

**UNDERSØKELSE AV ROTASJONSTIVHETEN TIL EN
DYBELFORBINDELSE**

EXAMINATION OF THE ROTATIONAL STIFFNESS OF A DOWEL-CONNECTION

CHRISTINE B. BØHN, GUNHILD HANTO OG FAYE S. DANIEL



Forord

Vi har med denne oppgaven avsluttet vårt toårige masterstudium ved Universitetet for miljø- og biovitenskap i Ås. Vi har alle tre valgt studieretningen konstruksjonsteknikk med fordypelse i tre, og det var naturlig å velge et tema som falt inn under dette emnet.

Arbeidet med oppgaven har vært lærerikt på mange måter. Vi har vært gjennom tre teori og anvendt teorien i praksis ved forsøk. Det å skrive oppgaven sammen har også gitt fordeler som konstruktive tilbakemeldinger og motivasjon.

Underveis i prosjektet har vi hatt flere bidragsyttere, og vi vil derfor benytte anledningen til å rette en stor takk til disse.

Først og fremst må vi få takke Kato Sveen ved Moelven Limtre for levering av limtrebjelker og dybler. Bjørn Brenna og de andre på det mekaniske verkstedet for produksjon av stålplater og sveising. Tom Ringstad skal ha takk for levering og programmering av deformasjonsgivere. Håkon Gihle Raddum for illustrasjoner. Takk også til Bjørn Slette på trelabben for veiledning og hjelp med teknisk utstyr, og takk til Otto Kleppe og Tormod Dyken ved Vegdirektoratet for utarbeidelse av oppgave og veiledning. Vi må også få rette en stor takk til Nils Ivar Bovim ved IMT for veiledning og ideer.

Sist, men ikke minst må vi få rette en stor takk til Christian Sørensen, vår veileder ved IMT, for støtte, veiledning og en god porsjon tålmodighet gjennom hele prosjektperioden. Vi hadde ikke kunne gjennomført dette uten deg.



UMB, 15. mai 2011

Faye Susanne Daniel

Gunhild Hanto

Christine Blixt Bøhn

Sammendrag

Buer blir ofte benyttet som bæresystem i blant annet brukonstruksjoner. Buede limtrebjelker som er trykkpåkjent må avstives sideveis for å unngå knekning vinkelrett på buens plan. I forbindelse med bruer kan dette gjøres ved hjelp av U-formede rammer dannet av kraftige hengesøyler og tverrbærere. Disse hengesøylene forårsaker bevegelse av buen sideveis når tunge kjøretøy passerer bruene, og tverrbæreren bøyer seg. Dette anses som uheldig, samtidig som at de kraftige hengesøylene gir et klumpete visuelt inntrykk. Det er derfor ønskelig å unngå systemet med U-formede rammer som avstivning, og heller utnytte den elastiske innspenningen som dybelforbindelsen med innslissede stålplater i buefoten vil kunne gi. I buefoten, som kalles kemper, blir det brukt et kemperledd.

Det er behov for å kjenne graden av innspenning for å kunne beregne buens knekk lengde. Innspenningsgraden kan representeres ved en fjærkonstant som må bestemmes ved forsøk.

Målet til Vegdirektoratet er å få testet dette grundig nok til at man kan stole på en slik dybelforbindelse, slik at det ikke er behov for kraftige hengesøyler. For å dokumentere innspenningsgraden tilstrekkelig til at den kan brukes i prosjektering av virkelige bruer må det gjennomføres en større testserie som går utover omfanget av en masteroppgave. Dette studiet må derfor anses som et pilotforsøk.

I samarbeid med Vegdirektoratet har det blitt utarbeidet en forbindelse som består av en limtrebjelke som er festet til en HUP-profil ved hjelp av innslissede stålplater og dybler. Hele elementet er 6060 mm. HUP-profilen ble brukt for å få en mest mulig elastisk innspenning. Forbindelsen har blitt testet for punkt- og topunktslast, og ble kjørt til brudd. Verdiene ble deretter analysert ved hjelp av statistikkprogrammene Jump og Excel.

Det har blitt gjennomført tester av 6 dybelforbindelser der limtrebjelkene har dimensjoner på henholdsvis 190 x 200 mm og 140 x 200 mm, og HUP-profilen har en

dimensjon på 200 x 200 mm. Stivheten til forbindelsen ble undersøkt og sjekket opp i mot Eurocode 5-1.

Det ble forventet at stivhetene fra undersøkelsene skulle få høyere verdier enn Eurocode 5-1. Dette stemte også med resultatene.

Det lave prøveantallet gjør det vanskelig å komme frem til noen eksakte verdier for rotasjonsstivhet til en slik dybelforbindelse med innslissede stålplater.

Abstract

Arches are often used as load-carrying system in bridge structures. The curved glue-laminated beams are under compression and must be braced laterally to prevent buckling perpendicular to the arc's plane. In bridges, this can be done using U-shaped frames formed of heavy hanging pillars and cross-beams. These hanging columns causes movement of the arch sideways when heavy vehicles pass the bridge and the cross-beams will bend. The heavy hanging columns give a bulky visual impact. Therefore, it is desirable to avoid the system with U-shaped frames as bracing, and rather utilize the elastic bracings that the dowel-connection with slotted in steel plates in the bridge base point, gives.

At the bridge base point, a kemper-joint is installed. It is necessary to know the degree of fixity to compute the arch's buckling length. The degree of fixity/stiffness can be simulated by a spring constant which is to be determined by experiments.

The intent for the Public Roads Administration is to test this thoroughly enough to investigate if such a connection, may be relied upon, as to eliminate the use of heavy hanging columns. To verify the degree of flexibility, test-series, which goes beyond the scope of a master task, would be required. This attempt should accordingly be considered as a pilot experiment.

In cooperation with the Public Roads Administration, a representative test -connection has been developed. The connection has been tested for point- and two-points load, and the test has been run until failure. The values have then been analyzed using statistic programs called Jump and Excel.

Tests of 6 elements were conducted. The rigidity of the connection has been examined and checked against the Eurocode 5-1.

It was expected that the stiffness from the experiments would get higher values than the Eurocode 5-1. The results confirmed this.

The low number of test elements made it difficult to get exact values for the rotational stiffness for the dowel-connection with slotted-in-steel plates.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	1
Sammendrag	2
Abstract	4
Innholdsfortegnelse	6
Betegnelser.....	9
Definisjoner	11
1. Innledning.....	13
1.1 Bakgrunnen for prosjektet	13
1.2 Problemstilling.....	20
1.3 Hypotese.....	21
2. Teori.....	23
2.1 Generelt om limtrebuer	23
2.2 Limtrebuer i bruer	25
2.3 Tidligere forsøk.....	27
2.3.1 Tidligere forsøk av hullkantfasthet.....	27
2.3.2 Doktoravhandling av Jan Siem	30
3. Forbindelsesmidler og materialer	31
3.1 Forbindelsesmidler	31
3.2 Materialer.....	31
3.3 Forbindelsen	32
4. Gjennomførelse og metode	34
4.1 Metode.....	34
4.2 Tegninger brukt av mekanisk verksted for gjennomføring og montering av forbindelsen.	42
5. Resultater	47
5.1 Beregning av stivhet til dybelforbindelsen ved den aktuelle bruddformen	47
5.1.1 Stivhetsberegning av dybel på 190 mm for bjelke B1, B2 og B3.....	48
5.1.2 Stivhetsberegning av dybel på 140 mm for forbindelse B4, B5 og B6	50
5.1.3 Beregning av rotasjonsstivheter.....	52
5.2 Beregning av moment og skjærkraft.....	53
5.3 Fremstilling av grafer og observasjoner	59
5.3.1 Moment og nedbøyning.....	60
5.3.2 Rotasjonsstivhet og moment	61

5.3.3 Dyblenes horisontale forskyvning	62
6. Diskusjon	63
6.1 Momentkapasitet for bjelke B1, B2 og B3.....	64
6.2 Momentkapasitet for forbindelse B4, B5 og B6.....	66
6.4 Rotasjonsstivheter.....	67
6.6 Korrigering av rotasjonsstivheter	70
6.8 Bruddformer	76
6.8.1 Limtreet	76
6.8.2 Dyblene.....	77
6.8.2 Dyblenes horisontale forskyvning	79
6.8.3 Innslissede stålplater	80
7. Konklusjon	81
8. Videre arbeid	83
9. Feilkilder	85
9.1 Forsøksutstyr	86
9.2 Materiale	87
9.3 Metode og gjennomføring	88
10. Appendix.....	89
Appendix A: Trevirke generelt.....	89
Appendix B: Faktorer som påvirker fastheten til trevirket.....	90
Densitet	90
Fuktighet.....	91
Virkesfeil.....	91
Krymping og svelling i trevirket.....	92
Fuktighetsgradient og spenningsutvikling.....	93
Appendix C: Forbindelsesmidler og materialer.....	95
Forbindelsesmidler	95
Dybler	95
Stålplatene.....	96
Skruer	96
Materialer.....	96
Limtre	96
HUP-profil.....	97
Appendix D: Utstyr	98

Forsøksmaskinen	98
Deformasjonsmålere	98
Opplagringsbetingelser	99
Måling av horisontal forskyvning	100
Annet utstyr.....	100
Appendix E: Resultater og grafer.....	101
Appendix F: Bilder fra undersøkelsene	108
8 Referanser	112

Betegnelser

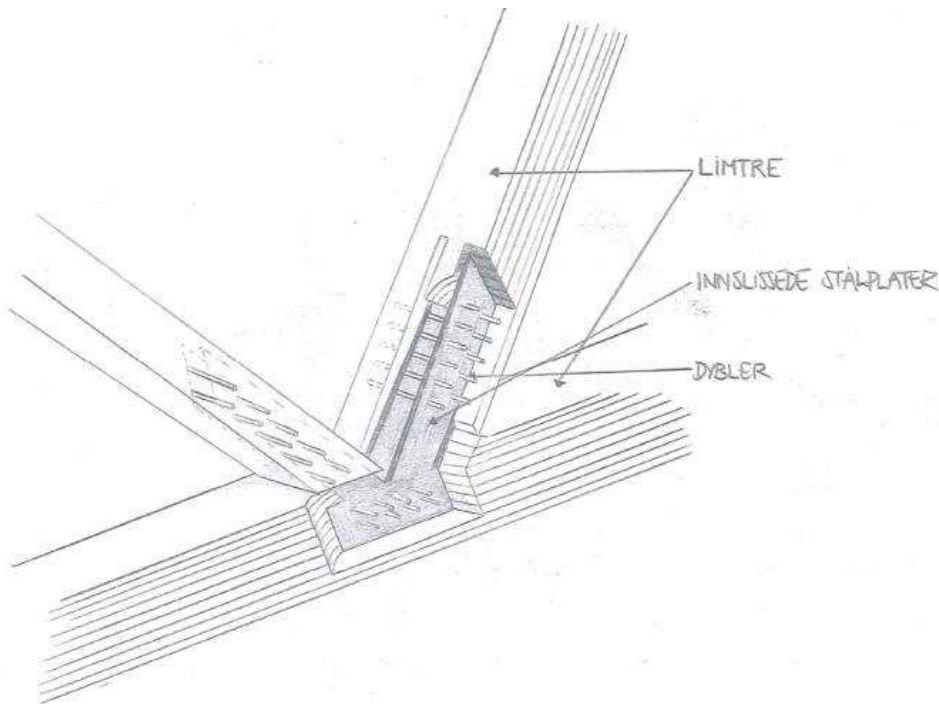
F	Kraft	N
M	Moment	kNmm
t	Virkestykkelse	mm
d	Forbinderdiameter	mm
ρ_k	Densitet for trevirke	kg/m ³
e	Eksentrisitet	mm
ρ_m	Middeldensitet	kg/m ³
ρ_0	Tørrdensitet	kg/m ³
ρ_{12}	Densitet ved 12 % fuktighet	kg/m ³
w	Fuktighetsinnhold	%
φ	Rotasjonsvinkel	rad
u	Forskyvning	mm
K	Stivhet tatt ut i fra graf	kN/mm
K_{FOCUS}	Stivhet beregnet i FOCUS	kN/mm
K_M	Rotasjonsstivhet	kNmm/rad
K_{ser}	Stivhet beregnet fra Eurocode 5-1	kNmm/rad
v	Deformasjonshastighet	mm/min
P	Punktlast	N
l	Betegnelser for lengde	mm
b	Betegnelser for bredde	mm

h	Betegnelse for høyde	mm
W_u	Råvekt av trevirke	g
W_0	Tørrvekt av trevirke	g
T	Temperatur	°C
RF	Relativ luftfuktighet	%
n_{ef}	Antall effektive forbindere	
n	Antall forbindere i en rekke i fiberretningen	
a ₁	Avstand mellom forbinderne i fiberretningen	
a	Deformasjonsmåler	mm
b	Deformasjonsmåler	mm

Definisjoner

Dybelforbindelse:

En dybelforbindelse består av innlissede stålplater som er festet i trevirket med gjennomgående dybler av stål. Kraftene blir overført fra trevirket til dyblene og derfra til de innlissede stålplatene, se Figur 1.



Figur 1 Et knutepunkt i et fagverk med en forbindelse av innlissede stålplater og dybler

Knekkraft:

Staven knekker hvis aksialkraften F er større enn knekkraften F_k , $F > F_k$. Knekkraften er den maksimale aksialkraften staven kan utsettes for uten at den knekker/1/. Knekkraften er avhengig av:

- Lengden på staven
- Opplagerbetingelsene
- Tverrsnitt av staven det vil si størrelse og form
- Materialegenskapene

Duktilitet:

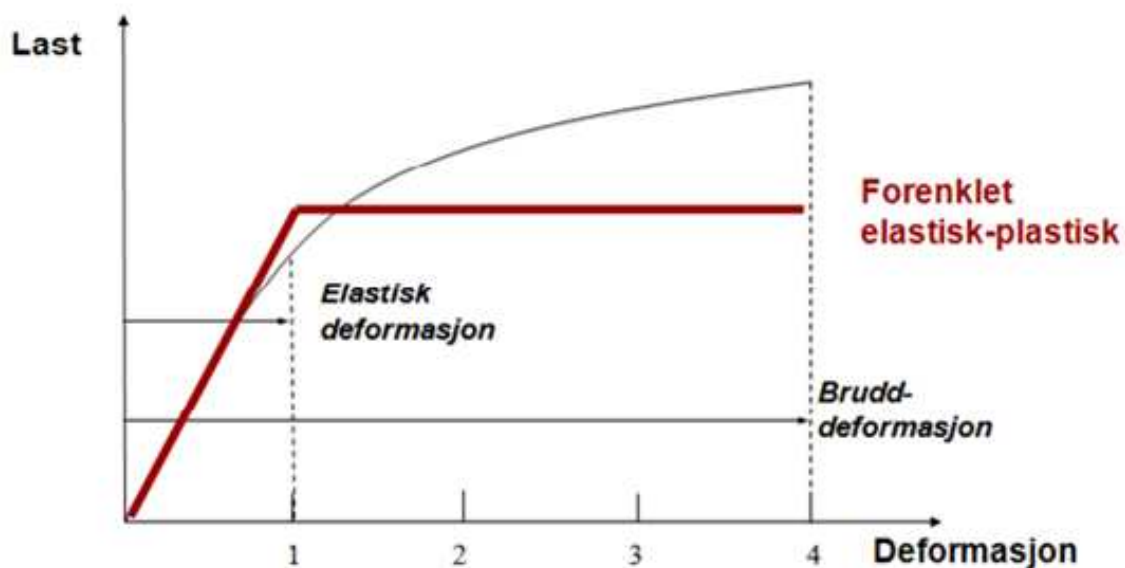
Duktilitet kan også beskrives som formbarhet. Duktilitet er evnen til å deformere seg før brudd.

Plastisk deformasjon:

Den plastiske deformasjonen går ikke tilbake når belastningen fjernes, se Figur 2.

Elastisk deformasjon:

Den elastiske deformasjonen er uavhengig av tid. Den opptrer momentant når belastningen påføres og går tilbake så fort belastningen fjernes, se Figur 2.



Figur 2 Arbeidsdiagram for elastisk og plastisk deformasjon

1. Innledning

1.1 Bakgrunnen for prosjektet

”Vi er fortsatt i steinalderen når det gjelder trebruer. Vi har stort behov for å utvikle konsepter, og vi har stort behov for utbyggere, ”fastslo Michael Flach, sivilingeniør og professor ved Universitetet i Innsbruck /2/.

Trebruer er i stor framvekst i Norge, og det er derfor behov for å finne bedre løsninger når det gjelder forbindelser og knutepunkt, slik at denne utviklingen vil fortsette. Tre er et miljøvennlig og formbart materiale som gir mange nye muligheter innen design og formgivning. Konstruksjonsdelene til trebruer kan i stor grad prefabrikeres hos produsent og transporteres til byggeplass. Etersom trevirke er et lett materiale, er det enkelt og raskt å montere opp en trebru. Dette er en fordel da veibanen ikke trenger å være stengt over en lengre periode, noe som gir økt konkurranse i forhold til stål- og betongbruer.

I trebruer blir limtrebuer ofte benyttet som det bærende elementet, se Figur 1.1



Figur 1.1 Limtrebue på en trebru/3/

En av faktorene som må tilrettelegges når man skal prosjektere en trebru er sideveis avstivning av limtrebuene.

Dette kan blant annet gjøres ved hjelp av et horisontalt vindfagverk mellom buene, se Figur 1.2.



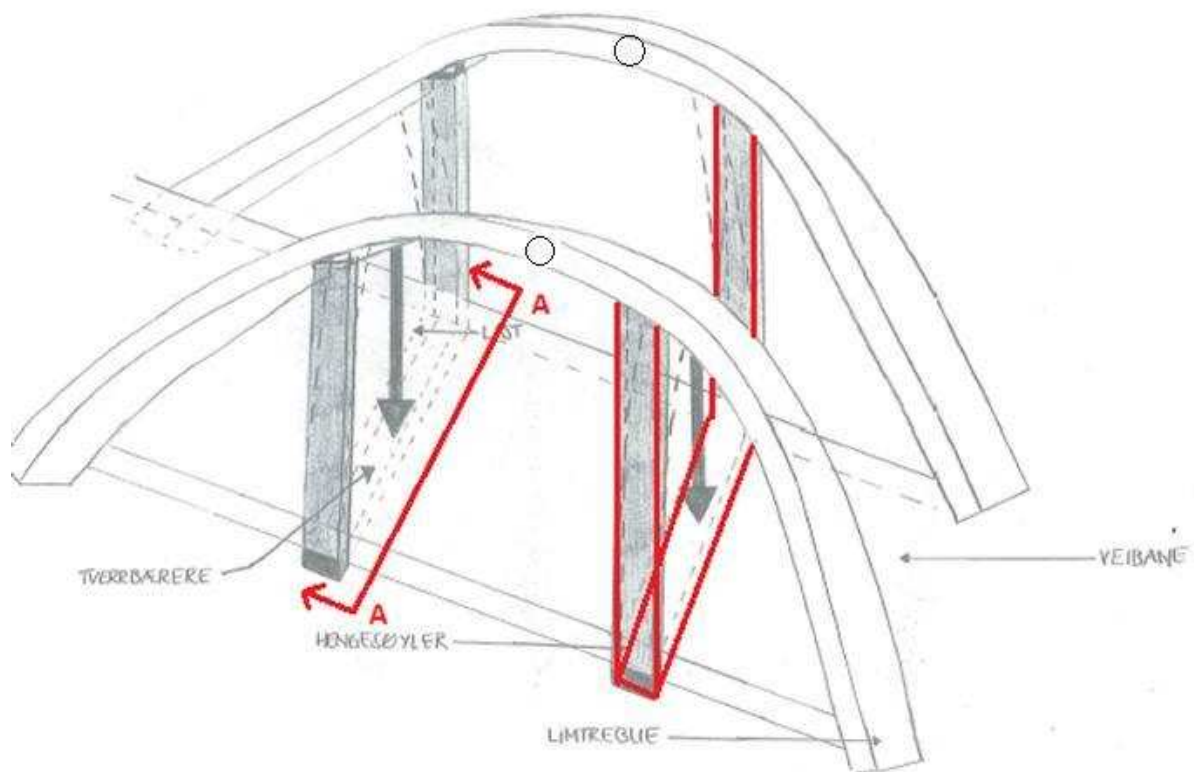
Figur 1.2 Trebru med limtrebuer avstivet med horisontalt vindfagverk/4/

For veibruer krever imidlertid denne løsningen en betydelig høyde på buene over kjørebanelen for å unngå påkjøring av store kjøretøy på vindfagverket. Da det er nesten umulig å sikre seg helt mot påkjøring ønsker Statens Vegvesen å unngå denne løsningen. Det er derfor utviklet et system bestående av U-formede rammer, dannet av kraftige hengesøyler og tverrbærere, for horisontal avstivning av buene, se Figur 1.3.

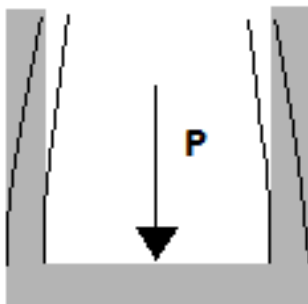


Figur 1.3 Trebru med limtrebue avstivet med hengesøyler og tverrbærere. Hengesøylene og tverrbærerne danner U – formede rammer

En ulempe med denne løsningen er når tunge kjøretøy passerer bruene, og brubanen blir utsatt for en kraft. Kraften blir tatt opp av hengesøylene og tverrbærerne, se Figur 1.4. Det hele fører til en bevegelse av hengesøylene, og dermed også limtrebuene, som får en sideveis bøyning ut av planet, se Figur 1.4 og Figur 1.5. De røde strekene markerer U-formen som skal avstive bruene sideveis.



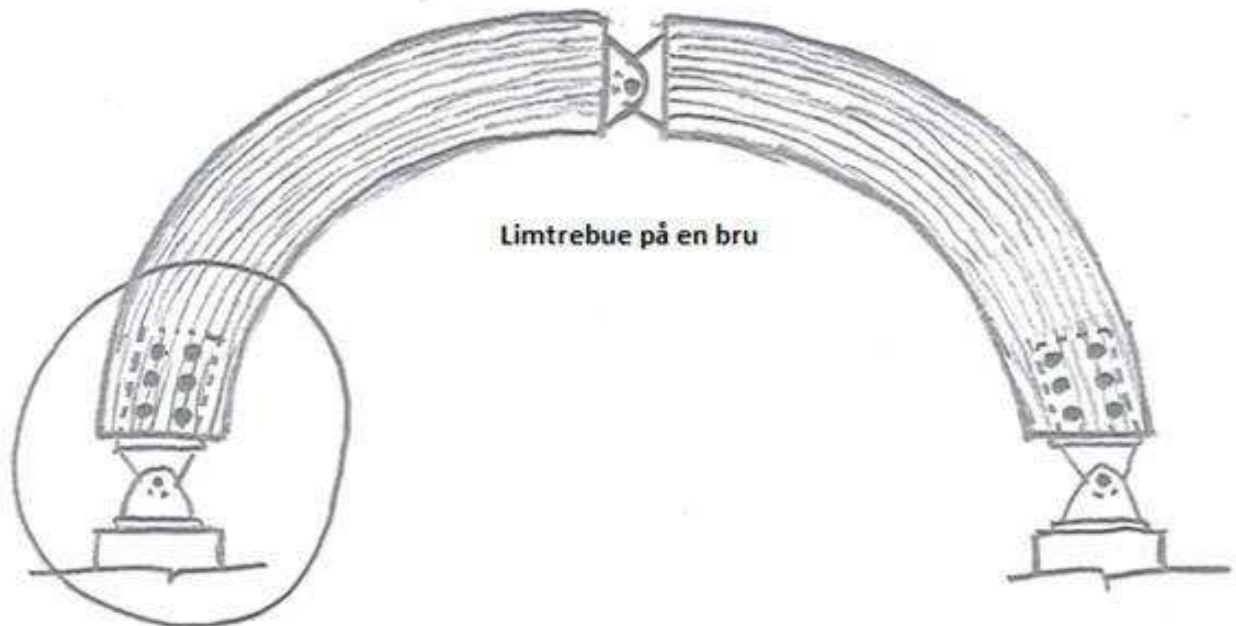
Figur 1.4 Limtrebuen er avstivet sideveis ved hjelp av tverrbærere og hengesøyler



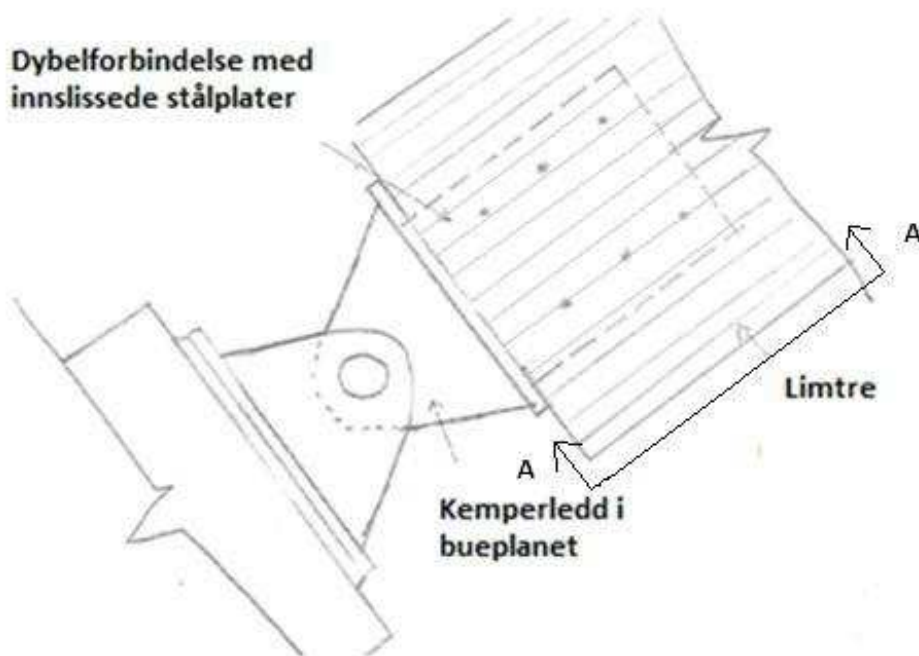
Figur 1.5 Snitt A-A fra Figur 1.4. U-formede rammer dannet av hengesøyler og tverrbærere

Avstivningen av buene blir gjort fordi man ikke stoler på buefotens dybelforbindelse ut av planet som stivt nok til å forhindre knekning, se Figur 1.6. I buefoten blir det brukt et

kemperledd som er et ledd i bueplanet, se Figur 1.7, men for bøyning ut av planet skal det representere en elastisk innspenning.

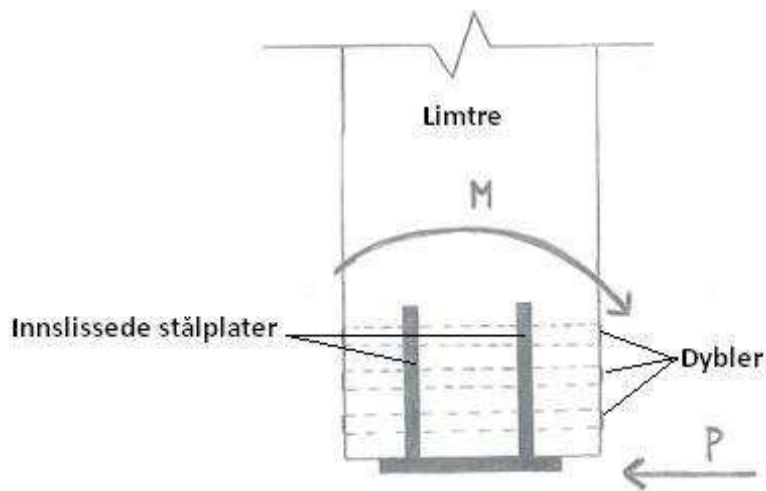


Figur 1.6 Limtrebue, uten avstivning. Utsnittet viser en dybelforbindelse



Figur 1.7 Kemperledd i bueplanet

Når en bue tryktpåkjennes, for eksempel ved tung trafikk, får buefoten en momentpåkjenning som gjør at buen bøyes ut av planet, Figur 1.8.



Figur 1.8 Snitt A-A fra Figur 1.7

Et annet alternativ er at buen kan gis innspenning ved at kemperleddet legges et stykke under brubanen og at buene forbindes med en tverrbærer og et kryss av stål, se Figur 1.9 og 1.10. Med en slik løsning vil det ikke være behov for tykke hengesøyler eller vindfagverk som avstivning. Kemperleddet er stabilt nok.



Figur 1.9 Ner-Hole bru, Møre og Romsdal. Utsnittet viser tverrbæreren og krysset av stål som forbinder buen/5/



Figur 1.10 Kemperledd er lagt et stykke under brubanen og gir buen innspenning. Et kryss av stål og en tverrbærer som forbinder buen/5/

Det er imidlertid ikke alltid kemperleddet kan legges så lavt, og da har systemet med U-formede rammer vært den eneste muligheten for horisontal avstivning av buene, dersom vindfagverk skal unngås.

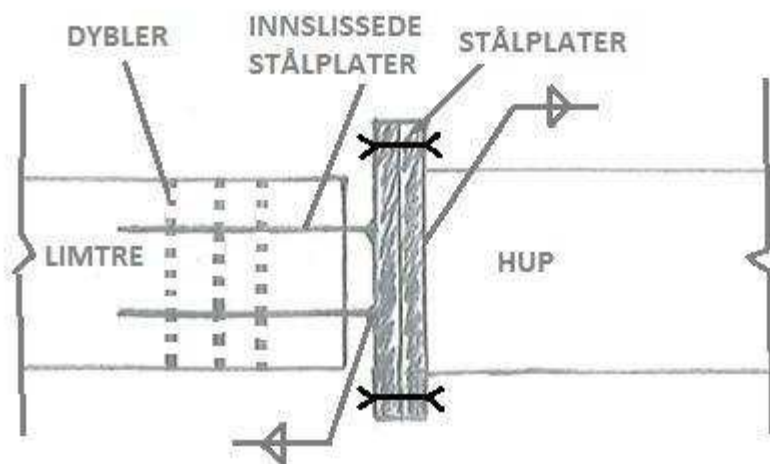
Det foreligger ingen dokumentasjon på rotasjonsstivheten ut av planet til en dybelforbindelse i en buefot. Med mer kunnskap om dette kan man utvikle en konstruksjon der kneklengden til limtrebuen kan være kortere slik at man kan redusere de økonomiske kostnadene, og i tillegg få en mer slank og estetisk vakker konstruksjon. Dette er et stort og omfattende prosjekt som krever grundige undersøkelser i fullskalaforsøk. Dette studiet skal være et pilotforsøk for å teste dybelforbindelsens rotasjonsstivhet ut av planet.

1.2 Problemstilling

Målet til Vegdirektoratet er å kjenne graden av innspenning grundig nok, til at man kan stole på en slik dybelforbindelse, uten bruk av kraftige hengesøyler, og eventuelt redusere dimensjonen på disse. Om mulig også å redusere knekk lengden.

Målet med dette studiet er å undersøke rotasjonsstivheten ut av planet for en forbindelse med innslissede stålplater og dybler. Denne masteroppgaven skal være et pilotforsøk på hvordan man kan teste en slik forbindelse for å finne rotasjonsstivheten.

I virkeligheten består innspenningen i buefoten av et kemperledd og en forbindelse av innslissede stålplater og dybler. I dette studiet er det kun dybelforbindelsen som skal testes, se figur 1.11.



Figur 1.11 Forbindelsen som skal testes i dette studiet. Forbindelsen er skissert i oppriss

1.3 Hypotese

Dyblene i forbindelsen som skal testes i dette studiet vil få en annen bruddform enn de som er oppgitt i Eurocode 5-1 side 62 Figur 8.3 /6/.

I Eurocode 5-1 side 55 punkt (3)/6/ er det oppgitt formler for stivheter for forbindelsesmidler stål mot tre i bruksgrensetilstanden. For dybler gjelder likning (1):

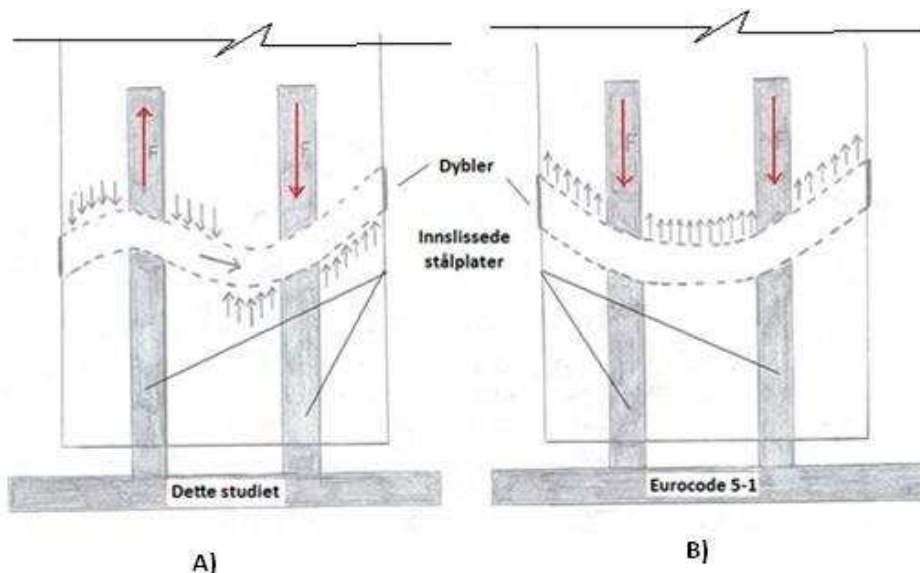
$$K_{ser} = 2 * (\rho_m^{1,5} * \frac{d}{23}) \quad (1)$$

$$K_{ser} = \text{Glidemodul}$$

$$\rho_m = \text{Middelverdi densitet}$$

$$d = \text{Dybelens diameter}$$

Denne stivheten gjelder for bruddformen gitt i Figur 1.12 B). I dette tilfellet vil ikke disse formlene gjelde for forbindelsen, på grunn av en annen bruddform og forutsetninger, se Figur 1.12 A) Dyblen vil få en S-form. Stivheten til forbindelsen må derfor finnes på en annen måte, se kapittel 2.3.1. I studiet vil bruksgrenseverdier bli benyttet.

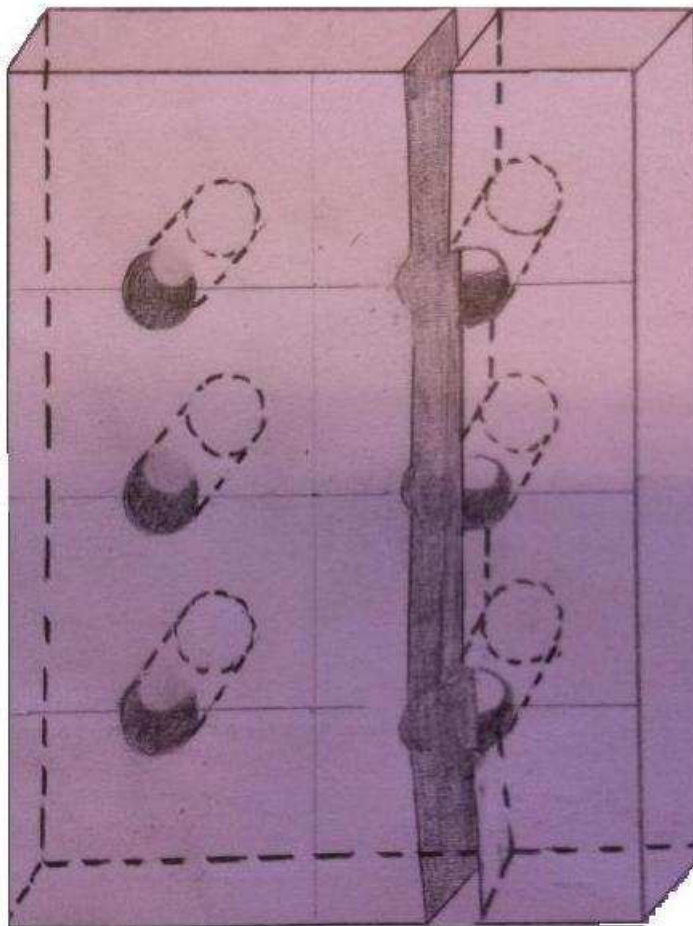


Figur 1.12 A) Forbindelsen til venstre viser bruddformen til dyblen i dette tilfellet. B) Forbindelsen til høyre viser bruddformen som gjelder for Eurocode 5-1/6/

Det antas at dyblene i dette studiet vil få en høyere stivhet enn gitt i Eurocode 5-1 side 55 /6/.

Tilfellet A) fra Figur 1.12 viser hvordan dybelen i dette studiet blir i forhold til dybelen illustrert i Eurocode 5-1/6/, som er illustrert til høyre. Med krefter som virker i to forskjellige retninger, slik figuren til venstre illustrerer, får en et bidrag som gjør at stivheten blir større for dette tilfellet.

En bruddform som vil oppstå antas å være oppsprekking langs dyblenes rekke eller gruppe, se Figur 1.13. Dette setter krav til tilstrekkelige avstander mellom dyblene og ut til kanten, som man finner i Eurocode 5-1 side 76 Tabell 8.5/6/ og i håndbok Mekaniske treforbindelser/7/. Disse kravene gjelder alltid.



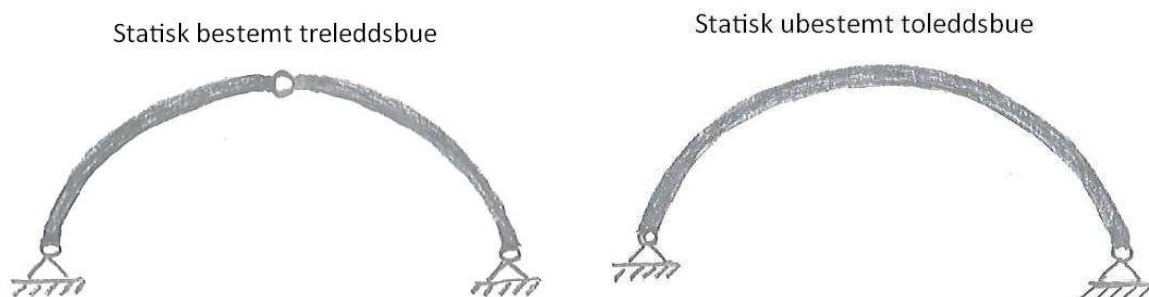
Figur 1.13 Oppsprekking av trevirke nær dyblene

Testbjelkene vil få en nedbøyning allerede ved utgangsposisjonen. Dette kommer av egenvekten til HUP-profilen og limtrebjelken.

2. Teori

2.1 Generelt om limtrebuer

Limtre blir benyttet i buekonstruksjoner da det kan produseres i krumme former og varierende tverrsnittshøyder. I de fleste tilfeller benyttes massive tverrsnitt med konstant høyde, men I-bjelker eller kassetverrsnitt kan også brukes. En rett bjelke overfører krefter ved hjelp av moment og skjærkrefter, i motsetning til en bue der kreftene overføres mer eller mindre som rent aksialtrykk. En benytter seg av en bueform som gir minst mulig opptredende momenter. Bueformen følger gjerne trykklinjen for den dominerende lastkombinasjonen. Opptredende momenter kan derimot ikke unngås helt, da flere lastkombinasjoner må tas hensyn til. De ulike bueformene er sirkel-, segmentert eller parabelbue. Disse kan enten være treledds bue eller toledds bue henholdsvis statisk bestemt og statisk ubestemt, se Figur 2.1.



Figur 2.1 Statisk bestemt treledds bue og statisk ubestemt toledds bue

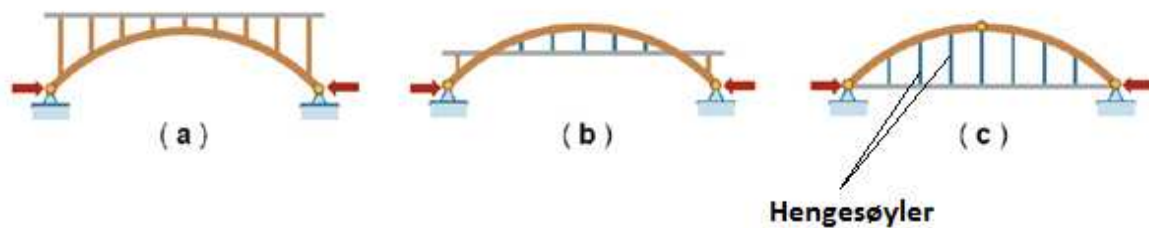
En segmentert bue er en bue der elementet er delt opp i flere segmenter, det vil si flere deler. En statisk ubestemt bue kan gi slankere buer, dvs mindre momenter. Den kan derimot få tvangskrefter fra setninger, problemer med unøyaktighet av fundamentposisjoner samt problemer knyttet til egenspenninger fra fukt- og temperaturendringer. En statisk bestemt bue vil være mindre utsatt for disse problemene.

Limtrebuene blir fremstilt i fabrikk ved at tynne lameller bøyes til riktig form over en mal og limes sammen under press. Det vil i prinsippet være ingen begrensning på buetverrsnittets høyde, det vil si antall lameller som limes samme/8/.

2.2 Limtrebuer i bruer

Buer er et av de mest interessante bærende elementer benyttet til vei- og gangbruer. Dette fordi limtrebuer er økonomiske og de kan også prefabrikeres. Å beregne en buebru krever mye arbeid og kan derfor være dyrt.

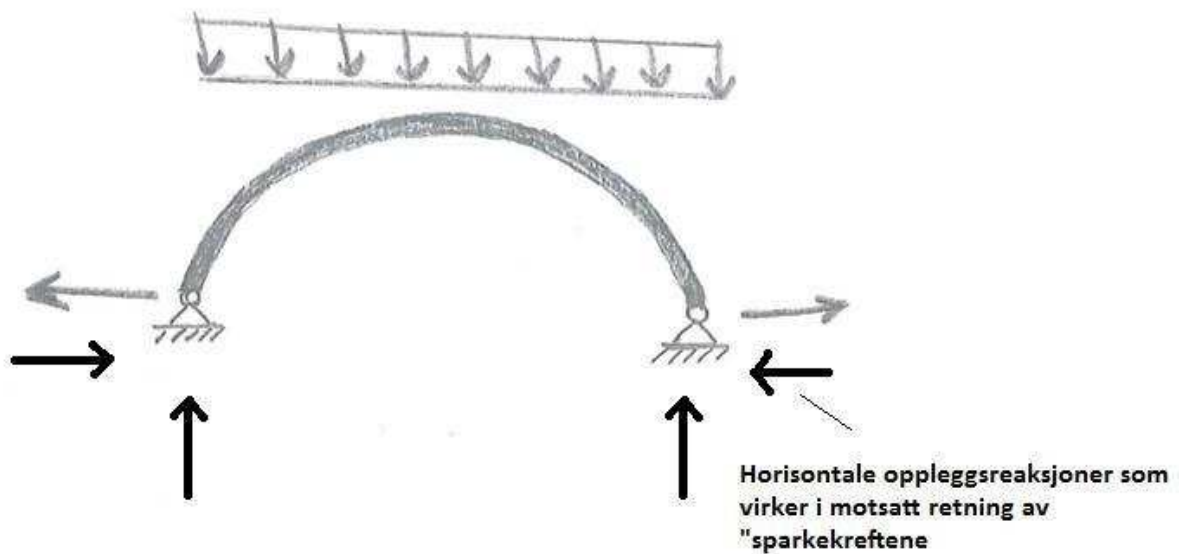
I de fleste tilfeller, med enkelte unntak, blir limtrebuene plassert på oversiden av brudekket. Kraftene på brudekket blir overført til buene via hengesøyler/9/.



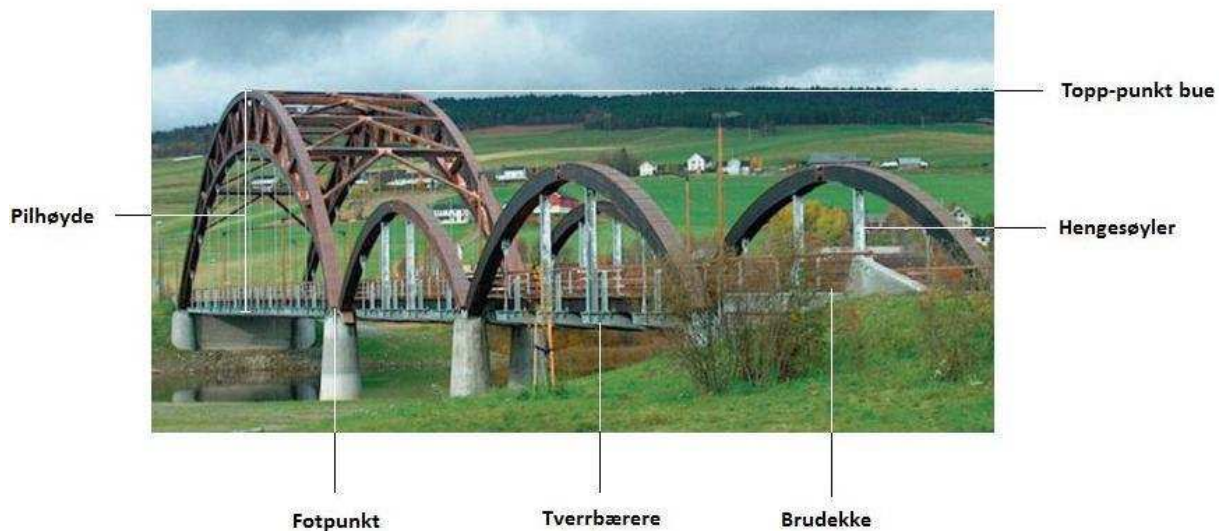
Figur 2.2 Tre ulike måter å designe buebruer på/9/. (a) Limtrebuen er plassert på undersiden av brudekket. (b) Limtrebuen er plassert i midten av brudekket. (c) Limtrebuen er plassert på oversiden av brudekket

I prinsippet finnes det tre ulike måter å prosjektere buebruer på, se Figur 2.2. I Tilfellet i Figur (a) er limtrebuen plassert på undersiden av brubanen. Et annet tilfelle kan sees i Figur (c) der buen er plassert på oversiden av brubanen. Buen er avstivet ved hjelp av hengesøyler. Det er denne løsningen som skal undersøkes i dette studiet. En mellomting mellom de to tilfellene kan sees i Figur (b)/9/. Denne løsningen er den mest fordelaktige med tanke på avstiving sideveis. Buen blir avstivet midt på. Denne simulerer også Ner-Hole bru/5/.

Limtrebuene produseres både som to- og treleddsbruer, se Figur 2.1. Uavhengig av antall ledd vil buene kunne ha store horisontale sparkekrefter ved oppleggene. En sparkekraft er en horisontal tvangskraft som oppstår i fotpunktet på grunn av aksiallast. Kraften forsøker “å sparke” ut buen, se Figur 2.3. Jo lavere pilhøyde, desto høyere blir de horisontale sparkekraftene. Se Figur 2.4 for en bru med betegnelser.



Figur 2.3. En limtrebue som er påkjent med jevnt fordelt last. Lasten fører til at opplagene blir utsatt for en horisontal sparkekraft. Det vil si en kraft som forsøker å "sparke" ut buen



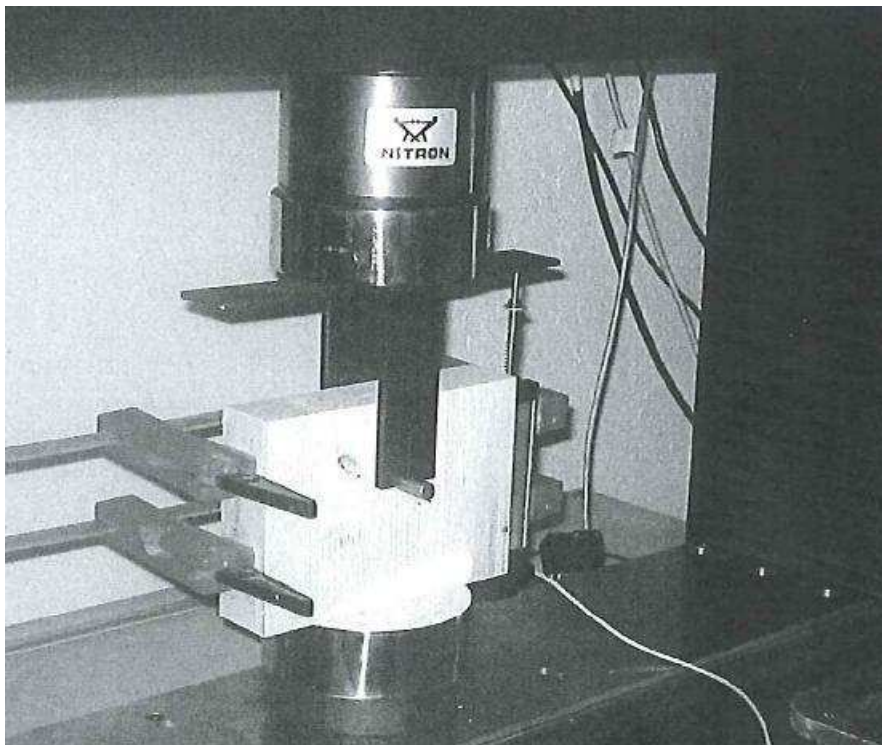
Figur 2.4 Bru med betegnelser/10/

2.3 Tidligere forsøk

2.3.1 Tidligere forsøk av hullkantfasthet

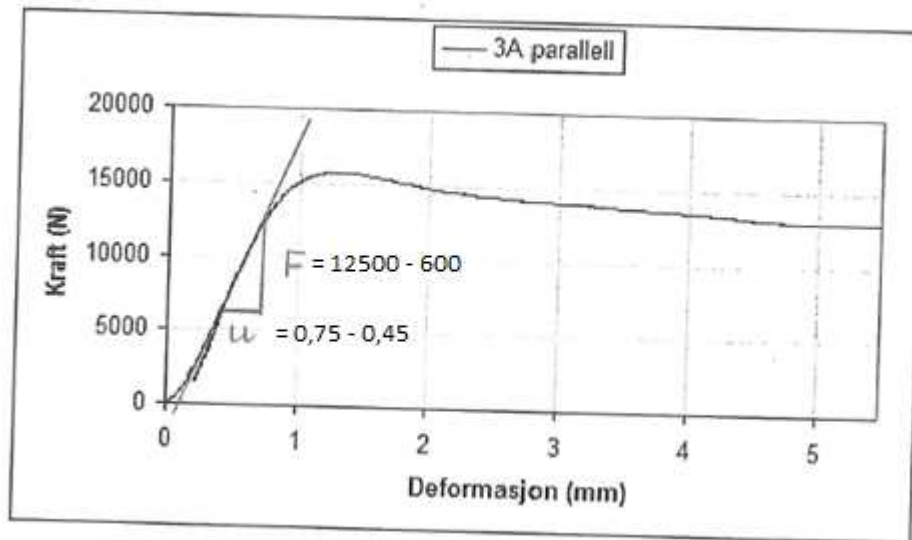
Bae og Høvik/11/ har sett på problemstillinger innenfor limtrekonstruksjoner, blant annet dybler i kombinasjon med innskivede stålplater/11/. I en slik forbindelse vil bruddet vanligvis oppstå i trevirket, i dyblene eller i en kombinasjon av begge. Dette avhenger av virkestykkelse, kantavstand, dybeldiameter og materialkvalitet. Det kan oppstå bruddformer som tverrstrekkbrudd, rad- og blokkutrivning og hullkantbrudd i trevirket, i dyblene kan det oppstå flyteledd.

I Bae og Høviks /11/ masteroppgave er det gjennomført en rekke forsøk på en forbindelse med innskivede stålplater som er festet med en dybel, og blir utsatt for strekk i fiberretningen. En av mange forundersøkelser var å bestemme hullkantfastheten til prøvestykkene, se Figur 2.5.



Figur 2.5 Hullkanttest parallelt fibre /11/

Fra disse testene kan stivheter for en dybel for et gitt prøvestykke bestemmes. Prøvestykkets tykkelse var 50 mm. Figur 2.6 viser resultatene for hullkantsfasthet parallelt på fibrene.



Figur 2.6 Hullkanttest parallelt fibrene /11/

Ut i fra Figur 2.6 og likning (2) finner vi dybelens stivhet. Denne stivheten blir benyttet til å modellere dybelforbindelsens stivhet ut av planet i dette studiet i Focus programmet.

$$F = K * u \quad (2)$$

$$F = \text{Kraft}$$

$$K = \text{Stivhet}$$

$$u = \text{Forskyvning}$$

$$K = \frac{F}{u}$$

$$F = 12500 - 6000 \text{ (Tall hentet fra Figur 2.6)}$$

$$F = 5500 \text{ N}$$

$$u = 0,75 - 0,45 \text{ (Tall hentet fra Figur 2.6)}$$

$$u = 0,3$$

$$K = \frac{5500}{0,3}$$

$$K = 18333 \text{ N/mm}$$

$$K = 18,33 \text{ kN/mm}$$

Likning (2) gir en stivhet lik 18,33 kN/mm og denne verdien benyttes senere i studiet, se kapitel 5.

2.3.2 Doktoravhandling av Jan Siem

Jan Siem har utført en doktor- ingeniøravhandling ved NTNU i 1999 ved navn Kapasitet og duktilitet av dybelforbindelser i trekonstruksjoner/12/. Avhandlingen gikk ut på å undersøke styrke og duktilitet av forbindelser for store fagverkskonstruksjoner i limtre. Konstruksjonene som her er nevnt, er blant annet blitt bygget til OL på Lillehammer i 1994. I den forbindelse ble det utviklet en effektiv og relativ rimelig forbindelse med innslissede stålplater og gjennomgående dybler for overføring av stavkreftene. Konstruksjonstypen ble derfor konkurransedyktig i forhold til andre materialer.

I undersøkelsen ble det benyttet to typer tosnitts tre mot stålplateforbindelser hvor knuteplaten ble slisset inn i treet eller hvor treet var midtstykke og platene ble montert på begge sider. Tretykkelsen varierende mens dyblene hadde en dimensjon på 12 millimeter.

Forbindelsens oppførsel var blant annet avhengig av dybelens ruhet. I undersøkelsen kom det fram at en dybeloverflate preget med langsgående riller ga en signifikant høyere hullkantfasthet enn en glatt dybeloverflate. De rillede dyblene ga også høyere verdier for elastisk stivhet og bedre inelastisk deformasjonsoppførsel i forhold til brudd.

I tillegg til at Siem utførte forsøk med enkeltdybler, ble forbindelser med tre og fire dybler i kolonne utprøvd for å bestemme interaksjonseffekten mellom dyblene. Kapasiteten per dybel ble høyere for dybelkolonner enn for enkeltdybler. Han kom frem til at reglene i Eurocode 5-1, som gjelder styrkereduksjon for dybelkolonner, er konservative.

3. Forbindelsesmidler og materialer

3.1 Forbindelsesmidler

Forbindelsen som ble testet var en forbindelse med innslissede stålplater og dybler av stål. I forsøkene ble det brukt en type dybler med diameter på 12 mm. Stålplatene som ble brukt hadde en tykkelse på 8 mm.

3.2 Materialer

Det ble benyttet limtrebjelker av gran, se Figur 3.1. Kvaliteten på limtrebjelkene var GL32C. Limtrebjelkene hadde dimensjoner på 190 x 200 mm og 140 x 200 mm. 3 stykk av hver dimensjon.



Figur 3.1 Limtrebjelker som ble brukt i undersøkelsene

Dimensjonen på HUP-profilen som ble benyttet var 200 x 200 mm med en godstykkelse på 8 mm, se Figur 3.2.

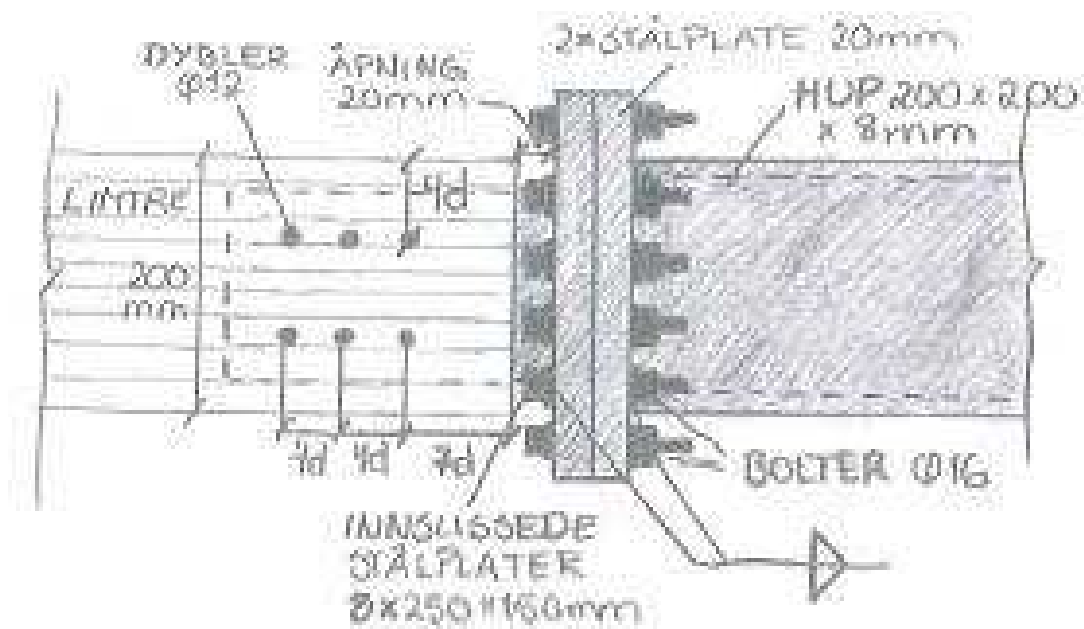


Figur 3.2 HUP-profilen som ble brukt i undersøkelsene

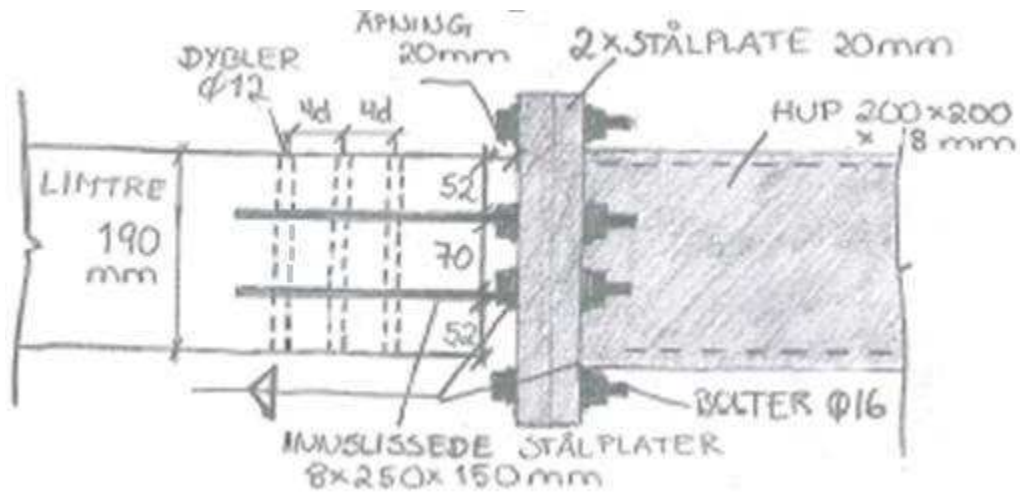
For mer informasjon om forbindelsesmidler og materialer, se Appendix C.

3.3 Forbindelsen

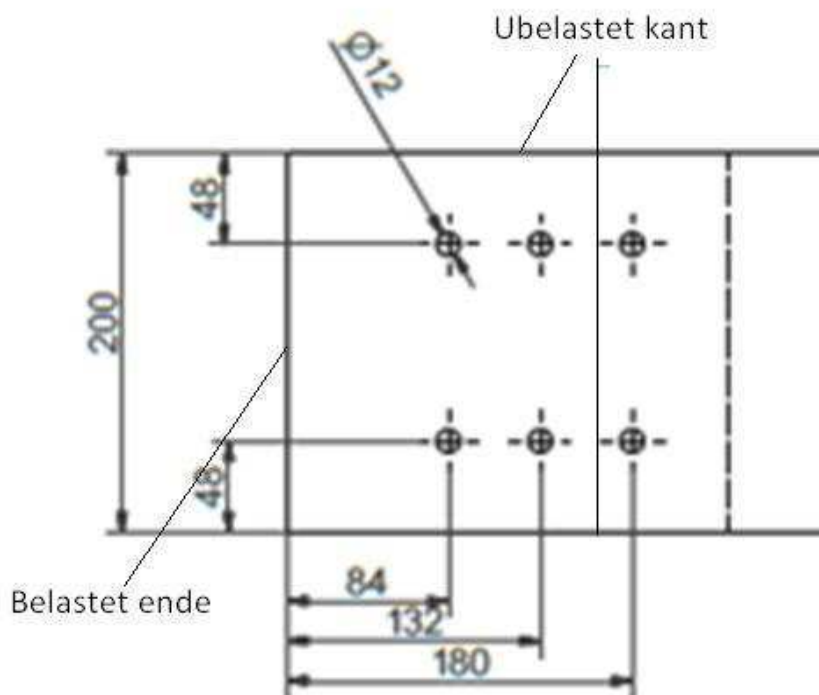
Figur 3.3 viser plan av forbindelsen. Figur 3.4 viser oppriss av forbindelsen med bjelkedimensjon 190 x 200 mm. Figur 3.5 viser avstander mellom dyblene.



Figur 3.3 Plan av forbindelsen. Gjelder alle bjelkene



Figur 3.4 Oppriss av forbindelsen. Gjelder bjelkene med dimensjon 190 x 200 mm



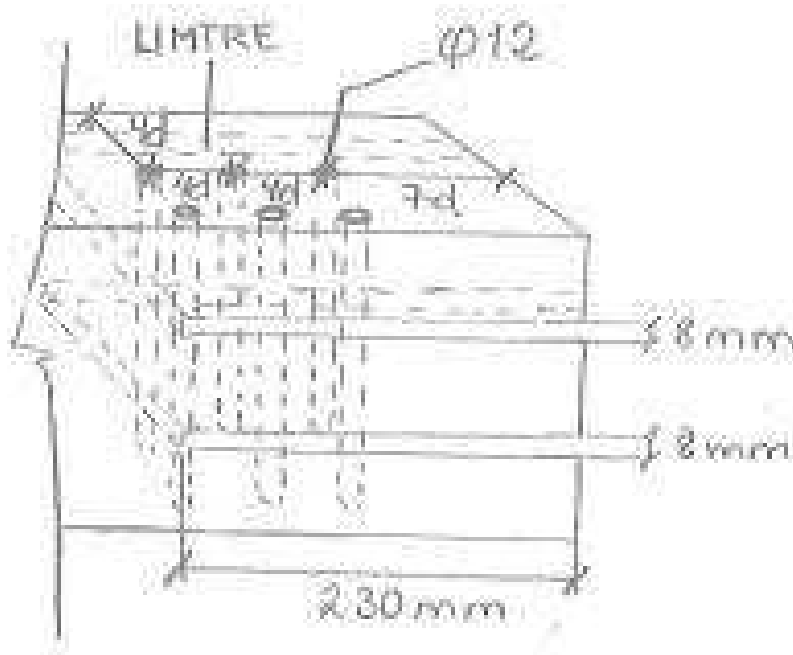
Figur 3.5 I Eurocode 5-1 /6/er det gitt avstander som man må ha mellom dyblene og til belastet og ubelastet kant. Disse avstandene er henholdsvis $7d$ og $3d$, se Figur 3.5,/6/. I oppgaven ble det benyttet $7d = 84$ mm fra enden og til nærmeste dybel, og $4d = 48$ mm mellom dyblene og til nærmeste kant. Håkon Gihle Raddum pers.med.

4. Gjennomførelse og metode

4.1 Metode

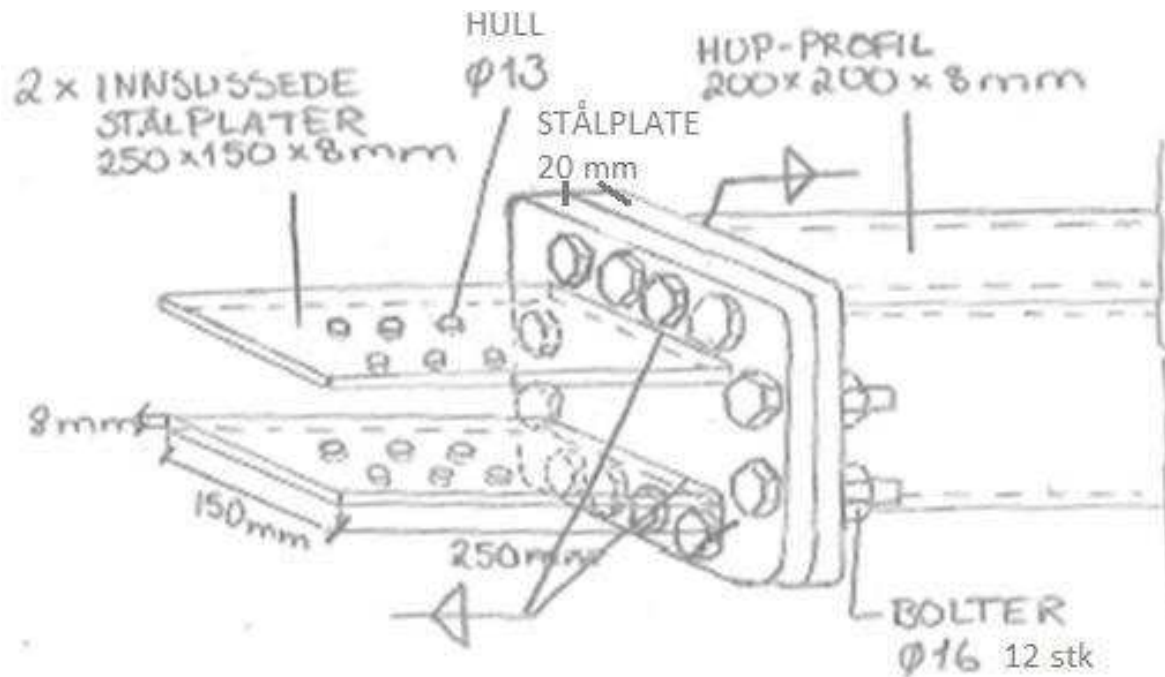
For å undersøke rotasjonsstivheten ble det produsert en dybelforbindelse sammensatt av en limtrebjelke og en HUP-profil.

1. I limtrebjelken ble det slisset to åpninger på 8 mm til de to innslissede stålplatene og det ble boret hull til dyblene på 12 mm, se figur 4.1. Kantavstandene ble beregnet i henhold til Eurocode 5-1 side 76 Tabell 8.5/6/. Se figur 3.5 fra forrige kapitel.



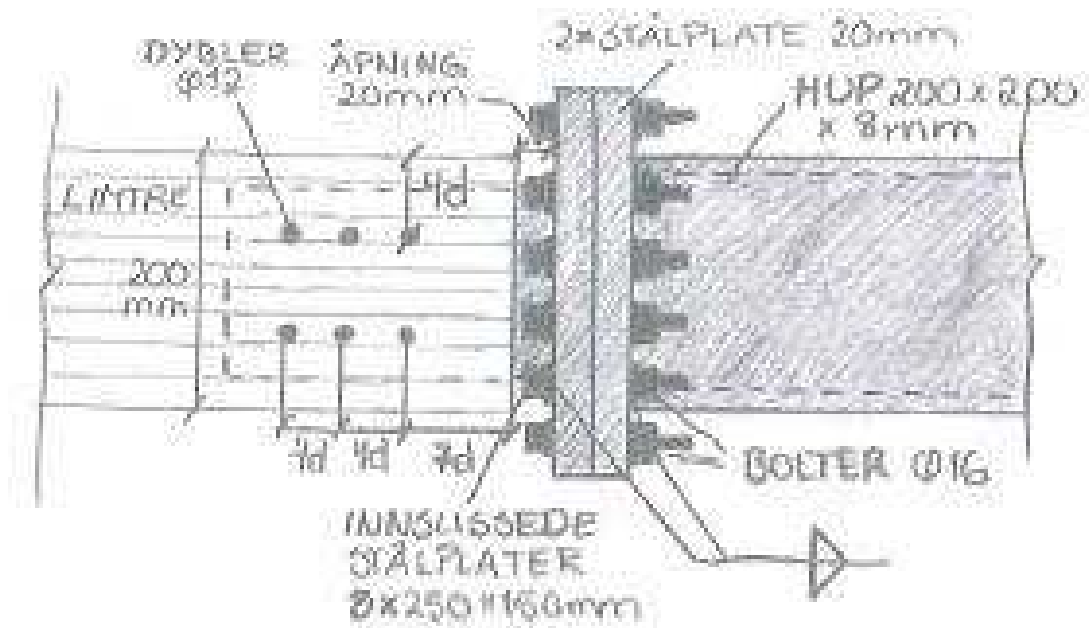
Figur 4.1 Limtrebjelken med slisseåpninger og hull til dybler

2. HUP- profilen ble sveiset til en stålplate på 20 mm, som igjen ble festet til en annen stålplate på 20 mm ved hjelp av bolter, se Figur 4.2. Før sveisinga mellom de innslissede stålplatene og støtteplaten ble det også boret ut seks hull på de innslissede stålplatene på 13 mm. HUP-profilen ble brukt for å etterligne et kemperledd ut av planet.

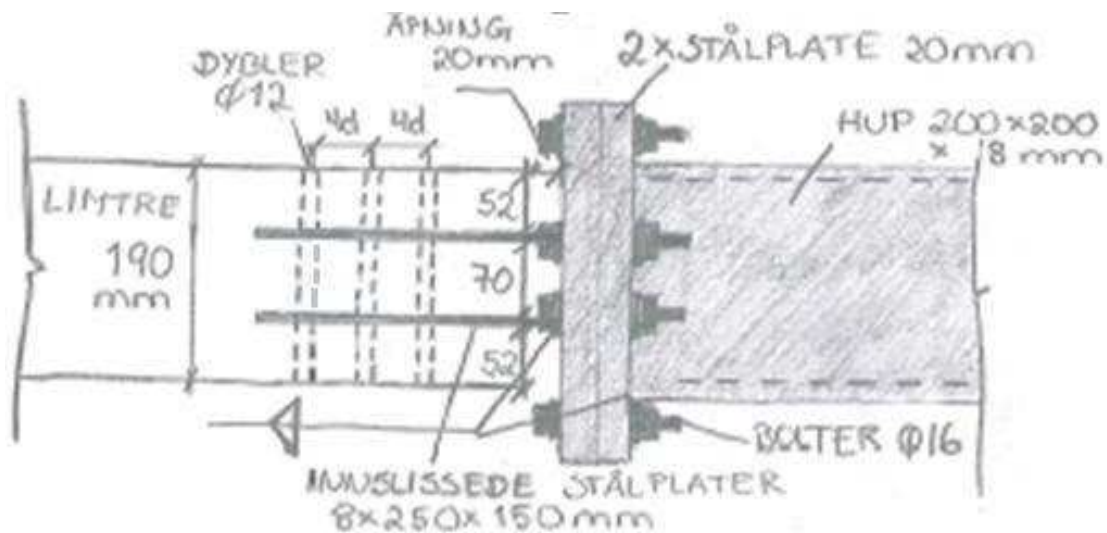


Figur 4.2 HUP- profil med stålplater

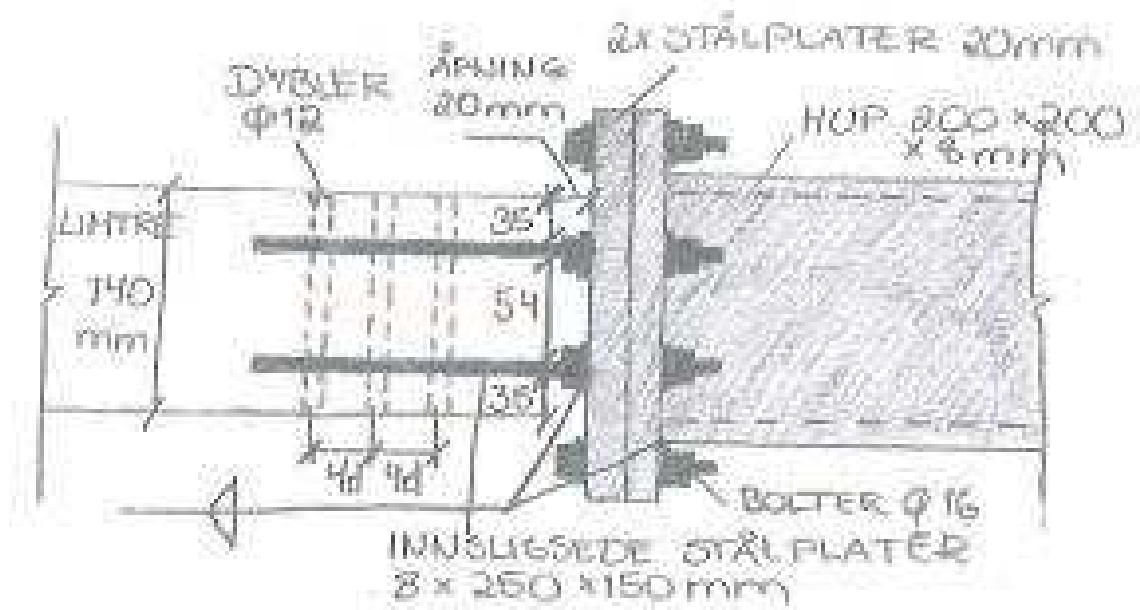
3. Dybelforbindelsen ble festet med seks dybler med diameter på 12 mm. Mellom limtrebjelken og den ytterste stålplaten var det en åpning på 20 mm, se Figur 4.3. Den samme HUP-profilen ble benyttet til alle testene, mens limtrebjelken samt de innslissede stålplatene ble skiftet ut for hver test. Alle forbindelsene ble nummerert etter hvilken rekkefølge de ble undersøkt. Forbindelse B1, B2 og B3 hadde en bjelkedimensjon på 190 mm x 200 mm, mens forbindelse B4, B5 og B6 hadde en bjelkedimensjon på 140 mm x 200 mm, se Figur 4.3- 4.5.



Figur 4.3 Forbindelsen i plan. Denne figuren gjelder for alle da forbindelsene B1, B2, B3 og forbindelsene B4, B5, B6 har samme dimensjon i planet

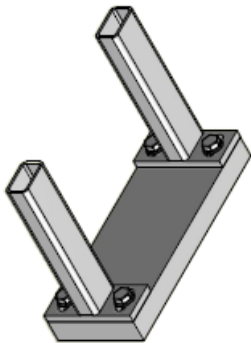


Figur 4.4 Forbindelsen i oppriss. Gjelder for forbindelse B1, B2 og B3 med en bredde på 190 mm



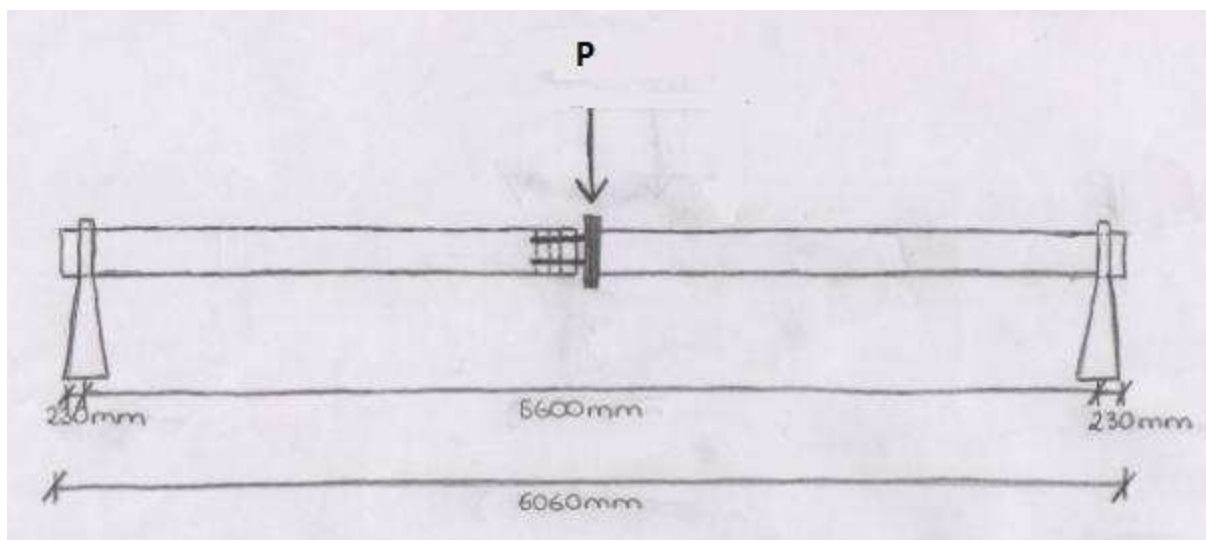
Figur 4.5 Forbindelsen i oppriss. Gjelder for forbindelse B4, B5 og B6 med en bredde på 140 mm

4. Forbindelsene ble deretter plassert i testmaskinen, Instron 8800, på to gaffelopplagre, se figur 4.6.

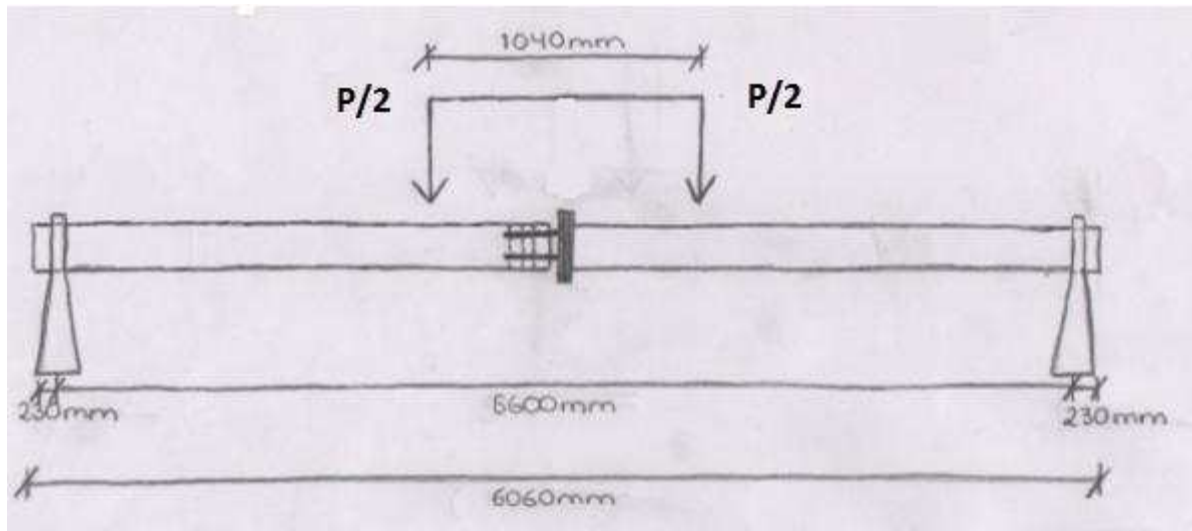


Figur 4.6 Gaffelopplagring

5. Ved utgangsposisjonen ble nedbøyningen målt ved å holde en tråd horisontalt over bjelken. Avstanden fra tråden og til forbindelsen ble målt med en linjal.
6. Testoppsett 1 det vil si forbindelse B1, B2 og B3, ble belastet med en punktlast, se figur 4.7. Testoppsett 2, det vil si forbindelse B4, B5 og B6, ble belastet med to punktlaster, se Figur 4.8. Forbindelse B4, B5 og B6 hadde to punktlaster på hver side av forbindelsen. Forbindelse B1, B2 og B3 ble belastet med en punktlast og fikk derfor en belastning som gir både skjær- og momentkrefter, forbindelse B4, B5 og B6 fikk rent moment. Belastningen ble påført i samme lengderetning som dyblene og med en gradvis hastighet tilsvarende en forskyvning på 10 mm/min.



Figur 4.7 Testoppsett 1 med en punktlast. Dette gir både skjær- og momentkrefter i forbindelsen. Dette illustrerer bare hvor belastningen blir påført. Hverken festemidler eller avstander er illustrert



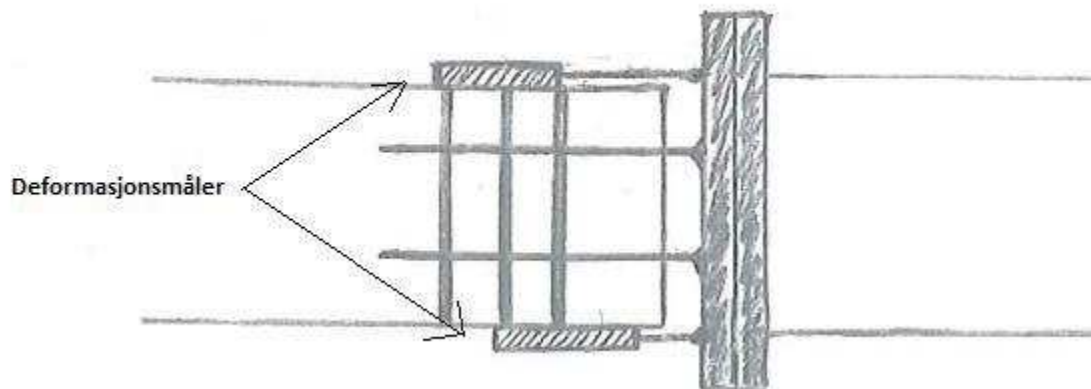
Figur 4.8 Testoppsett 2 med to punktlaster. Dette gir ren momentbelastning i forbindelsen. Dette illustrerer bare hvor belastningen blir påført. Hverken festemidler eller avstander er illustrert i figuren

7. Før undersøkelsene ble det plassert deformasjonsmålere for måling av vertikal nedbøyning under lasten for forbindelse B1, B2 og B3, se figur 4.9. Disse var festet til en limtrekubbe ved hjelp av skruer. Deformasjonsmålerne var plassert med en avstand på 48 mm, det vil si $4d$.



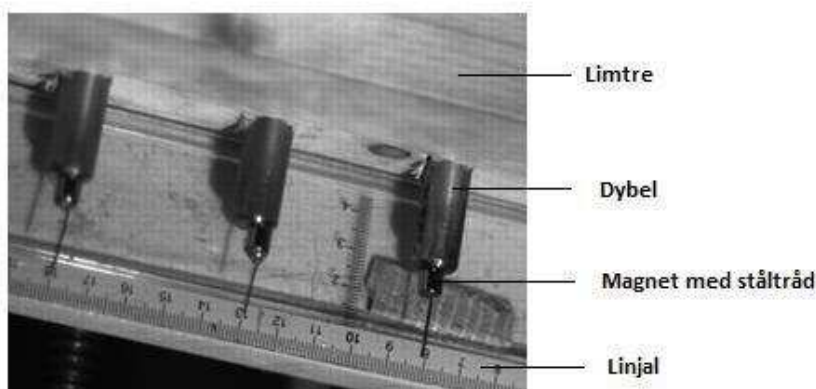
Figur 4.9 Oppsett av deformasjonsmålerne for forbindelse B1, B2 og B3

8. For forbindelsene B4, B5 og B6 ble det plassert deformasjonsmålere horisontalt på limtrebjelken, for å måle rotasjonsvinkelen, se figur 4.10. Deformasjonsmålerne ble festet til limtreet ved hjelp av tvinger. Følerne var satt mot de 20 mm tykke stålplatene.



Figur 4.10 Deformasjonsmålere plassert horisontalt på limtrebjelken. Her har en ikke illustrert avstander, festemidler eller tekst i figuren

9. Horisontal forskyvning av dyblene ble målt ved hjelp av et kamera som registrerte bilder underveis i forsøket. Bak den ene dybelrekken ble det plassert en linjal som viste forskyvningen i mm. På dyblene ble det festet en magnet med ståltråd slik at tallene fra linjalen ble lettere å lese av, se figur 4.11. Dyblene ble nummerert fra venstre mot høyre som dybel 1, dybel 2 og dybel 3.



Figur 4.11 Måling av dyblenes horisontale forskyvning. Fra venstre mot høyre, dybel 1, 2 og 3

10. Deretter ble det skåret ut prøvestykker for måling av densitet og fuktighet. Prøvestykkene ble tatt ut nær forbindelsen. For måling av densitet og fuktighet ble formler fra SKANORM lagt til grunn. Se Appendix B.

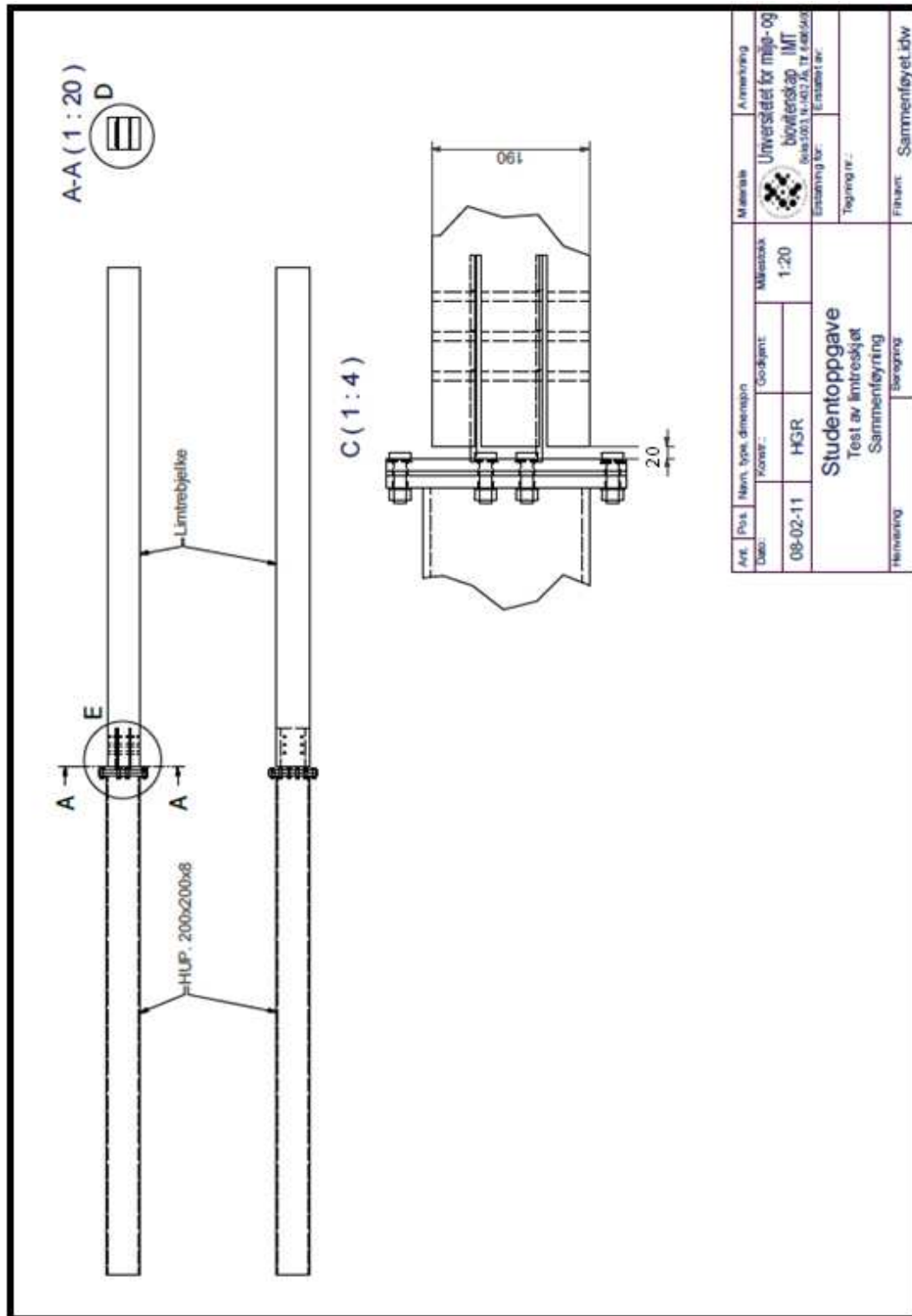
11. Etter densitetsprøvene ble dybelforbindelsen tatt fra hverandre. Dyblene ble hamret ut, mens de innlissede platene ble skåret ut av limtreet. Det ble sagt i limtreet slik at man kunne se hvor sprekkdannelsene hadde kommet. Dyblene ble målt for å se om de var påført bøyespenning av de innlissede stålplatene. De innlissede stålplatene ble målt for å se om de hadde fått en vinkelendring. Dette ble gjort ved hjelp av et vinkelmål og en gradskive.

12. Resultatene ble ført inn i Excel og Jump. LabView skulle blitt nullstilt før hver undersøkelse slik at alle verdiene startet på null. Dette ble ikke gjort, og verdiene måtte endres på i Excel.

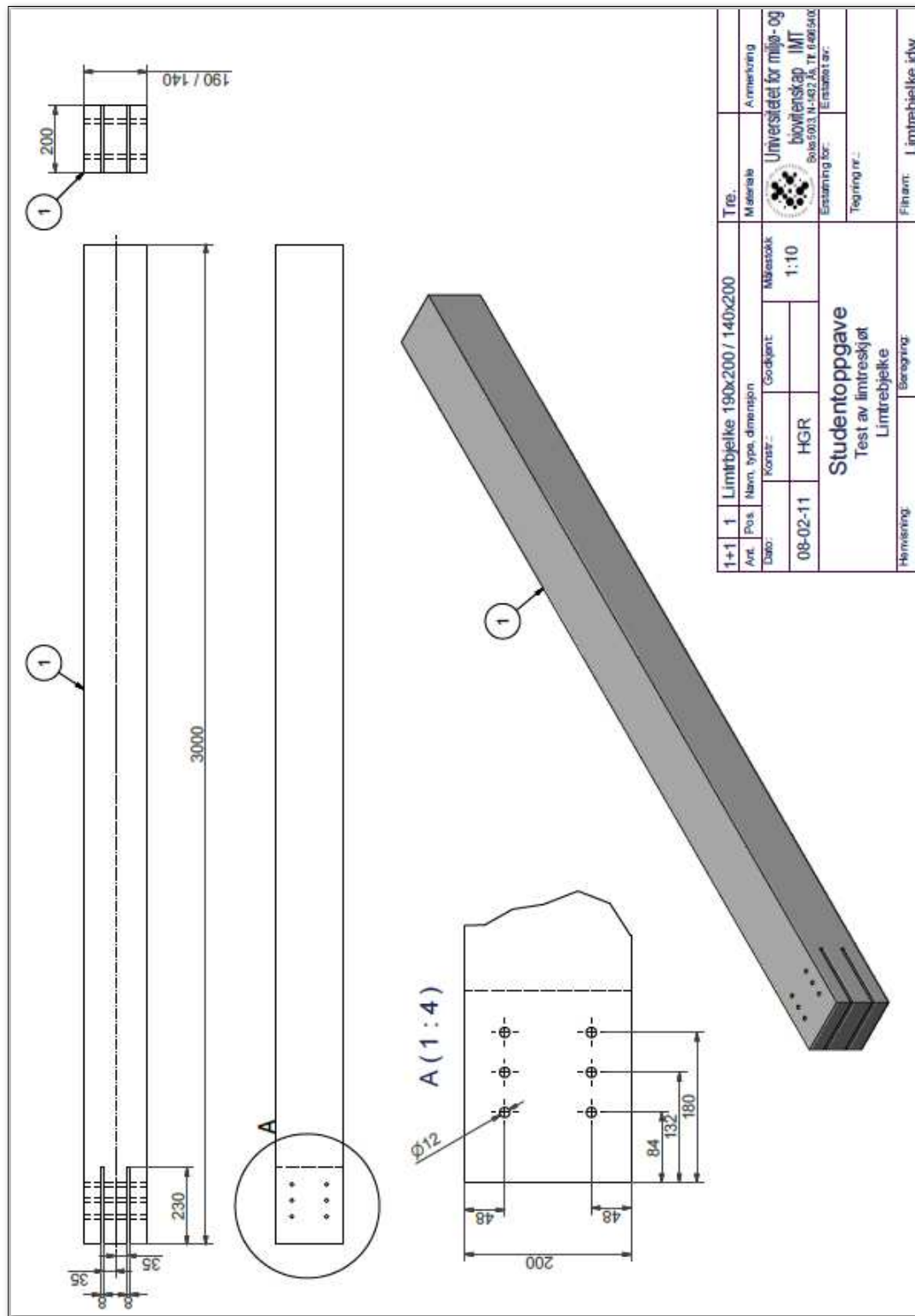
For mer informasjon om utstyr, se Appendix D.

4.2 Tegninger brukt av mekanisk verksted for gjennomføring og montering av forbindelsen.

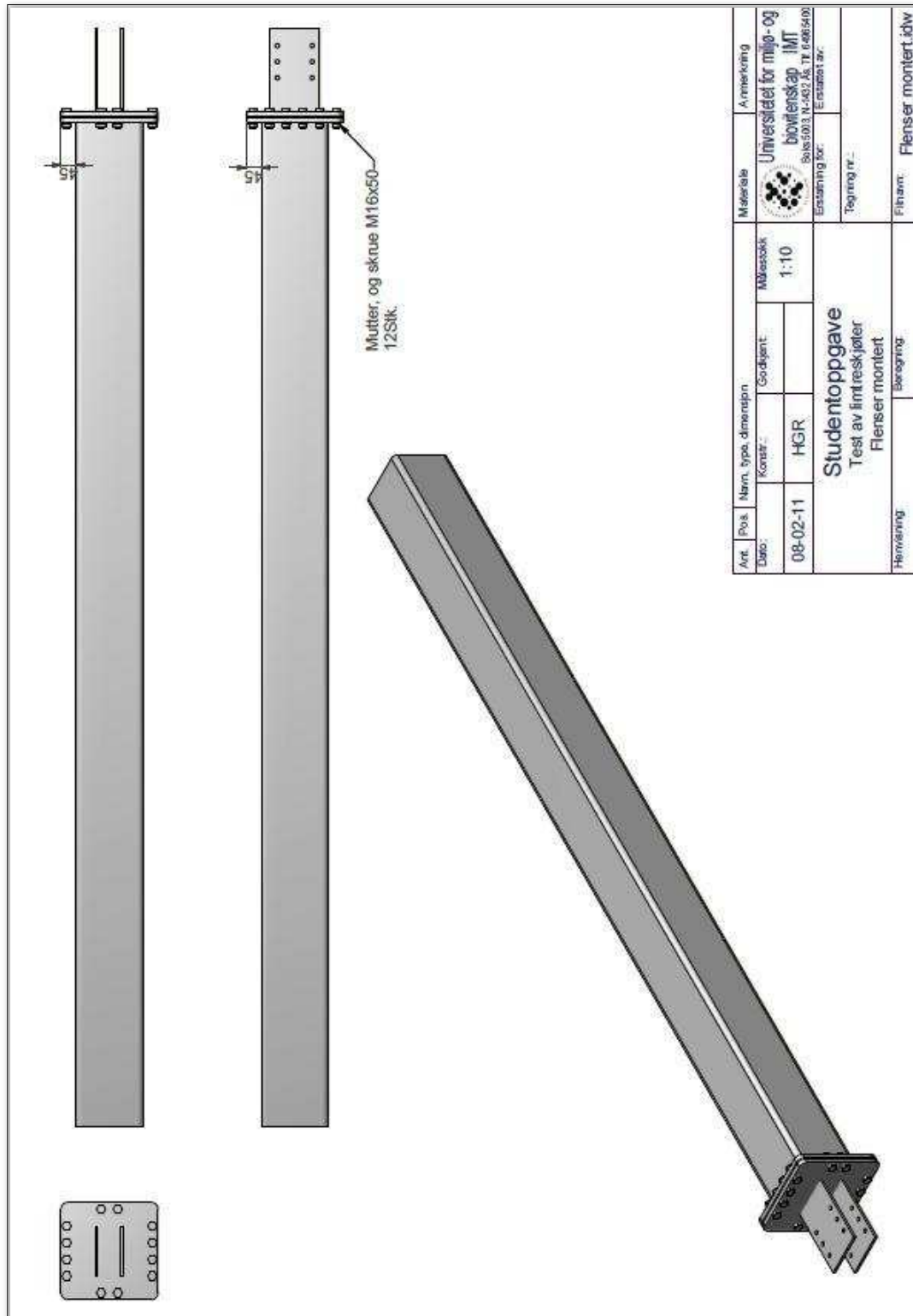
Alle figurene i kapitel 4.2 er tegnet for forbindelsene med dimensjon 190 x 200mm.



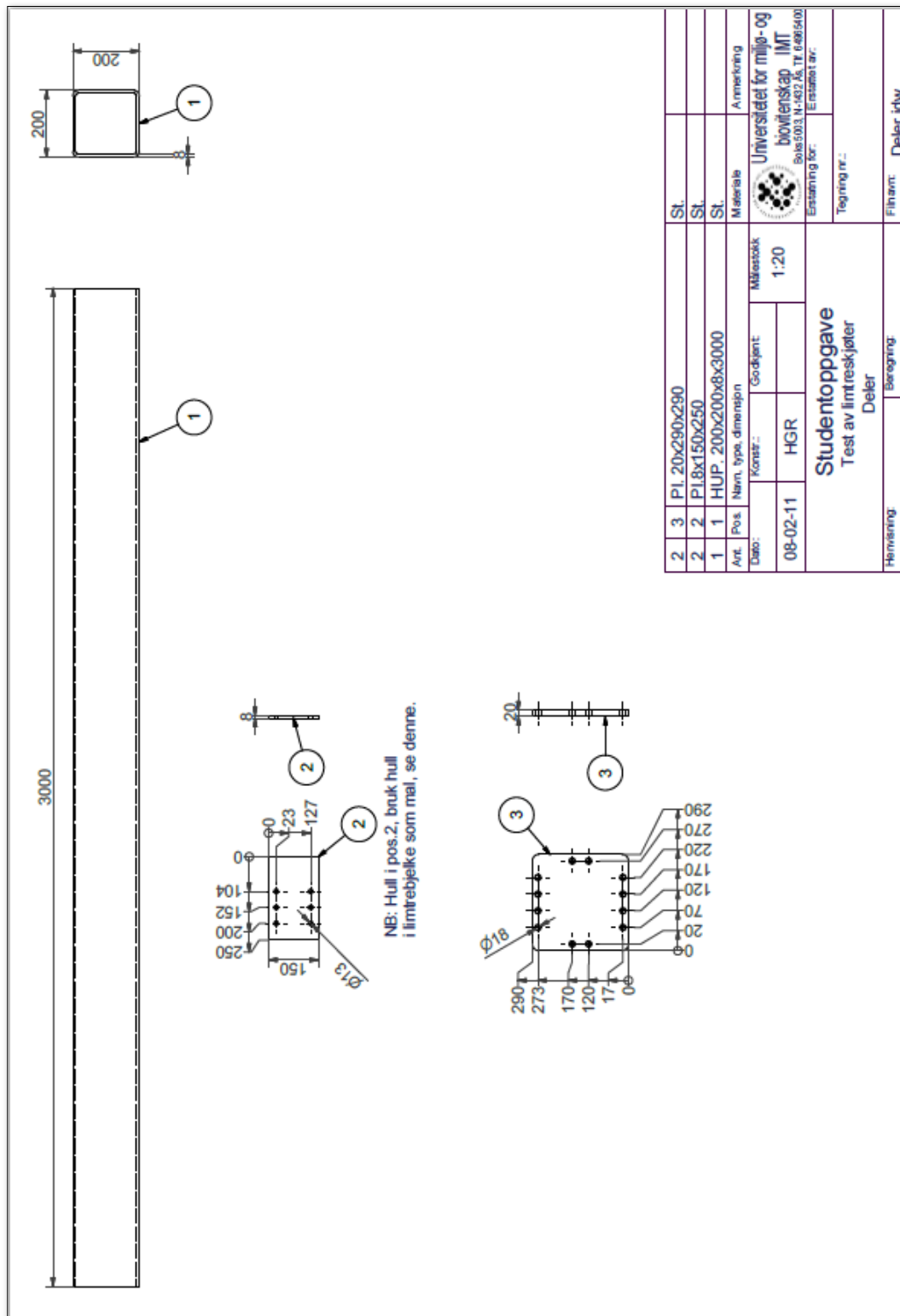
Figur 4.12 Sammenføyet stålprofil og limtrebjelke. Håkon Gihle Raddum pers.med.



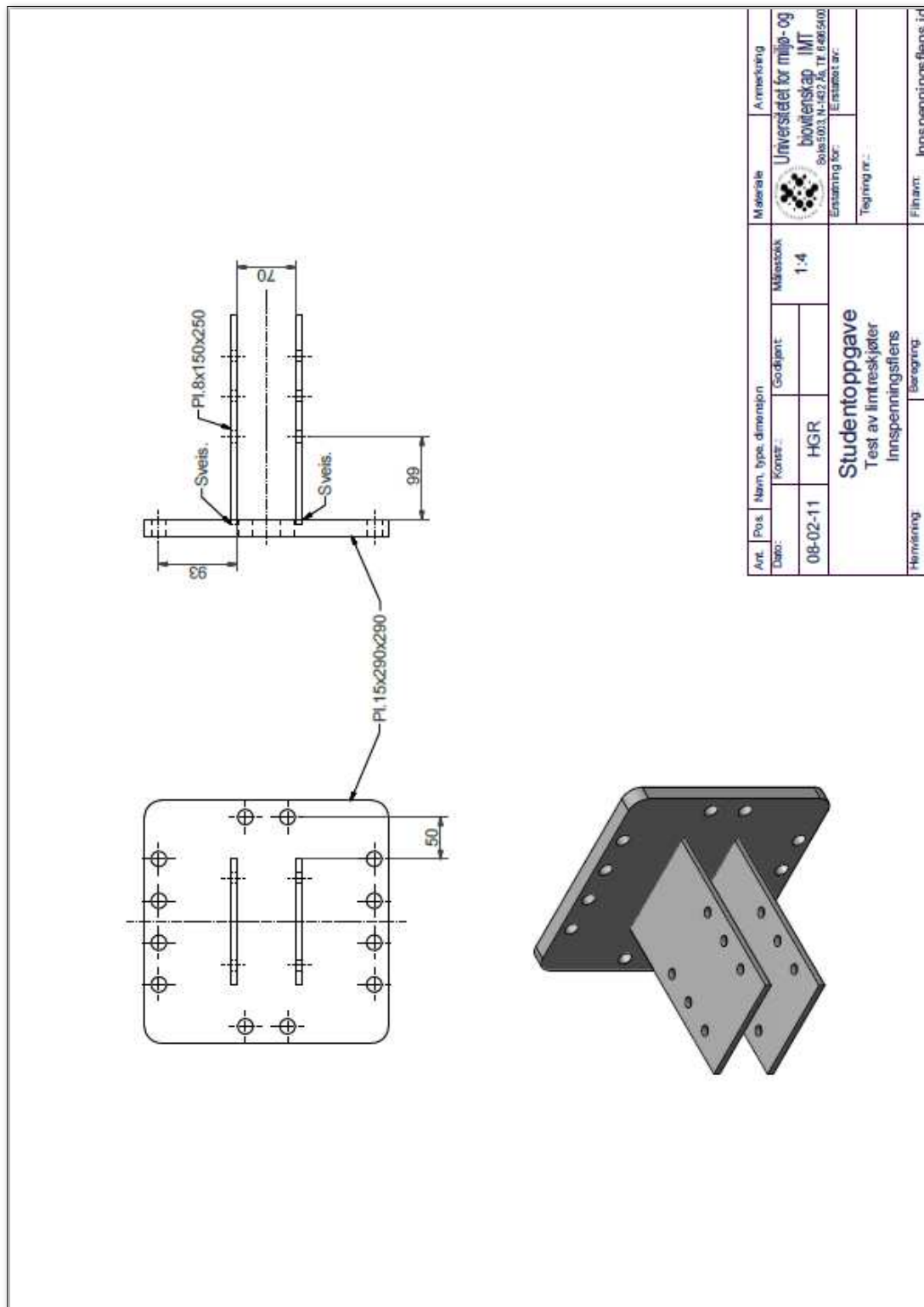
Figur 4.13 Avstand mellom dyblene. $7d = 84$ mm, $4d = 48$ mm. Håkon Gihle Raddum pers.med.



Figur 4.14 Stålprofil med de innslossene platene. Håkon Gihle Raddum pers.med.



Figur 4.15 Stålprofil og stålplater med dimensjoner. Håkon Gihle Raddum pers.med.



Figur 4.16 De innslissede stålplatene med dimensjoner. Håkon Gihle Raddum pers.med. For forbindelse B4,B5 og B6 er Limtrekdimensjon = 140 mm x 200 mm. Avstand mellom stålplatene = 52 mm.

5. Resultater

5.1 Beregning av stivhet til dybelforbindelsen ved den aktuelle bruddformen

Stivhetsmodulen for en forbindelse beregnes etter Eurocode 5-1 side 55 punkt (3)/6/ og gir en verdi for K_{ser} per dybel i en stål mot tre forbindelse gitt ved likning (1).

$$K_{ser} = 2 * (\rho_m^{1,5} * \frac{d}{23}) \quad (1)$$

I dette studiet må det hentes tall fra Høvik og Bae/11/ for å få riktig stivhet. En dybel på 140 mm og en dybel på 190 mm ble modellert i Focus, se Figur 5.2 og 5.5, ved hjelp av tall fra Høvik og Bae. Dette ble gjort for å finne de aktuelle stivhetene til dyblene i dette studiet, og deres bruddform. I deres studie ble det funnet en stivhet på en dybel på 18,3 kN/mm. Dette gjaldt en tykkelse på trevirke på 50 mm, se Figur 2.5- 2.6 fra kapittel 2.3.1. Denne ble delt opp i 5 deler à 10 mm, slik at det ble enklere å få det satt inn i Focus Konstruksjon.

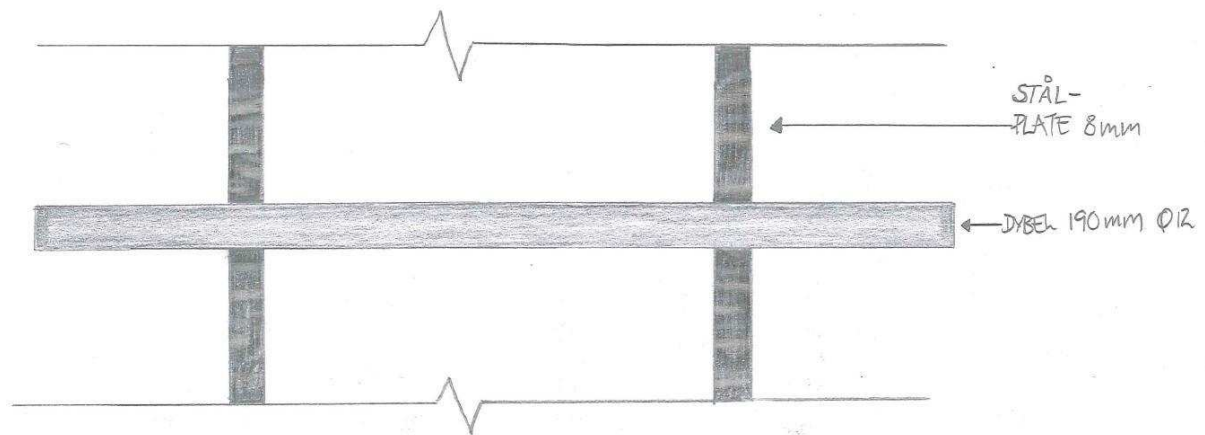
$$K = \frac{18,3 \text{ kN/mm}}{5}$$

$$K = 3,66 \text{ kN/mm}$$

Fjærstivheten i Focus modellene ble satt til 3,66 kN/mm pr. 10 mm lengde. I endene ble fjærstivheten halvert til 1,83 kN/mm.

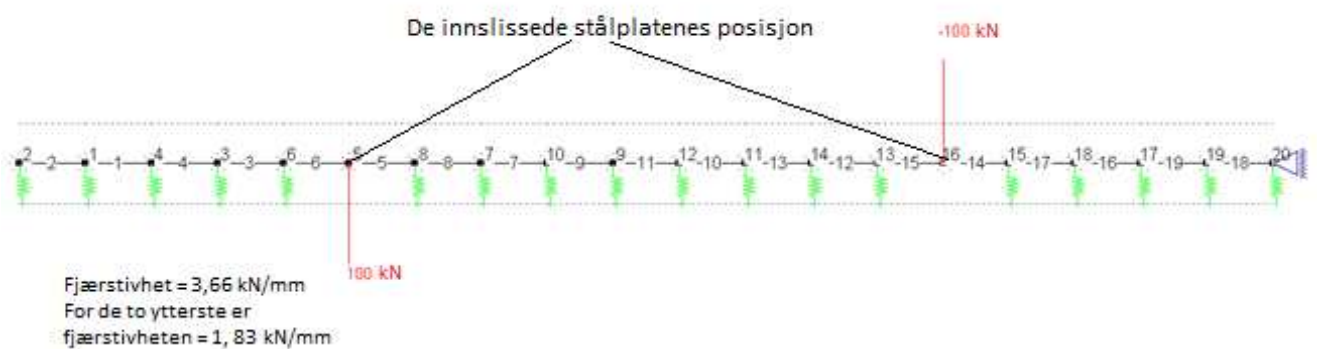
5.1.1 Stivhetsberegning av dybel på 190 mm for bjelke B1, B2 og B3

Figur 5.1 viser en dybel fra forbindelsen. Punktlastene på 100 kN i Figur 5.2 simulerer kreftene fra de innslissede platene.



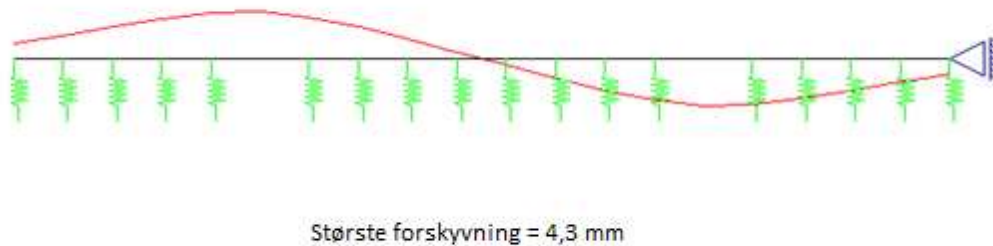
Figur 5.1 De innslissede stålplatene med en dybel fra forbindelse B1,B2 og B3

Figur 5.1 viser dybelen, Figur 5.2 viser dybelen modellert i Focus.



Figur 5.2 Modellert dybel på 190 mm i Focus konstruksjon. Der lasten er påført viser de innslissede stålplatenes posisjon

Deformasjon av dybel etter påført kraft:



Figur 5.3 Deformasjonen av dybelen på 190 mm ved påsatt last

Den røde kurven i Figur 5.3 viser dybelens bruddform etter belastning. Største forskyvning ble på 4,3 mm pr 100 kN.

$$u = 0,043 \text{ mm pr } 1 \text{ kN}$$

$$F = K * u \tag{2}$$

$$K_{Focus} = \frac{1}{0,043}$$

$$K_{Focus} = 23,26 \text{ kN/mm}$$

23,26 kN/mm er stivheten Bae og Høvik/11/ ville fått i deres tilfelle med en dybel på 190 mm. Ved hjelp av forholdstall og likning (1) finner man stivheten til en dybel på 190 mm for bruddformen den får i dette studiet, se Appendix E. Densiteten som er blitt brukt er tatt ut i fra testbjelkene. For Tabeller på dette, se Appendix E.

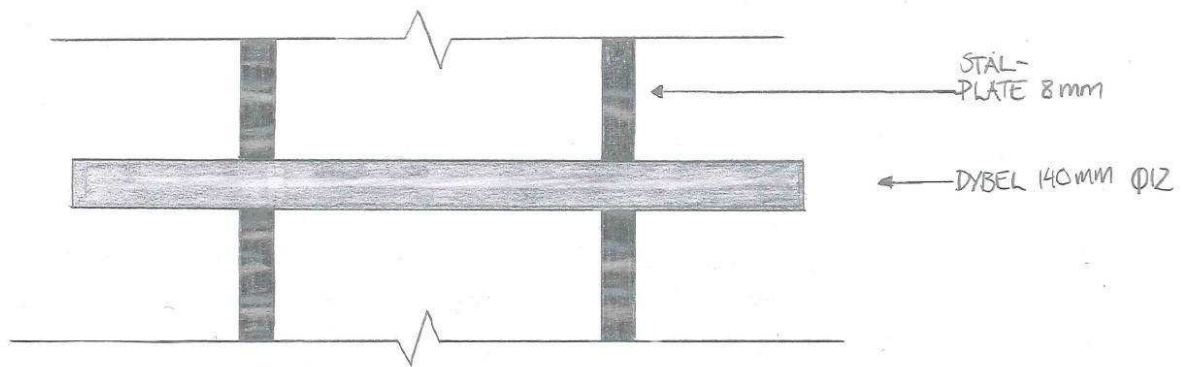
Dybel i forbindelsen til bjelke B1 $K_{Focus} = 20,7 \text{ kN/mm}$

Dybel i forbindelsen til bjelke B2 $K_{Focus} = 16,4 \text{ kN/mm}$

Dybel i forbindelsen til bjelke B3: $K_{Focus} = 22,0 \text{ kN/mm}$

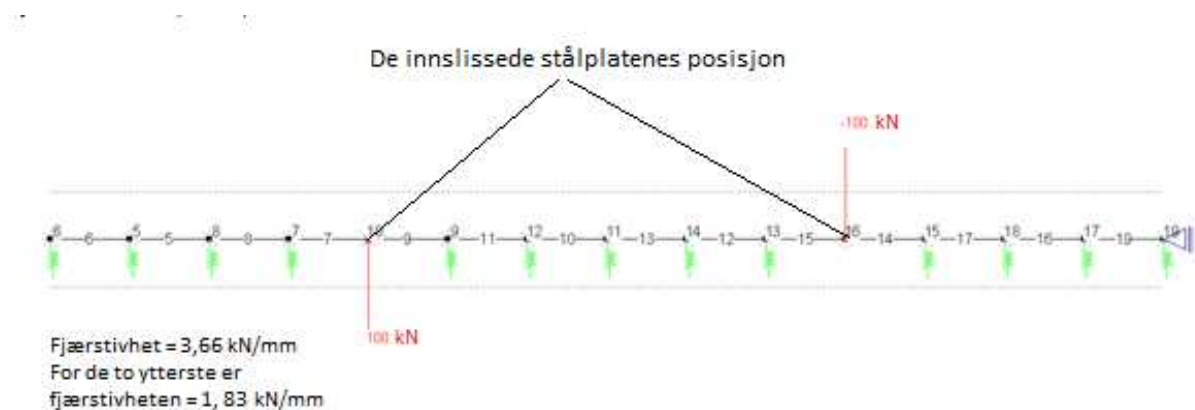
5.1.2 Stivhetsberegning av dybel på 140 mm for forbindelse B4, B5 og B6

Figur 5.4 viser en dybel fra forbindelsen. Punktlastene på 100 kN i Figur 5.5 simulerer kreftene fra de innslissede platene.



Figur 5.4 De innslissede stålplatene med en dybel

Figur 5.4 viser dybelen, Figur 5.5 viser dybelen modellert i Focus



Figur 5.5 Modellert dybel på 140 mm i Focus konstruksjon. Der lasten er påført viser de innslissede stålplatenes posisjon

Deformasjon av en dybel etter påført kraft.



Figur 5.6 Deformasjonen av dybelen på 140 mm ved påsatt last.

Den røde kurven i Figur 5.6 viser dybelens bruddform etter belastning. Største forskyvning ble på 4,3 mm pr 100 kN.

$$u = 0,041 \text{ mm pr } 1 \text{ kN}$$

$$F = K * u \tag{2}$$

$$K_{Focus} = \frac{1}{0,041}$$

$$K_{Focus} = 24,4 \text{ kN/mm}$$

24,4 kN/mm er stivheten Bae og Høvik/11/ ville fått i deres tilfelle med en dybel på 140 mm. Ved hjelp av forholdstall og likning (1) finner man stivheten til en dybel på 140 mm for bruddformen den får i dette studiet, se Appendix E. Densiteten som er blitt brukt er tatt ut i fra testbjelkene. For Tabeller på dette, se Appendix E.

Dybel i forbindelsen B4 $K_{Focus} = 22,9 \text{ kN/mm}$

Dybel i forbindelsen B5 $K_{Focus} = 22,5 \text{ kN/mm}$

Dybel i forbindelsen B6 $K_{Focus} = 25,9 \text{ kN/mm}$

5.1.3 Beregning av rotasjonsstivheter

For å finne rotasjonsstivheten til hele forbindelsen er likning (3) – (8) lagt til grunn.

$$F = K_{Focus} * u * n_{dybler} \quad (3)$$

$$F = kraft$$

$$K_{Focus} = Stivhet \text{ beregnet i Focus Konstruksjon}$$

$$u = Deformasjon$$

$$n_{dybler} = Antall \text{ dybler}$$

$$M = F * e = K_{Focus} * n_{dybler} * u * e \quad (4)$$

$$M = K * \varphi \quad (5)$$

$$\varphi = 2 * \frac{u}{e} \quad (6)$$

$$u = \varphi * \frac{e}{2}$$

$$M = K_{Focus} * n_{dybler} * e * \frac{e}{2} * \varphi \quad (7)$$

$$K_M = K_{Focus} * n_{dybler} * e^2/2 \quad (8)$$

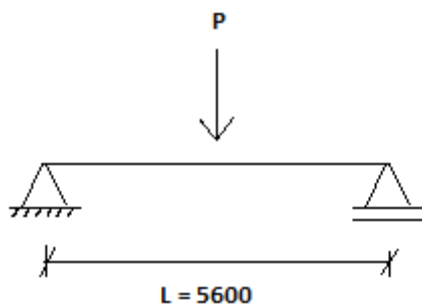
Beregnete rotasjonsstivheter, ved hjelp av likning (3) - (8), til forbindelsene:

Forbindelse B1 Tilsvare	$K_M = 377\,578 \text{ kNmm/rad}$	Estimert verdi
Forbindelse B2 Tilsvare	$K_M = 300\,211 \text{ kNmm/rad}$	Estimert verdi
Forbindelse B3 Tilsvare	$K_M = 401\,173 \text{ kNmm/rad}$	Estimert verdi
Forbindelse B4 Tilsvare	$K_M = 247\,114 \text{ kNmm/rad}$	Estimert verdi
Forbindelse B5 Tilsvare	$K_M = 243\,434 \text{ kNmm/rad}$	Estimert verdi
Forbindelse B6 Tilsvare	$K_M = 280\,078 \text{ kNmm/rad}$	Estimert verdi

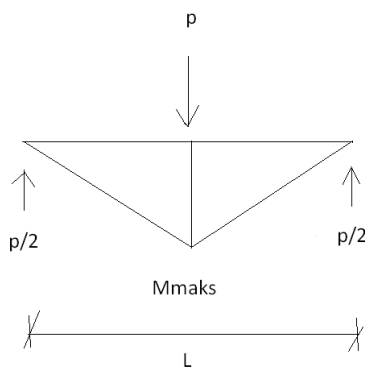
5.2 Beregning av moment og skjærkraft

Omregning av påført kraft til påført moment i forbindelsen er basert på de to forskjellige testoppsettene som ble brukt i undersøkelsene. Testoppsett 2, se Figur 5.10, gir rent moment uten skjærkrefter i forbindelsen. Testoppsett 1, se Figur 5.7, gir både moment og skjærkrefter. Testoppsett 2 er den ideelle i dette studiet. Momentet er beregnet i Excel for de forskjellige bjelkene ved gradvis nedbøyning. Se Appendix G på CD for alle beregningene av momentene.

Testoppsett 1 for B1,B2 og B3:



Figur 5.7 Testoppsett 1



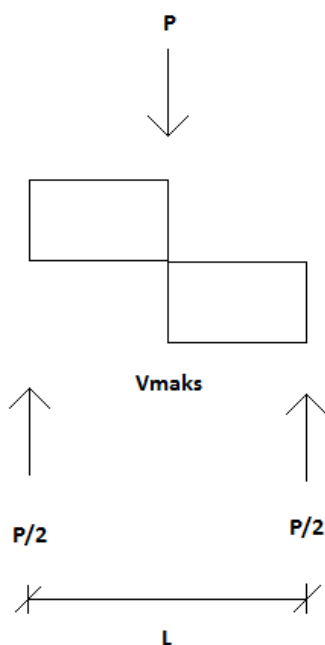
Figur 5.8 Momentdiagram til B1,B2 og B3

Maks moment:
$$= \frac{PL}{4} \quad (9)$$

Fra Figur 5.8 og likning (9):
$$= \frac{P}{4} * 2800$$

$$M = 700P$$

$M = 700P$ er beregningsmodellen for momentet for bjelke B1, B2 og B3. Se Appendix G. Dette legger grunnlaget for Figur 5.14-5.16 i kapittel 5.3.1.



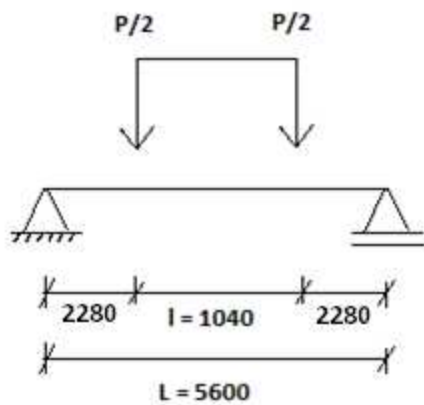
Figur 5.9 Skjærkraftdiagram for B1, B2 og B3

Maks skjærkraft, se Figur 5.9:
$$V = \quad (10)$$

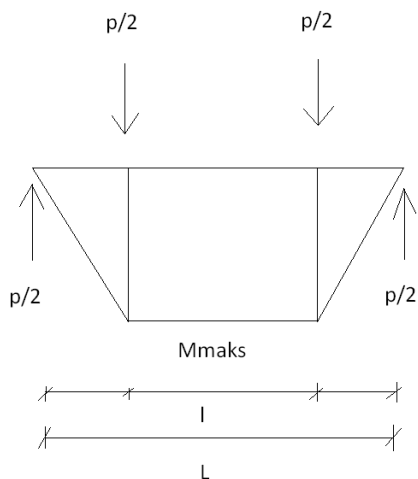
Fra Figur 5.9 og likning (10):
$$V = P$$

$V = P$ Har ikke blitt brukt videre. Dette kommer av at rotasjonsvinkelen til forbindelse B1, B2 og B3 ikke har blitt funnet på grunn av mangel på informasjon. Forbindelsene kan forkastes, men er tatt med videre for å vise momentkapasitet og dyblenes deformasjon og forskyvning.

Testoppsett 2 for B1, B2 og B3:



Figur 5.10 Testoppsett 2



Figur 5.11 Momentdiagram til B4, B5 og B6

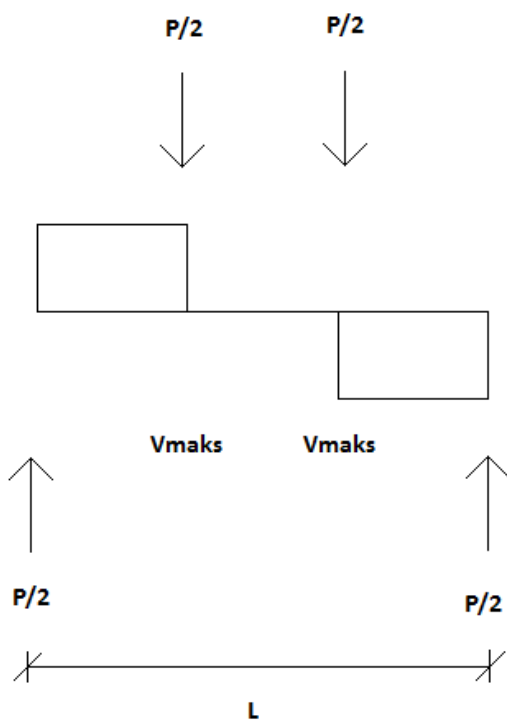
Maks moment, se Figur 5.11:
$$= \frac{P}{2} * \frac{(L-l)}{2} \quad (11)$$

Fra Figur 5.11 og likning (11):
$$M = \frac{P}{2} * 2280$$

$$M = 1140P$$

$M = 1140P$ er beregningsmodellen for momentet for B4,B5 og B6. Se Appendix G.

Dette legger grunnlaget for Figur 5.17-5-19 i kapittel 5.3.1.



Figur 5.12 Skjærkraftdiagram for B4, B5 og B6

Maks skjærkraft, se Figur 5.12: $V = \frac{P}{2}$ (12)

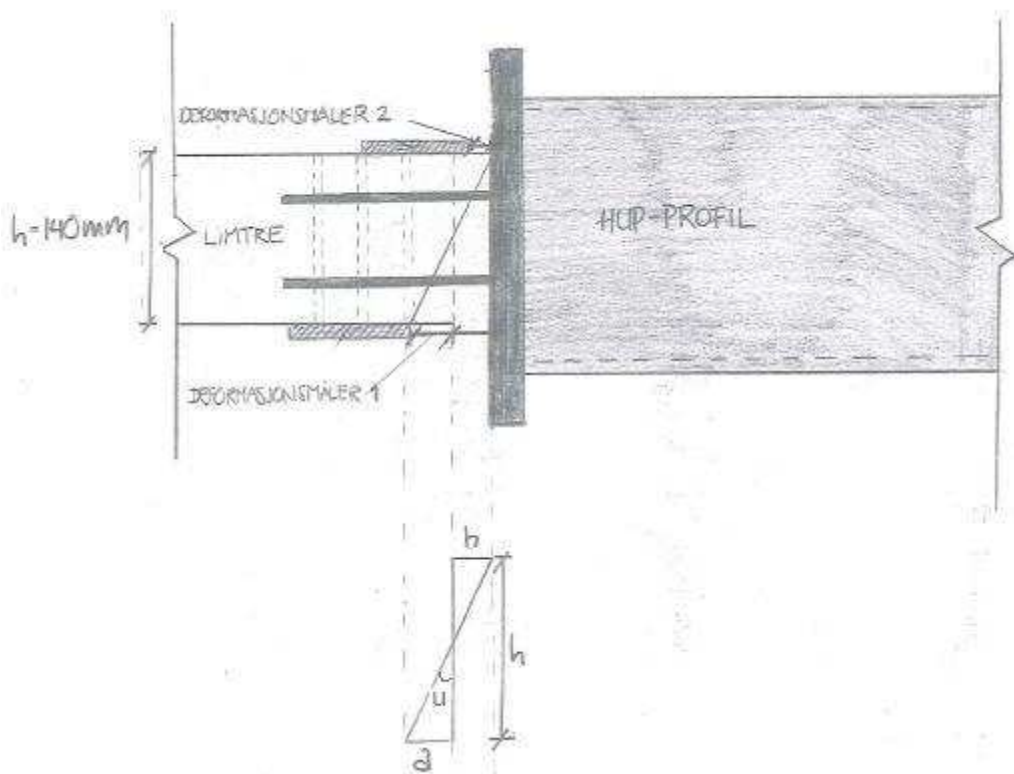
Fra likning (12): $V = \frac{P}{2}$

For B4, B5 og B6 ble skjærkraften lik 0 rundt forbindelsen.

Rotasjonsvinkel: $u = \frac{a+b}{h}$ (13)

Fra likning (13): $u = \frac{\text{regal 1} + \text{regal 2}}{140}$

Forklaring på likning (13), se Figur 5.13



Figur 5.13 Forklaring på utregning av rotasjonsvinkel. Andre målsettinger er ikke tatt med i figuren

Se Appendix E på CD for videre utregninger av rotasjonsvinkel og rotasjonsstivhet av forsøkene.

5.3 Fremstilling av grafer og observasjoner

Arbeidslinjene i Figur 5.14 – 5.19 er generert fra testresultatene som forsøksmaskinen logget til tekstfilene underveis i forsøkene. Testresultatene ble logget via programmet LabView til datamaskinen. Tekstfilene ble kopiert inn i Microsoft Excel og Jump, slik at grafene ble generert her. For alle forbindelsene ble det beregnet moment.

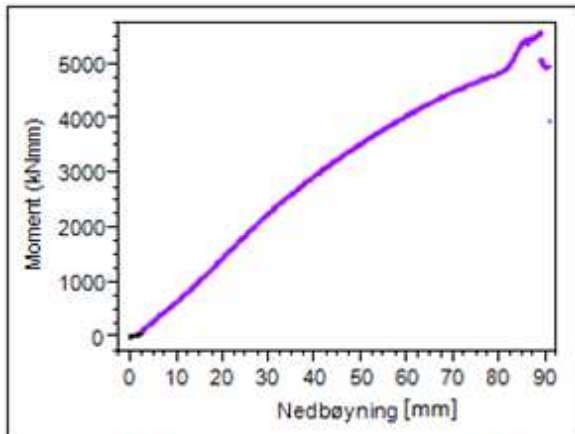
Rotasjonsvinkel og rotasjonsstivhet ble beregnet for forbindelse B4,B5 og B6.

Diskusjonen og evaluering følger neste kapittel.

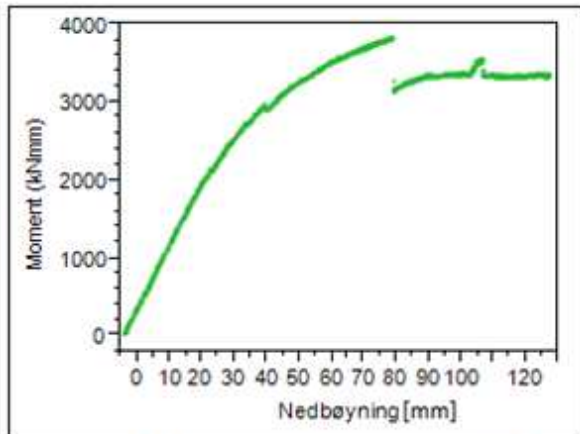
Figur 5.14-5.19 viser de ulike kurvene til forbindelsene. Innhakkene ved enden av kurvene viser bruddet i limtreet.

Figur 5.23-5.28 viser den horisontale dybelforskyvningen på undersiden av limtrebjelken.

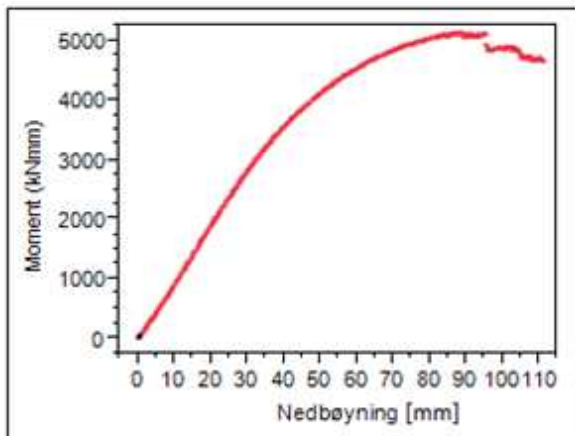
5.3.1 Moment og nedbøyning



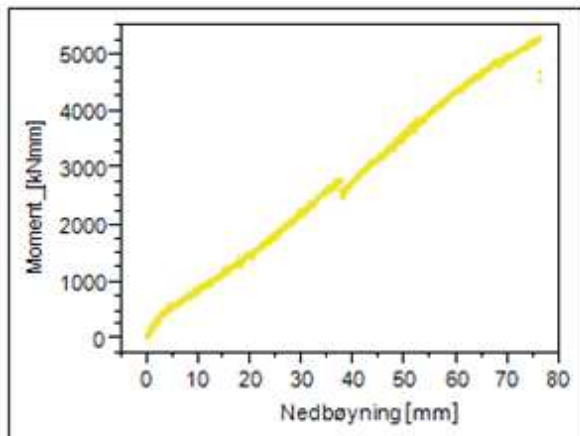
Figur 5.14 B1: $M = 5587,09$ kNm. $N = 80,99$ mm



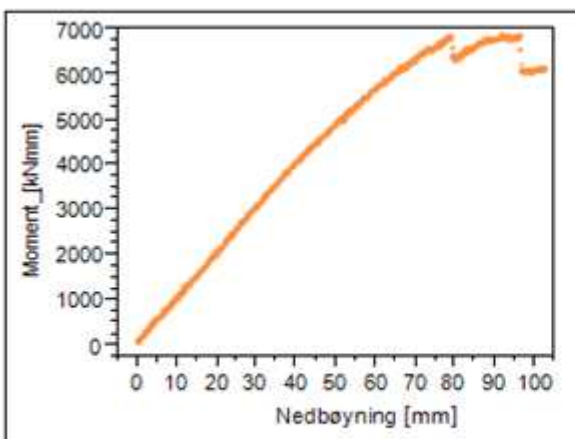
Figur 5.15 B2: $M = 3813,26$ kNm. $N = 79,03$ mm



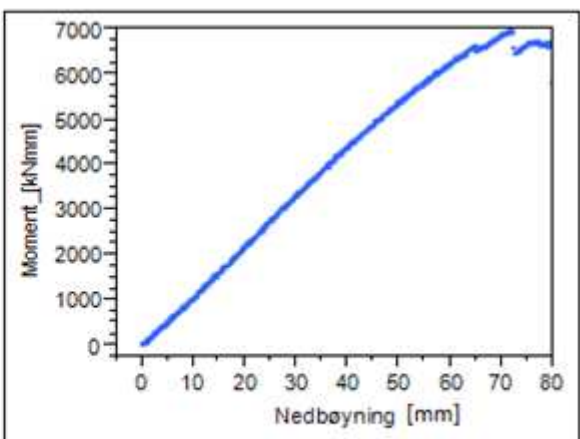
Figur 5.16 B3: $M = 5126,48$ kNm. $N = 88,42$ mm



Figur 5.17 B4: $M = 5275,44$ kNm. $N = 75,61$ mm

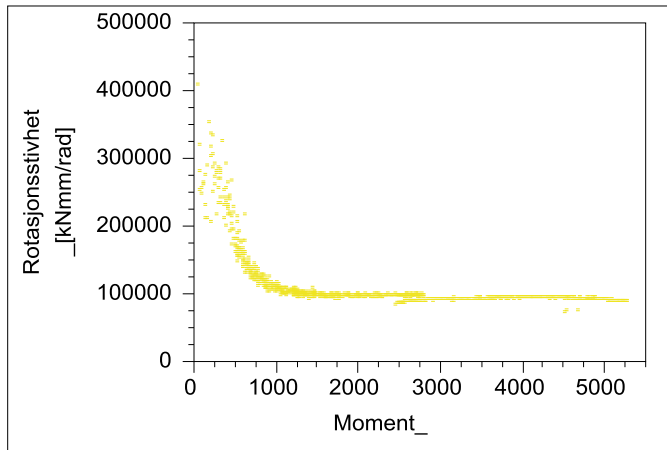


Figur 5.18 B5: $M = 6862,91$ kNm. $N = 91,67$ mm

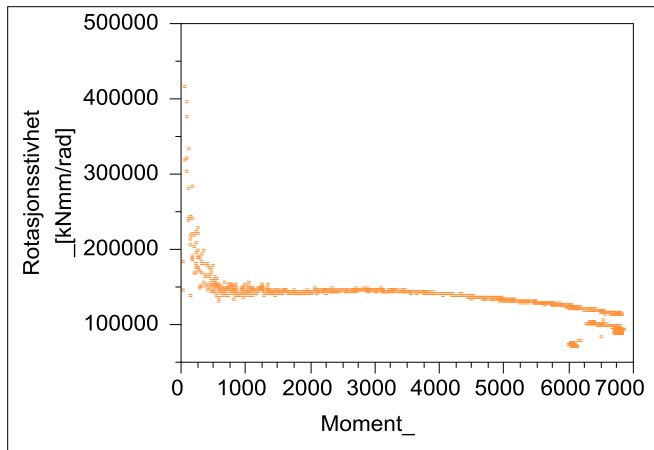


Figur 5.19 B6: $M = 6941,10$ kNm. $N = 71,45$ mm

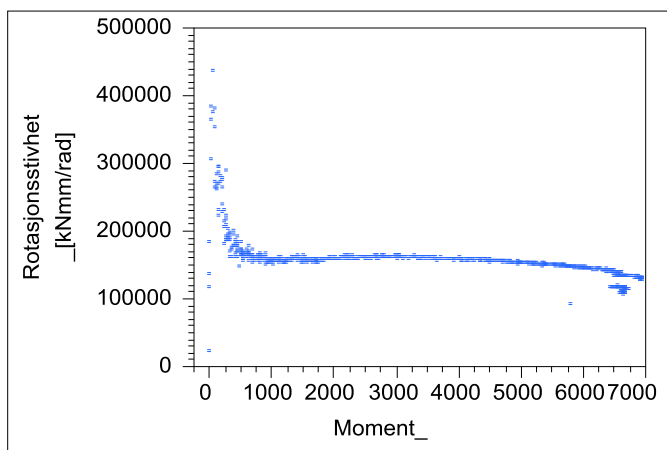
5.3.2 Rotasjonsstivhet og moment



Figur 5.20 B4: Rotasjonsstivhet = 89 192kNm/rad

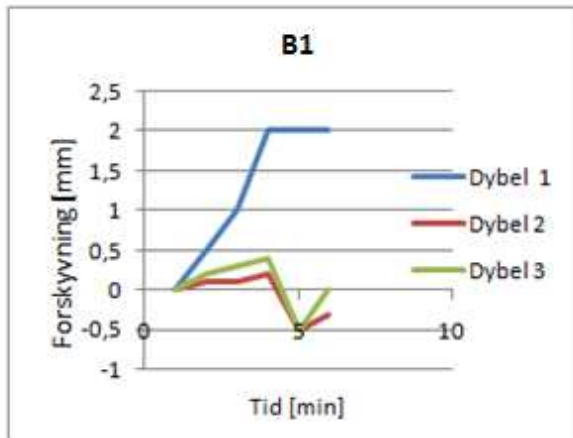


Figur 5.21 B5: Rotasjonsstivhet = 93 336 kNm/rad

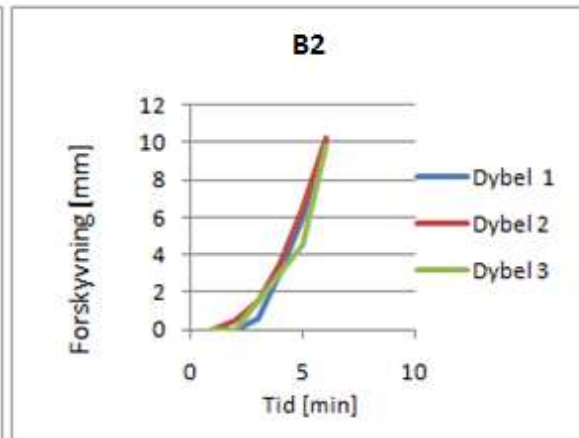


Figur 5.22 B6: Rotasjonsstivhet = 130 054 kNm/rad

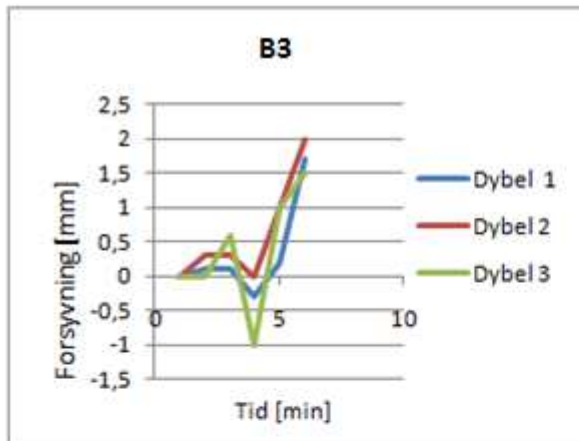
5.3.3 Dyblenes horisontale forskyvning



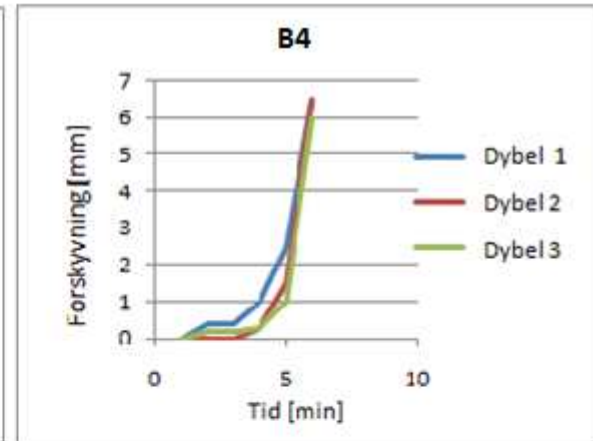
Figur 5.23 Horisontal forskyvning av dyblene



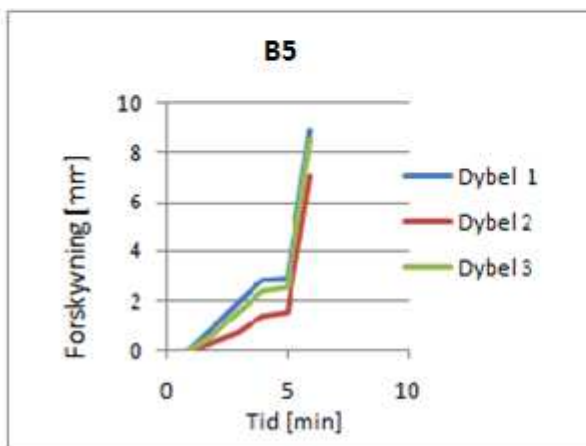
Figur 5.24 Horisontal forskyvning av dyblene



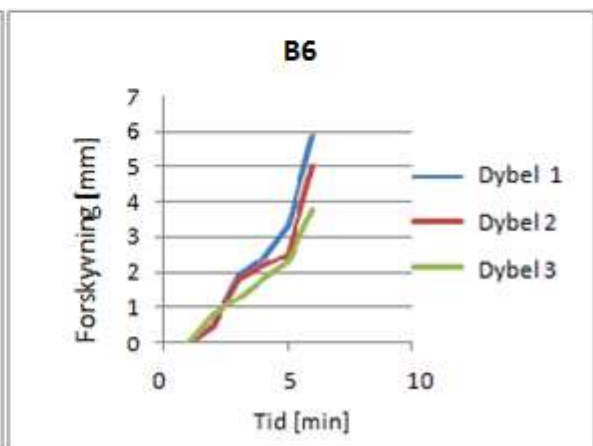
Figur 5.25 Horisontal forskyvning av dyblene



Figur 5.26 Horisontal forskyvning av dyblene



Figur 5.27 Horisontal forskyvning av dyblene



Figur 5.28 Horisontal forskyvning av dyblene

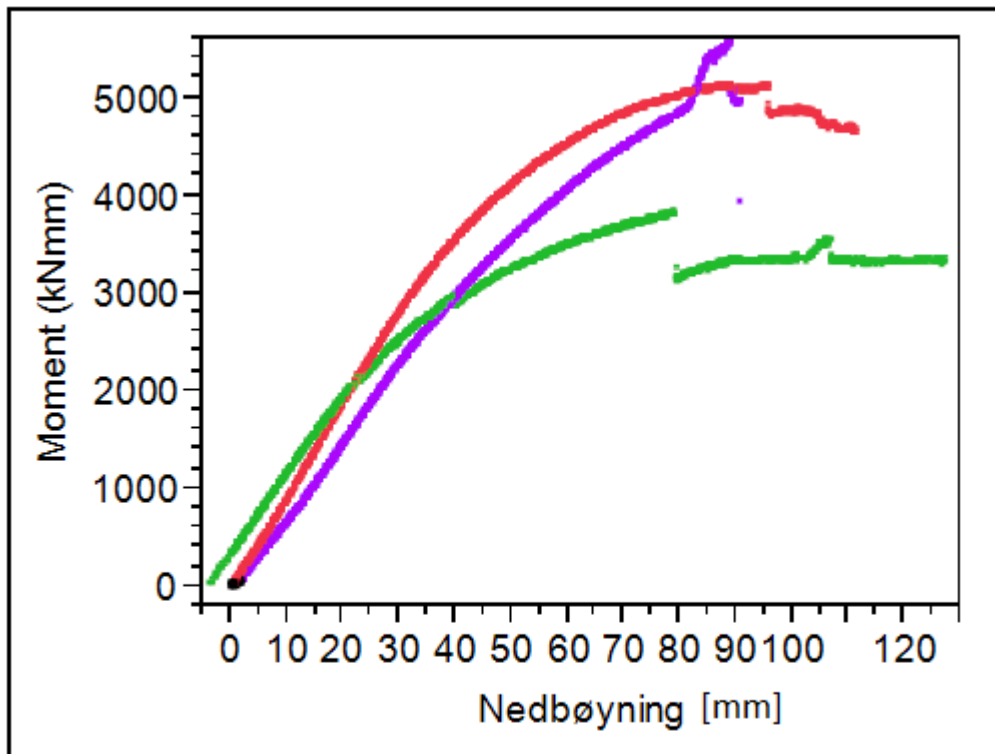
6. Diskusjon

Forbindelse B1, B2 og B3 ble belastet med en punktlast, forbindelse bjelke B4, B5 og B6 ble belastet med to punktlaster. Den sistnevnte belastningen gir rent moment i forbindelsen, mens den første gir både skjær - og momentkrefter.

Det ble antatt at alle forbindelsene ville få en nedbøyning allerede ved utgangsposisjonen. Forbindelsene sank og en kunne måle en nedbøyning på omtrent 17 mm. Dette kom av limtrebjelkens og stålets egenvekt. Momentkapasiteten eller rotasjonsstivheten hadde vært høyere dersom forbindelsen ikke hadde blitt svekket allerede ved utgangsposisjonen.

Lamelltykkelsen og dimensjonene var forskjellige for forbindelsene B1, B2, B3 og B4, B5, B6. De tre første hadde flere og smalere lameller, og større dimensjon på bjelkene, som skulle føre til bedre rotasjonsstivhet. I dette studiet har dette vist seg å ikke stemme. Det lave testantallet gjør at det er vanskelig å konkludere noe om dette. Flere faktorer spiller inn, som for eksempel virkesfeil.

6.1 Momentkapasitet for bjelke B1, B2 og B3



Figur 6.1 Moment og nedbøyning. B1= Lilla, B2= Grønn, B3= Rød

Forbindelse B1, B2 og B3 lå en lengre periode utenfor klimakontrollert rom. Rommet hadde et tørrere klima og dette førte til oppsprekking av trevirket. Det ble forventet at trefuktigheten skulle bli lavere og føre til sprekkdannelser gjennom hele trevirket. Dette kunne være med på å redusere momentkapasiteten og rotasjonsstivheten. Etter undersøkelsene ble fuktigheten kontrollert på bjelkene rundt forbindelsen, og den lå fortsatt rundt 12 – 13 %. Sprekkdannelsene hadde kun skjedd ytterst på trevirket, første fase av en tørkeprosess, se Figur 6.2. Det oppstod trykkspenninger i de indre delene av bjelken og strekkspenning i det ytterste laget. Se Appendix B for mer informasjon om fuktighetsgradient og spenningsutvikling.



Figur 6.2 Oppsprekking ytterst på trevirket

Tabell 6.1 Testresultater for B1, B2 og B3

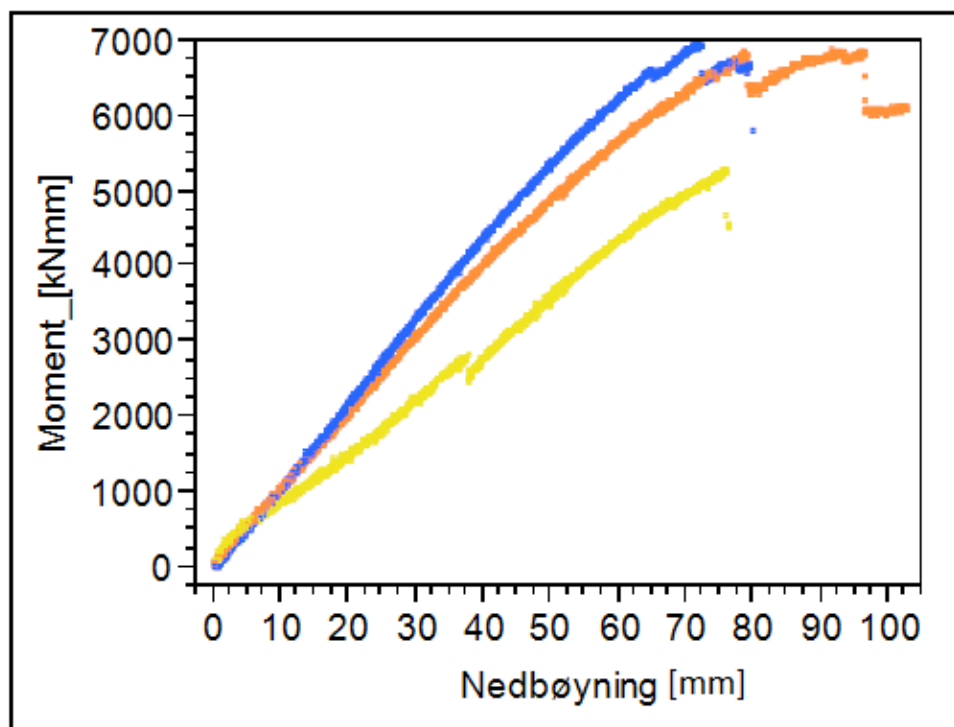
Forbindelse	Maks moment [kNmm]	Maks kraft [N]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]	Nedbøyning [mm]
B1	5587,09	7981,56	0,389	13,84	80,99
B2	3813,26	5447,51	0,333	12,79	79,03
B3	5126,48	7323,54	0,404	13,99	88,42

Av tabell 6.1 ser en at forbindelse B1 fikk størst momentkapasitet. Slissene i limtreet forbindelse B1 var skåret ut trangere enn de resterende, og dette forårsaket mindre slark under testingen. Dette kan være en av årsakene til den høye momentkapasiteten.

Av tabell 6.1 ser en at forbindelse B2 fikk lavest momentkapasitet. Slissene i limtreet var større, slik at slarken ble større. Dette kan være faktorer til den lave momentkapasiteten. På Figur 6.1 kan man se et lite innhakk rundt 40 mm. Dette kan tyde på virksesfeil, som er forårsaket av et lite trebrudd.

Av tabell 6.1 ser en at forbindelse B3 hadde høyest densitet av forbindelse B1, B2 og B3, og skulle i teorien hatt høyere momentkapasitet enn de to andre forbindelsene. Dette kommer mest sannsynlig av slark på grunn av for store slisser i limtreet.

6.2 Momentkapasitet for forbindelse B4, B5 og B6



Figur 6.3 Moment og nedbøyning. B4= Gul, B5= Oransje, B6= Blå

Tabell 6.2 Testresultater for B4, B5 og B6

Forbindelse	Maks moment [kNmm]	Maks kraft [N]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]	Nedbøyning [mm]
B4	5275,44	4627,58	0,402	12,53	75,61
B5	6862,91	6020,09	0,398	12,66	91,67
B6	6941,10	6098,13	0,436	12,19	71,45

Forbindelse B4 hadde lavest momentkapasitet av forbindelse B4, B5 og B6, se tabell 6.2. Selv med den høye densiteten fikk forbindelsen dårlige resultater. Av Figur 6.3 kan man se at forbindelse B4 har fått en slakere kurve og et innhakk ved en nedbøyning på rundt 40 mm. Det er flere faktorer som kan være årsaken. Det antas at det kommer av virkesfeil, som kvist eller svakere virke i det området bruddet oppstod. Se Appendix B for mer informasjon om virkesfeil. Det var ingen tydelige mangler eller feil ved forbindelsen før undersøkelsen. Årsaken til svekkelsen er usikker.

6.4 Rotasjonsstivheter

Tabell 6.3 Stivheter for en dybel beregnet fra Eurocode 5-1 side 55 punkt (3)/6/, beregnet og testet.

Forbindelse	K_{ser} = Stivhet fra Eurocode 5-1 [kN/mm]	K_{Focus} = Stivhet beregnet [kN/mm]	K_{test} = Stivhet testet [kN/mm]
B1	8,0	20,7	-
B2	6,3	16,4	-
B3	8,5	22,0	-
B4	8,4	22,9	8,3
B5	8,3	22,5	8,6
B6	9,5	25,9	12,0

Ut i fra Tabell 6.3 ser man beregnede, testede og Eurocode 5-1 side 55 punkt (3)/6/ sine stivhetsverdier for en dybel. Dyblene i dette studiet hadde en annen bruddform enn de som står i Eurocode 5-1 side 64 Figur 8.3/6/. K_{ser} er regnet ut i fra likning (1) fra kapittel 5.1. Den beregnede stivheten K_{Focus} er basert på bruddformen som dyblene fikk i dette studiet. For utregningen av disse, se kapittel 5.1.1 og 5.1.2. K_{test} har blitt regnet ut ved følgende likning som er basert på likning (8):

$$K_{test} = \frac{K_M(testet)}{n_{dybler} * \frac{e^2}{2}} \quad (14)$$

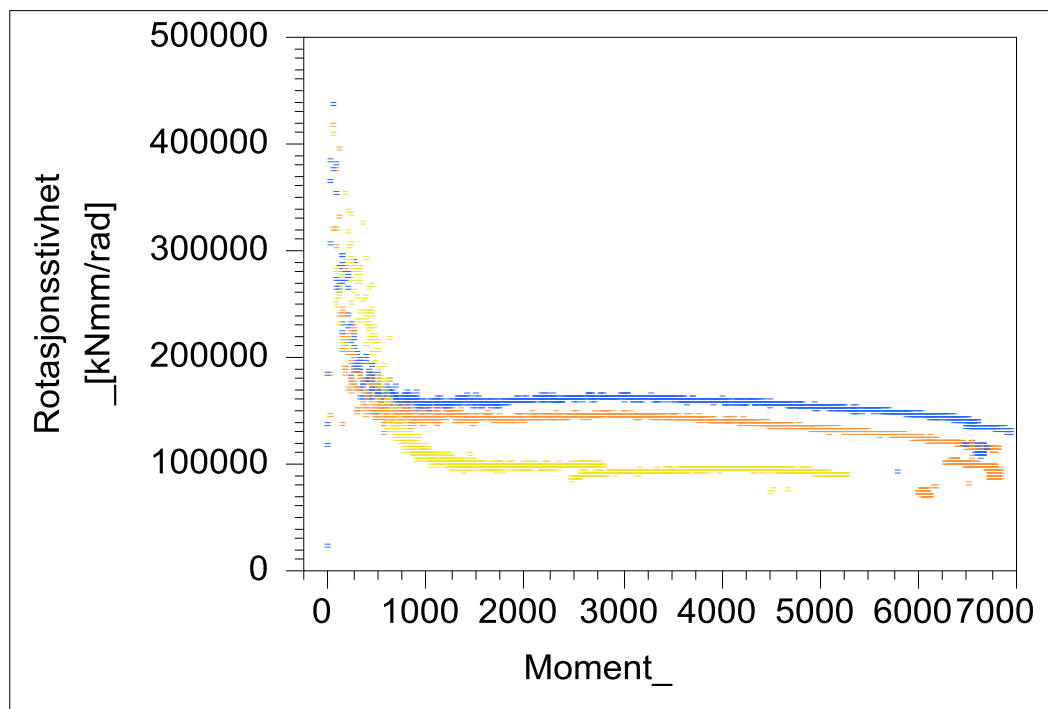
Tabell 6.3 viser de beregnede og testede stivhetene. Figur 5.20-5.22 under kapittel 5.3.2 viser forbindelsene B4, B5 og B6 rotasjonsstivheter. Rotasjonsstivhetene er regnet ut ved likning (5):

$$M = K_M * \varphi \quad (5)$$

Mer detaljerte tall, se Appendix G på CD. For utregningen av K_M , se Tabell E6. For forbindelsene B1, B2 og B3 ble det gjort en feil, slik at rotasjonsvinkelen ikke kunne bli funnet.

Tabell 6.4 Beregnede og testede rotasjonsstivheter

Forbindelse	K_M =Beregnete rotasjonsstivheter [kNmm/rad]	K_M =Testede rotasjonsstivheter [kNmm/rad]
B1	377 578	-
B2	300 211	-
B3	401 173	-
B4	247 114	89 192
B5	243 434	93 336
B6	280 078	130 054



Figur 6.4 Rotasjonsstivhet og moment. B4= Gul, B5= Oransje, B6= Blå

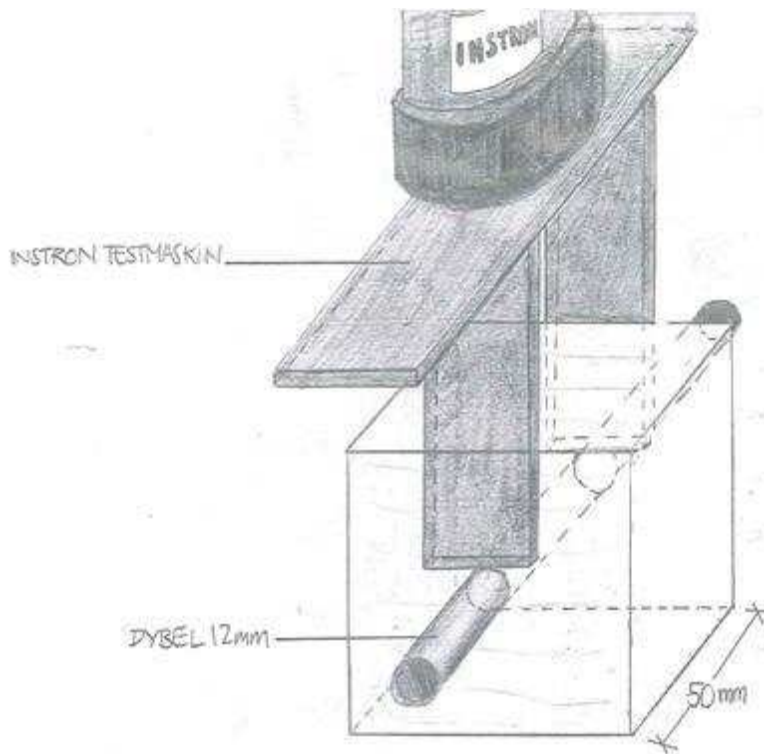
Ut i fra Figur 6.4 ser man at de første verdiene på rotasjonsstivhetene er høye. Første verdien til forbindelse B4 ble på 3915467 kNmm/rad, noe som var veldig høyt. Årsaken til dette kan være at rotasjonsvinkelen var liten ($= 0,000007\text{rad}$) på dette punktet, samt at det ikke var kontakt mellom forbindelsen og trevirket ved så tidlig belastning.

Forbindelse B6 fikk størst rotasjonsstivhet av forbindelse B4, B5 og B6, og hadde den største beregnede rotasjonsstivheten, se Tabell 6.4. Ut i fra beregnede verdier skal forbindelse B4 ha større rotasjonsstivhet enn B5. Grunnen til at B4 har fått såpass lav rotasjonsstivhet i forhold til beregnede verdier, kan komme av virkesfeil i trevirket som en ikke var klar over. Innhaket som den har fått underveis i undersøkelsen er også en årsak. Unøyaktigheter ved forbindelsen er også av betydning.

Forskjellen mellom estimerte verdier og virkelige verdier er stor. Grunnen til dette må være ukjente faktorer som påvirket rotasjonsstivheten ved testingen, som ikke har blitt regnet med.

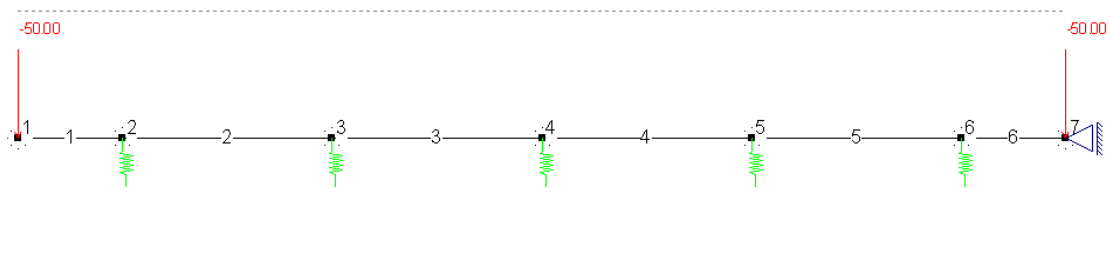
6.6 Korrigering av rotasjonsstivheter

På grunn av den store forskjellen mellom estimerte verdier og verdier funnet ved forsøk ble det gjort en sikkerhetssjekk av testen, se Figur 6.5, til Bae og Høvik/11/ i Focus konstruksjon.

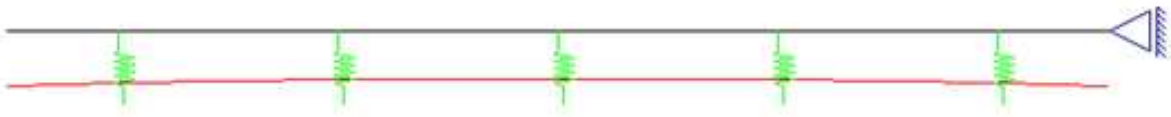


Figur 6.5 Test av hullkantfasthet parallelt fibre fra Bae og Høvik

Det ble modellert en dybel i tilfellet til Figur 6.5. Figur 6.6 viser en dybel på 50 mm, med fjærstivheter på 3,66kN/mm per 10 mm lengde. Det ble satt på 50 kN last i hver ende som til sammen ble 100 kN.



Figur 6.6 Hullkanttrykk test modellert i Focus konstruksjon



Fjærstivhetene = 3,66 kN/mm

Største forskyvning = 6 mm

Figur 6.7 Den røde kurven viser dybelens deformasjon. Største forskyvning av den modellerte dybelen er 6 mm.

Største forskyvning på dybelen ble 6 mm, se Figur 6.7.

Kontrollsjekk:

$$K = \frac{F}{u}$$

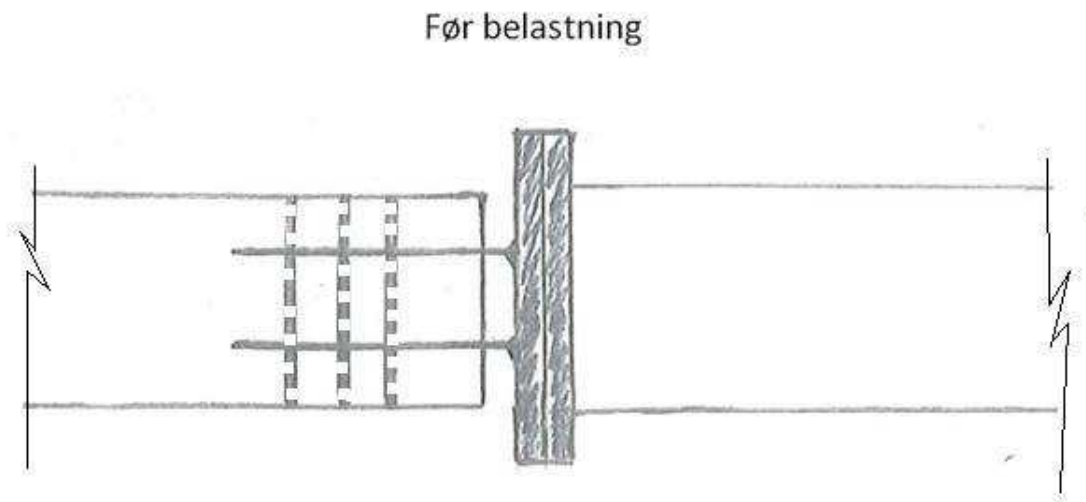
$$K = \frac{100\,000}{6}$$

$$K = 16,7 \text{ kN/mm}$$

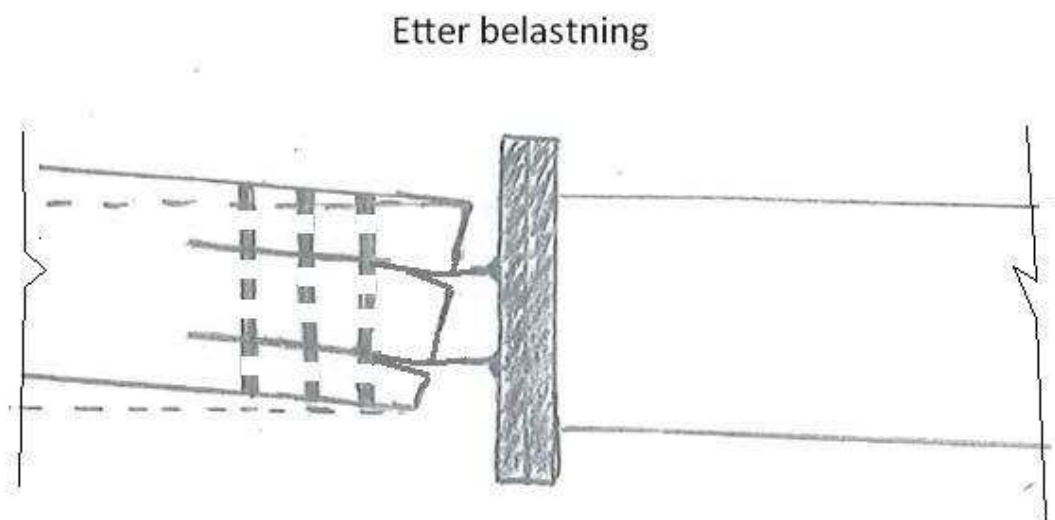
I følge kontrollsjekken skulle stivheten vært på 16,7 kN/mm, og ikke 18,3 kN/mm. Dette viser at Bae og Høvik/11/ sin standardmetode, se Figur 6.5, ikke er helt korrekt. Likevel brukes stivheten 18,3 kN/mm, da forskjellen er mindre enn 10 %.

Den store forskjellen kan komme av flere faktorer som påvirker et forsøk. Etter testingen hadde de innslossene stålplatene fått en vinkelendring, se Tabell 6.7 i kapittel 6.8.3, samt en vinkelendring mellom limtreet og stålplaten. Deformasjonsmålerne var festet til

limtreet og kunne derfor blitt påvirket av denne vinkelendringen. Dette gjør at den beregnede rotasjonsvinkelen kan være for stor i forhold til hva den opprinnelig ble.

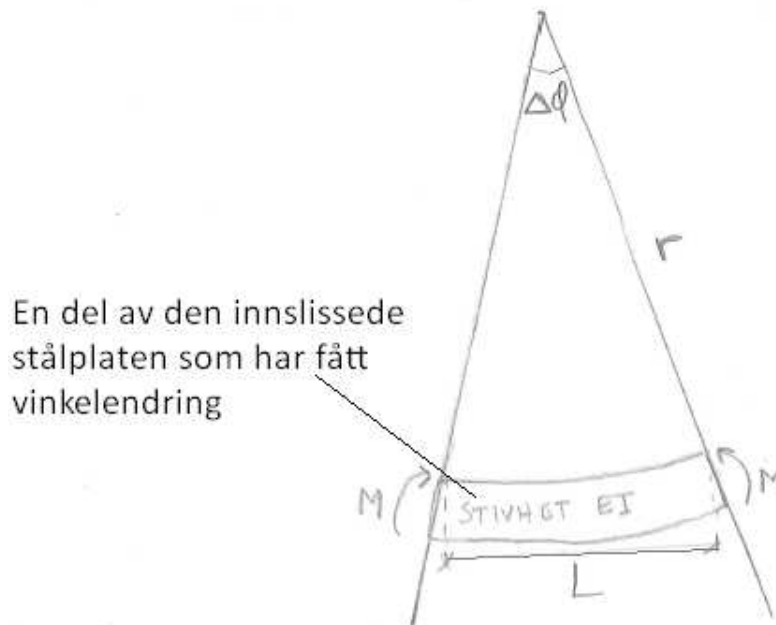


Figur 6.8 Forbindelsen før belastning. Figuren viser ingen betegnelser eller størrelser



Figur 6.9 Forbindelsen etter belastning. De innslissede stålplatene forårsaker en glippe mellom stålplatene og limtreet som gir en tilleggsrotasjon = $\Delta\varphi$. Figuren viser ingen betegnelser eller størrelser

Ut i fra antatte faktorer som er usikkert, kan man finne en korreksjonsverdi slik at verdiene fra undersøkelsene stemmer mer med de estimerte verdiene. Ved å se på vinkelendringen til stålplatene, se Figur 6.8 og 6.9, kan man finne en tilleggsrotasjon. Figur 6.10 viser den antatte delen av stålplaten som har fått en vinkelendring.



Figur 6.10 En del av den innslussede stålplaten som har fått en vinkelendring

Likning (15)-(17) er lagt til grunn for antagelsene:

$$W'' = \frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (15)$$

$W'' =$ Dobbelderivert av nedbøyning

$r =$ Krumningsradien

$$\Delta\varphi = \frac{L}{r} = \frac{LM}{EI} \quad (16)$$

$\Delta\varphi =$ Tilleggsrotasjon

$L =$ Lengden på krumningen av de innslussede platene

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (17)$$

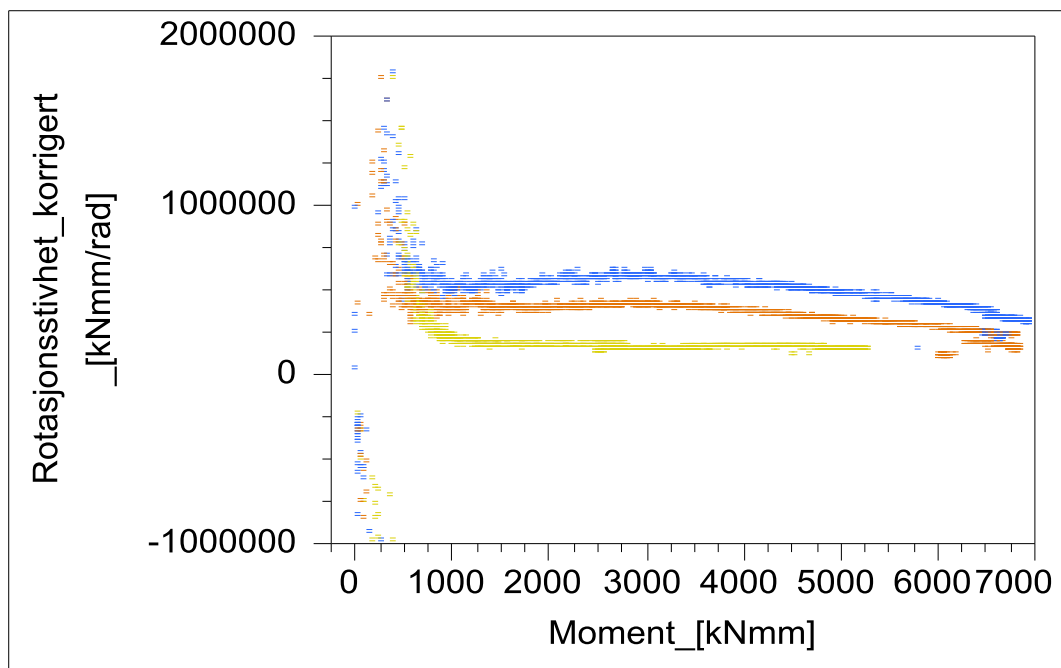
$$EI = 210000 * \frac{1}{12} * 250 * 8^3$$

$$EI = 2240000000$$

$$\Delta\varphi = \frac{20 * M}{2240000000}$$

$$\Delta\varphi = 8,9 * 10^{-9} M$$

Tilleggsrotasjonen ble satt inn i Excelarket med verdiene fra Instron, se Appendix G på CD. De korrigerte rotasjonsstivhetene vises i Figur 6.11.



Figur 6.11 Korrigerte rotasjonsstivheter. B4= Gul, e B5= Oransje, B6= Blå

Tabell 6.5 Rotasjonsstivheter før og etter korrigering og de beregnede

Forbindelse	$K_M =$ Korrigerte rotasjonsstivheter [kNmm/rad]	$K_M =$ Beregnede rotasjonsstivheter [kNmm/rad]	$K_M =$ Rotasjonsstivheter før korrigering [kNmm/rad]
B4	148 510	247 114	89 192
B5	160 443	243 434	93 336
B6	310 529	280 078	130 054

Fra Tabell 6.5 ser man at de korrigerte verdiene nå ble litt høyere. En har ikke noen verdi på hvor mye av stålplaten som har rotert, og det ble antatt at lengden var 20 mm. Denne korreksjonen er kun en gjetning på hva årsaken kan være. Andre bidrag til forskjellen kan være unøyaktigheter som ikke har kommet med i beregningene. Det foregår rotasjoner ett eller annet sted i forbindelsen.

Rotasjonsvinkelen er en sensitiv variabel, og burde ha blitt målt mer kontrollert. Unøyaktigheter ved måling av denne har bidratt til den store forskjellen.

6.8 Bruddformer

6.8.1 Limtreet

Alle forbindelsene fikk brudd i limtreet.

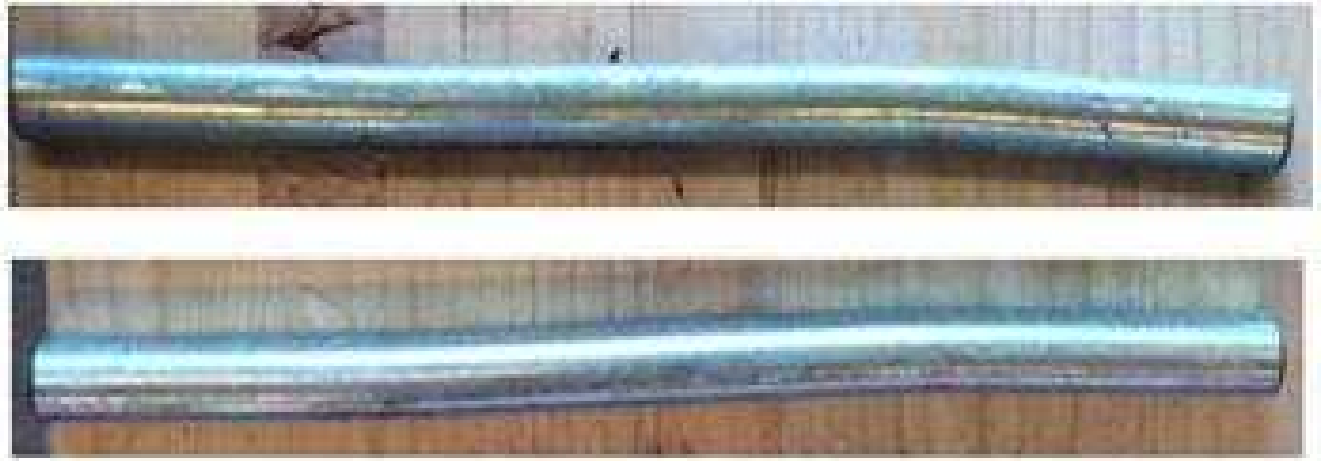
Etter testingen kunne en se oppsprekking av trevirke nær dyblene for alle forbindelsene, se Figur 6.12. Med større avstand mellom dyblene ville oppsprekkingen blitt redusert eller hindret.



Figur 6.12 Oppsprekking langs dyblene

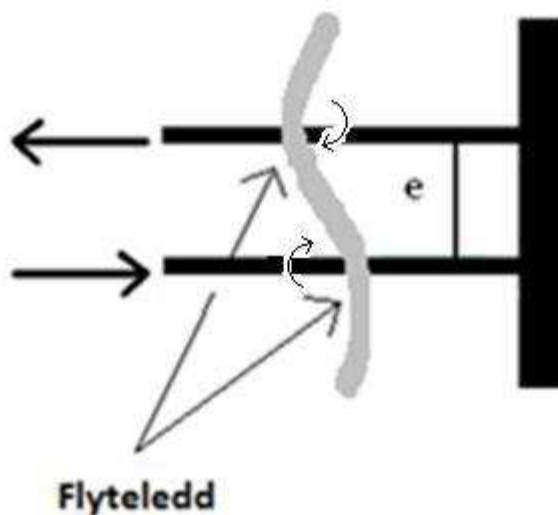
6.8.2 Dyblene

De fleste dyblene fikk en antydning til S-formede deformasjoner, se Figur 6.13. Dette kom av kraftparet som oppstod i de innslissede stålplatene. Kraftparet skapte et moment, og gjorde at dybelen ble påført bøyning.



Figur 6.13 Deformasjonen som dyblene har fått

Det oppstod flyteledd på to forskjellige steder i dybelen, se Figur 6.14.



Figur 6.14 Dybelens bruddform

Tabell 6.6 Deformasjon av samtlige dybler på alle forbindelsene.

Forbindelse	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Dybel	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	9	3	8	1	1	1
2	3	4	8	2	2	1
3	2	6	7	0	1	1
4	5	4	13	1	2	1
5	4	4	17	1	3	1
6	5	9	13	1	5	2

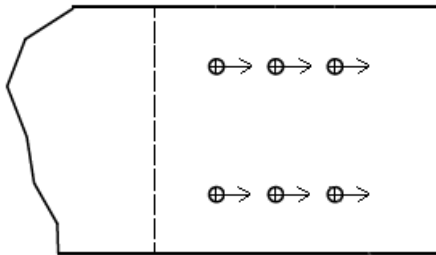
I Tabell 6.6 er deformasjonen til dyblene oppført. Figur 6.15 viser dybelrekkefølgen som Tabell 6.6 er basert på. Av resultatene kommer det frem at dyblene i forbindelse B1, B2 og B3 fikk størst bøyning.



Figur 6.15 Dybelrekkefølgen Tabell 6.6 er basert på

6.8.2 Dyblenes horisontale forskyvning

Forbindelsen ble påført moment, og dyblene ble utsatt for bøyespenning. Dyblene fikk en horisontal forskyvning mot høyre, på undersiden, etter hvert som nedbøyningen økte. Dette skjedde da tverrbelastningen virket mot høyre. Se Figur 6.16. Noen av dyblene hadde en forskyvning i limtreet på opp i mot 10 mm. Se Figur 5.23-5.28 i kapittel 5.3.3.



Figur 6.16 Forskyvningen av dyblene

Alle dyblene fikk en plastisk deformasjon utenom dybel 3 i forbindelse B1. Dybel 3 var den eneste dybelen som fikk en elastisk deformasjon. Dermed ble det ingen bøyning av dybelen. Se Figur 5.23 i kapittel 5.3.3.

Dyblene i forbindelse B2 og B4 fikk omtrent samme forskyvning. Forbindelsene B2 og B4 var de forbindelsene med lavest momentkapasitet fra de to ulike gruppene. Siden alle dyblene fikk like stor forskyvning, viser det at det var disse forbindelsene som hadde dårligst momentkapasitet. Dyblene fikk større forskyvninger og klarte ikke ta opp like stor bøyning som de andre forbindelsene. Dette kan være en av årsakene til hvorfor kapasiteten var lavere for forbindelse B2 og B4.

Ut i fra Figur 5.23-5.28 ser man at dybel 3 hos alle forbindelsene er den dybelen som har fått minst forskyvning. Denne dybelen har kortest arm og har derfor utsatt for minst bøyning. Et unntak er i forbindelse B5 der dybel 2 er minst utsatt for bøyning.

6.8.3 Innslissede stålplater

De insslissede stålplatene fikk en vinkelendring, se Figur 6.17 og Tabell 6.7. Korrigeringen av rotasjonsstivhetene er basert på disse observasjonene.



Figur 6.17 Bøyning av de insslissede stålplatene. Vinkelendringen hos B1= 3,04°, B2= 7,06°, B3= 5,40°, B4= 0,00°, B5 = 5,10°, B6 = 3,90°.

Tabell 6.7 De insslissede stålplatenes vinkelendring for alle forbindelsene

Forbindelse	Vinkelendring på de insslissede stålplatene
B1	3,04°
B2	7,06°
B3	5,4°
B4	0°
B5	5,1°
B6	3,9°

7. Konklusjon

Målet med denne oppgaven var å undersøke rotasjonsstivheten tvers på en dybelforbindelse med innslissede stålplater. Dette studiet skulle være et pilotforsøk på hvordan man kunne teste en slik forbindelse for å finne rotasjonsstivheten.

Forbindelsene B1, B2 og B3 hadde ulike variabler i forhold til forbindelsene B4, B5 og B6. Dimensjonen på forbindelsene, avstandene mellom de innslissede stålplatene samt lasttype var forskjellige.

Forbindelsene med dimensjonen 140 x 190 mm har fått de største verdiene for momentkapasitet. Dette kan komme av at lasten var påført som en topunktlast for å unngå skjær. Belastningen var derfor rent moment.

Rotasjonsvinkelen ble ikke målt for forbindelsene B1, B2 og B3, noe som var en viktig informasjon. For forbindelsene B4, B5 og B6 ble dette gjort slik at rotasjonsstivheten kunne beregnes ut i fra maks moment og rotasjonsvinkel. Alle forbindelsene fikk en lavere stivhet enn beregnet ut i fra tall fra Focus, men høyere i forhold til Eurocode 5-1 side 55 punkt (3) /6/. I Tabell 7.1 er stivheten for en dybel utregnet.

Tabell 7.1 Stivheter beregnet fra Eurocode 5-1 side 55 punkt (3)/6/, beregnede og testede for en dybel

Forbindelse	K_{ser} = Stivhet fra Eurocode 5 [kN/mm]	K_{Focus} = Stivhet beregnet [kN/mm]	K_{test} = Stivhet testet [kN/mm]
B1	8,0	20,7	-
B2	6,3	16,4	-
B3	8,5	22,0	-
B4	8,4	22,9	8,3
B5	8,3	22,5	8,6
B6	9,5	25,9	12,0

Forbindelse B6 fikk den største rotasjonsstivheten, som var på 130 054 kNmm/rad.

Rotasjonsstivhetene ut i fra undersøkelsene ble lavere enn de beregnede, se Tabell 7.2.

På grunn av ulike forutsetninger å legge til grunn, er det vanskelig å finne årsaken til dette. Etter et forsøk på korrigerende av verdier fra undersøkelsene, ble rotasjonsstivhetene noe høyere. Dette var kun et forslag til en løsning. Det lave prøveantallet gjør det vanskelig å komme frem til noen eksakte verdier for rotasjonsstivhet for en dybelforbindelse med innslissede stålplater. Det er derfor umulig å konkludere med noe eksakt.

Tabell 7.2 Rotasjonsstivheter beregnet og testet

Forbindelse	K_M = Beregnede rotasjonsstivheter [kNmm/rad]	K_M = Testede rotasjonsstivheter kNmm/rad
B1	377 578	-
B2	300 211	-
B3	401 173	-
B4	247 114	89 192
B5	243 434	93 336
B6	280 078	130 054

I dette studiet får man et innblikk av et oppsett som kan hjelpe til med videre arbeid.

8. Videre arbeid

Underveis i dette studiet er det mye som kunne vært gjennomført annerledes. Det ville vært fordelaktig dersom prøveantallet var høyere. Det vil si at man kunne teste flere forbindelser med innslissede stålplater og dybler. I dette studiet er det gjennomført tester av 6 forbindelser og dette er minimalt med prøver. I laboratorieforsøk er det en fordel om man har karakteristiske verdier å se på. For å kunne bruke den karakteristiske verdien må prøveantallet være 40 eller mer. Antallet bør derfor justeres opp.

Dimensjonene på limtrebjelkene samt HUP-profilen kan forandres, enten til en større eller mindre dimensjon. Det kunne også vært en idé å endre på dybelplasseringer. Forsøk med andre senteravstander mellom dyblene er også noe en kunne sett på i senere forsøk. I dette studiet er det brukt senteravstander på henholdsvis 4- og 7d. Det kunne vært en fordel om senteravstanden var konstant på 7d. Dette kunne kanskje føre til bedre resultater.

En dybelforbindelse med rillede dybler i stedet for glatte kunne være et bedre alternativ. Rillede dybler gir bedre elastisk stivhet. Se kapittel 2.3.2 /12/.

Densitet, kvist, fiberhelling, fuktighet og trekvalitet er også faktorer som påvirker prøveresultatet. Kvist, fiberhelling, samt økende fuktighet kan i verste fall redusere momentkapasiteten. Er densiteten høy, det vil si er trekvaliteten høy, vil en kunne få høyere kapasitet. I dette studiet ble det benyttet trevirke av gran med dårligere trekvalitet enn det som vanligvis benyttes limtreindustrien der kvalitet GL32c.

Det mest fordelaktige hadde vært å få tilsendt ferdige limtrebjelker med innslissede stålplater og dybler fra Moelven Limtre, slik at forbindelsen hadde vært så lik virkeligheten som mulig. Dette hadde de på en annen side ikke anledning til, så produksjonen av forbindelsene måtte foregå på eget initiativ.

Prøveelementene kunne vært kortere. I dette studiet er det benyttet en lengde på 6060 mm, bestående av en 3000 mm limtrebjelke og en 3000 mm HUP-profil. Kortere dimensjoner på elementene ville kunne gi et bedre bilde av en virkelig forbindelse, og

man antar at det også hadde gitt en høyere momentkapasitet, samt ingen nedbøyning ved utgangsposisjon.

Rotasjonsvinkelen må måles mer nøyaktig, da dette er en sensitiv variabel. Ved videre arbeid burde det lages nøyaktigere festemidler for deformasjonsmålerne.

Som nevnt tidligere, var målet til Vegdirektoratet å få testet dybelforbindelsens innspenningsgrad grundig nok for å finne ut om det virkelig er behov for kraftige hengesøyler. Arbeidet videre må være å finne nøyaktig hvor stor rotasjonsstivhet dybelforbindelsen har, slik at man kan finne nye knekk lengder for limtrebuer og nye beregningsmodeller.

9. Feilkilder

Feilkildene som opptrer kan være feil ved utførelse av forbindelsen, feil ved testmaskiner, feil ved måleutstyr og feil ved materialene som benyttes.

Med materialer som tre og stål, er det trevirket som vil være den dominerende feilkilden. Stål er på sin side et forutsigbart materiale, og kan antas å ha minimalt med feilkilder. I tre kan en rekke feilkilder opptre, blant annet virkesfeil som kvist, sprekker, fiberhelling og tennar. I dette studiet er det limtre som er blitt benyttet, og sannsynligheten for virkesfeil over tverrsnitt er mindre hos limtre enn hos vanlig konstruksjonsvirke.

Menneskelige feil må man ha god kontroll over for å gjennomføre undersøkelsene så godt som mulig. Unøyaktigheter og slurv ved arbeidet kan føre til feil resultater.

9.1 Forsøksutstyr

Før undersøkelsene var det en del feil med maskinen, en Instron8800. Den ville ikke fungere som den skulle, og gjorde at undersøkelsene ble utsatt i to uker. Under testingen av forbindelse B4 oppstod det et problem med maskinen. Den stoppet opp tidlig i undersøkelsen, og maskinen måtte startes på nytt igjen. Dette kan være en av årsakene til at forbindelse B4 fikk en mye dårligere momentkapasitet, likevel må en gå ut i fra at resultatene er riktige.

I undersøkelsene ble det benyttet eksterne og interne deformasjonsmålere. De eksterne deformasjonsmålerne ble kalibrert for hånd, og kan derfor være unøyaktige. De eksterne deformasjonsmålerne ga utslag på hverandre og skapte støy som kan ha hatt innvirkning på de loggede verdiene. Deformasjonsmålerne ble festet til limtreet ved hjelp av tvinger. Disse kan ha beveget seg under undersøkelsene, og kan ha medvirket til feil rotasjonsvinkel, da dette er en sensitiv variabel.

Instron-maskinen skulle ha blitt nullstilt etter hver undersøkelse. Dette ble ikke gjort på grunn av manglende kunnskap om maskinen. Verdiene måtte derfor gjøres om i Excel. Verdiene kan være unøyaktige da dette ble gjort ved hjelp av regning.

9.2 Materiale

Trevirke er et inhomogent materiale som kan inneholde en mengde feilkilder. Feilkildene dukker opp under veksten av treet og blir påvirket av miljøet. Disse påvirkningene kan være densitet, årringbredde, kvist, tennar og fiberhelling, se Figur 9.1. Limtrebjelkene som ble brukt til undersøkelsene var av kvalitet GL32c. Dette er ikke den beste kvaliteten og har derfor hatt innvirkning på kapasiteten til forbindelsen.

Stål er homogent, og har derfor få feilkilder.



Figur 9.1 Virkesfeil i trevirke. Rett ved den ene dybelen er det en kvist som kan ha vært med på å påvirke kapasiteten til forbindelsen.

9.3 Metode og gjennomføring

Slissene i limtrebjelkene ble skåret ut ved hjelp av en båndsg og menneskekraft, se figur 9.2. Ved unøyaktig oppmåling har bjelkene fått ulike størrelser på slissene. Dette kan føre til slark mellom stålplatene og limtreet, og dermed redusert momentkapasitet. Det samme gjelder for boring av hullene til dyblene. Boret som ble brukt var noe skjevt og kan ha forårsaket splitting i trevirke innvendig og ved overflaten.



Figur 9.2 Åpningen på slissene. Disse kan være forskjellig på grunn av unøyaktig oppmåling og skjæring.

Densitetsprøver og fuktighetsprøver ble utført ved hjelp av vektmåling og volummåling. Da volum ble målt gjennomsnittlig ved fire punkter med skyvelære, kan det fort oppstå avvik i forhold til riktig størrelse, som en følge av ujevne overflater på prøvestykkene. Densitetsmålingene ble utført nær forbindelsen, men ikke for hver lamell. Prøvestykkene kan inneholde virkesfeil og kan gi andre densiteter enn det trevirket opprinnelig har. Derfor blir ikke verdien på densiteten helt korrekt i forhold til reell verdi.

Før undersøkelsene ble de tre første bjelkene lagret utenfor klimakontrollert rom. Dette rommet hadde lavere fuktighet enn det som er ideelt for lagring av trevirket.

10. Appendix

Appendix A: Trevirke generelt

Tre har i lang tid vært det dominerende materialet for bygging av små eller større konstruksjoner. Foruten å være et miljøvennlig og sikkert byggemateriale, gir trevirke store arkitektoniske muligheter. Trevirke blir brukt til store konstruksjoner, blant annet bruer, fleretasjes hus og boligblokker.

Trevirke har forskjellige egenskaper i tre ulike akseretninger, og blir derfor kalt et ortotropisk materiale. De tre ulike retningene er radial-, tangential-, og tverrsnitt, der både radiell og tangentiell retning betegnes som tvers på fibrene. Styrkeegenskapene, samt krymping og svelling varierer i disse tre retningene. Trevirke er mye svakere tvers på fibrene enn langs med dem.

Videre er trevirke hygroskopisk og vil derfor innstille seg etter det omkringliggende klimaet. De mekaniske styrkeegenskapene varierer med innholdet av fuktighet. En økning av trefuktigheten vil føre til lavere verdier både for fasthet og E-modul/13/.

Appendix B: Faktorer som påvirker fastheten til trevirket

Densitet

Densiteten er forholdet mellom masse og volumet av trevirket. Celleveggen vil hos de fleste treslag ha tilnærmet lik densitet, 1560 kg/m^3 i absolutt tørr tilstand. Derfor vil forholdet mellom celleveggen og cellehulrommet i trevirket være av betydning for densiteten. Det er tre ulike måter å måle densiteten på:

Tørrdensitet - tørr vekt/tørt volum

Basisdensitet – tørr vekt/rått volum

Rådensitet – rå vekt/rått volum

Densiteten er også med på å gi en indikasjon på fasthetsegenskapene til trevirket. Høy densitet gir høy E-modul.

Likning (18)-(20) fra SKANORM brukes for å finne densitet/14/:

$$Tørrdensitet = \frac{tørrvekt}{tørrvolum}, \rho = \frac{W_o}{V_o} \quad (18)$$

$$Densitet_{test} = \frac{vekt_{test}}{volum_{test}}, \rho = \frac{W_o}{V_o} \quad (19)$$

$$12 \% _densitet = \rho_t \cdot \left(1 - \frac{(1-K) \cdot (w-12)}{100}\right) \quad (20)$$

$K = 0,5$ for andre treslag enn bjørk, bøk og lerk

w = prøvens fuktighet (i %) etter testing

Fuktighet

Fuktigheten til trevirket vil også ha en innvirkning på fasthetsegenskapene til trevirket. Jo lavere fuktigheten er, desto høyere er fasthetsegenskapene. Fibermetningspunktet for trevirke ligger mellom 25- og 30 %. Fra denne verdien og nedover er det en rettlinjert stigning i fasthetene med avtagende fuktighetsinnhold. Trevirke er hygroskopisk og vil derfor innstille seg på en likevektsfuktighet i henhold til omkringliggende klima, det vi si en kombinasjon av temperatur og relativ luftfuktighet/15/.

Likning (21) fra SKANORM brukes for å finne fuktigheten/14/:

$$Fuktighet = \frac{(råvekt - tørrvekt)}{tørrvekt}, U = \frac{(W_u - W_o)}{W_o} \quad (21)$$

Virkesfeil

I tillegg til fuktighet og densitet vil også virkesfeil ha innvirkning på styrkeegenskapene til trevirket. De ulike virkesfeilene som kan opptre hos trevirke er kvist, fiberhelning, sprekker og tennar. Noen av disse opptre på grunn av uregelmessigheter i veksten. Kvist er med på å gi forandringer i fiberstrukturen. Enkeltkvistgrupper, plassering i tverrsnittet og kvistgrupper bestemmer virkningen. Her er det strekkfastheten og bøyefastheten som påvirkes mest. En kvist vil også være med på å redusere spenningsarealet ved strekk. Hvilken innvirkning kvist har for bøyefastheten, er avhengig av om den er på strekk- eller trykksiden. I enkelte tilfeller kan kvist føre til en økning i bæreevnen ved skjærpåkjenning.

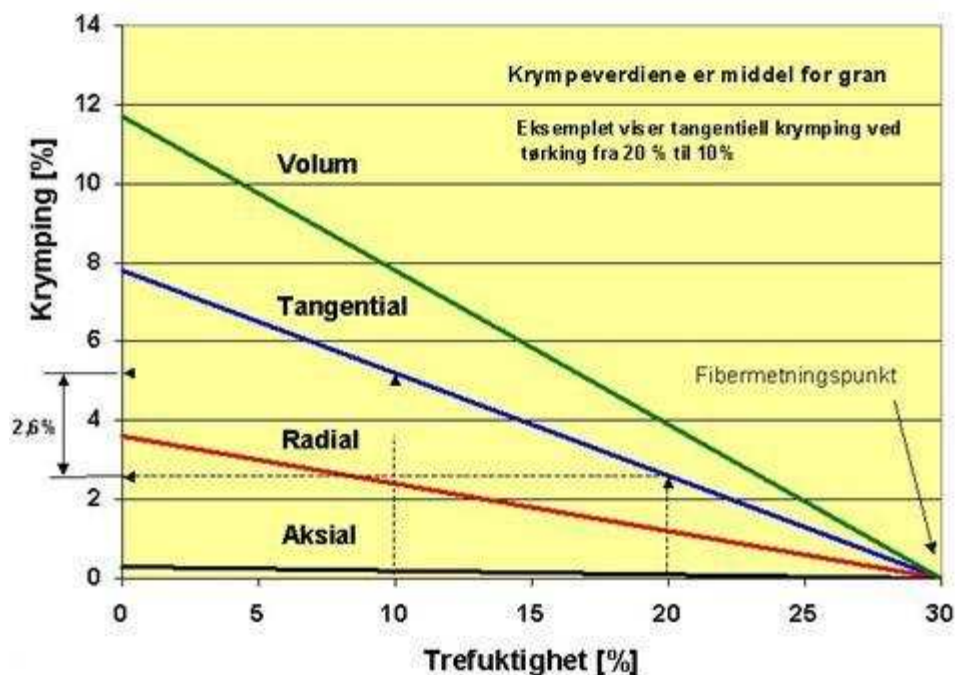
Krymping og svelling i trevirket

Trefuktigheten er forholdet mellom vekten av vannet i trevirket og vekten av trevirket i absolutt tørt tilstand. Absolutt tørt trevirke har dermed 0 % fuktighet/16/.

Når man tørker trevirket fra fuktig tilstand skjer det ingen forandringer i egenskapene før det passerer fibermetningspunktet. Fra fibermetningspunktet og nedover endres en rekke av trevirkets egenskaper. Fibermetningspunktet tilsvarer omtrent 28 % fuktighet.

En ulempe er at trevirket krymper. Trevirket krymper atskillig mer i tangentiell enn i radiell retning, og dette fører til uheldige formendringer. Det oppstår uønskede deformasjoner og i noen tilfeller sprekker. Spenningene er forårsaket av de ulike retningenes vedegenskaper, og at fuktigheten er vesentlig høyere i sentrum enn ved overflaten av en planker under tørking.

Derimot er de positive endringene flere. Styrkeegenskapene blir vesentlig bedre med 2-3 ganger økning fra 30 % trefuktighet til 10 % trefuktighet. Ut i fra Figur B1 ser man at det er en lineær sammenheng mellom trefuktighet og krymping.



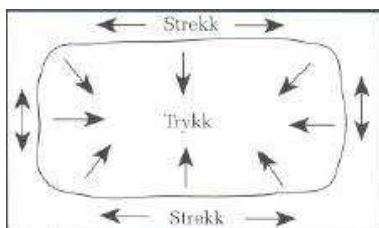
Figur B1. Krympingen er lineær fra fibermetningspunktet til 0 % fuktighet/16/

I tangentiell retning er krympeprosenten på 7,5- 8,0 %, mens i radiell retning ligger den på 3,5-4,0 %. I lengderetningen er krympingen minimal i forhold, 0,1 % -0,5 %. Verdiene gjelder nordisk gran og furu ved nedtørking fra rå til absolutt tørr tilstand.

Selv om den sistnevnte krympingen er liten i forhold til tangentiell og radiell krymping, vil den likevel føre til en betydelig lengdeendring på trelast ved nedtørking, da trelasten normalt har vesentlig større lengdemål enn tverrmål.

Fuktighetsgradient og spenningsutvikling

Når fibermetningspunktet er nådd starter krympingen først i overflaten. Det vil si at fuktigheten lenger inn i trevirket er fortsatt over fibermetningspunktet. Det blir utviklet en fuktighetsgradient i trevirket under tørkeprosessen. I denne prosessen vil det ytre sjiktet i planken forsøke å krympe, mens den rå indre delen vil hindre dette, da den ikke har krympet enda. Det vil oppstå trykkspenninger i de indre delene av planken og strekkspenninger i det ytre sjiktet, se Figur B2/13/.

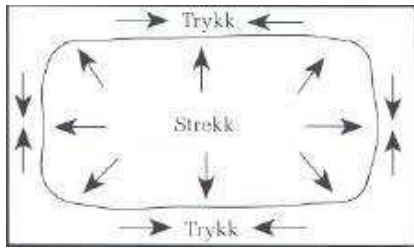


Figur B2 Første fase under prosessen, spenninger i plankens tverrsnitt/13/

I en slik tilstand kan det medføre at trevirkets overflater får sprekke-dannelser, men i dette tilfelle, med dette materialet, har trevirket evnen til å tøy og deformere seg. Denne egenskapen vil resultere i at det ytre sjiktet i trelasten vil krympe mindre enn fuktighetsendringen i sjiktet tilsier, for å tilpasse seg den fuktigere indre kjernen av planken.

Videre i tørkeprosessen vil den indre kjernen komme under fibermetning og dermed sette i gang krympingen. Nå er det ytre sjiktet forstreckt og dermed for stort i forhold til det indre av planken. Dette medfører at spenningsbildet blir forandret, altså motsatt.

Overflaten blir utsatt for trykkspenninger og det indre av trevirket for strekkspenninger, se Figur B3.



Figur B3. Spenninger i plankens tverrsnitt under siste fase av tørkeprosessen/13/

Appendix C: Forbindelsesmidler og materialer

Forbindelsesmidler

Dybler

I dette studiet var det benyttet dybler levert av Moelven limtre. Disse var 190 mm med en diameter på 12 mm. Stålkvaliteten var 4.6.

Reglene for dybler er gitt i Eurocode 5-1. Med visse unntak er det de samme reglene for bolter som det er for dybler. Dybler benyttes i større konstruksjoner, gjerne i forbindelse med innslissede stålplater. Eksempler verdt å nevne er brukonstruksjoner og store haller. Stålkvaliteten på dyblene var 4.6 med en strekkfasthet på $f_{u,k} = 400 \text{ N/mm}^2$.

Dybler kan fungere som en bolt, se Figur C1. I motsetning til bolten får ikke dyblene den samme klemvirkningen i forbindelsen. Dybler kan heller ikke ta opp aksialkrefter. Ved tverrbelastning får en dybel noe lavere kapasitet enn en bolt, da dybelen ikke får noe bidrag fra "rope"-effekten.



Figur C1. Stavydylers

Ved innfesting av dyblene er det viktig at de forborede hullene ikke har større diameter enn stavdybelen. Når det gjelder trevirkets fuktighet, bør denne ligge på et nivå som er tilnærmet lik likevektsfuktigheten i det klimaet konstruksjonen skal utsettes for.

Stålplatene

Platene var benyttet både som innlissede plater og stålplater. Dimensjonen på de innlissede platene var 150 x 250 mm med en tykkelse på 8 mm, se Figur C2.

Støtteplatene hadde en dimensjon på 250 x 250 mm med en tykkelse på 20 mm.

Støtteplatene var levert av RUUKKI Norge og hadde en stål kvalitet på S235.



Figur C2 Støtteplate med to innlissede stålplater

Skruer

Skruene var benyttet som innfestningsmiddel mellom de to stålplatene på 20 mm.

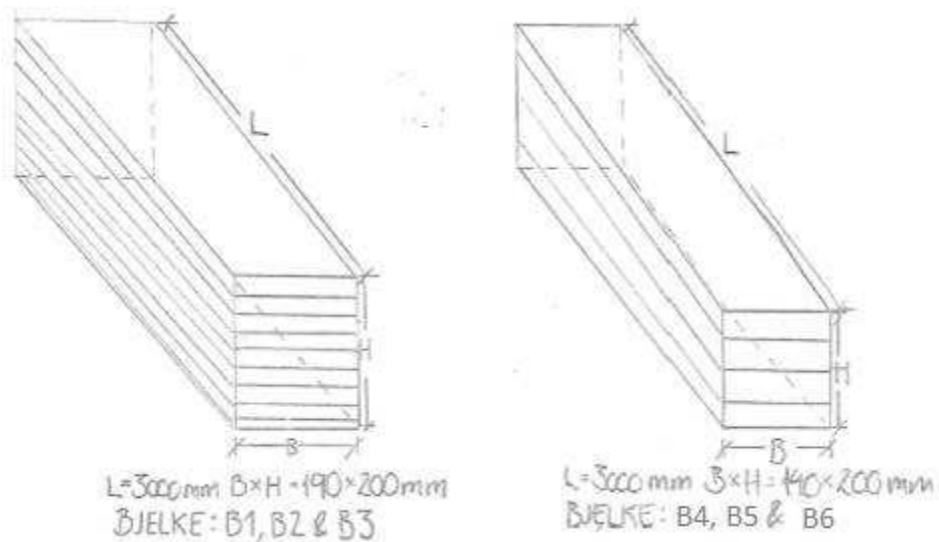
Skruene har en dimensjon på 16 mm. Skruhodet hadde en dimensjon på 19 mm.

Materialer

Limtre

Limtrebjelkene som var benyttet i forsøket var levert av Moelven Limtre AS.

Dimensjonene som var brukt var tre stk. à 190 x 200 mm og tre stk. à 140 x 200 mm, alle seks med lengde 3000 mm. Kvaliteten på limtrebjelkene var GL32C, og var av tresorten gran. Bjelkene på 190 x 200 mm hadde ni lameller, der en lamell hadde en tykkelse på 10 mm og de resterende var på 20 mm, se Figur C2. Bjelkene på 140 x 200 mm hadde fire lameller, der en lamell hadde en tykkelse på 5 mm og de resterende er på 45 mm, se Figur C3.



Figur C3. Bjelkene med lamellantall

En kvalitet på GL32C skal gi en bøyefasthet på 32 N/mm^2 , og en strekkfasthet i fiberretningen og på tvers av denne på henholdsvis $19,5\text{ N/mm}^2$ og $0,45\text{ N/mm}^2$. Trykk i fiberretningen og på tvers av denne gir fastheter på $26,5\text{ N/mm}^2$ og $5,7\text{ N/mm}^2$, mens skjærfastheten ligger på $3,2\text{ N/mm}^2$. E-modulen for stabilitetsberegninger er på 11100 N/mm^2 . Densiteten for kvaliteten GL32C er 410 kg/m^3 .

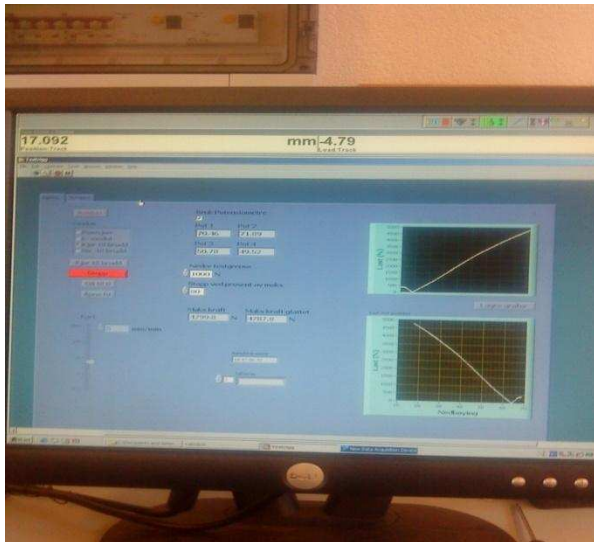
HUP-profil

HUP-profilen ble levert av RUUKKI Norge. Dimensjonen på bjelken var $200 \times 200\text{ mm}$ med en godstykkelse på 8 mm . Lengden på bjelken var 3000 mm . HUP-profilen hadde en stål kvalitet på S355.

Appendix D: Utstyr

Forsøksmaskinen

Forsøket var utført ved hjelp av en Instron 8800 hydraulisk forsøksmaskin med kapasitet på 300 kN. Maskinen var plassert på trelaboratoriet på UMB, og styres via en datamaskin med tilpasset programvare for formålet. Alle innstillinger for kjøring av maskinen foregikk i dataprogrammet LabView, se Figur D1. Dette gjaldt også for de tilkoblede deformasjonsmålerne. Den hydrauliske sylinderen var festet via en lastcelle inn på utstyret som var tilpasset testene, og logget verdier om deformasjon og kraft til en separat tekstfil.



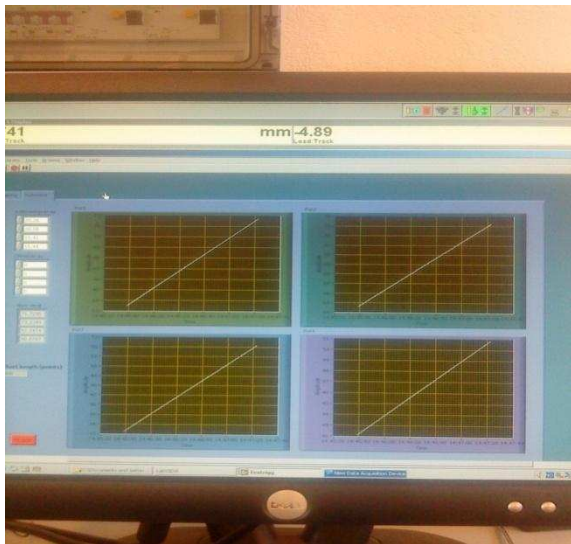
Figur D1. Datamaskinen viser LabView programmet

Deformasjonsmålere

De eksterne deformasjonsmålerne som var benyttet var av typen regalmålere, og hadde en nøyaktighet på ca 0,005 mm, se Figur D2. Måleområdet var fra 0-75 mm. I undersøkelsene ble deformasjonsmålerne regulert litt inn for mer nøyaktige målinger og registrert i LabView-programmet, se Figur D3.



Figur D2. Deformasjonsmålere



Figur D3. Deformasjonsmålerens grafer fra LabView

Opplagringsbetingelser

Limtrebjelkene var opplagt på momentfrie opplegg som hindrer rotasjon om bjelkens lengderetning, også kjent som gaffelopplagring. Avstanden mellom de to oppleggenes sentrum var satt til 5600 mm. Oppleggenes kraftoverføringsplater målte 200 mm i bredden og 120 mm i bjelkens lengderetning.

Måling av horisontal forskyvning

Horisontal forskyvning av dyblene ble målt ved hjelp av et kamera og en linjal. Linjalen ble festet bak en rekke med dybler. På dyblene ble det festet en magnet med en ståltråd, slik at denne ståltråden kunne følge linjalen og tallene kunne leses av. Bilder ble tatt jevnlig for å registrere forskyvningen.

Annet utstyr

- Gradskive
- Vinkelmål
- Motorsag
- Løftekran
- Hammer
- Drill/Bormaskin
- Skruer
- Tråd
- Tvinger
- Limtrekubbe

Appendix E: Resultater og grafer

Tabell E1. Stivheter fra Eurocode 5 og Focus

1	B	C	D	E	F	G	H
2	Test	Densitet [kg/m ³]	K _{testB.H} 50mm [kN/mm]	K _{Ser} [kN/mm]	K _{Focus} 190mm [kN/mm]	K _{Focus} 140mm [kN/mm]	K _{test} 140mm [kN/mm]
3	Bae-Høvik	419,5	18,3	9,0	23,3	24,4	
4	B1	388,0			20,7		
5	B2	333,0			16,4		
6	B3	404,0			22,0		
7	B4	402,0	17,2	8,4		22,9	8,3
8	B5	398,0	16,9	8,3		22,5	8,6
9	B6	437,0	19,5	9,5		25,9	12,0

Tabell E2. Avstander mellom de innslissede ståplatene

11	B	C	D
12	B1, B2, B3	Avstand plater c/c = e =	78,0 mm
13	B4, B5, B6	Avstand plater c/c = e =	60,0 mm
14		n _{dybler} =	6

Tabell E3. Rotasjonsstivhet beregnet og undersøkt

16	B	C
17	Forbindelse	Rotasjonsstivhet beregnet [kNmm/rad]
18	B1 Tilsvare k _M =	377578
19	B2 Tilsvare k _M =	300210
20	B3 Tilsvare k _M =	401172
21	B4 Tilsvare k _M =	247113
22	B5 Tilsvare k _M =	243434
23	B6 Tilsvare k _M =	280078
24	Forbindelse	Rotasjonsstivhet fra undersøkelsene [kNmm/rad]
25	B4 Tilsvare k _M =	89192
26	B5 Tilsvare k _M =	93336
27	B6 Tilsvare k _M =	130 054

Tabell E4. Formlerark for E1.

1	B	C	D	E	F	G	H
2	Test	Densitet [kg/m ³]	K _{restB.H} 50mm [kN/mm]	K _{Ser} [kN/mm]	K _{Focus} 190mm [kN/mm]	K _{Focus} 140mm [kN/mm]	K _{rest} 140mm [kN/mm]
3	B-H	419,49	18,3	=C3 ^{1,5} *12/(23*1000)*2	=100/4,3	=100/4,1	
4	B1	388			=100/4,3*(C4/\$C\$3) ^{1,5}		
5	B2	333			=100/4,3*(C5/\$C\$3) ^{1,5}		
6	B3	404			=100/4,3*(C6/\$C\$3) ^{1,5}		
7	B4	402	=D\$3*(C7/\$C\$3) ^{1,5}	=C7 ^{1,5} *12/(23*1000)*2		=100/4,1*(C7/\$C\$3) ^{1,5}	=C25/(\$C\$14*\$C\$13 ¹³ /2)
8	B5	398	=D\$3*(C8/\$C\$3) ^{1,5}	=C8 ^{1,5} *12/(23*1000)*2		=100/4,1*(C8/\$C\$3) ^{1,5}	=C26/(\$C\$14*\$C\$13 ¹³ /2)
9	B6	437	=D\$3*(C9/\$C\$3) ^{1,5}	=C9 ^{1,5} *12/(23*1000)*2		=100/4,1*(C9/\$C\$3) ^{1,5}	=C27/(\$C\$14*\$C\$13 ¹³ /2)

Tabell E5. Formelark for E3.

16	B	C
17	Forbindelse	Rotasjonsstivhet beregnet [kNmm/rad]
18	B1 Tilsvare k _M =	=F4* $\frac{1}{EI}$ *12^2/2
19	B2 Tilsvare k _M =	=F5* $\frac{1}{EI}$ *12^2/2
20	B3 Tilsvare k _M =	=F6* $\frac{1}{EI}$ *12^2/2
21	B4 Tilsvare k _M =	=G7* $\frac{1}{EI}$ *13^2/2
22	B5 Tilsvare k _M =	=G8* $\frac{1}{EI}$ *13^2/2
23	B6 Tilsvare k _M =	=G9* $\frac{1}{EI}$ *13^2/2
24	Forbindelse	Rotasjonsstivhet fra undersøkelsene [kNmm/rad]
25	B4 Tilsvare k _M =	89192
26	B5 Tilsvare k _M =	93336
27	B6 Tilsvare k _M =	130 054

Tabell E6. Rotasjonsvinkel, maks moment, rotasjonsstivhet, korrigerte rotasjonsstivheter og beregnede rotasjonsstivheter

Forbindelse	Rotasjonssvinkel ved maks moment[rad]	Maks moment [kNmm]	Rotasjonsstivhet [kNmm/rad]	Korrigerte rotasjonsstivheter [kNmm/rad]	Beregnete rotasjonsstivhet [kNmm/rad]
B4	0,059136	5274,44	89192	148 510	247 114
B5	0,073529	6862,91	93336	160 443	243 434
B6	0,053371	6941,1	130054	310 529	280 078

Tabell E7. B1 viser en oversikt over densitet og fuktighetsprøvene

B1	Vekt [g]	Vekt etter tørking [g]	Volum [cm ³]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]
1	53,39	46,70	116,70	0,400	14,33
2	40,15	35,50	95,60	0,371	13,10
3	40,39	35,40	89,80	0,394	14,10
Gj.sn.:				0,389	13,84

Tabell E8. B2 viser en oversikt over densitet og fuktighetsprøvene

B2	Vekt [g]	Vekt etter tørking [g]	Volum [cm ³]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]
1	26,17	23,30	76,20	0,306	12,32
2	30,11	26,50	77,00	0,344	13,62
3	34,29	30,50	87,40	0,349	12,43
Gj.sn.:				0,333	12,79

Tabell E9. B3 viser en oversikt over densitet og fuktighetsprøvene

B3	Vekt [g]	Vekt etter tørking [g]	Volum [cm ³]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]
1	38,45	33,40	87,60	0,381	15,12
2	38,30	33,50	76,49	0,438	14,33
3	38,93	34,60	87,80	0,394	12,51
Gj.sn.:				0,404	13,99

Tabell E10. B4 viser en oversikt over densitet og fuktighetsprøvene

B4	Vekt [g]	Vekt etter tørking [g]	Volum [cm ³]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]
1	25,62	22,77	63,27	0,360	12,52
2	34,63	30,96	73,00	0,424	11,85
3	36,29	32,05	76,18	0,421	13,23
Gj.sn.:				0,402	12,53

Tabell E11. B5 viser en oversikt over densitet og fuktighetsprøvene

B5	Vekt [g]	Vekt etter tørking [g]	Volum [cm ³]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]
1	32,19	28,62	74,02	0,387	12,47
2	34,75	30,92	77,87	0,397	12,39
3	48,15	42,56	103,76	0,410	13,13
Gj.sn.:				0,398	12,66

Tabell E12. B6 viser en oversikt over densitet og fuktighetsprøvene

B6	Vekt [g]	Vekt etter tørking [g]	Volum [cm ³]	Basisdensitet [g/cm ³]	Fuktighet [%]
1	36,26	32,44	74,80	0,434	11,78
2	42,89	38,08	86,80	0,439	12,63
3	39,23	34,98	80,12	0,437	12,15
Gj.sn.:				0,436	12,19

Tabell E12. Dyblenes horisontale forskyvning for bjelke B1

Forskyvning	Dybel 1	Dybel 2	Dybel 3	
B1 1	0,00	0,00	0,00	mm
B1 2	0,50	0,10	0,20	mm
B1 3	1,00	0,10	0,30	mm
B1 4	2,00	0,20	0,40	mm
B1 5	2,00	-0,50	-0,50	mm
B1 6	2,00	-0,30	0,00	mm

Tabell E13. Dyblenes horisontale forskyvning for bjelke B2

Forskyvning	Dybel 1	Dybel 2	Dybel 3	
B2 1	0,00	0,00	0,00	mm
B2 2	0,00	0,50	0,00	mm
B2 3	0,60	1,50	1,50	mm
B2 4	3,00	3,50	3,00	mm
B2 5	6,00	6,50	4,50	mm
B2 6	10,00	10,30	9,80	mm

Tabell E14. Dyblenes horisontale forskyvning for bjelke B3

Forskyvning	Dybel 1	Dybel 2	Dybel 3	
B3 1	0,00	0,00	0,00	mm
B3 2	0,10	0,30	0,00	mm
B3 3	0,10	0,30	0,60	mm
B3 4	-0,30	0,00	-1,00	mm
B3 5	0,20	1,00	1,00	mm
B3 6	1,70	2,00	1,50	mm

Tabell E15. Dyblenes horisontale forskyvning for bjelke B4

Forskyvning	Dybel 1	Dybel 2	Dybel 3	
B4 1	0,00	0,00	0,00	mm
B4 2	0,40	0,00	0,20	mm
B4 3	0,40	0,00	0,20	mm
B4 4	1,00	0,30	0,30	mm
B4 5	2,50	1,50	1,00	mm
B4 6	6,50	6,50	6,00	mm

Tabell E16. Dyblenes horisontale forskyvning for bjelke B5

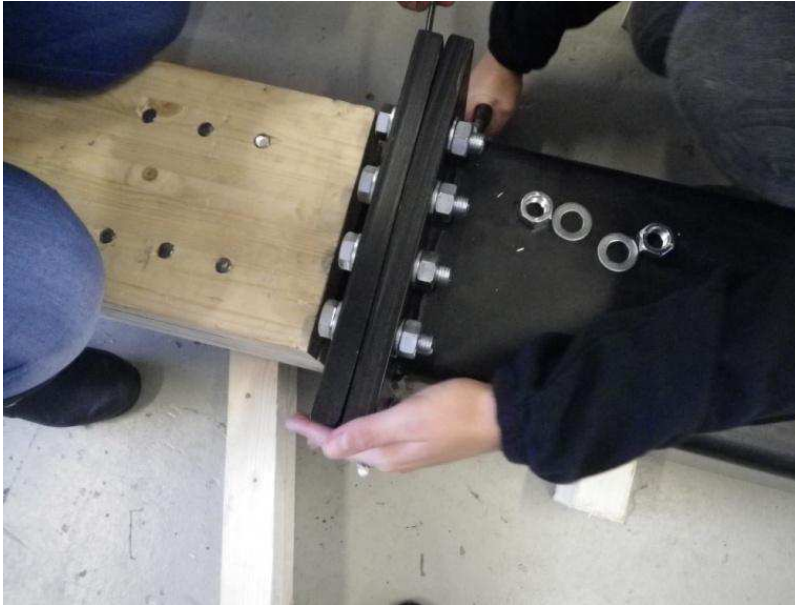
Forskyvning	Dybel 1	Dybel 2	Dybel 3	
B5 1	0,00	0,00	0,00	mm
B5 2	0,90	0,30	0,60	mm
B5 3	1,90	0,70	1,50	mm
B5 4	2,80	1,40	2,40	mm
B5 5	2,90	1,50	2,50	mm
B5 6	8,90	7,00	8,50	mm

Tabell E17. Dyblenes horisontale forskyvning for bjelke B6

Forskyvning	Dybel 1	Dybel 2	Dybel 3	
B6 1	0,00	0,00	0,00	mm
B6 2	0,50	0,50	0,80	mm
B6 3	1,90	1,80	1,30	mm
B6 4	2,40	2,20	1,80	mm
B6 5	3,30	2,50	2,30	mm
B6 6	5,90	5,00	3,80	mm

Appendix F: Bilder fra undersøkelsene

Figur F1- F8 viser testoppsett og resultater.



Figur F1. Forbindelsen sett i plan



Figur F2. Forbindelsen i oppriss



Figur F3. Testoppsett 1



Figur F4. Testoppsett 2



Figur F5. Testoppsett 1 med deformasjonsmålere



Figur F6. De innslissede stålplatene fikk en vinkelendring



Figur F7. Simulerer oppsprekking langs dyblene



Figur F8. Etter undersøkelsene fikk trevirket oppsprekking langs dyblene.

8 Referanser

- /1/ Gjøvik, H. i. (2005). *Knekking*. Tilgjengelig fra: http://www.slidefinder.net/K/Knekking_kap_Knekking_aksialbelastede_staver/9753783.
- /2/ Seehusen, J. (2010). *Tror på flere trebruer*: Teknisk ukeblad. Tilgjengelig fra: <http://www.tu.no/bygg/article259340.ece>.
- /3/ Redaksjonen. (2009). *Limtre*: Store norske leksikon. Tilgjengelig fra: <http://www.snl.no/limtre>.
- /4/ Moelven. (2011). Bruer.
- /5/ Kristiseter. (2011). Ner-Hole Bru.
- /6/ Standard, N. (2005). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger (innbefattet rettelsesblad AC:2000)*. Oslo: Norges standardiseringsforbund. 123 s. s.
- /7/ Bovim, N. I. (2007). *Mekaniske treforbindelser: dimensjonering*. Teknisk håndbok, b. nr. 3. Oslo: Norsk treteknisk institutt. 134 s. s.
- /8/ Carling, O., Holmestad, Å. & Gross, H. (2002). *Limtreboka*. Stockholm: Svenskt limträ AB. 232 s. s.
- /9/ International Conference on Timber, B., Malo, K. A., Kleppe, O. & Dyken, T. (cop. 2010). *Proceedings of the International Conference Timber Bridges: ICTB2010 : Lillehammer, Norway, September 12-15, 2010*, Trondheim: ICTB2010. 402 s. s.
- /10/ TreFokus. (2006). Tynset Bru.
- /11/ Høvik, I. N. & Bae, M. (2006). *Stive forbindelser i fleretasjes trehus*. Ås: [Forfatterne]. X, 124 bl. s.
- /12/ Siem, J. (1999). *Kapasitet og duktilitet av dybelforbindelser i trekonstruksjoner*. Trondheim: NTH. 1 b. (flere pag.) s.
- /13/ Tronstad, S. & Sandland, K. M. (1996). *Spenninger og deformasjoner i trevirke som tørker*. Fokus, b. nr 3, 1996. Oslo: Instituttet. [4] s. s.
- /14/ Kucera, B. (1992). *Skandinaviske normer for testing av små feilfrie prøver av heltre*. [Ås]: Skogforsk. 104 s. s.
- /15/ Skaug, E. (2007). *Trevirkets oppbygging og egenskaper: hovedprinsippet hos bartrær*. Fokus på tre, b. nr. 40. Oslo: Instituttet. 7 s. s.
- /16/ Treindustrien. (2005). *Hvordan påvirker fuktigheten trevirkets egenskaper?* . Tilgjengelig fra: <http://www.treindustrien.no/fullstory.aspx?m=703&amid=2926>.