotasjonsstivhet test 1-3

Beregner kapasiteten til knutepunktet ved bruk av 2 stk 700 mm lange bolter med diameter 20/16 mm. Det tas ikke hensyn til minste avstand, og reglene i EC5 8.7.2. de tas heller ikke hensyn til antall effektive skruer i forbindelsen.

Sjekker kapasiteten til boltene

$$A_s = 2 * 16^2 \text{ mm} * \frac{\pi}{4}$$

$$E_s = 210\ 000$$

$$l_s = 700 \text{ mm}$$

$$l_o = 30$$

$$K_s = \frac{2 * A_s E_s}{l_s (1 + \frac{2l_o}{l_s})} = \frac{2 * 2 * \frac{\pi 16^2}{4} * 210\ 000}{700 * (1 + \frac{2 * 30}{700})} = 2,2 * 10^5$$

$$l_w = 2000 \text{ mm}$$

$$E = 12\ 000$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{2K_s l_w}{bE} = \frac{2 * 2,2 * 10^5 * 2000}{140 * 12\ 000}$$

$$a_1 = 270$$

$$a_0 = \frac{-\beta * n \pm \sqrt{\beta^2 n^2 + 4\beta \sum_{i=1}^n a_i}}{2} = \frac{-529 * 2 + \sqrt{529^2 * 2^2 + 4 * 529(270 + 270)}}{2} = 223 \text{ mm}$$

$$r = 270 - 223 = 47 \text{ mm}$$

$$k_\theta = \frac{M}{\omega} = \frac{bE a_0^3}{l_w 3} + K_s \sum_{i=1}^n r_i^2 = \frac{140 * 12\ 000}{2000} * \frac{223^3}{3} + 2,2 * 10^5 * 47^2 = 3591 \text{ kNm/rad}$$

Bruddkapasiteten til skruene

$$f_{u,k} = 700 \text{ MPa}$$

$$F_{ax,k} = f_{uk} * \pi * \frac{d^2}{4} = 700 * \pi * \frac{16^2}{4} = 140,7 \text{ kN}$$

$$M = 2F_{ax,k} * \left(r + \frac{2 * a_o}{3}\right) * \cos(\alpha)$$

$$M = 2 * 140,7 * \left(47 + \frac{2 * 223}{3}\right) * \cos(20) = 52 \text{ kN}$$

Sjekker utrivning etter NS-EN 1995-1-1 8.7.2(8.38)

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{0,1} \rho_k^{0,8} = 0,52 * 20^{-0,5} * 700^{-0,1} * 450^{0,8} = 8,01$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{2 * 8,01 * 20 * 700 * 1}{1,2 \cos^2 20 + \sin^2 20} = 190,6 \text{ kN}$$

$$M = 190,6 * \left(47 + \frac{2 * 223}{3}\right) * \cos(20) = 35,22 \text{ kN}$$

Sjekker kapasiteten til Bjelken

$$\sigma_{myd} = \frac{M_d}{w} = \frac{M_d}{1/6 b h^2}$$

$$\tau_d = \frac{V_d * S}{b_{ef} * I} = \frac{2}{3} \frac{V_d}{b_{ef} * h}$$

$$b_{ef} = k_{cr} * b$$

$$M_d = \sigma \left(\frac{1}{6} * b h^2\right) = 32 * \frac{1}{6} * 140 * 270^2 = 54,4 \text{ kNm}$$

$$V_d = \tau_d * b_{ef} * h * \frac{2}{3} = 3,2 * 0,67 * 140 * 270 = 54 \text{ kN}$$

Sjekker maksimal last med dimensjonerende kapasitet

$$\delta = \frac{470 \text{ kg}}{\text{m}^3} = 4,611 * 10^6 \text{ N/mm}^3$$

$$q = b * h * \delta = 140 * 270 * 1000 * 4,611 * 10^6 = 174,1 \text{ N/m}$$

$$p = \frac{M_{maks}}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{35,22}{2} - \frac{0,1741 * 2}{2} = 17,44 \text{ kN}$$

Ser at dimensjonerende vil være uttrekkapasiteten til skruene, denne senker kapasiteten til 35,22 kNm i knutepunktet. Det er denne som blir den minste og dimensjonerende lasten, og det er her bruddet mest sannsynlig vil komme ved testing.

Vedlegg 2

Beregninger av kapasiteter og rotasjonsstivhet test 4,5,6,7,9

Beregner kapasiteten til knutepunktet ved bruk av 2stk 1000 mm lange bolter med diameter 20/16 mm vinkelen på fiberne er 15 grader. Det tas ikke hensyn til minste avstand, og reglene i EC5 8.7.2. de tas heller ikke hensyn til antall effektive skruer i forbindelsen.

Sjekker kapasiteten til boltene

$$A_s = 2 * 16^2 \text{ mm} * \frac{\pi}{4}$$

$$E_s = 210\,000$$

$$l_s = 1000 \text{ mm}$$

$$l_o = 30$$

$$K_s = \frac{2 * A_s E_s}{l_s (1 + \frac{2l_o}{l_s})} = \frac{2 * 2 * \frac{\pi 16^2}{4} * 210\,000}{1000 * (1 + \frac{2 * 30}{1000})} = 1,6 * 10^5$$

$$l_w = 2000 \text{ mm}$$

$$E = 12\,000$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{2K_s l_w}{bE} = \frac{2 * 1,6 * 10^5 * 2000}{140 * 12\,000} = 381$$

$$a_1 = 270$$

$$a_0 = \frac{-\beta * n \pm \sqrt{\beta^2 n^2 + 4\beta \sum_{i=1}^n a_i}}{2} = \frac{-381 * 2 + \sqrt{381^2 2^2 + 4 * 381(270 + 270)}}{2} \\ = 211 \text{ mm}$$

$$r = 270 - 211 = 59 \text{ mm}$$

$$k_\theta = \frac{M}{\omega} = \frac{bE a_0^3}{l_w 3} + K_s \sum_{i=1}^n r_i^2 = \frac{140 * 12\,000}{2000} * \frac{211^3}{3} + 1,6 * 10^5 * 59^2 = 3188 \text{ kNm/rad}$$

Bruddkapasiteten til skruene

$$f_{u,k} = 700 \text{ MPa}$$

$$F_{ax,k} = f_{uk} * \pi * \frac{d^2}{4} = 700 * \pi * \frac{16^2}{4} = 140,7 \text{ kN}$$

$$M = 2F_{ax,k} * \left(r + \frac{2 * a_o}{3}\right) * \cos(\alpha)$$

$$M = 2 * 140,7 * \left(47 + \frac{2 * 211}{3}\right) * \cos(15) = 51 \text{ kN}$$

Sjekker utrivning etter NS-EN 1995-1-1 8.7.2(8.38)

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{0,1} \rho_k^{0,8} = 0,52 * 20^{-0,5} * 1000^{-0,1} * 450^{0,8} = 7,73$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{2 * 7,73 * 20 * 1000 * 1}{1,2 \cos^2 15 + \sin^2 15} = 260,6 \text{ kN}$$

$$M = 260,6 * \left(47 + \frac{2 * 211}{3}\right) * \cos(15) = 47,23 \text{ kN}$$

Sjekker kapasiteten til Bjelken er lik test 1-3

$$M_d = 54,4 \text{ kNm}$$

$$V_d = 54 \text{ kN}$$

Sjekker maksimal last med dimensjonerende kapasitet

$$\delta = 470 \text{ kg/m}^3 = 4,611 * 10^6 \text{ N/mm}^3$$

$$q = b * h * \delta = 140 * 270 * 1000 * 4,611 * 10^6 = 174,1 \text{ N/m}$$

$$p = \frac{M_{maks}}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{47,23}{2} - \frac{0,1741 * 2}{2} = 23,44 \text{ N}$$

Ser at dimensjonerende vil være uttrekkapasiteten til skruene, denne senker kapasiteten til 47,23 kN i knutepunktet. Det er denne som blir den minste og dimensjonerende lasten, og det er her bruddet mest sannsynlig vil komme ved testing.

Vedlegg 3

Beregninger av kapasiteter og rotasjonsstivhet test 10,11 og 12

Beregner kapasiteten til knutepunktet ved bruk av 3 stk 1000 mm lange bolter med diameter 20/16 mm. Det tas ikke hensyn til minste avstand, og reglene i EC5 8.7.2. de tas heller ikke hensyn til antall effektive skruer i forbindelsen.

Sjekker kapasiteten til boltene

$$A_s = 3 * 16^2 mm * \frac{\pi}{4}$$

$$E_s = 210\ 000$$

$$l_s = 1000\ mm$$

$$l_o = 30$$

$$K_s = \frac{2 * A_s E_s}{l_s (1 + \frac{2l_o}{l_s})} = \frac{2 * 3 * \frac{\pi 16^2}{4} * 210\ 000}{1000 * (1 + \frac{2 * 30}{1000})} = 2,4 * 10^5$$

$$l_w = 2000\ mm$$

$$E = 12\ 000$$

$$b = 140\ mm$$

$$\beta = \frac{2K_s l_w}{bE} = \frac{2 * 2,4 * 10^5 * 2000}{140 * 12\ 000} = 571$$

$$a_1 = 270$$

$$a_0 = \frac{-\beta * n \pm \sqrt{\beta^2 n^2 + 4\beta \sum_{i=1}^n a_i}}{2} = \frac{-571 * 3 + \sqrt{571^2 3^2 + 4 * 571(3 * 270)}}{2} \\ = 237\ mm$$

$$r = 270 - 237 = 33\ mm$$

$$k_\theta = \frac{M}{\omega} = \frac{bE a_0^3}{l_w 3} + K_s \sum_{i=1}^n r_i^2 = \frac{140 * 12\ 000}{2000} * \frac{237^3}{3} + 2,4 * 10^5 * 33^2 = 3989\ kNm/rad$$

Bruddkapasiteten til skruene

$$f_{u,k} = 700 \text{ MPa}$$

$$F_{ax,k} = f_{uk} * \pi * \frac{d^2}{4} = 700 * \pi * \frac{16^2}{4} = 140,7 \text{ kN}$$

$$M = 3F_{ax,k} * \left(r + \frac{2 * a_o}{3}\right) * \cos(\alpha)$$

$$M = 3 * 140,7 * \left(33 + \frac{2 * 237}{3}\right) * \cos(15) = 77,9 \text{ kN}$$

Sjekker utrivning etter NS-EN 1995-1-1 8.7.2(8.38)

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{0,1} \rho_k^{0,8} = 0,52 * 20^{-0,5} * 1000^{-0,1} * 450^{0,8} = 7,73$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{3 * 7,73 * 20 * 1000 * 1}{1,2 \cos^2 15 + \sin^2 15} = 391 \text{ kN}$$

$$M = 391 * \left(33 + \frac{2 * 237}{3}\right) * \cos(15) = 72,14 \text{ kN}$$

Kapasiteten til Bjelken er lik test 1-9

$$M_d = 54,4 \text{ kNm}$$

$$V_d = 54 \text{ kN}$$

Sjekker maksimal last med dimensjonerende kapasitet

$$\delta = \frac{470 \text{ kg}}{\text{m}^3} = 4,611 * 10^6 \text{ N/mm}^3$$

$$q = b * h * \delta = 140 * 270 * 1000 * 4,611 * 10^6 = 174,1 \text{ N/m}$$

$$p = \frac{M_{maks}}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{72,14}{2} - \frac{0,1741 * 2}{2} = 35,9 \text{ kN}$$

Ser at dimensjonerende vil være uttrekkapasiteten til skruene, denne senker kapasiteten til 72,14 kN i knutepunktet. Det er denne som blir den minste og dimensjonerende lasten, og det er her bruddet mest sannsynlig vil komme ved testing.

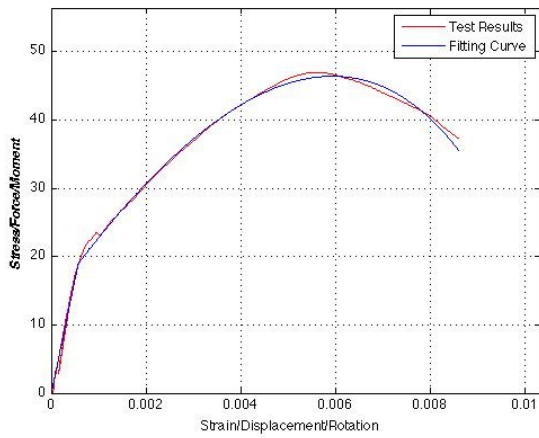
Vedlegg 4

Beregning av duktilitets parametrene

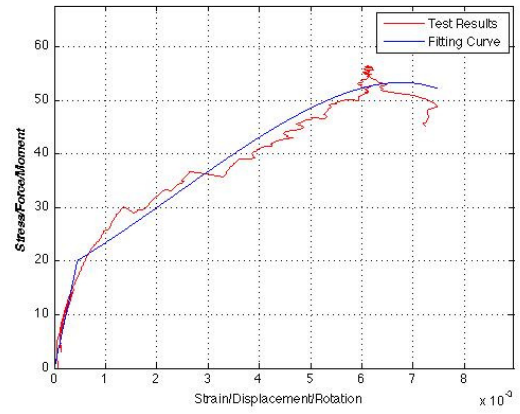
	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5	Test 6	Test 7	Test 9	Test 10	Test 11	Test 12
E	33244	44441	13820	14948	22999	18583	9998	21380	31343	15822
E _{calc}	3591	3591	3188	3188	3188	3188	3188	3989	3989	3989
ε _i	-1,43E-05	3,52E-06	1,04E-04	-2,05E-05	-2,60E-05	-1,38E-04	4,27E-05	-3,17E-05	-8,65E-05	-1,56E-04
σ ₀	1,90E+01	2,01E+01	2,95E+01	1,12E+01	1,20E+01	4,32E+01	4,60E+01	6,82E+01	3,66E+01	5,71E+01
ε _{pmax}	0,007483	0,006372	0,006314	0,005983	0,012706	0,016930	0,014541	0,016928	0,008145	0,009394
ε _{pu}	0,004548	0,005572	0,004338	0,001960	0,006560	0,005689	0,004397	0,004242	0,003230	0,003963
ε _{pfa}	0,024581	0,011750	0,006981	0,003275	0,009829	0,009517	0,009642	0,008638	0,005339	0,009132
ε _{pu}	0,004548	0,005572	0,004338	0,001960	0,006560	0,005689	0,004397	0,004242	0,003230	0,003963
ε _{pf}	0,007483	0,006372	0,006314	0,003275	0,009829	0,009517	0,009642	0,008638	0,005339	0,009132
ε _u	0,005944	0,006772	0,008408	0,005821	0,009701	0,009041	0,009564	0,008193	0,005290	0,008301
σ _u	46,40130	53,30000	56,24431	57,71833	72,22910	62,28391	51,65884	84,46861	64,55910	68,62944
σ _{u,calc}	35,22	35,22	47,23	47,23	47,23	47,23	47,23	72,14	72,14	72,14
Avvik %	24	34	16	18	35	24	9	15	-12	-5
σ _f	35,91063	51,92366	47,14903	48,38802	66,25554	58,42597	47,45001	75,64749	59,29825	58,17127
DS _{tu0}	10,40	14,99	3,94	7,80	18,60	3,89	2,08	2,57	4,53	2,30
DS _{pu0}	7,96	12,34	2,03	2,63	12,58	2,45	0,96	1,33	2,77	1,10
DS _{pf0}	13,09	14,11	2,96	4,39	18,84	4,10	2,10	2,71	4,58	2,53
DS _{tu}	0,77	0,82	0,52	0,34	0,68	0,63	0,46	0,52	0,61	0,48
DS _{tf}	0,87	0,85	0,65	0,50	0,77	0,75	0,67	0,71	0,74	0,71
DS _{ue}	3,26	4,65	1,07	0,51	2,09	1,70	0,85	1,07	1,57	0,91
W _{eu}	0,0324	0,0320	0,1144	0,1114	0,1134	0,1044	0,1335	0,1669	0,0665	0,1488
W _{pu}	0,1700	0,2216	0,2011	0,0852	0,3553	0,3211	0,2193	0,3367	0,1810	0,2575
W _{pf}	0,2959	0,2638	0,3064	0,1565	0,5841	0,5539	0,4819	0,6935	0,3129	0,5919
DW _{ue}	5,2499	6,9332	1,7569	0,7648	3,1329	3,0762	1,6432	2,0178	2,7217	1,7297
DW _{ub}	0,4896	0,6525	0,5662	0,4509	0,5005	0,5417	0,4403	0,4615	0,5250	0,4108
DW _{fe}	9,1362	8,2545	2,6774	1,4045	5,1500	5,3069	3,6111	4,1559	4,7063	3,9768
DW _{fb}	0,8520	0,7769	0,8628	0,8281	0,8228	0,9345	0,9676	0,9504	0,9079	0,9445
R _{2,lin}	0,9487	0,7723	0,9121	1,0680	0,9713	0,9707	0,9318	0,9772	0,9966	0,9578
R _{2,ni}	0,9956	0,9468	0,9607	0,4828	0,9797	0,9517	0,8557	0,9052	0,9657	0,7674

Tabellen over viser alle parametrene for alle testene. Talldataene for alle testene har blitt lastet inn i Matlab, slik at man får gjort en tilnærming og løst ut parametrene.

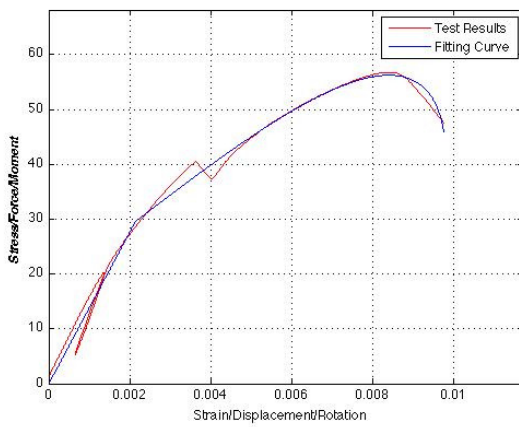
Tilnærmingen til de forskjellige testene er gitt under. Vi ser at man i test 5 ikke har klart å finne en god tilnærming. Under gjennomføring av testen oppsto det kraftig oppsprekning slik at sensorene ble forstyrret. Dataene for denne testen er derfor ikke helt nøyaktige.



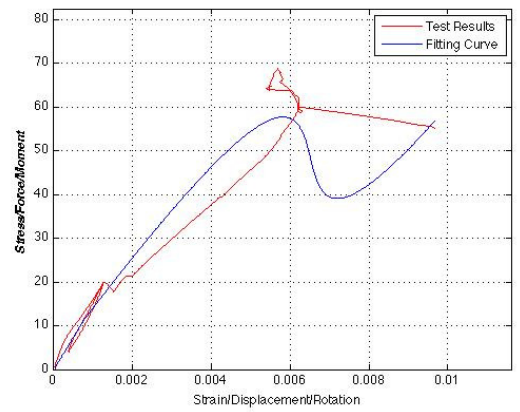
A TEST 2



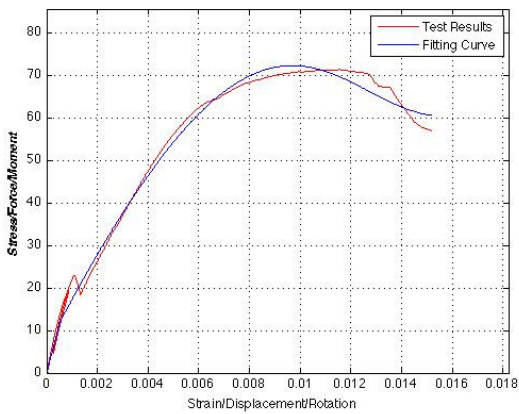
B TEST 3



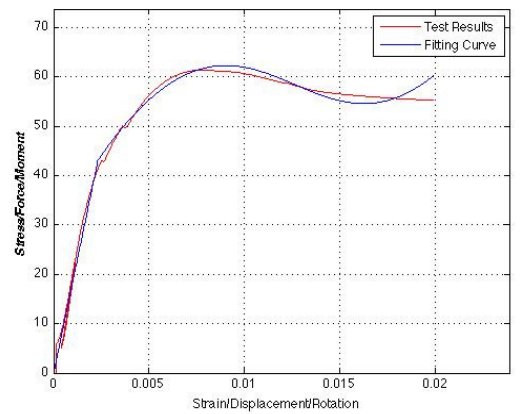
C TEST 4



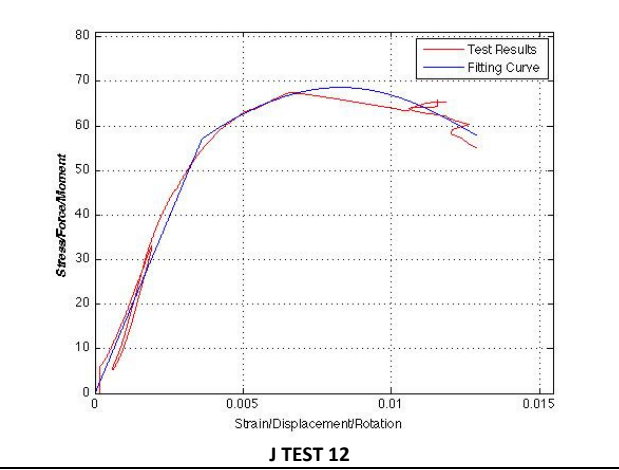
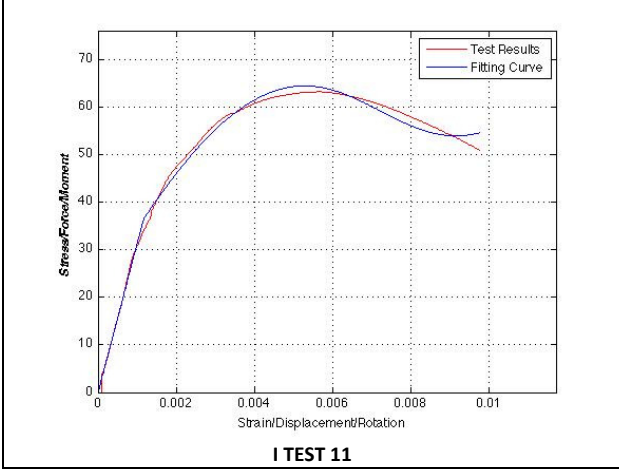
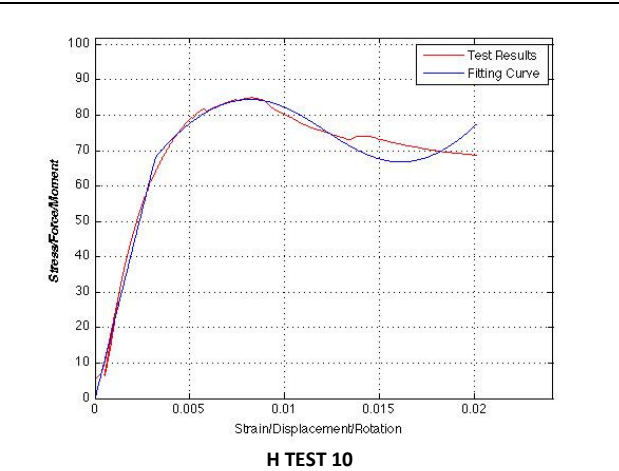
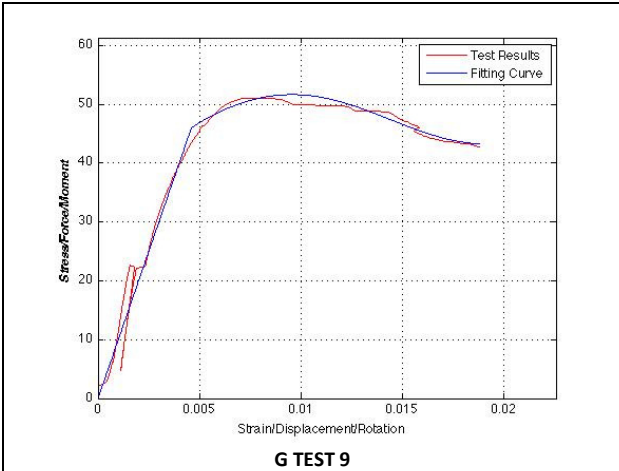
D TEST 5



E TEST 6



F TEST 7



Vedlegg 5

Sammenlikning av deformasjoner etter brudd test 1-12



Vedlegg 6

Resultat fra densitets prøver

	Klimatisert	Våt	Tørr			
	densitet ρ_y [g/cm ³]	densitet ρ_w [g/cm ³]	densitet ρ_o [g/cm ³]	W [%]	densitet ρ_{12} [g/cm ³]	
	Ytre lamell	0,4296	0,5830	0,4114	11,14	0,5837
	Ytre lamell	0,4255	0,5835	0,4105	9,84	0,5854
Test	Indre lamell	0,3867	0,5829	0,3661	9,01	0,5855
1	Indre lamell	0,4237	0,5945	0,3910	10,99	0,5954
	Ytre lamell	0,5291	0,6746	0,4965	11,66	0,6750
	Ytre lamell	0,3953	0,5983	0,3844	9,30	0,6007
Test	Indre lamell	0,4364	0,6379	0,4181	8,86	0,6409
2	Indre lamell	0,4340	0,5971	0,4177	9,57	0,5993
	Ytre lamell	0,4252	0,5989	0,4053	9,46	0,6012
	Ytre lamell	0,5400	0,6739	0,5110	12,63	0,6732
Test	Indre lamell	0,4593	0,6492	0,4365	10,19	0,6509
3	Indre lamell	0,4187	0,5776	0,4015	9,04	0,5802
	Ytre lamell	0,5753	0,7235	0,5496	11,24	0,7244
	Ytre lamell	0,4316	0,5752	0,4132	9,45	0,5774
Test	Indre lamell	0,4286	0,6373	0,4004	7,87	0,6413
4	Indre lamell	0,4367	0,5992	0,4177	9,25	0,6017
	Ytre lamell	0,4024	0,5736	0,3768	10,34	0,5750
	Ytre lamell	0,4429	0,5870	0,4279	8,71	0,5899
Test	Indre lamell	0,4829	0,6529	0,4619	10,14	0,6547
5	Indre lamell	0,3831	0,5512	0,3646	8,62	0,5540
	Ytre lamell	0,4834	0,6465	0,3554	42,73	0,6167
	Ytre lamell	0,4052	0,5721	0,3904	9,56	0,5741
Test	Indre lamell	0,4505	0,6362	0,4293	8,25	0,6397
6	Indre lamell	0,4728	0,6463	0,4498	10,61	0,6476
	Ytre lamell	0,4701	0,6304	0,4446	9,62	0,6326
	Ytre lamell	0,3928	0,5774	0,3767	9,66	0,5794
Test	Indre lamell	0,4548	0,6380	0,4383	8,39	0,6414
7	Indre lamell	0,4651	0,6227	0,4430	9,74	0,6248
	Ytre lamell	0,4088	0,5832	0,3926	8,68	0,5861
	Ytre lamell	0,4553	0,6418	0,4312	10,50	0,6432
Test	Indre lamell	0,4211	0,5914	0,4013	9,51	0,5936
9	Indre lamell	0,4009	0,5636	0,3760	9,73	0,5655
	Ytre lamell	0,4098	0,5979	0,3907	8,71	0,6009
	Ytre lamell	0,4555	0,6797	0,4308	9,83	0,6819
Test	Indre lamell	0,4106	0,5747	0,3845	10,64	0,5759
10	Indre lamell	0,4825	0,6485	0,4500	11,81	0,6487
	Ytre lamell	0,4165	0,5992	0,3930	10,42	0,6006
	Ytre lamell	0,4549	0,6054	0,4348	9,67	0,6075
Test	Indre lamell	0,4562	0,6111	0,4388	9,93	0,6130
11	Indre lamell	0,4255	0,5965	0,4024	10,35	0,5979
	Ytre lamell	0,3943	0,5552	0,3723	10,03	0,5569
	Ytre lamell	0,4606	0,6332	0,4452	10,93	0,6342
Test	Indre lamell	0,3893	0,5317	0,3622	11,93	0,5317
12	Indre lamell	0,4182	0,5745	0,4027	7,20	0,5786
	Snitt	0,4396	0,6093	0,4159	10,59	0,6105