

Konseptstudie av knutepunkt i limtre og lange aksialbærende treskruer utsatt for brannbelastning

Nina Westerheim

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)
Innlevert: juni 2013
Hovedveileder: Kjell A Malo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10.06.13	ANTALL SIDER: 132 + 171 sider vedlegg
------------------------------------	-------------------	--

TITTEL:

Konseptstudie av knutepunkt i limtre og lange aksialbærende treskruer utsatt for brannbelastning

Conceptual study of connections using glulam and long threaded bars exposed to fire loading

UTFØRT AV:

Nina Westerheim



SAMMENDRAG:

Denne oppgaven er et konseptstudie av et knutepunkt mellom en søyle og en bjelke i limtre forbundet med skråstilte lange aksialbærende treskruer (gjengestenger). Konseptstudiet omfatter litteraturstudie, dimensjonering og gjennomføring av seks laboratorieforsøk.

Litteraturstudiet omhandler forskningsresultater med tilknytning til knutepunkt i limtre sammensatt av lange aksialbærende treskruer. Da det fram til i dag kun har vært gjennomført et begrenset antall forsøk på denne typen knutepunkt, har derfor vært ønskelig med økt forståelse for de lastbærende egenskapene og brannmotstanden til slike knutepunkt.

Knutepunktets utforming er basert på dimensjoneringsregler fastsatt NS-EN 1995-1-2. Fire referanseforsøk og to brannforsøk ble gjennomført på testforbindelser med to ulike kantavstander. Overdekningen (kantavstanden) til skruene, ble fastsatt ut i fra effektiv forkullingsdybde og et brannforløp på 60 minutt. Det ble i tillegg gjennomført forsøk med en kantavstand 2/3 av denne. Knutepunktene i referanseforsøkene oppnådde en maksimal belastning på 40-54 kilonewton og viste tegn til duktil oppførsel. Brannforsøk viste at begge knutepunktene oppnådde en brannmotstand på over 60 minutt.

FAGLÆRER: Kjell Arne Malo

VEILEDER(E): Kjell Arne Malo

UTFØRT VED: Norges teknisk-naturvitenskapelige. Institutt for konstruksjonsteknikk.

MASTEROPPGAVE 2013

for

Nina Westerheim

Konseptstudie av knutepunkt i limtre og lange aksialbærende treskruer utsatt for brannbelastning

Conceptual study of connections using glulam and long threaded bars exposed to fire loading

Kandidaten skal utføre et konseptstudie av et knutepunkt mellom en søyle og en bjelke i limtre forbundet med skråstilte lange aksialbærende treskruer (gjengestenger).

Konseptstudiet skal omfatte litteraturstudie, dimensjonering, bygging og gjennomføring av forsøk i laboratoriet. Knutepunkt og testsystem skal dokumenteres og det skal produseres arbeidstegninger. Testresultater skal dokumenteres, evalueres og sammenlignes med utførte beregninger.

Litteraturstudiet er åpent for å inkludere andre typer knutepunkt som kan benyttes i store trekonstruksjoner, da det i dag er utarbeidet få studier på bruk av lange aksialskruer i knutepunkt i trekonstruksjoner. Forsøkene skal undersøke om knutepunkt i limtre og lange aksialbærende skruer er gunstige med tanke på kapasitet og brannmotstand, og om det dermed er mulig å benytte slike knutepunkt i høye og store trekonstruksjoner i framtiden.

Forutsetninger:

De eksperimentelle modellene skal detaljprosjekteres og bygges i laboratoriet. For brannforsøkene må det utarbeides en rigg for belastning på modellene under brannbelastning. Etter samråd med veileder kan kandidaten konsentrere sitt arbeide til spesielle deler av oppgaven, eller trekke inn andre aspekter.

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Veileder: Kjell Arne Malo

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk 10. juni 2013.

NTNU, 14. januar, 2013

Kjell Arne Malo
faglærer

Forord

Dette er den avsluttende oppgaven som fullfører mastergradsstudiet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Oppgaven er lagt til 10. og siste semester ved sivilingeniørutdannelsen hvor det er avsatt 20 uker til arbeidet med oppgaven.

Valg av oppgave gjenspeiler seg i masterstudentens interesse for trekonstruksjoner og brannteknikk. Retningslinjer for oppgaven ble videre utarbeidet i samarbeid med veileder, hvor det ble lagt vekt på og utforske en ny metode for sammenføyning av konstruksjonsdeler i limtre.

Jeg vil med dette takke min veileder gjennom arbeidet med denne masteroppgaven, Kjell Arne Malo, for inspirasjon og råd i forbindelse med gjennomføringen av oppgaven.

I tillegg vil jeg rette en stor takk til Terje Petersen og Gøran Loraas for all hjelp jeg har fått i forbindelse med produksjon og testing av forbindelsene mine. Jeg vil også takke øvrige ansatte ved laboratoriet på institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, for å ha hjulpet til med testingen.

Det rettes også takk til Vidar Olsen og øvrige ansatte hos Norges branntekniske laboratorium, SINTEF NBL, for all hjelp i forbindelse med branntesting av to forbindelser.

Nina Westerheim

Trondheim, 10. juni 2013

Sammendrag

Denne oppgaven består av et konseptstudie utført på knutepunkt i limtre og lange aksialbærende treskruer. Et litteraturstudie, dimensjonering og gjennomføring av seks forsøk faller innenfor konseptstudiet.

Det ble gjennomført et litteraturstudie som omhandlet tema knyttet til tremateriale, knutepunkt og brann. En viktig del av litteraturstudiet gikk ut på å presentere forskningsresultater med tilknytning til knutepunkt i limtre sammensatt av lange aksialbærende treskruer. Da det fram til i dag kun har vært gjennomført et begrenset antall forsøk på denne typen knutepunkt, har det vært naturlig å ta for seg andre knutepunkt med nærliggende egenskaper. Forskningsresultatene var knyttet opp mot forbindelsenes kapasitet i både normaltemperatur og i brann. Regelverk og dimensjoneringsmetoder som ble lagt til grunn ved fastsettelse av knutepunktets utforming, og ved beregning av tilhørende kapasitet og temperaturer, har også blitt lagt til dette litteraturstudiet.

Det ble foretatt testing av knutepunktets kapasitet og brannmotstand. Fire av forsøkene var tilknyttet kapasitet i normaltemperatur (referanseforsøk) og to av forsøkene var tilknyttet knutepunktets brannmotstand ved påkjent standard tid/temperatur kurve. Alle forsøkene ble gjennomført med påkjent punktlast. I tillegg ble det gjennomført stivhets- og svingningsforsøk på alle referanseforsøkene.

Knutepunktets utforming baserte seg på dimensjoneringsregler fastsatt NS-EN 1995-1-2 og personlige vurderinger. En søyle og en bjelke, begge utført i limtre (GL32c), ble festet sammen ved bruk av lange aksialbærende skruer. Disse ble skråstilt, ved at to skruer, med en lengde på 1 meter, ble festet i øvre del av bjelketverrsnittet, med en vinkel på 15 grader mellom skruesakse og fiberretning. En skruer, med lengde 750 millimeter, ble plassert midt i bjelketverrsnittet, med en vinkel på 45 grader mellom skruesakse og fiberretning. Det ble produsert to ulike typer knutepunkt, hvor kantavstanden mellom senter av skruene i den øvre delen av bjelketverrsnittet og bjelkekannten varierte. Overdekningen (kantavstanden) til skruene, ble fastsatt ut i fra effektiv forkullingsdybde og et brannforløp i 60 minutt og var på 59 millimeter. Halvparten av knutepunktene ble utført med denne kantavstanden, og halvparten med en kantavstand på $2/3$ av denne, på 43 millimeter.

Fire referanseforsøk, med to ulike kantavstander, ble påkjent last i henhold til NS-ISO 6891. Alle knutepunktene viste duktil oppførsel, og evnen til å oppta en maksimal lastpåkjenning på 40 til 54 kilonewton. Knutepunktene som var utført med minst kantavstand oppnådde størst kapasitet. Forskyvningen av bjelken under punktlasten ble målt til om lag 3 centimeter. En kombinasjon av uttrekk og tverrbelastning av skruene ble sannsynligvis begrensende faktor med tanke på knutepunktets kapasitet.

Brannmotstanden til to knutepunkt, med ulik kantavstand, ble undersøkt med brannpåkjenning i henhold til ISO 834. Resultatene fra forsøkene, viste at begge knutepunktene tilfredsstilte en brannmotstand på over 60 minutt. Begge testene ble avsluttet etter at forskyvningsmåleren hadde brent av. En konstant punktlast ble påført ved fri bjelkeende, og denne ble opprettholdt i 79 minutt for knutepunktet med størst kantavstand, og i 71 minutt for knutepunktet med minst kantavstand. Et egendesignet lastpåføringssystem i stål ble nødvendig for å påføre denne lasten. Dette ble løst ved å benytte kvadratiske stålprofil, hvor en søyle ble boltet fast i gulvet. En bjelke var festet til søylen med et trykkstag i hver ende. Trykkstaget som var plassert ved bjelkens ende var utformet som en halvmåne, og det ble skåret hull i brannisolasjonen for plassering av denne. Trykkstaget på motsatt side var montert på en jekk. Observasjoner som ble utført i etterkant av testene, viste at punktlasten hadde ført til knusning ved bjelkens ende, og knutepunktet viste ingen synlige

tegn til forskyvning av bjelke eller noen form for åpning mellom bjelken og søylen. Det ble vurdert at dette trolig var et resultat av en redusert oppleggsflate og forkulling fra bjelkens sidekanter. En mulig løsning på dette problemet ville vært å endre utforming på punktlasten eller pålagt ytterligere brannisolering i området hvor punktlasten ble sentrert. Det er likevel stor usikkerhet i om lasten kunne blitt opprettholdt i særlig lang tid etter at testene ble avsluttet. For å få en større forståelse for knutepunktets oppførsel, er det nødvendig å utføre flere testforsøk. Dette gjelder også referanseforsøkene.

Det ble gjennomført stivhetsforsøk på referanseforbindelsene med størst kantavstand, hvor egenfrekvenser og dempningstall ble presentert. En tydelig responstopp ble for disse forsøkene registret ved 14 Hertz. I tillegg ble det gjennomført svingningsforsøk på de to referanseforbindelsene med minst kantavstand, for å finne egenfrekvens og dempningstall. Usikre opplagerbetingelser og vanskeligheter med å oppta vibrasjoner gjorde at disse målingene ble vurdert å være svært usikre.

Bruk av lange aksialbærende skruer i et knutepunkt i limtre har i disse forsøkene vist seg å ha gode lastbærende egenskaper og en brannmotstand i over 60 minutt. For at disse resultatene skal være representative og for å bekrefte resultatene vil det være behov for å gjennomføre ytterlige testforsøk på denne typen knutepunkt.

Summary

This thesis consists of a conceptual study of connections using glulam and long threaded bars. The conceptual study includes a literature study and six experiments.

The literature study deals with issues related to timber, connections and fire. An important part of the study was to present research findings related to timber connections with long threaded bars. It has been necessary to include other subjects, because of the lack of experiments that had been carried out on this specific theme. The results from these experiments are related to the capacity and fire resistance of connections. Rules and construction methods related to the design of the connection, the capacity and the temperature, has also been added to this part of the thesis.

Six experiments were carried out in order to find the capacity and the fire resistance of the connections. Four of the experiments dealt with the capacity of the connection in normal temperature, while the other experiments dealt with the fire resistance of the connection. All experiments were carried out with a point load acting on the timber beam. In addition, there were also carried out experiments that dealt with the stiffness of the connection.

The design of the connection was based on rules given by the NS-EN 1995-1-2, together with personal opinions. A column and a beam (GL32c) were connected with the use of long threaded bars. Two bars were placed in the upper part of the timber cross section, with an angle of 15 degrees with the direction of the grain. This bar had a length of 1004 millimeter. One bar, with a length of 748 millimeter and an angle of 45 degrees, was placed in the center of the lower part of the cross section. Two types of connections were produced, one with an edge spacing of 59 millimeter and the other with edge spacing 43 millimeter.

Four experiments, with two different edge spacing's, were exposed to loading according to NS-ISO 6891. All connections were able to resist a load of 40-54 kilonewton, were the connections with the smallest edge spacing resisted the highest loading. A combination of withdrawal and transverse loading of the bars became the limiting factor for the capacity of the connection.

The fire resistance of the connection was evaluated according to the ISO 834. The results showed that both of the connections had a satisfying fire resistance above 60 minutes. Both experiments ended as a result of the displacement measurements which started to show negative values. It became necessary to construct a loading system, to be able to apply loading to the connection. This was solved by using hollow steel sections. A steel column was fixed to the floor using expansion bolts, and a steel beam was then placed on top of the column. Steel columns were connected to both sides of the steel beam, where one of the columns were connected to a jack and the other to the end of the timber beam. Observations carried out after the experiments, showed no sign of displacement of the beam and no sign of an opening between the column and the beam. However, the point load seemed to have led to crushing of the timber. This may be a result of the carrying of the timber close to the point load. A possible solution to this problem would have been to change the design of the point load or the place of extra fire protection in the area around the point load.

Uncertainty regarding the load application occurred at the end of both experiments. It is difficult to know if the connections had been able to carry the load if the loading proceeded.

Experiments were carried out to prove the stiffness of the connections. Natural frequencies and damping ratios were results from these experiments. Difficulties regarding the support conditions lead to some uncertainty in the results.

The use of long threaded bars in timber connections seems to have good load-bearing capacity and a fire resistance above 60 minutes. For the results to become more representative and to confirm the results of these experiments there is a high need to carry out further experiments on this type of connections.

Innholdsfortegnelse

Forord	i
Sammendrag	ii
Summary	iv
1 INTRODUKSJON	1
1.1 Oppgavens bakgrunn og relevans	1
1.2 Mål	1
1.3 Avgrensninger	1
2 LITTERATURSTUDIE	2
2.1 Bruk av tre som konstruksjonsmateriale	2
2.2 Høye trehus	3
2.3 Tre og brann.....	4
2.3.1 Brannmotstand	4
2.3.2 Brannteknisk klassifisering.....	4
2.3.3 Termiske egenskaper	5
2.3.4 Mekaniske egenskaper	6
2.3.5 Knutepunkt i tre utsatt for brann.....	7
2.4 Mekaniske forbindelser i trekonstruksjoner	8
2.4.1 Spiker	8
2.4.2 Skruer	9
2.4.3 Bolter	10
2.4.4 Dybler	10
2.4.5 Innlimte bolter	11
2.4.6 Ring-, plate- og tannede forbindelser	11
2.5 State of the art.....	12
2.5.1 Dybelforbindelser.....	12
2.5.2 Skråstilte skruerforbindelser.....	13
2.5.3 Treforbindelser og brannmotstand	15
2.5.4 Oppsummering	19
3 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	22
3.1 Midlere verdier for materialeegenskaper	22
3.2 Dimensjonering av knutepunkt i normaltemperatur.....	25
3.3 Dimensjonering av knutepunkt i brann	28
3.3.1 Forkullingsdybde og minimum kantavstand	28
3.3.2 Redusert tverrsnittsmetode	29
3.3.3 Last.....	30
3.3.4 Kapasitet	31

3.4	Temperaturprofil	33
3.4.1	Temperaturprofil for bjelker utsatt for brann på tre sideflater	33
3.4.2	Modifisert ligning for temperaturprofil	34
3.5	Oppsummering	35
4	REFERANSEFORSØK	36
4.1	Beskrivelse av testforbindelsen	36
4.1.1	Limtre	36
4.1.2	Skruer	38
4.1.3	Produksjon av testforbindelser	40
4.1.4	Observasjoner ved produksjon av referanseforbindelser	41
4.1.5	Modifisering av produksjonsmetode	43
4.2	Beskrivelse av testsystem	44
4.2.1	Hydraulisk jekk	44
4.2.2	Avstivningssystem	45
4.3	Testprosedyre	46
4.3.1	Testoversikt	46
4.3.2	Lastprosedyre	46
4.3.3	Måleinstrument	47
4.3.4	Framgangsmetode	50
4.4	Testresultater	51
4.4.1	Lastprosedyre og maksimal last	51
4.4.2	Forskyvning	53
4.4.3	Uttrekk av skruer	55
4.4.4	Rotasjon	58
4.4.5	Observasjoner	59
4.4.6	Fuktinnhold og densitet	60
4.5	Evaluerings av testresultater	61
4.5.1	Lastprosedyre og maksimal last	61
4.5.2	Forskyvning	62
4.5.3	Uttrekk av skruer	62
4.5.4	Rotasjon	63
4.5.5	Observasjoner	64
4.5.6	Fuktinnhold og densitet	64
4.5.7	Oppsummering	65
4.6	Sammenligning av testresultater og beregninger	66
4.6.1	Kapasitetsberegninger	66
4.6.2	Oppsummering	67
5	BRANNFORSØK	68
5.1	Beskrivelse av testforbindelse	68
5.2	Beskrivelse av testsystem	69
5.2.1	Pilotovn og montering av testforbindelse	69
5.2.2	Jekk	72
5.2.3	Last- og avstivningssystem	72

5.3	Testprosedyre	75
5.3.1	Testoversikt	75
5.3.2	Lastprosedyre	75
5.3.3	Måleinstrument	77
5.3.4	Framgangsmetode	81
5.4	Testresultater	83
5.4.1	Last	83
5.4.2	Forskyvning	84
5.4.3	Trykk i pilotovn	86
5.4.4	Temperatur i pilotovn	87
5.4.5	Temperaturer i hall og avtrekksrør	89
5.4.6	Temperaturutvikling i termoelement T1-T9	89
5.4.7	Temperaturutvikling langs skrueaksen	93
5.4.8	Forkulling	96
5.5	Evaluering av testresultater	100
5.5.1	Last	100
5.5.2	Forskyvning	101
5.5.3	Temperatur i ovnen	102
5.5.4	Temperaturutvikling i termoelement T1-T9	102
5.5.5	Temperaturutvikling langs skrueaksen	104
5.5.6	Oppsummering	107
5.6	Sammenligning av testresultater og beregninger	108
5.6.1	Last	108
5.6.2	Temperaturutvikling langs skruene	109
5.6.3	Forkulling	112
5.6.4	Kapasitet	112
5.6.5	Oppsummering	112
6	STIVHETS OG SVINGNINGSFORSØK	114
6.1	Beskrivelse av testforbindelse	114
6.2	Utstyr og programvare	115
6.3	Stivhetsforsøk	116
6.3.1	Beskrivelse av stivhetsforsøk	116
6.3.2	Testresultater	117
6.3.3	Observasjoner og kommentarer til forsøk	121
6.4	Svingningsforsøk	123
6.4.1	Beskrivelse av svingningsforsøk	123
6.4.2	Testresultater	125
6.4.3	Observasjoner og kommentarer til forsøk	125
7	KONKLUSJON	126
8	VIDERE ARBEID	128
	Vedlegg	129
	Referanseliste	130

Tabelliste

TABELL 2.1: FUNKSJONSKRAV	5
TABELL 2.2: BESKRIVELSE AV ULIKE TEMPERATURSONER I TREET.	6
TABELL 2.3: FORDELER OG ULEMPER VED MEKANISKE FESTEMIDDELE I TREKONSTRUKSJONER.	20
TABELL 2.4: OPPSUMMERING AV EGENSKAPENE TIL TREFORBINDELSER.	21
TABELL 3.1: KOVARIANSER.	22
TABELL 3.2: DIMENSJONERINGSREGLER FOR KNOTEPUNKT I LIMTRE OG LANGE AKSIALBÆRENDE TRESKRUER I NORMALTEMPERATUR OG BRANNTemperatur.	35
TABELL 3.3: BEREGNINGSGRUNNLAG.	35
TABELL 4.1: LIMTREDIMENSJONER OG BJELKELENGDER I REFERANSEFORSØK.	38
TABELL 4.2: OVERSIKT OVER ANTALL, SKRUE DIMENSJONER OG SKRUELENGDE PER TESTFORBINDELSE.	39
TABELL 4.3: OPPSUMMERING AV PRODUKSJONSAVVIK FOR TESTFORBINDELSE 1-4.	42
TABELL 4.4: TESTOVERSIKT OVER REFERANSEFORSØK.	46
TABELL 4.5: OVERSIKT OVER ANTALL OG UTPASSERING AV MÅLEINSTRUMENT TIL REFERANSEFORSØK.	48
TABELL 4.6: OPPSUMMERING AV REFERANSEFORBINDELSENE'S MAKSIMALE KAPASITET.	51
TABELL 4.7: LASTPROSEDYRE.	52
TABELL 4.8: PÅLASTNINGSHASTIGHET.	52
TABELL 4.9: OPPSUMMERING AV FORSKYVNING OG ROTASJON FOR TEST 1-4, VED MAKSIMAL PÅKJENT LAST.	53
TABELL 4.10: REGISTRERTE FORSKYVNINGSVÆRDIER FOR SKRUE ØST OG VEST VED MAKSIMAL LAST.	57
TABELL 4.11: OPPSUMMERING AV ROTASJONER VED MAKSIMALT MOMENT.	59
TABELL 4.12: DENSIETET (KG/M ³)	60
TABELL 4.13: FUKTINNHOLD (%)	60
TABELL 4.14: KORRELASJON OG PROSENTVIS FORSKJELL MELLOM UTTREKK AV SKRUE ØST OG VEST.	63
TABELL 4.15: PROSENTVIS FORSKJELL I DENSIETET FOR TEST 2.	64
TABELL 4.16: PROSENTVIS FORSKJELL I DENSIETET FOR TEST 4.	64
TABELL 4.17: SAMMENLIGNING AV ESTIMERT OG MÅLT LAST I REFERANSEFORSØK.	66
TABELL 4.18: PROSENTVIS FORSKJELL I KAPASITET BASERT PÅ MIDLERE OG MÅLT DENSIETET.	67
TABELL 5.1: LIMTREDIMENSJONER OG LENGDER I BRANNFORSØK.	68
TABELL 5.2: TESTOVERSIKT OVER BRANNFORSØK.	75
TABELL 5.3: TOLERANSEKRAV TIL DET PROSENTVISE AVVIKET, D _E	77
TABELL 5.4: OVERSIKT OVER ANTALL OG UTPASSERING AV MÅLEINSTRUMENT TIL REFERANSEFORSØK.	77
TABELL 5.5: OVERSIKT OVER TYPE TERMOELEMENT OG TILHØRENDE Plassering I SKRUEFORBINDELSEN.	80
TABELL 5.6: OVERSIKT OVER NØDVENDIGE MÅLINGER OG OBSERVASJONER UNDER BRANNFORSØKENE.	82
TABELL 5.7: TIDSRUM FOR KONSTANT LAST.	84
TABELL 5.8: REGISTRERT FORSKYVNING FØR TESTSTART, ETTER PÅFØRING AV KONSTANT LAST.	85
TABELL 5.9: OVERSIKT OVER MAKSIMAL FORSKYVNING SOM BLE REGISTRERT VED GJENNOMFØRINGEN AV TEST 6 OG 8.	85
TABELL 5.10: PROSENTVIS AVVIK MELLOM AREALET UNDER TEMPERATURKURVEN I OVNE OG ISO-KURVEN FOR TEST 6.	88
TABELL 5.11: PROSENTVIS AVVIK MELLOM AREALET UNDER TEMPERATURKURVEN I OVNE OG ISO-KURVEN FOR TEST 8.	88
TABELL 5.12: OVERSIKT OVER TERMOELEMENT I SKRUEFORBINDELSEN.	89
TABELL 5.13: HØYESTE REGISTRERTE TEMPERATURER I TERMOELEMENT T1-T9 FOR TEST 6 OG 8.	91

TABELL 5.14: FORSKVNING.....	101
TABELL 5.15: STØRSTE REGISTRERTE TEMPERATURFORSKJELL MELLOM TERMOELEMENT I TEST 6 OG 8.	103
TABELL 5.16: TEMPERATURFORSKJELL MELLOM SKRUE VEST OG ØST.	103
TABELL 5.17: KONSTANT BRANNLAST	108
TABELL 5.18: SAMMENLIGNING AV TEMPERATURER FRA TESTRESULTATER OG BEREGNINGER I ET PUNKT MIDT PÅ SKRUE VEST OG ØST I TEST 6.....	110
TABELL 5.19: SAMMENLIGNING AV TEMPERATURER FRA TESTRESULTATER OG BEREGNINGER I PUNKT VED BEGGE ENDENE TIL SKRUE SØR I TEST 6.	110
TABELL 5.20: SAMMENLIGNING AV TEMPERATURER FRA TESTRESULTATER OG BEREGNINGER I ET PUNKT MIDT PÅ SKRUE VEST OG ØST I TEST 8.....	110
TABELL 5.21: SAMMENLIGNING AV TEMPERATURER FRA TESTRESULTATER OG BEREGNINGER I PUNKT VED BEGGE ENDENE TIL SKRUE SØR I TEST 8.	111
TABELL 6.1: OVERSIKT OVER PLASSERING OG ANTALL MÅLINGER OG MÅLEPERIODE FOR STIVHETSFORSØKENE UTFØRT I TEST 1.	116
TABELL 6.2: OVERSIKT OVER ANTALL MÅLESETT OG MÅLEPERIODE FOR TEST 2.....	117
TABELL 6.3: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V1, TEST 1.....	119
TABELL 6.4: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V2, TEST 1.....	119
TABELL 6.5: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V3, TEST 1.....	120
TABELL 6.6: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V1, TEST 2.....	120
TABELL 6.7: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V2, TEST 2.....	121
TABELL 6.8: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V3, TEST 2.....	121
TABELL 6.9: OVERSIKT OVER EGENFREKVENNS OG DEMPNING I PUNK V2 ETTER FORHÅNDSBELASTNING, TEST 2.	121
TABELL 6.10: OVERSIKT OVER ANTALL MÅLESETT OG MÅLEPERIODE FOR TEST 3 OG 4.....	124

Figurliste

FIGUR 2.1: VERDENS HØYESTE TREHUS. FOTO: SWECO.	3
FIGUR 2.2: TEMPERATURER I TREVIRKE UTSATT FOR BRANN. FIGUR: FRIQUIN.	6
FIGUR 2.3: BRUK AV SPIKERPLATE I FAGVERKSKONSTRUKSJON. FIGUR: PRIVAT.	8
FIGUR 2.4: FIGUREN VISER EN SØYLE SOM ER FESTET I EN BJELKE VED BRUK AV EN LANG SKRUAKSIALE. FIGUR: PRIVAT.	9
FIGUR 2.5: FIGUREN VISER HVORDAN SKRUER KAN BENYTTES SOM ARMERING I EN BJELKE MED INNSKJÆRING. FIGUR: PRIVAT.	9
FIGUR 2.6: FIGUREN VISER HVORDAN LANGE SKRUER KAN BENYTTES I INNFESTINGEN MELLOM EN TVERRBJELKE TIL EN BÆREBJELKE. FIGUR: PRIVAT.	9
FIGUR 2.7: BOLT MED OG UTEN UNDERLAGSSKIVER. FIGUR: LARSEN, ENJILY.	10
FIGUR 2.8: DYBLER. FIGUR: LARSEN, ENJILY.	10
FIGUR 2.9: INNLIMT BOLT. FIGUR: PRIVAT.	11
FIGUR 2.10: (A) NØKKELRING, (B) SKJÆRPLATER, (C) DOBBELTSIDIG TANNET FORBINDELSE. FIGUR: LARSEN, ENJILY.	11
FIGUR 2.11: BILDET VISER EN ENKELTSNITTET DYBELFORBINDELSE MED INNSLISSET STÅLPLATE. FIGUR: GJENGITT FRA DORN, DE BORST, EBERHARDSTEINER.	12
FIGUR 2.12: PRINSIPPSKISSE AV LIMTREBJELKE FESTET I STÅLPLATE VED BRUK AV LANGE AKSIALSKRUER. FIGUR: GJENGITT FRA LARSEN.	14
FIGUR 2.13: PRINSIPPSKISSE AV FLERSNITTET DYBELFORBINDELSE MED TRE STÅLPLATER. FIGUR: ERCHINGER, FRANGI, FONTANA.	15
FIGUR 2.14: DOBBELTSNITTET BOLTE- OG DYBELFORBINDELSE. FIGUR: AUDEBERT, DHIMA, TAAZOUNT, BOUCHAÏR.	16
FIGUR 2.15: MULIGE BRUDDFORMER FOR TREFORBINDELSER MED INNLIMTE STAVER. FIGUR: TLUSTOCHOWICZ, SERRANO, STEIGER.	18
FIGUR 3.1: MOMENTPÅKJENNING. FIGUR: PRIVAT.	26
FIGUR 3.2: OPPRINNELIG, REDUSERT OG EFFEKTIVT TVERRSNITT. FIGUR: ERCHINGER, FRANGI, FONTANA.	29
FIGUR 3.3: BVERRSNITT OG DEFINERTE AVSTANDER GITT I EC5. FIGUR: GJENGITT FRA NS-EN 1995-1-2.	31
FIGUR 3.4: BJELKETVERRSNITTE MED KANTAVSTANDER. FIGUR: PRIVAT.	31
FIGUR 3.5: BJELKETVERRSNITT UTSATT FOR BRANN PÅ TRE SIDER. AVSTANDENE X OG Y DEFINERER HVOR TEMPERATURER ER BEREGET. FIGUR: PRIVAT.	33
FIGUR 4.1: SNITT 1-1: BJELKETVERRSNITT MED TILHØRENDE FORKULLINGSLINJE. FIGUR: PRIVAT.	37
FIGUR 4.2: OPPRISS AV FORBINDELSEN MED SNITT 1-1. FIGUR: PRIVAT.	37
FIGUR 4.3: BJELKETVERRSNITT MED KANTAVSTANDER MELLOM SKRUER OG FRA SENTER SKRUE TIL BJELKEKANT. FIGUR: PRIVAT.	38
FIGUR 4.4: OPPRISS AV SKRUEFORBINDELSE MED SKRUEPLASSERING. L ER LENGDEN AV BJELKEN, SOM ER PÅ 1,5 METER. FIGUR: PRIVAT.	39
FIGUR 4.5: BILDET VISER MONTERING AV VINKEL OG BOR PÅ LIMTREFORBINDELSEN. FOTO: PRIVAT.	40
FIGUR 4.6: BILDET VISER INNSKRUIING AV SKRUER. SKRUMASKINEN LIGGER PÅ ET RULLEBORD TIL HØYRE I BILDET. FOTO: PRIVAT.	41
FIGUR 4.7: BILDET VISER UTFORMINGEN AV DEN HYDRAULISKE JEKKEN SOM BLE BRUK FOR LASTPÅFØRING. FOTO: PRIVAT.	44
FIGUR 4.8: VISER EN PRINSIPPSKISSE AV FERDIG MONTERT LIMTREFORBINDELSE PÅKJENT LAST. FIGUR: PRIVAT.	45
FIGUR 4.9: LASTPROSEDYRE FOR PÅFØRT PUNKTLAST. DIAGRAM: GJENNGITT FRA ISO 6891.	47
FIGUR 4.10: PLASSERING AV FORSKYVINGS- OG ROTASJONSMÅLERE. FIGUR: PRIVAT.	48
FIGUR 4.11: PLASSERING AV FORSKYVNING- OG ROTASJONSMÅLERE. FOTO: PRIVAT.	49

FIGUR 4.12: FORSKYVNINGSMÅLER F2 MÅLER SAMMENPRESSNINGEN AV BJELKEN UNDER PUNKTLASTEN. FOTO: PRIVAT.	49
FIGUR 4.13: FORSKYVNINGSMÅLER F1 MÅLER UTBØYNINGEN AV SØYLEN. FOTO: PRIVAT.	49
FIGUR 4.14: FORSKYVNINGSMÅLERE PLASSERT VED SKRUEENDENE I SØYLEN. FORSKYVNINGSMÅLER MED NAVN V BLE PLASSERT VED SKRUE ØST, OG OMVENDT. FOTO: PRIVAT.	49
FIGUR 4.15: LASTPROSEDYRE FOR REFERANSETESTER.	51
FIGUR 4.16: FORSKYVNING AV LIMTREBJELKEN UNDER PUNKTLAST.	53
FIGUR 4.17: BILDET VISER FORSKYVNINGEN AV BJELKEN VED MASKIMAL LAST I TEST 1. FOTO: PRIVAT.	54
FIGUR 4.18: SKISSE AV FORBINDELSENS STATISKE SYSTEM OG FORSKYVNINGSFØRM. TILHØRENDE FORSKYVNINGER, F OG F1, OG ROTASJONER, R1 OG R2, ER VIST PÅ FIGUREN. FIGUR: PRIVAT.	54
FIGUR 4.19: BILDET VISER SAMMENTRYKNING AV BJELKENS OVERSIDE FOR TEST 1, SOM FØLGE AV PÅKJENT PUNKTLAST. FOTO: PRIVAT.	55
FIGUR 4.20: UTTREKK AV SKRUE ØST OG VEST FOR TEST 1-4.	56
FIGUR 4.21: UTTREKK AV SKRUE ØST FOR TEST 1-4.	56
FIGUR 4.22: UTTREKK AV SKRUE VEST FOR TEST 1-4.	57
FIGUR 4.23: BILDET ER TATT OVENFRA, NOEN MINUTTER ETTER AT TESTFORBINDELSE 2 ALLEREDE VAR GÅTT TIL BRUDD. BILDET VISER TYDELIGE TEGN TIL AT SKRUEENE HAR FORFLYTTET SEG I FORHOLD TIL TREET. FOTO: PRIVAT.	58
FIGUR 4.24: ROTASJON AV BJELKE.	59
FIGUR 4.25: BILDET VISER DEN STREKKPÅKJENTE OG DEN TRYKKPÅKJENTE DELEN AV BJELKETVERRSNITTET. FOTO: PRIVAT.	60
FIGUR 4.26: BILDET VISER TEST 2 ETTER AT FORBINDELSEN HADDE GÅTT TIL BRUDD. FOTO: PRIVAT.	60
FIGUR 5.1: BILDET VISER PILOTOVNE SOM BENYTTES TIL BRANNTESTING. GASSBRENNERE STIKKER UT PÅ HVER SIDE AV OVNE. STATIVET SOM ER PLASSERT OVER OVNE BLE FJERNET UNDER TESTINGEN. FOTO: PRIVAT.	69
FIGUR 5.2: BILDET VISER HVORDAN PILOTOVNE SÅ UT INNVENDIG. TERMoeLEMENTENE SOM REGISTRERTE TEMPERATUREN I OVNE STIKKER UT PÅ INNSIDEN AV VEGGEN PÅ HVER SIDE. FOTO: PRIVAT.	69
FIGUR 5.3: BILDET VISER OVERGANGEN MELLOM DEN FASTMONTERT DELEN OG DEN FLYTTBARE VEGG I OVNE. FOTO: PRIVAT.	70
FIGUR 5.4: EGENPRODUSERT LOKK MED UTSPARING TIL SØYLE. FOTO: PRIVAT.	70
FIGUR 5.5: BILDET VISER FERDIG MONTERT TESTFORBINDELSE I PILOTOVN. TIL HØYRE FOR OVNE ER DET MONTERT ET STÅLSYSTEM SOM SKAL PÅFØRE BJELKEN PUNKTLAST. PLASSERINGEN AV AVSTIVENDE STREKKSTAG ER VIST TIL VENSTRE I BILDE. FOTO: PRIVAT.	71
FIGUR 5.6: PRINSIPPSKISSE AV PLANTEGNING MED PLASSERINGEN AV TESTFORBINDELSEN I PILOTOVNE. FIGUR: PRIVAT.	71
FIGUR 5.7: BILDET VISER JEKKE SOM BLE BENYTTET FOR Å PÅFØRE BJELKEN KONSTANT LAST. FOTO: PRIVAT.	72
FIGUR 5.8: PRINSIPPSKISSE AV TESTSYSTEM I BRANNLABORATORIUM. DETALJ A, B, C, D, E, F, G OG H BESKRIVER FESTE MELLOM STÅLELEMENT, STÅL- OG TREETELEMENT, SAMT STÅL- OG BETONGELEMENT. ELEMENT 1,2,3,4 OG 5 REPRESENTERER ALLE KOMPONENTENE I LASTPÅFØRINGSSYSTEMET. FIGUR: PRIVAT.	73
FIGUR 5.9: BILDE AV TESTSYSTEM I BRANNLABORATORIUM. FOTO: PRIVAT.	73
FIGUR 5.10: STANDARD TID/TEMPERATUR KURVE. DIAGRAM: GJENNGITT ETTER ISO 834.	76
FIGUR 5.11: BILDET TIL VENSTRE VISER STÅLRINGEN SOM FORSKYVNINGSMÅLEREN BLE FESTET FAST I, MENS BILDET TIL HØYRE VISER STÅLSTATIVETS UTSTIKKENDE ARM MED FORSKYVNINGSMÅLEREN SOM ER LAGT OVER. FOTO: PRIVAT.	78
FIGUR 5.12: PRINSIPPSKISSE OVER PLASSERING AV TERMoeLEMENT I PILOTOVN. TO1-TO4: TERMoeLEMENT OVN 1-4. FIGUR: PRIVAT.	79

FIGUR 5.13: BILDET TIL VENSTRE VISER QUICKDIP TERMOELEMENT, OG BILDET TIL HØYRE VISER KAPSLET TERMOELEMENT. BEGGE TERMOELEMENTENE HAR EN DIAMETER PÅ OM LAG 2 MILLIMETER. FOTO: PRIVAT.....	79
FIGUR 5.14: FIGUREN VISER ET OPPRISS AV SKRUEFORBINDELSEN OG DE RØDE SIRKLENE GIR EN OVERSIKT OVER PLASSERING AV TERMOELEMENTER. FOR SKRUENE PLASSERT PÅ BJELKENS STREKKSIDE, ER DET I TILLEGG VIST SNITT OVER PLASSERING OG NAVN PÅ TILHØRENDE TERMOELEMENT. SNITTET I SØYLEN ER SETT FRA VENSTRE, MENS SNITTENE I BJELKEN ER SETT FRA HØYRE. FIGUR: PRIVAT.	80
FIGUR 5.15: BILDET VISER HVORDAN TERMOELEMENTENE I ALLE PUNKT. DET ER LAGT INN SVINGER PÅ LEDNINGENE SOM TILHØRER QUICKDIP TERMOELEMENT UTPLASSERT I PUNKT 1, 2 OG 3. LEDNINGENE TIL DE KAPSLETE TERMOELEMENTENE I PUNKT 4 OG 5 ER TRUKKET UT PÅ HØYRE SIDE AV BJELKEN. LEDNINGENE TIL TERMOELEMENTENE I PUNKT 7,8 OG 9 ER TRUKKET OPP LANGS SØYLEN. BILDET SOM VISER TERMOELEMENTET I PUNKT 6 ER TATT FRA UNDERSIDEN AV BJELKEN. FOTO: PRIVAT.	81
FIGUR 5.16: GRAFENE VISER LASTEN SOM FUNKSJON AV TID.	83
FIGUR 5.17: GRAFEN VISER FORSKYVNING AV BJELKEENDEN FOR DE TO BRANNTTESTENE SOM FUNKSJON AV TID.	85
FIGUR 5.18: BILDET VISER FORKULLET BJELKE (TEST 6) ETTER Å HA BLITT UTSATT FOR ET BRANNFØRLØP I OVER 60 MINUTT. FOTO: PRIVAT.	86
FIGUR 5.19: BILDET VISER OVERSIDEN AV BJELKEN VED FRI ENDE. HULLET I TREET KOMMER AV AT PUNKTLASTEN BLE FESTET MED EN SKRUE I BJELKENS OVERSIDE, FOR Å SIKRE LASTANGREPPSPUNKTET. FOTO: PRIVAT.	86
FIGUR 5.20: GRAFTEN VISER ISO-KURVEN OG TEMPERATUREN I OVNE FOR TEST 6 OG 8.....	87
FIGUR 5.21: TEMPERATURUTVIKLINGEN I TERMOELEMENT T1-T9 FOR TEST 6 OG 8.	91
FIGUR 5.22: TEMPERATURUTVILINGEN, TEST 6.....	92
FIGUR 5.23: TEMPERATURUTVILING, TEST 8.....	92
FIGUR 5.24: FIGUREN TIL VENSTRE VISER UTFORMINGEN OG PLASSERINGEN AV TERMOELEMENT FOR SKRUE VEST OG ØST. FIGUREN TIL HØYRE VISER TILSVARENDE UTFORMING OG PLASSERING FOR SKRUE SØR. SKRUEENDEN MOT VESTRE BEFINNER SEG VED SØYLEKANT, MENS ENDEN TIL HØYRE BEFINNER SEG I BJELKEENDEN. FIGUR: PRIVAT.	93
FIGUR 5.25: TEMPERATURUTVIKLING I SKRUE VEST.	93
FIGUR 5.26: TEMPERATURUTVIKLING I SKRUE ØST.	94
FIGUR 5.27: TEMPERATURUTVIKLING I SKRUE SØR.	94
FIGUR 5.28: TEMPERATURUTVIKLING I SKRUE VEST.	95
FIGUR 5.29: TEMPERATURUTVIKLING I SKRUE ØST.	95
FIGUR 5.30: TEMPERATURUTVIKLING I SKRUE SØR.	96
FIGUR 5.31: KNOTEPUNKT MED SNITT FOR UNDERSØKELSE AV FORKULLING.	97
FIGUR 5.32: BILDET TIL VENSTRE VISER FORKULLING AV SØYLEN I SNITT 1-1, OG BILDET TIL HØYRE VISER FORKULLING AV BJELKEN I SAMME SNITT. FOTO: PRIVAT.....	98
FIGUR 5.33: BILDET VISER FORKULLET BJELKETVERRSNITT I SNITT 2-2, HVOR BILDET ER TATT AV DEN YTTERSTE BJELKEDELEN. FOTO: PRIVAT.	99
FIGUR 5.34: TEMPERATURUTVIKLING I STEKKPÅSKJENTE SKRUE I TEST 6. FIGUR: PRIVAT.....	105
FIGUR 5.35: TEMPERATURUTVIKLING I STREKKPÅSKJENTE SKRUE I TEST 8. FIGUR: PRIVAT.....	105
FIGUR 5.36: TEMPERATURUTVIKLING I TRYKKPÅSKJENT SKRUE I TEST 6. FIGUR: PRIVAT.	106
FIGUR 5.37: TEMPERATURUTVIKLING I TRYKKPÅSKJENT SKRUE I TEST 8. FIGUR: PRIVAT.	106
FIGUR 5.38: BILDET VISER TESTFORBINDELSE 6 ETTER AT TESTEN VAR AVSLUTTET. FOTO: PRIVAT.	113
FIGUR 6.1: BILDET VISER IMPULSHAMMEREN. FOTO: PRIVAT.....	115
FIGUR 6.2: AKSELEROMETER. FOTO: PRIVAT.	115
FIGUR 6.3: BOKS SOM TRANSPORTERER MÅLINGENE TIL AKSELEROMETRET. FOTO: PRIVAT.....	115
FIGUR 6.4: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V1, FØRSTE MÅLESETT.	118
FIGUR 6.5: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V1, ANDRE MÅLESETT.....	118
FIGUR 6.6: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V1, TREDJE MÅLESETT.	118
FIGUR 6.7: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V2, FØRSTE MÅLESETT.	119
FIGUR 6.8: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V2, ANDRE MÅLESETT.....	119

FIGUR 6.9: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V3, FØRSTE MÅLESETT.	120
FIGUR 6.10: RESPONSTOPPER FOR TEST 1, I PUNKT V3, ANDRE MÅLESETT.....	120
FIGUR 6.11: ORIENTERING AV TESTFORBINDELSE VED UTFØRING AV SVIGNINGSFORSØK. DE RØDE SIRKLENE VISER HVOR DET BLE UTFØRT MÅLINGER MED HAMMEREN. FOTO: PRIVAT.	123
FIGUR 6.12: OVERSIKT OVER MODELLEN SOM BLE BENYTTET VED SVIGNINGSANALYSENE. FIGUR: PRIVAT.	124

1 Introduksjon

1.1 Oppgavens bakgrunn og relevans

Bergen og Omegn Boligbyggelag planlegger for tiden utbygging av verdens høyeste trehus i Bergen, noe som har bidratt til et økende fokus på tre som konstruksjonsmateriale. Dette er et prosjekt som stiller krav til knutepunkts utforming og egenskaper, og prosjektet har vært en inspirasjonskilde i arbeid med dette konseptstudiet. Knutepunkt i høye trekonstruksjoner må være i stand til å oppta stor lastpåkjenning og det har vært ønskelig å utforme et knutepunkt som i tillegg har gode branntekniske egenskaper.

Det har vært ønskelig å se nærmere på oppførselen et knutepunkt i limtre med lange aksialbærende treskruer. Fram til i dag er det utført få studier og testeksperiment på denne typen knutepunkt, og dette konseptstudiet vil dermed kunne bidra til å øke forståelsen for slike knutepunkt.

1.2 Mål

Det følgende konseptstudiet skal se på muligheten til å utforme et knutepunkt i limtre med bruk av lange aksialskruer, samt vurdere hvilken effekt en slik utforming har på knutepunktets lastbærende egenskaper og brannmotstand.

Målet med oppgaven er å vurdere om dette er en løsning som kan benyttes i utformingen av knutepunkt i store og høye trekonstruksjoner.

1.3 Avgrensninger

Oppgaven avgrenses til å vurdere kapasiteten til knutepunkter i limtre, både i normal temperatur og i en brannsituasjon. Tidsbegrensning gjør at vurdering av knutepunktets stivhet faller utenfor denne oppgaven. Forsøksmetode og testresultater er presentert, slik at det er mulig for å gjennomføre videre analyser av knutepunktets stivhet.

2 Litteraturstudie

2.1 Bruk av tre som konstruksjonsmateriale

Bruk av tre som konstruksjonsmateriale har lenge stått i skyggen av andre materialer som stål og betong. Økt fokus på miljø og bærekraft har imidlertid ført til at bruk av tre i konstruksjonsmessige formål har hatt en økning i de senere årene.

Treets brennbarhet er en av hovedgrunnene til at alt for mange bygningsforskrifter og standarder har en sterk begrensning til bruk av tre som konstruksjonsmateriale. Den nødvendige forutsetningen for å øke bruken av tre i bygninger vil derfor ha stor sammenheng med en tilstrekkelig brannsikkerhet. I løpet av de to siste tiårene har det skjedd en betydelig økning i forskningsprosjekter når det gjelder trekonstruksjoner brannegenskaper. Målet bak disse prosjektene har vært å utarbeide grunnleggende data og informasjon relatert til trygg bruk av tre (1).

En av flere viktige faktorer som kan bidra til å bedre brannsikkerheten i trekonstruksjoner er økt kunnskap relatert til forbindelser og deres branntekniske egenskaper. Både i brann og normaltemperatur vil forbindelser være avgjørende konstruksjonen lastbærende egenskaper (1).

2.2 Høye trehus

Bygging av høye trehus i Norge, har i de senere årene blitt et mer dagsaktuelt tema. Bergen og Omegn Boligbyggelag planlegger for tiden utbygging av verdens høyeste trehus i Bergen. Prosjektet er et samarbeid mellom flere aktører, med Sweco som rådgiver for alle tekniske fag. Bygget skal oppføres med 14 etasjer og tilsvarer en høyde på ca. 50 meter (2). Figur 2.1 (2) viser byggets planlagte utforming. Bygget baserer seg på et bæresystem i limtre og skal oppføres ved bruk av byggemoduler. Detaljprosjekt skal utføres i løpet av våren 2013 (3) og 11 er allerede solgt (4).



Figur 2.1: Verdens høyeste trehus. Foto: Sweco.

En av flere utfordringer det må tas spesielt hensyn til ved bygging av verdens høyeste trehus, er brann sikkerhet og dermed utformingen av konstruksjonens knutepunkt med tanke på brannmotstand. Myndighetene stiller krav til bygningskonstruksjoner for å ivareta sikkerheten for personers liv og helse ved en eventuell brannpåkjenning. Gjeldende forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK10) setter kriterier for klassifisering av bygg etter tilhørende risikoklasse og brannklasse. Klassifiseringen av byggverket setter dermed bestemmelsene for den branntekniske utformingen (5).

Boligbygg med mer enn 4 etasjer faller inn under brannklasse 3, og bruk av tre som bærende og skillende konstruksjoner må i denne sammenheng dokumenteres utførlig. Bygningen må dimensjoneres for et fullstendig brannforløp, og det stilles større krav til rømningstid for bygninger som tilhører denne klassen, sammenlignet med lavere klasser (5).

2.3 Tre og brann

Brannsikkerhet er en av de grunnleggende betingelsene ved dimensjonering og bruk av bygninger. Det grunnleggende konseptet bak en branndimensjonering er å sikre at de som befinner seg i bygningen kan evakueres på en trygg og sikker måte dersom en brann skulle oppstå (6). For å oppnå tilstrekkelig brannsikkerhet i trekonstruksjoner er det derfor viktig å ha kunnskap om treets brannmotstand, brannteknisk klassifisering, samt treets termiske og mekaniske egenskaper.

Det er viktig å skille mellom massive og lette trekonstruksjoner, da disse oppfører seg svært ulikt i en brannsituasjon. Denne oppgaven vil gå nærmere inn på store og massive trekonstruksjoner som beskriver en bygningsutforming ved bruk av trevirke i store dimensjoner (7). Denne oppgaven vil avgrense seg til konstruksjonselement utført i limtre. I tillegg til å være miljøvennlig, meget strekt og formstabil, beholder limtre bæreevnen mye lengre enn andre konstruksjonsmaterialer ved brann (8).

2.3.1 Brannmotstand

Brannmotstanden til en bygningsdel gir et uttrykk for hvor lang tid bygningsdelen kan opprettholde sine funksjoner i forhold til bæreevne, integritet og isolasjonsevne, når den prøves i en ovn hvor temperaturen styres i henhold til en standard tid/temperaturkurve (9). Beskrivelse av funksjonskrav er gitt i Punkt 2.3.2 og standard tid/temperaturkurve er beskrevet nærmere i kapittel 5.3.2.

Til tross for treets brennbarhet vil massive trekonstruksjoner ofte kjennetegnes med god brannmotstand. Dette på grunn av treets forutsigbare forkullingsrate og gjenværende styrke av det reduserte tverrsnittet under forkullingslaget (10).

Når store treelement utsettes for brann vil det, til å begynne med, antennes og ha en rask forbrenningshastighet. Det brente trevirke omdannes til et forkullingslag som isolerer treet som befinner seg innenfor kullet. Forbrenningshastigheten vil deretter minke og holde seg på et jevnt nivå gjennom hele brannforløpet. Forkullingsraten vil øke dersom det reduserte tverrsnittet blir veldig lite. Kullet krymper og gjør tverrsnittet tynnere enn det originale treet. Dette fører til oppsprekking i treet, som igjen vil gjøre det lettere for brennbare gasser og passere opp til overflaten. Forkullingslaget brenner vanligvis ikke, da underskudd av oksygen gjør det vanskelig å oppnå oksidasjon av kullet. Når trevirke under forkullingslaget når en temperatur høyere enn 100 grader celsius, vil vannet i trevirke fordampe. Noe av vannet transporteres ut til den brennbare overflaten, mens noe transporteres inn i trevirke. Dette vil føre til en økning i fuktinnholdet i den oppvarmede overflaten noen få centimeter under forkullingslagets front (7).

2.3.2 Brannteknisk klassifisering

Brannteknisk klassifisering innebærer en beskrivelse av bygningsdelers krav til brannmotstand og angis etter et felles europeisk system. Systemet består av tre betingelser som hver beskriver et funksjonskrav. Funksjonskravene er gitt i Tabell 2.1 og representerer dimensjoneringskriteriene for testing av bygningsdelers brannmotstand (10).

Tabell 2.1: Funksjonskrav

R	Stabilitet (bæreevne)
E	Integritet (tetthet mot røyk- og branngasser)
I	Termisk isolering

For å tilfredsstillere kravet til stabilitet (R), må bygningsdelen kunne opprettholde sine lastbærende egenskaper gjennom et brannforløp. Kravet til integritet (E) oppnås ved å unngå oppsprekking av bygningsdelen, som kan føre til at røyk og varme gasser trenger gjennom. Isolasjonskriteriet (I) tilfredsstilles ved at temperaturen på den kalde siden ikke overstiger en spesifikk grense, som er satt for å hindre antennelse i tilgrensende rom (10).

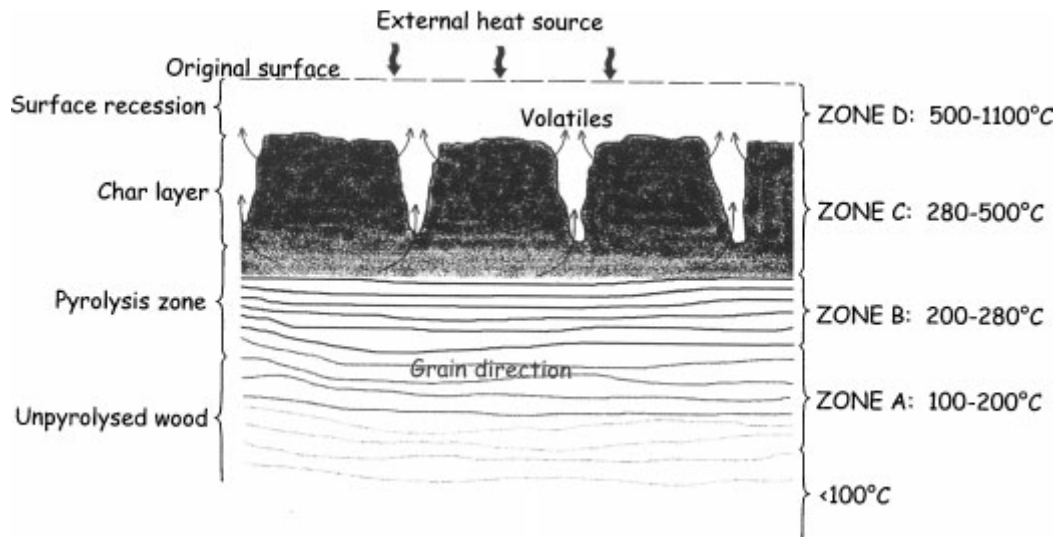
For å oppnå tilstrekkelig brannsikkerhet i bærende konstruksjoner i høye trehus stilles det krav til konstruksjonsdelens bæreevne (funksjonskrav R). I tillegg beskrives funksjonskravene med et tall som angir tiden i minutter som bygningsdelen kan motstå en brannpåvirkning fra en standardbrann uten å miste sin funksjon. For eksempel, vil en brannmotstand på R60 være et fornuftig krav i høye trehus. Kravet må kunne ta hensyn til at det kan ta tid før mennesker som oppholder seg i høye bygninger kommer seg ut i sikkerhet.

Brannteknisk klassifisering innebærer klassifisering av bygningen etter risiko- og brannklasse. Det henvises til "Veiledning om tekniske krav til byggverk" (9) for inndeling i risiko- og brannklasser. Bygningens risikoklasse defineres ut i fra risiko for skade på liv og helse, og deles inn i 6 klasser. Bygningens brannklasse bestemmes ut fra hvilken konsekvens en brann i bygget vil få, basert på bruk, risikoklasse, størrelse og planløsning. Brannklasse 1, indikerer liten konsekvens, mens brannklasse 3 betyr at en brann vil ha særlig stor konsekvens for byggverket. Regelverket fører for eksempelvis til at høye trehus, som benyttes til boligformål og består av mer enn fem etasjer, havner i brannklasse 3 og risikoklasse 4.

2.3.3 Termiske egenskaper

Treets termiske egenskaper har stor innvirkning på treets styrkeegenskaper. De termiske egenskapene varierer betydelig på bakgrunn av temperatur, og spesielt store variasjoner oppstår når vannet fordampes ved 100 grader celsius og når tre omdannes til kull ved temperaturer over 300 grader celsius. Dette gjør at det er vanskelig å finne gode definisjoner på treets termiske egenskaper. Numeriske beregningsmetoder benyttes derfor ofte ved beregning av temperaturer i treelement utsatt for brann.

Densiteten til tre har stor variasjon både mellom like treetyper, innenfor samme treetype og innenfor individuelle trær. Densiteten faller til omtrent 90 prosent av dens opprinnelige verdi når tre omdannes til kull ved temperaturer over 300 grader (7). Figur 2.2 (11) viser temperaturutviklingen i trevirke og Tabell 2.2 (11) gir en tilhørende beskrivelse av de ulike temperatursonene i trevirke påkjent brann.



Figur 2.2: Temperaturer i trevirke utsatt for brann. Figur: Friquin.

Tabell 2.2: Beskrivelse av ulike temperatursoner i treet.

Sone	Temperatur (°C)	Treets egenskaper
A	< 200	Treg termisk spalting i treet, men liten reduksjon av densiteten. Gassene som produseres er ikke brennbare, og primært bestående av vanddamp.
B	200-280	Fortsatt treg termisk spalting og størsteparten av gassene som avgis er ikke brennbare. Tre starter å gjennomgå termisk spalting ved 200 grader celsius og bli til kull ved 300 grader celsius.
C	280-500	Ved temperaturer over 300 grader celsius, vil den fysiske strukturen begynne å falle sammen og danne kull raskt. Dette resulterer i en reduksjon av treets densitet. Når overflaten når en temperatur på 250 til 360 grader celsius, antennes treet og dannelsen av kull vil begynne. Flammemetemperaturen er omkring 1100 grader celsius og forbrenningen inntreffer utenfor forkullingslaget.
D	> 450-500	Produksjonen av flyktige gasser er fullstendig, men kullet forsetter å smuldre og oksidere for å danne CO ₂ , CO og H ₂ O, og fører til videre massetap

2.3.4 Mekaniske egenskaper

Sammenlignet med andre konstruksjonsmaterialer har trematerialet flere betydelige forskjeller når det kommer til mekaniske egenskaper. Treets styrke varierer stort, både innenfor og mellom trestykker og de mekaniske egenskapene er forskjellige i ulike retninger.

Trematerialet har dårlige egenskaper med strekkpåkjenning parallelt med fiberretningen, på grunn av mangel på lastfordeling inne i treet. Når sprekker i treet oppnår en kritisk størrelse, kan det derfor resultere i at treet går til brudd uten forvarsel. Det samme gjelder strekk

vinkelrett på fiberretningen, hvor styrkeegenskapene til trematerialet er veldig lave og uforutsigbare. Tremateriale har en duktil oppførsel i trykk (7).

Trebjelker har en tendens til å gå til brudd uten forvarsel på grunn av lav strekkfasthet i tverrsnittets strekksone. Ved bruk av sterkt tremateriale, med bedre styrkeegenskaper i strekk enn i trykk, ses det likevel en tendens til duktil oppførsel. Den duktile oppførselen kan øke under brannbelastning som en følge av oppmykning av treet i tverrsnittets trykksone (7).

2.3.5 Knutepunkt i tre utsatt for brann

Selv om de ulike elementene i en konstruksjon tilfredsstiller branntekniske krav, vil ofte mekaniske forbindelsesmiddel svekke konstruksjonen. Kritisk reduksjon av forbindelsesmidlenes bæreevne vil for mange konstruksjoner inntreffe før innbrenningen i trevirke reduserer tverrsnittet så mye at trebrudd inntreffer. En viktig del av utformingen av trekonstruksjoner, vil derfor omhandle valg av festemiddel.

Temperaturen i stålet har stor betydning for festemidlets oppførsel, da det først og fremst påvirker stålets egne styrkeegenskaper. Høye temperaturer kan også skape lokal forkulling og tap av trets styrkeegenskaper rundt festemidlet. Stålets gode varmeledningsevne fører til at varme kan transporteres fra overflaten inn til den indre delen av forbindelsen. Geometrien og plasseringen av festemiddel har derfor stor betydning på treforbindelsens brannmotstand (7). Festemiddel med liten brannekspontert overflate, og innslissede stålplater er eksempler på festemiddel med god brannmotstand.

Lastfordelingen langs festemidler i treforbindelser endrer seg med økende temperatur, da oppvarming av trevirke rundt festemidlenes hull forstyrrer lastoverføringen mellom trevirke og festemiddel. Dette er en viktig del i forståelsen av treforbindelsers egenskaper i brann, men frem til i dag er det gjennomført få studier på dette området. I kapittel 2.5 er det trukket frem resultater fra forskningsstudium som omhandler lastfordelingen mellom festemiddel.

Ved en temperatur på 450-500 grader celsius vil stålet være inne i et kritisk temperaturområde og antas å ha mistet om lag halvparten av sin fasthet. Ubeskyttede forbindelser dimensjonert for normaltemperaturer etter NS-EN 1995-1-1 (12), har en brannmotstand på 20 minutt. Ved krav til økt brannmotstand, kan det bli nødvendig å øke tykkelsen på treelementene eller legge inn en tilleggsbeskyttelse (13). Stålet kan også oppnå økt brannmotstand ved bruk av brannbeskyttende kledning. En vanlig måte for brannbeskyttelse er å kle inn forbindelsen med ett eller flere lag gipsplater. Brannhemmende kjemikalier og maling er også et mulig alternativ til brannbeskyttelse. Når malingen utsettes for høye temperaturer vil den begynne å skumme, og skaper dermed et isolerende lag over forbindelsesmidlene (6).

Regler for branndimensjonering av mekaniske forbindelsesmidler er gitt i Eurocode 5 (NS-EN 1995-1-2) og baserer seg på et begrenset antall eksperimentelle og numeriske resultat. Antall eksperimentelle data og numeriske modeller tilgjengelig i litteraturen er relativt begrenset, som følge av høye kostnader og den høye kompleksiteten ved gjennomføring av storskala brannforsøk. I tillegg er det ikke mulig og utforske påvirkningen av en isolert parameter. Dette medfører at den mest fornuftige måte å analysere den mekaniske og termomekaniske oppførselen til forbindelser vil være en kombinasjon av numeriske og eksperimentelle resultat (14).

2.4 Mekaniske forbindelser i trekonstruksjoner

Bruk av tre som konstruksjonsmateriale avhenger i stor grad av utformingen av forbindelser og effektiviteten av disse. Utviklingen som i de senere årene har skjedd på dette området, har bidratt til økt fokus på trematerialet (15).

Det finnes en rekke metoder for å forbinde treelementer og overføre laster i konstruksjoner, og den vanligste forbindelsesmetoden er bruk av mekaniske festemiddel. Tradisjonelle mekaniske festemidler kan deles inn i to grupper, avhengig av måten de overfører krefter mellom de sammenføyende elementene. Dybelforbindelser inkluderer bolter, franske skruer, dybler, spiker, nagler og treskruer. Denne typen forbindelser kan overføre last vinkelrett på festemidlets akse (tverrlast) og/eller parallelt med akselen (aksiallast). Den andre gruppen forbindelser består av ringforbindelser, plateforbindelser og spikerplater, hvor lastoverføringen primært oppnås ved store bærende områder på overflaten av elementer. Disse festemidlene kan kun overføre tverrbelastning (6).

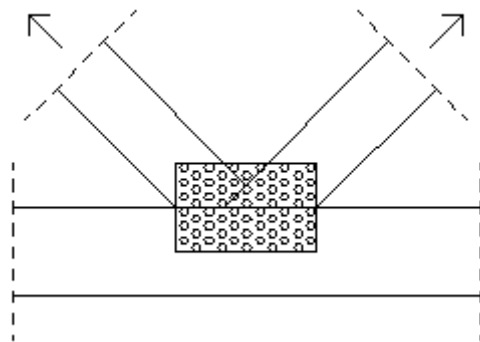
Festemidlene og forbindeerne består vanligvis av stålmateriale, men det er også mulig å framstille disse med andre metaller og tre (16). I denne oppgaven er det valgt en avgrensning til festemiddel framstilt av stålmateriale. Under dette kapitlet er det gitt en kort beskrivelse av de vanligste mekaniske forbindelsesmidlene benyttet i dagens trekonstruksjoner.

2.4.1 Spiker

Spiker består vanligvis av et rund og glatt skaft med sirkulært tverrsnitt. Der det stilles strengere krav til permanent styrke, utføres skaftet ofte med spor eller gjenger. Hodet på spikeren er vanligvis rundt med en diameter på $2,5d$, hvor d er diameteren til skaftet (17).

Spiker egner seg godt i lette konstruksjoner hvor festemidlet blir utsatt for skjærkraft. Innfesting av spiker i forhold til treets fiberretning har stor betydning for forbindelsens kapasitet. En spiker som er festet med vinkel i forhold til treets fiberretning har for eksempel mye større uttrekkskapasitet, enn en spiker som er festet langs treets fiberretning (18). Lite brannekspont område reduserer varmespredning langs spikeren, og gjør at spikerforbindelser egner seg god som festemiddel i branneksponterte trekonstruksjoner.

Spikerplater, vist i Figur 2.3, benyttes i kombinasjon med spiker og sammenfører elementer i planet. Disse benyttes i hovedsak i produksjon av takbjelker i kombinasjon med lette fagverk (18). Brannmotstanden til slike forbindelser er dårlig da spikerplatene er direkte branneksponterte og raskt vil miste sine lastbærende egenskaper (7).



Figur 2.3: Bruk av spikerplate i fagverkskonstruksjon. Figur: Privat.

2.4.2 Skruer

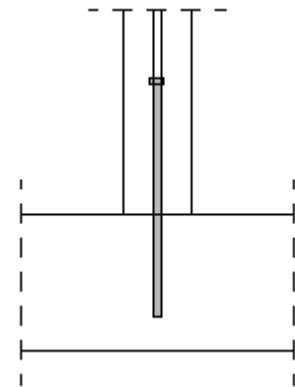
Skruer benyttes ofte i stedet for spiker der utseende er viktig, hvor det skal være mulig å dele tredelene igjen og der det stilles høyere krav til lastbærende egenskaper enn hva det er mulig å oppnå ved bruk av spiker (17). Skruer benyttes i hovedsak i enkeltsnittede forbindelser og fordelene med skruer er at de er utformet med gjenger. Slike festemiddel bidrar positivt i uttrekk, i tillegg til at de er mindre sensitive til endringer i treet fuktinnhold og egner seg godt for å ta opp en kombinasjon av tverr- og uttrekkskrefter (19).

I løpet av de senere årene har det blitt utviklet lange selvborende skruer med lengder over 1 meter. Disse skruene har en noe høyere kapasitet med tanke på tverrbelastning i forhold til tilsvarende spiker. Den største fordelene er likevel deres høye aksialkapasitet, noe som gjør dem egnet som forankring og armering. Figur 2.4 og Figur 2.5 viser eksempler på bruk av lange aksialskruer i fundament og som armering ved en innskjæring.

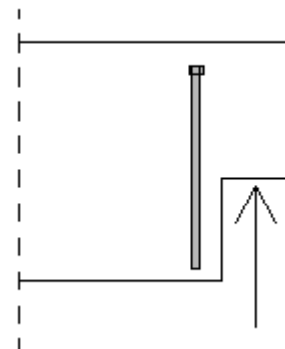
Den høye aksialbærende kapasiteten til slike skruer, innebærer at mange tverrbelastede forbindelser har blitt utført som skrueforbindelser i trykk og strekk. Eksempel på en slik forbindelse er vist i Figur 2.6.

Tradisjonelle treskruer, med diameter større enn 6 millimeter, stiller krav til forboring og er derfor mer tidskrevende enn spiker. Nye typer skruer med et mer modifisert gjengemønster kan beskrives som "selvborende", og stiller ikke krav til forboring. Denne utviklingen, i tillegg til innføringen av limtre, bidro til at skruer fikk et større anvendelsesområde. Bruk av bolter i limtre er ofte upraktisk på grunn av den potensielle lengden til hullet, som også vil kunne svekke tverrsnittet (18).

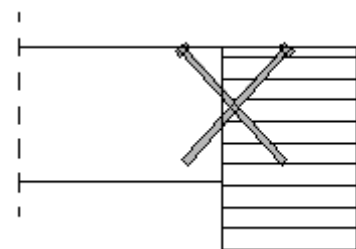
Få undersøkelser er tilgjengelige som omhandler skrueforbindelser egenskaper i brann. Likheten mellom skruer og spiker, vil likevel kunne si noe om deres branntekniske egenskaper. Den største fordelene med skruer i forhold til spiker er stor uttrekkskapasitet. Den største ulempen er at de i noen tilfeller har dårligere duktile egenskaper sammenlignet med spiker (7). I likhet med spiker, vil skruer ha liten brannekspontert overflate. Ved brannbeskyttelse av skruehoder og tilstrekkelig overdekning, er alt lagt til rette for at skrueforbindelser vil kunne oppnå høy brannmotstand.



Figur 2.4: Figuren viser en søyle som er festet i en bjelke ved bruk av en lang skruaksiale. Figur: Privat.



Figur 2.5: Figuren viser hvordan skruer kan benyttes som armering i en bjelke med innskjæring. Figur: Privat.



Figur 2.6: Figuren viser hvordan lange skruer kan benyttes i innfestingen mellom en tverrbjelke til en bærebjelke. Figur: Privat.

2.4.3 Bolter

Boltede forbindelser benyttes ofte i massive flersnittede trekonstruksjoner, eksempelvis limtrekonstruksjoner. Figur 2.7 (17) viser en bolt med og uten underlagsskive. De vanligste boltene er M10-M24 bolter, varmvalset med grove gjenger. Dette er et festemiddel som er lett tilgjengelig og produseres i ulik lengde og gjengeform. Bolter benyttes alltid sammen med underlagsskiver og mutre. Underlagsskivene har sidelengder på $3d$ og tykkelse på $0,3d$. Utformingen gjør at de kan benyttes ved både tverr- og aksialbelastning (17).



Figur 2.7: Bolt med og uten underlagsskiver. Figur: Larsen, Enjily.

Ved innfesting av bolter i tremateriale kan det forberes med hulldiameter større eller lik boltens diameter. Dette gjør at boltene er enkle å tilpasse og feste i åpne hull. Enhver skjevstilling er enkel å korrigere, sammenlignet med ring- og plateforbindelser (18). En eventuell klaring mellom bolt og forboret hull kan redusere kapasiteten til boltede forbindelser, og på grunn av dette benyttes ofte dybler i forbindelser krever bedre styrkeegenskaper (16).

Brannegenskapene til bolte- og dybelforbindelser avhenger av mengden varme som overføres til treet via boltene. Brannegenskapene til bolteforbindelser kan på mange måter sammenlignes med brannegenskapene til spiker, men ingen fullstendige studier er utarbeidet på dette området (7).

2.4.4 Dybler

Dybler med diameter 8-20 millimeter benyttes ofte istedenfor bolter (17). I likhet med bolter, benyttes dybler generelt i flersnittede forbindelser. Utformingen og egenskapene til dybler har flere fellestrekk med bolter. I motsetning til bolter, har dybler derimot ingen aksialkapasitet (7) og det stilles det krav til forboring med en hulldiameter mindre enn selve dybelen (16). Dette resulterer i et penere utseende og en stivere forbindelse, da glipper på grunn av overdimensjonerte hull unngås (17). I tillegg utformes dybler med avsmalnede ender. Figur 2.8 (17) viser utformingen av dybler.

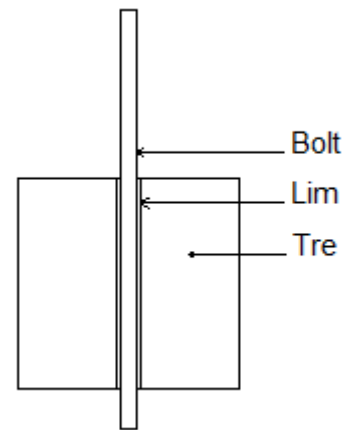


Figur 2.8: Dybler. Figur: Larsen, Enjily.

En dybelforbindelse vil minimere den opprinnelige glidningen i forhold til bolter, men vil ikke nødvendigvis stå i mot en splitting av forbindelseselementene. Dette er grunnen til at bolter, i de fleste tilfeller, bli benyttet i kombinasjon med dybler. Flere studier viser en ikke-lineær lastfordeling langs hvert festemiddel for forbindelser i normaltemperatur. I tilfeller hvor forbindelser påkjennes strekkraft parallelt med fiberretningen, viser det seg at festemiddel nær enden av elementet opptar størstedelen av lasten. For å unngå splitting av de av elementene, kreves derfor ofte innsetting av en bolt ved enden av en dybel rad (14).

2.4.5 Innlimte bolter

Bolter som limes inn i forborede hull i konstruksjonsvirke, som vist i Figur 2.9, kan oppnå høy lastbærende kapasitet både på vinkelrett og parallelt med treet. Slike forbindelser fremstilles med hullretning parallelt, vinkelrett på eller i vinkel med fiberretningen. Fordelen med dette er at det gir flere konstruksjonsmessige muligheter. Dette har også ført til økt anvendelse av innlimtre bolter (17). Brannegenskapene til en limt forbindelse, avhenger i stor grad av limets kritiske temperatur. Dette omtales nærmere under kapittel 0.

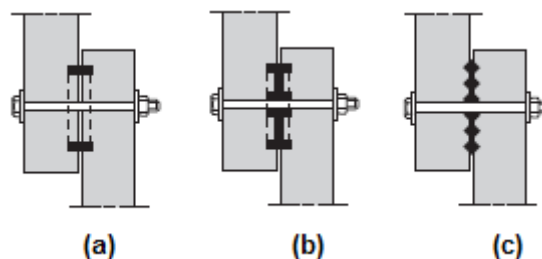


Figur 2.9: Innlimt bolt. Figur: Privat.

2.4.6 Ring-, plate- og tannede forbindelser

Bolte- og skrueforbindelser kan forsterkes ved bruk av skjærplater eller nøkkelringer plassert mellom tredelene. Denne typen forbindere kan deles inn i sirkulære ringer eller plater, som legges inn mellom tredeler, og tannede plater, som presses inn i tredelene (17). Figur 2.10 (17) viser eksempler på utformingen av forbindelser ved bruk av de tre metodene. Slike forbindelser gjør det mulig å overføre store laster og øke kapasiteten til forbindelse, da det lastbærende området til treet øker. Dette er svært fordelaktig i større konstruksjoner (19).

Felles for disse forbindelsene er at de kan benyttes i enkelt-, dobbelt- eller flersnittede forbindelser og kan utformes kvadratisk eller sirkulære. Det stilles krav til spesielle verktøy for å skjære ut plass i trevirke og plassere forbindele (16). Forskjellen mellom ring og plateforbindelser er at ringforbindelsene gjelder utelukkende for forbindelser bestående av tredeler, mens plateforbindelser også kan benyttes i kombinasjon med stål. Basert på observasjoner i testeksperiment, kan bruddformen til slike forbindelser i strekk beskrives ved en modell som antar skjærbrudd i trevirke ved forbindelsen (16).



Figur 2.10: (a) Nøkkelring, (b) skjærplater, (c) dobbeltsidig tannet forbindelse. Figur: Larsen, Enjily.

Tannede forbindere benyttes kun for trevirke med karakteristisk densitet mindre enn 500 kg/m^3 , da tennene skal presses inn i treet. Brudd i tannede forbindere oppstår vanligvis som et resultat av hullkantkapasiteten til trevirke under forbindelsen. Strekkforbindelser med små endestander, viser imidlertid oppsprekking eller skjær som bruddformer for trevirke ved bolten (16). Tannede forbindere benyttes ofte i fagverk med korte til medium lange spennlengder, og i andre forbindelser der de påkjente lastene er for store til å bli tatt opp av enkle bolter og for små til å kreve bruk av ring eller plateforbindelser (18).

2.5 State of the art

Dette kapitlet er ment å gi en oversikt over et utvalg av de vanligste forbindelsesmetodene benyttet i dagens trekonstruksjoner. Kapitlet vil gi en oversikt over arbeid og tilhørende hovedkonklusjoner basert i nyere forskningseksperiment som hovedsaklig er blitt utført i Europa.

Første del av kapitlet er rettet mot dybelforbindelser, en forbindelsesmetode som har en sentral plass i utformingen av forbindelser i store trekonstruksjoner. Videre går det nærmere inn på utviklingen av skruerforbindelser, og mulighetene tilknyttet til denne typen forbindelsesmetode. Tilslutt vil det bli gått nærmere inn på treforbindelser og brannmotstand, før siste del tar for seg brannbeskyttelse av treelement.

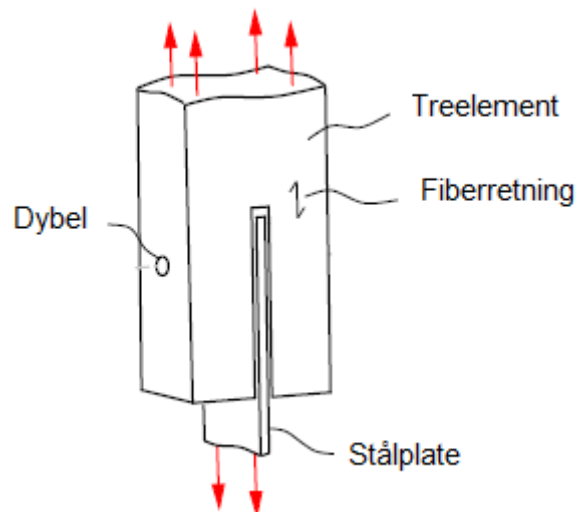
2.5.1 Dybelforbindelser

Enkeltsnittet dybelforbindelser

Et forskningssamarbeid mellom eksperter fra Sverige, England og Østerrike resulterte i at det i 2012 ble utarbeidet en rapport med fokus på dybelforbindelsers lastbærende egenskaper. I rapporten ble det identifisert og diskutert tydelige egenskaper ved forbindelsene i forhold til lastpåkjenning.

Rapporten omhandler totalt 64 forsøk utført på enkeltsnittede dybelforbindelser, stål mot tre, med lastpåføring parallelt med treets fiberretning. Det ble brukt dybler med diameter 12 millimeter, hvor treelementene hadde varierende densitet og tykkelse (20). Figur 2.11 (20) viser utformingen av testforbindelsen.

Forsøksresultatene, fastslo at forbindelser med høyere densitet tålte betydelig høyere maksimallast, samtidig som det lettere oppsto uforutsigbare brudd. Forbindelser med lavere densitet viste som regel duktil oppførsel og ved økt ruhet på dybelen, økte både maksimal last og forbindelsens duktile egenskaper. En sammenligning av testresultater og dimensjoneringsverdier for styrke og stivhet gitt i Eurocode 5, ga god korrelasjon. For forbindelser med mellomliggende slankhet, ga Eurocode 5 konservative dimensjoneringsverdier for kapasiteter. Likevel vil dimensjoneringsverdier, i noen av eksperimentene, overestimere den virkelige styrken betydelig i forbindelser med både liten og stor slankhet. Forbindelser med høy densitet ble registrert å være stivere under første pålastning, mens stivheten ved avlastning var omtrent den samme uavhengig av forbindelsens densitet (20).



Figur 2.11: Bildet viser en enkeltsnittet dybelforbindelse med innslisset stålplate. Figur: gjengitt fra Dorn, de Borst, Eberhardsteiner.

Flersnittede dybelforbindelser med selvboende dybler

Flersnittede dybelforbindelser med innslissede stålplater er en av de vanligste og mest effektive forbindelsene når det kommer til store trekonstruksjoner. Ulempen ved slike forbindelser er en vanskelig fabrikasjonsprosess, da treet og stålplatene må forborres hver for seg. Selv små fabrikasjonsmessige avvik mellom de forborede hullene og stålplatene vil ha negativ innflytelse på den lastbærende kapasiteten til forbindelsen. Ved bruk av selvboende dybler som kan skrues gjennom treet og stålplatene uten behov for forboring, forsvant imidlertid disse ulempene (21).

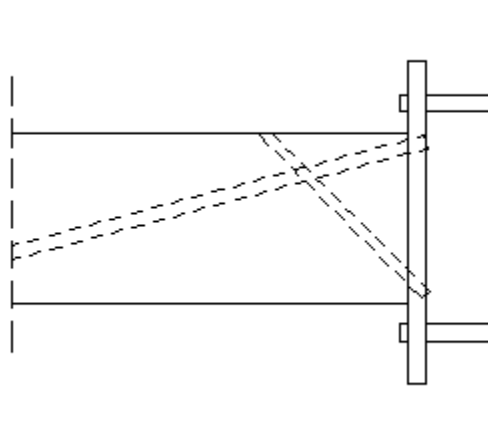
Denne typen forbindelse har i lengre tid blitt forsket på av "the Swiss Federal Institute of Technology i Zurich" (ETH) i Sveits. Mischler (21) presenterte i 2001 en modell for lastbærende kapasitet for flersnittede stål mot tre forbindelser. Testforbindelsen ble utført i limtre GL24c og påkjent strekkraft parallelt med treet fiberretning. Det ble benyttet to typer selvboende dybler, henholdsvis WS-T-5 og WS-T-7, produsert av SFS-Stadler AG, Heerbrugg i Sveits. Det ble utført tre ulike tester med 1, 3 og 4 dybler på en rad. Testene ble utført på en måte som gjorde at forbindelsene fikk store deformasjoner og dermed oppnådde duktil bruddform.

Mischler konkluderer med at det er mulig å oppnå høy lastbærende kapasitet for flersnittede stål mot tre forbindelser ved bruk av dybler, dersom disse har slanke tverrsnitt. Testresultatene viste høy lastbærende kapasitet og duktil oppførsel, samtidig som forbindelsen viste seg å ha stor stivhet, da for store hull ikke lenger var et problem (21).

2.5.2 Skråstilte skrueforbindelser

Bruk av skruer i utforming av forbindelser i store trekonstruksjoner har i dag fått en mye større rolle enn for noen år tilbake. Utviklingen av nye skruer med større dimensjoner og lengder, i tillegg til nye måter å feste samme treelement, har ført til denne utviklingen. Flere testforsøk utført på større skrueforbindelser, viser at disse har gode egenskaper med tanke på styrke og stivhet.

I 2012, ble det gjennomført flere testforsøk på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, i forbindelse med en masteroppgave (22). Testforsøkene omhandlet momentstive knutepunkt i limtre ved bruk av lange aksialskruer. Utformingen av forbindelsene besto primært av en to meter lang limtrebjelke, med tverrsnitt 140x270 millimeter. Bjelken var festet i en stålplate ved bruk av 1 meter lange skråstilte aksialskruer. En punktlast ble påkjent bjelken ved fri ende. Figur 2.12 (22) viser en prinsippkisse av testforbindelsen.



Figur 2.12: Prinsippskisse av limtrebjelke festet i stålplate ved bruk av lange aksialsikruer. Figur: gjengitt fra Larsen .

Forsøkene gikk ut på å bestemme hvilken skrueløsning og tilhørende vinkel mellom skruer og treets fiberretning som ga størst kapasitet. Resultatene viste at en plassering av tre skruer ved bjelkens strekkside, men en vinkel på 15 grader, og en plassering av to skruer ved bjelkens trykkside, med en vinkel på 45 grader, ga størst kapasitet. Skruene på bjelkens trykkside, ble plassert med i vinkel på 45 grader, og hadde som funksjon å hindre utbredelsen av en skjærsprekk som oppstår på oversiden av bjelken, langs fiberretningen. I prinsippet ble dermed de to strekkpåkjennte skruene dimensjonerende for forbindelsens kapasitet.

Testforbindelsene med to skruer på bjelkens strekkside og en skruer på trykksiden oppnådde en maksimal last på 28,1-35,6 kilonewton og en nedbøyning på 7-12 millimeter. Maksimale moment ble registrert fra 55-71 kilonewtonmeter med en tilhørende rotasjon på 0,4-0,6 grader.

Resultatene understreket at kravene som er gitt for kantavstander for skruerforbindelser, er ekstremt konservative når det gjelder store skruerforbindelser, og at de derfor bør ses bort i fra. Skruenes uttrekkskapasitet viste seg å være gjeldene også for skruer med diameter større enn godkjent område. En duktil bruddform ble observert hos skruerforbindelsen. Bruddet oppsto i skruen, og tøyningen i stålet representerte størsteparten av deformasjonen (22).

Teoretiske studier og forskningseksperiment som ble utført i Chile i 2008 (23), sammenligner tverrkapasiteten til treforbindelser utført med skråstilte skruer. Testeksperimentet ble utført med 75 millimeter lange skruer med en diameter på 6 millimeter, hvor vinkelen mellom skruer og fiberretning ble variert mellom 0, 30 og 45 grader. Optimal skråstilling av skruene ble registrert med en vinkel på 30 grader mellom skruerakse og fiberretning. Resultatene viste at bruk av skråstilte skruer medførte flere fordeler, blant annet øker hullkantskapasitet og økt uttrekkskapasitet (23).

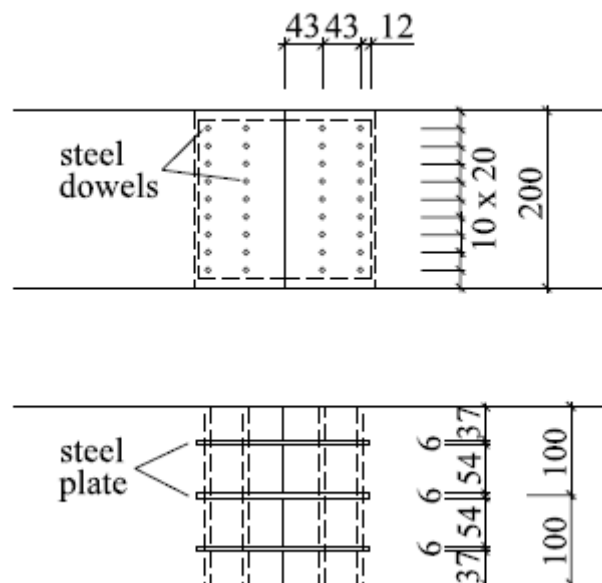
2.5.3 Treforbindelser og brannmotstand

Flersnittede dybel- og bolteforbindelser

Det er gjennomført flere forskningsstudier på brannmotstanden til flersnittede dybel- og bolteforbindelser påført strekkraft parallelt med fiberretningen og påkjent standard brannkurve etter ISO 834. Forsøk viste at denne typen forbindelser har høy lastbærende kapasitet, duktil bruddform på grunn av stålplaten og kan oppnå høy brannmotstand, da stålplaten er beskyttet av sideelement i tre.

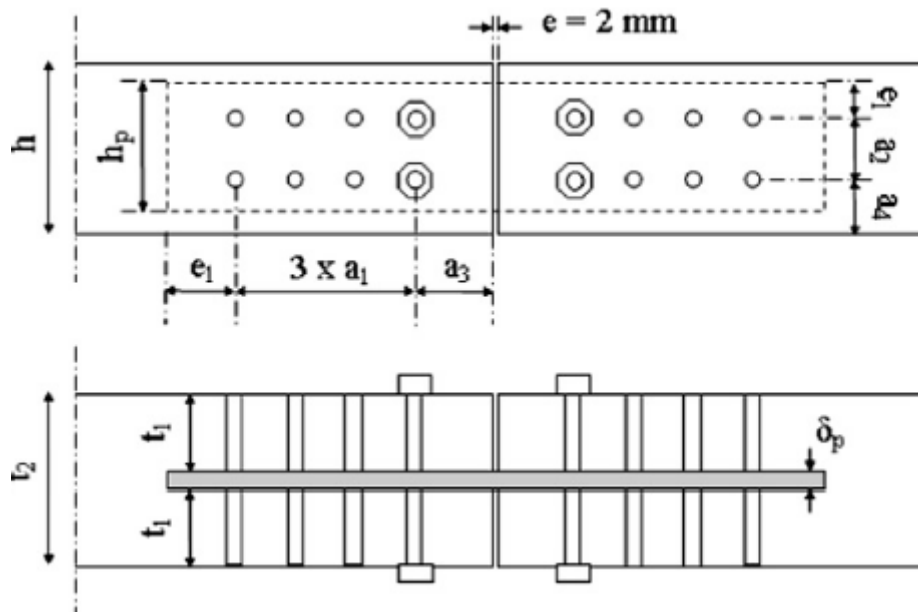
To undersøkelser ble gjennomført i Sveits og Frankrike, henholdsvis i år 2010 og 2012. Disse undersøker festemidlenes påvirkning på den termomekaniske oppførselen til forbindelsen. Testparametrene i begge testeksperimentene var dybel- og boltediameter, antall og plassering av festemiddel, tykkelse på treelement og lastnivå.

I 2010, ble det gjennomført brannforsøk på en flersnittet dybelforbindelse (24). Forsøkene ble gjennomført i Sveits, og tok hensyn til stålelementenes innflytelse på forkullingen til forbindelsen. For å fastslå forbindelsens lastbærende kapasitet ble det gjennomført 25 strekkforsøk i normaltemperatur, i tillegg til 18 branntester. Forbindelsen var utført i limtre, GL24c, med tverrsnitt 200x200 To eller tre stålplater med tykkelse 5 millimeter og stålplater ble sammenføyde treelementene. Figur 2.13 (24) viser en prinsippskisse av testforbindelsen med tre stålplater.



Figur 2.13: Prinsippskisse av flersnittet dybelforbindelse med tre stålplater. Figur: Erchinger, Frangi, Fontana.

Tilsvarende undersøkelser ble gjennomført i Frankrike i 2012 (14), med hovedfokus rettet mot lastfordelingen langs festemiddelene. Testeksperimentet tok utgangspunkt i en dobbeltsnittet forbindelse bestående av treelement med en innslisset stålplate. Forbindelsen ble utført med to rader, bestående av tre dybler og en bolt, som vist i Figur 2.14 (14).



Figur 2.14: Dobbeltsnittet bolte- og dybelforbindelse. Figur: Audebert, Dhima, Taazount, Bouchaîr.

Alle forbindelsene som ble undersøkt i Sveits, oppnådde en brannmotstand på mer enn 30 minutt. Endringer i antall dybler og størrelse på diameter, førte ikke til en betraktelig økning i brannmotstand. Et redusert lastnivå hadde heller ingen spesiell innvirkning på brannmotstanden. En økning av tykkelsen på overdekningen og endeavstander med 40 millimeter, ga en brannmotstand på over 70 minutt. Brannbeskyttelse, ved bruk av 27 millimeter tykke trelags krysslaminerte trebord resulterte i en brannmotstand på rundt 60 minutt. Det ble registrert store ovale hull ved ståldyblene, som et resultat av varmekraft fra ståldybler fører til økt temperatur i trevirke rundt dyblene. Numerisk modellering av knutepunktet viste seg å samsvare bra med branntester med en brannmotstand opp til 60 minutt. De sveitsiske undersøkelsene konkluderer med at den lastbærende kapasiteten var sterkt påvirket av forkulling av treelementene og temperaturfordelingen i det reduserte tverrsnittet (24).

I likhet med de sveitsiske undersøkelsene, tilfredsstilte også de franske undersøkelsene en brannmotstand over 30 minutt for alle vurderte lastforhold. Tiden til brudd ble vurdert ut fra når forskyvingen mellom treelementene akselererte. Endelig bruddform observert for alle testene var skjærbrudd i treelementet langs festemidlene rad.

Det ble observert at boltene optok størsteparten av lasten til å begynne med, men etter 10 minutt ble de lastbærende egenskapene raskt redusert og dyblene måtte overta. Termoelementene som ble plassert langs festemidlene viste at temperaturen i boltene var to ganger høyere enn i dyblene. Dette på grunn av brannekspontert overflate med boltehoder, mutre, og skiver er større enn for dybler. I tillegg til testeksperimentene ble det utført en numerisk termomekanisk analyse av forbindelsene. Analysen som ble utført viste at diameteren til festemidlene og tykkelsen til treelementene hadde liten innflytelse på lastfordelingen mellom festemidlene. Brannmotstandens varighet viste seg å være sterkt påvirket av typen festemiddel. Boltene, som i normaltemperatur ville bidratt positivt på forbindelsens kapasitet, hadde i en brannsituasjon negativ effekt på brannmotstanden.

De franske undersøkelsene konkluderer med at størst brannmotstand oppnås i dybelforbindelser, og at en ren dybelforbindelse vil være ønskelig i en brannsituasjon. I

situasjoner hvor det likevel stilles krav til bruk av bolter for å redusere splittelse mellom tredelene, vil plasseringen av disse ha stor betydning. Boltene negative effekt i en brannsituasjon reduseres ved en plassering fra belastet ende. Best plassering vil dermed være der de bærer minst last i normaltemperatur (14).

Den termomekaniske analysen som ble utarbeidet i Frankrike i 2010, konkluderer med at formlene for enkeltsnittede dybelforbindelser, stål mot tre, gitt i NS-EN 1995-1-1, også er gjeldende i en brannsituasjon dersom redusert tverrsnittet erstatter opprinnelig tverrsnitt. Flytspenningen til festemidler i stål, i det reduserte tverrsnittet, reduserer ikke mye i en brannsituasjon, gitt at temperaturene holder seg lavere enn 400 grader celsius (25).

Innlimte staver

Limte forbindelser har vært kjent og benyttet i trekonstruksjoner i tiår. Forbindelser med innlimte staver benyttes i dag både når det gjelder nye konstruksjoner og forsterkning av eksisterende konstruksjoner (26). Den største fordelen ved bruk av denne typen forbindelsesmiddel, er deres gode styrke- og stivhetsegenskaper. Dette har ført til at innlimte staver har blitt tatt i bruk i utformingen av store forbindelser i forbindelse med lastbærende trekonstruksjoner (27).

En forbindelse bestående av innlimte staver er en kombinasjon av mekanisk og limt forbindelse. Dette fører til store forskjeller i forbindelsesmidlenes stivhets- og deformasjonsegenskaper og en kompleks forbindelse. På grunn av dette har det vært vanskelig å angi generelle, standardiserte metoder og Eurocode 5 gir heller ingen retningslinjer for innlimte staver (28). Dette kapitlet består derfor av en samling av praktiske og teoretiske tilnærminger utført på forbindelser med innlimte stålstaver, hvor disse i hovedsak er tilknyttet Europa.

Forbindelser utført med innlimte staver representerer en veldig stor kategori av blandingsforbindelser, siden de inkluderer tre materialer; tre, stav og lim. Staver utformes vanligvis i stål, da stålet bidrar til en duktil bruddform. Staver utformet med gjenger, har gode styrkeegenskaper, og benyttes ofte, da gjengene gir økt kapasitet i forhold til mekanisk sammenfesting. Et annet alternativ er bruk av stålarmoring plassert i vinkel med fiberretningen. En annen, mindre vanlig løsning er utforming av staver med bruk av fiberarmerte polymer (FRP). I tillegg er det også mulig å utforme forbindelser med innlimte staver ved bruk av dybler utført i løvtre. Fordelen med slike forbindelser er mindre forskjell mellom elastisitetmodulen til materialene. Epoksy og polyuretan er de mest vanlige limtypene i forbindelse med innlimte stavforbindelser og benyttes i land som Sverige, Storbritannia, Tyskland og New Zealand (26).

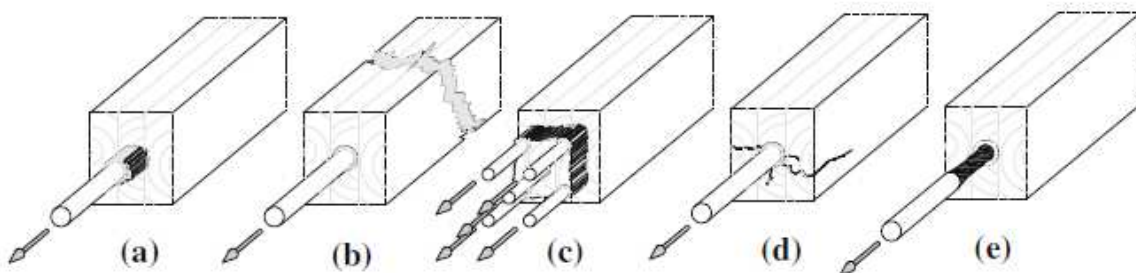
Innlimte staver har gode egenskaper i forbindelse med momentbærende treforbindelser. En stor fordel er at stålstavene er plassert inne i treelementene, og dermed skjult, noe som ofte har positiv betydning med tanke på estetikk. En annen fordel med at stålstavene er isolert i treelementene, er at beskyttes ved en eventuell brannpåvirkning og korrosjonsutsatt klima (26).

En stor fordel ved bruk av innlimte stavforbindelser er kraftoverføringen direkte i den indre delen av elementenes tverrsnitt. Det at forbindelsen er oppbygd av ulike materialer, hvor alle komponentene har ulike stivhets og styrkeegenskaper og mangelfull forståelse av denne typen oppførsel, kompliserer analysen av forbindelsen. Kunnskapen om den mekaniske oppførselen til slike forbindelser baserer seg i hovedsak på praktisk erfaring og dimensjoneringsregler utviklet ved kurvetilpassning av empiriske data (26).

Flere teorier og testresultater er knyttet til uttrekkskapasiteten til innlimte staver. Teoriene anslår ulik innflytelse av forankringslengde, fra et proporsjonalt forhold mellom uttrekkskapasitet og forankringslengde, til at forankringslengden ikke har noen innvirkning på uttrekkskapasiteten. Det samme gjelder stavdiameteren, da enkelte teorier hevder at stavdiameteren ikke har noen påvirkning, mens andre hever at den har en eksponentiell påvirkning på uttrekkskapasiteten. I tillegg til disse parametrene, foreligger det ulike anbefalinger når det kommer til kant- og ende avstander (26).

Innlimte stavforbindelser har dårlig brannmotstand på grunn av limets raske styrketap ved høye temperaturer. Buchanan og Barber (29) presenterte i 1994 resultater fra en rekke fullskala strekktester utført på innlimte staver, ved bruk av epoksy. Forbindelsene ble utsatt for økende temperaturer i området 40-90 grader celsius. Stavene ble observert å ha tilfredsstillende egenskaper inntil limet nådde sin kritiske temperatur ved 50 grader celsius. Limets kritiske temperatur avhenger i stor grad av limets innhold, og ved bruk av polyuretan ble det observert en betydelig reduksjon i korttidsstyrke allerede like over en temperatur på 40 grader celsius. Slike forbindelser kan kun oppnå bedre brannmotstand dersom tykkelsen på tredelene, som representerer overdekningen, økes og stådelene unngår direkte branneksplosjon.

Forbindelsens bruddform avhenger i stor grad av materialer og deres mekaniske egenskaper. Dette gjør det vanskelig å skille mellom ulike bruddformer for innlimte stavforbindelser. Figur 2.15 (26) viser mulige bruddformer for treforbindelse med innlimte staver. En mulig bruddform er forårsaket av skjærkraft i forbindelsen og kan oppstå på forskjellige steder. Skjær mellom lim og tre er karakteristisk for enkeltstaver i aksial strekk eller trykk (a), eller for flersnittede innlimte stavforbindelser hvor trevolumet rundt stavene ikke er tilstrekkelig (c). Skjær kan også oppstå bak den ytterste delen av den innlimte staven (b), og karakteriserer innlimte staver vinkelrett på fiberretningen. Bruddform (c) og (d) er ofte forårsaket av strekk vinkelrett på fiberretningen, og er tilfelle ved ufullstendig aksiallast eller sammensatt last. Bruddform (e) representerer flybrudd i staven. Dette er den foretrukne dimensjoneringsmetoden, da flyt i staven gir duktil bruddform. Duktil oppførsel i forbindelser med innlimte staver oppnås vanligvis dersom det oppstår strekkbrudd i staven, noe som først inntreffer ved store deformasjoner (26).



Figur 2.15: Mulige bruddformer for treforbindelser med innlimte staver. Figur: *Tlustochowicz, Serrano, Steiger.*

I forhold til forbindelser bestående av en innlimt stav, vil forbindelser bestående av flere staver, ha en ikke lineær fordeling av krefter da interferens mellom stavene vil oppstå. Lik fordeling av krefter mellom stavene kan kun oppstå dersom forbindelsen utformes slik at stålstavene er det svakeste leddet i forbindelsen. En forbindelse bestående av flere innlimte staver, kan optimaliseres ved å minimere spenningskonsentrasjoner, og benytte materialer med lik stivhet. Dette vil skape en jevnere lastoverføring. (26).

Få studier er tilgjengelige som undersøker oppførselen til momentstive flersnittede forbindelser bestående av innlimtre staver. Baroth utførte i 2004 tester på slike forbindelser, hvor resultater viste at innlimte stavforbindelser kan være effektive for lastbærende momentforbindelser inntil forbindelsen oppnår trebjelkens kapasitet. Slike forbindelser ble observert å være sårbare for oppsprekking av trevirke, noe som bør forhindres og kontrolleres (30).

2.5.4 Oppsummering

Kapasiteten og brannmotstanden til forbindelser i trekonstruksjoner, avhenger av både forbindelsestype og utforming av knutepunktet. Festemiddel som skruer, innlimte staver, dybler og bolter er vanlige festemiddel som kan oppnå høy kapasitet og brannmotstand.

Forbindelsesmidler med liten eksponert overflate er gunstig med tanke på en eventuell brannsituasjon. I tillegg vil forbindelser med innslissede stålplater oppnå god brannmotstand, da platene er plassert inne i treet og dermed beskyttet mot direkte branneksposering. Tilstrekkelig overdekning og kantavstander, samt eventuell brannbeskyttelse i form av kledning eller maling vil øke brannmotstanden til forbindelser.

Tabell 2.3 gir en oppsummering av fordeler og ulemper knyttet til bruken av ulike typer mekaniske festemiddel i trekonstruksjoner.

Tabell 2.3: Fordeler og ulemper ved mekaniske festemiddel i trekonstruksjoner.

Festemiddel	Fordel	Ulempe
Spiker	Godt egnet i lette konstruksjoner	Dårlige egenskaper ved innfesting parallelt med treets fiberretning
Skruer	Utseende	Stiller krav til forboring ved store skruediametre
	Mulig å dele tredelene igjen	Stiller krav til utstyr ved innskruing av lange skruer
	Høye lastbærende egenskaper	
	Kan benyttes som armering og forankring	
	God uttrekkskapasitet	
Bolter	Gode egenskaper både med tanke på tverr- og aksialbelastning	Forboret hull større enn boltediameteren, skaper dårligere styrke og stivhetsegenskaper enn dybler
	Enkelt å korrigere skjevstilling pga at forboret hull er større enn boltediameteren	
Dybler	Forboret hull mindre enn dybeldiameter, gir et penere utseende og en stivere forbindelse	Ingen aksialkapasitet
Innlimte bolter	Gode egenskaper både med tanke på tverr- og aksialbelastning	Dårlige brannegenskaper på grunn av limets kritiske temperatur
	Gode egenskaper ved innfesting parallelt, vinkelrett på og i vinkel med treets fiberretning	
Ring- og plateforbindere	Gode styrkeegenskaper sammenlignet spiker, bolter, skruer og tannede forbindere.	Stiller krav til spesielle verktøy for å skjære ut plass til forbindelsen
Tannede forbindere	Gode styrkeegenskaper sammenlignet med spiker, bolter, skruer.	Benyttes kun for treverk med karakteristisk densitet over 500 kg/m ³ .

Alle forbindelsesmetodene som er nevnt i kapittel 2.5 gir gode styrke og stivhetsegenskaper både i normaltemperatur og ved brannpåkjenning.

Tabell 2.4 gir en oppsummering av noen av egenskapene til ulike typer forbindelser benyttet i store trekonstruksjoner. Tabellen baserer seg på framlagte forskningsresultater.

Tabell 2.4: Oppsummering av egenskapene til treforbindelser.

Forbindelses- type	Bruddform	Fordel	Ulempe	Dimensjonerings- grunnlag
Bolte- og dybelforbindelser	Duktil. Brudd i stålplate/ ståldybel	Brannmotstand over 30 minutt	Bolter har større brannekspont overflate på grunn av stive og mutter	EC5 med redusert tverrsnitt og noe redusert flytspenning.
Skråstilte skrueforbindelser	Duktil. Brudd i stålskrue.	Brannmotstand over 30 minutt Økt hullkantkapasitet og uttrekkskapasitet ved skråstilling av skruer	Skruer med stor diameter og lengde, stiller større krav til utstyr ved montering	EC5 gir ekstremt konservative krav til kantavstander for skrueforbindelser med stor diameter. EC5 uttrekkskapasitet er gjeldende.
Innlimte staver	Duktil. Brudd i stålstav.	Staven er isolert og skjult i treet. Fordel med tanke på estetisk, brann og korrosjon.	Begrenses av limets kritiske temperatur (epoksy når kritisk temperatur ved 50 grader celsius)	Ingen felles standardiserte metoder eller retningslinjer gitt i EC5.

3 Dimensjoneringsgrunnlag

Dimensjonering av treforbindelser kan grovt sett deles inn etter to tilnærmelser til beregningsmetoder. Den første metoden er gitt i Eurocode 5 (EN 1995-1-1, EN 1995-1-2), mens den andre baserer seg på resultat fra eksperimentelle undersøkelser og numeriske beregninger (1). I tillegg kan prøving benyttes dersom det ikke foreligger egnede beregningsmodeller, men også for å bekrefte antagelse som er gjort i dimensjoneringen (31).

Kapittel 8 i NS-EN 1995-1-1 (12) danner dimensjoneringsgrunnlaget for mekaniske forbindelser. Reglene baserer seg på tradisjonelle knutepunkt og det stilles ofte begrensninger til bruk av reglene. I dette kapitlet er det trukket frem dimensjoneringsregler som helt eller delvis er gjeldende for et knutepunkt i limtre og lange aksialbærende treskruer. Dimensjoneringsgrunnlag for forbindelser i brann er gitt i kapittel 6 i NS-EN 1995-1-2 (13). Der det har vært nødvendig er det blitt gjort antagelser og tilpassninger til eksisterende regelverk.

3.1 Midlere verdier for materialeegenskaper

NS-EN 1995-1-1 baserer seg på dimensjoneringsregler knyttet til brudd- og bruksgrensetilstand. Med mindre annet er angitt i NS-EN 1991 til NS-EN 1999, bør den karakteristiske verdien defineres som 5 % fraktilen dersom en lav verdi for en materialeegenskap eller en produktegenskap er ugunstig (31). I branndimensjonering etter NS-EN 1995-1-2 benyttes 20 % fraktilen til den karakteristiske verdien i normaltemperatur (13).

For å kunne sammenligne kapasitetsberegninger med resultater fra laboratorietester, må beregninger gjøres med utgangspunkt i midlere verdier for material- og produktegenskaper. For at dimensjoneringsregler skal samsvare med beregninger og forsøksresultater, er de derfor gitt med midlere verdier i stede for karakteristiske verdier som er gitt i NS-EN 1995-1-1. Det henvises til boken "Probability, statistics, and decision for civil engineers" for utfyllende teori for beregning av midlere verdier (32).

Beregning av midlere verdier for materialeegenskaper baserer seg på JCSS Probabilistic Model Code (33), mens produktegenskaper som midlere densitet og elastisitetsmodul er hentet direkte fra produsentens egne produktopplysninger. Probabilistic Model Code ble utarbeidet av Joint Committee on Structural Safety i 2006, og anbefaler bruk av logaritmisk normalfordeling ved beregning av midlere verdier for limtre og stål.

Tabell 3.1: Kovarianser.

Materiale	Egenskaper	Kovarians
Limtre	Bøyefasthet	0,15
	Trykkfasthet	0,15
	Strekkfasthet	0,18
	Skjærfasthet	0,15
Stål	Flytespenning	0,07
	Strekkfasthet	
	Elastisitetsmodul	
Høyfast stål	Flytespenning	0,1
	Strekkfasthet	
	Elastisitetsmodul	

Tabell 3.1 gir en oversikt over kovariansen til tilhørende fasthetsverdier. Verdiene baserer seg på opplysninger fra Probabilistic Model Code og tilpasset ut i fra vurderinger. På grunn av den store variasjonen i treets egenskaper, er det vanskelig å bestemme verdier for kovarianser uten å gjennomføre testeksperiment. Det er likevel gitt noen retningslinjer for fastsettelse av kovarians. Treets strekkfasthet er gitt en noe høyere kovarians, da det som oftest er størst forskjeller i trematerialet styrkeegenskaper parallelt med fiberretningen.

Kovariansene som er gitt i Tabell 3.1 for stål gjelder valset konstruksjonsstål. Verdiene baserer seg på i hovedsak på europeiske studier fra 1970 til i dag. For konstruksjonsstål er det anbefalt kovarianser når det gjelder flytespenning, strekkfasthet og elastisitetsmodul på henholdsvis 0,07, 0,04 og 0,03. Verdiene bør ikke benyttes for stål med flytespenning over 690 MPa uten at det er gjort en etterprøving (34). For stål med høyere flytespenning, er det fornuftig å anta en høyere kovarians, som tar hensyn til en større spredning i stålet materialeegenskaper innad og mellom stålprodusenter. På bakgrunn av dette er det valgt å skille mellom stål med lav til middels fasthet og stål med høy fasthet. Ved å benyttes en kovarians på 0,07 for alle egenskapene til stål med flytespenning under 690 MPa, og en kovarians på 0,1 for alle egenskapene til stål med en flytespenning over 690 MPa, ligger beregningene på den konservative siden.

Den logaritmiske normalfordeling har to parametre, λ og ξ som beskriver fordelingen og pålitelighetsfunksjonen, som er gitt i ligning (3.1).

$$F_x(x_k) = \Phi\left(\frac{\ln(x_k) - \lambda}{\xi}\right) \quad (3.1)$$

Hvor

Φ er standard normalfordelingsfunksjon
 x_k representerer en karakteristisk verdi

Middelverdien finnes ved å sette $F_x(x_k)$ lik 0,05.

Kovariansen er gitt i ligning (3.2), og er definert som standardavviket dividert på middelverdien. Ved å løse ligningen med hensyn på ξ frigjøres den første parameteren som trengs for å kunne beregne middelverdier. Denne er gitt i ligning (3.3).

$$COV = \sqrt{e^{\xi^2} - 1} \quad (3.2)$$

$$\xi = \sqrt{\ln(COV^2 + 1)} \quad (3.3)$$

Ved å sette inn uttrykket for ξ i ligningen (3.1) og løse med hensyn på λ finnes den andre parameteren. Denne er gitt i ligning (3.4).

$$\lambda = \ln(x_k) - \Phi^{-1}(0,05)\sqrt{\ln(COV^2 + 1)} \quad (3.4)$$

Tabell for standard normalfordeling gir en $\Phi^{-1}(0,05)$ lik -1,64. Denne verdien kan også hentes fra tabell D1 i NS-EN 1990 (31).

Middelverdien er gitt i ligning (3.5):

$$\mu = e^{(\lambda + \frac{\xi^2}{2})} \quad (3.5)$$

Standardavviket er gitt i ligning (3.6):

$$\sigma = e^{(\lambda + \frac{\xi^2}{2})} \sqrt{e^{\xi^2} - 1} \quad (3.6)$$

3.2 Dimensjonering av knutepunkt i normaltemperatur

Ved dimensjonering av forbindelser i normaltemperatur gjelder reglene som er gitt i NS-EN 1995-1-1. Reglene skiller mellom enkeltsnittede og dobbelsnittede forbindelser og forbindelser bestående utelukkende av tremateriale eller en kombinasjon av stål og tremateriale. I tillegg er det gitt spesifikke regler når det kommer til ulike festemiddel som spiker, bolter, skruer osv. For skruerforbindelser er det gitt regler for tverrbelastede og aksialbelastede skruer, samt en kombinasjon av disse. I tillegg må treelementenes kapasitet kontrolleres. Reglene gjelder for skruerforbindelser med diameter opp til 12 millimeter (12).

For aksialbelastede skruer stilles det krav til kontroll av flere bruddformer. Det er nødvendig å kontrollere uttrekkskapasiteten til den gjengede delen av skruen, i tillegg til å gjennomføre kontroll av skruens strekkfasthet. Det stilles også krav til kantavstander for skruerforbindelser basert på skruens diameter.

Skruens midlere uttrekkskapasitet, $F_{ax,\alpha,Rm}$, er gitt i ligning (3.7). Formelen er hentet fra NS-EN 1995-1-1. Formelen er tilpasset midlere verdier, da disse benyttes i dimensjoneringen av knutepunktet. Formelen gjelder for skruer med diameter fra 6 til 12 millimeter, men da tidligere forsøk (22) har vist at reglene også kan gjelde for skruer med større diameter, er formelen valgt å benyttes her. De samme forsøkene viste også at knutepunktet oppnådde god kapasitet uten å ta hensyn til krav til kantavstander. Krav til kantavstander er derfor sett bort i fra også i denne sammenhengen.

Vinkelen mellom skrueaksen og treets fiberretning har mye å si for knutepunktets uttrekkskapasitet. Formel (3.7) viser at uttrekkskapasiteten er størst når skruen er plassert 90 grader på treets fiberretning, og minst når skruen er plassert i treets fiberretning. Ved å plassere skruen vinkelrett på treets fiberretning, vil skruen måtte bryte seg gjennom trefibrene som fører til større fiksjon. Friksjonen er mindre ved en plassering i fiberretningen, som dermed vil føre til mindre uttrekkskapasitet i fiberretningen. I tillegg til vinkelen, har den gjengede delens inntrengingsdybde stor påvirkning på kapasiteten. En lengre inntrengingsdybde, vil naturligvis føre til en større uttrekkskapasitet.

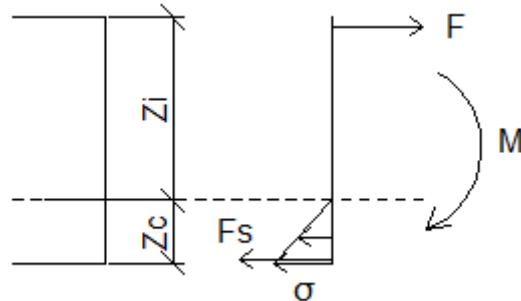
$$F_{ax,\alpha,Rm} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,m} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{(1.2 (\cos(\alpha))^2 + (\sin(\alpha))^2)} \quad (3.7)$$

Hvor:

n_{ef}	er det effektive antallet skruer
$f_{ax,m}$	er midlere uttrekkskapasitet i en vinkel α på fiberretningen
d	er utvendig gjengediameter
l_{ef}	er den gjengede delens inntrengingsdybde
k_d	er den minste verdien av $d/8$ og 1,0
α	er vinkelen mellom skrueaksen og fiberretningen med $\alpha \geq 30^\circ$

En horisontalkomponent av uttrekkskapasiteten til skruene plassert på bjelkens strekkside, benyttes videre for å beregne momentet som vil oppstå i overgangen bjelke/søyle.

Nøytralaksen beregnes ved å ta horisontal likevekt av kreftene som virker over tverrsnittet. Beregningene er forenklet ved å anta at skruene plassert på bjelketverrsnittets strekksone representerer en horisontal strekkraft, mens den nedre delen av bjelketverrsnittet påkjennes trykkspenninger. Skruen i bunn bidrar også med et lite trykkbidrag. Figur 3.1 viser kreftene som virker over bjelketverrsnittet på grunn av påkjent moment.



Figur 3.1: Momentpåkjønning. Figur: Privat.

Avstanden fra nøytralaksen til skruene plassert på bjelkens strekkside, z_c , er gitt ved ligningen (3.8).

$$z_c = \frac{F_{ax.a.Rm} \cdot \cos(\alpha) - f_{um} \cdot A_s}{f_{com} \cdot \frac{1}{2} \cdot b} \quad (3.8)$$

Avstanden fra nøytralaksen til skruen plassert på bjelkens trykkside, z_i , er gitt ved ligningen (3.9).

$$z_i = h - \frac{d}{2} - z_c \quad (3.9)$$

Innspenningsmomentet som oppstår på grunn av skruenes uttrekkkapasitet, $M_{ax.Rk}$, er gitt ved formelen (3.10).

$$M_{ax.Rm} = \frac{f_{com} \cdot (b \cdot z_c - A_s) \cdot z_c}{3} + F_{ax.\alpha.Rm} \cdot \cos(\alpha) \cdot z_i + f_{um} \cdot A_s \quad (3.10)$$

Hvor:

f_{um} er stålets midlere strekkfasthet
 A_s er arealet av skruen
 f_{com} er treets midlere trykkfasthet i fiberretningen
 b er bredden av trebjelken

Aksialbelastede skruer kontrolleres også for strekkpåkjenning, og beregnes etter formel (3.11) og (3.12).

$$F_{ax.m} = f_{um} \cdot A_s \quad (3.11)$$

$$M_{s.Rm} = \frac{b \cdot f_{com} \cdot z_c^2}{3} + F_{ax.m} \cdot z_i \quad (3.12)$$

3.3 Dimensjonering av knutepunkt i brann

Treforbindelsers oppførsel i brann er sammensatt som følge av påvirkningen av en rekke parametre som forbindelsestype, forbindelsens geometri, bruddformer, ulike termiske egenskaper i stålet, treet og forkullingslaget. På grunn av dette eksisterer det ingen dimensjoneringsstandard som inneholder et konsekvent konsept som beskriver hvordan man skal utføre konstruksjonsmessig branndimensjonering av treforbindelser. Regler for branndimensjonering av mekaniske forbindelsesmidler er gitt i kapittel 6 i NS-EN 1995-1-2. Disse baserer seg på resultater fra en mengde ulike branntester som er utført på treforbindelser (35).

Reglene gjelder forbindelser utsatt for standard brannpåkjenning, og dersom ikke annet er gitt, for brannmotstander som ikke overskrider 60 minutter. Reglene gjelder forbindelsesmidlene spiker, bolter, dybler, skruer, ring og plateforbindelser, samt tannede plateforbindelser. Det gis regler for forbindelser med sideelementer i tre og forbindelser med eksterne stålplater.

Ved brannteknisk dimensjonering av konstruksjoner skal det tas hensyn til modeller for temperaturutvikling inne i konstruksjonen samt modeller for konstruksjonens mekaniske oppførsel ved høy temperatur. Brannsituasjoner skal dimensjoneres etter ulykkeslast (31).

Ved brannteknisk dimensjonering, beregnes kapasiteter på bakgrunn av et redusert tverrsnitt. I tillegg er det gitt forenklede regler for skruers aksialmotstand. Branndimensjonering baserer seg på en 20 % fraktil av styrke og stivhetsegenskaper, og formlene er gjengitt i ligninger under. For å kunne sammenligne beregninger med forsøksresultater, må også verdier som er gitt i branndimensjonering basere seg på midlere verdier.

3.3.1 Forkullingsdybde og minimum kantavstand

Det skal tas hensyn til forkulling for alle overflater i tre som er direkte brannekspontert. Forkullingsdybden beregnes etter tiden for brannpåkjenning og relevant forkullingsrate. Lokaliseringen av forkullingslinjen skal tas fra posisjonen til isoterme ved 300 grader (36).

Forkullingsdybden kan beregnes etter to ulike metoder, gitt i punkt 3.4 i NS-EN 1995-1-2. Endimensjonal forkullingsdybde inntreffer i gult, men også store tverrsnitt som limtrebjelker. Ved bruk av denne forkullingsdybden må det i tillegg tas hensyn til hjørneavrundinger. Nominell forkullingsdybde kan benyttes som en forenklet beregningsmetode. Denne er utledet slik at den indirekte inkluderer effekten av hjørneavrundinger og gir tilnærmet samme resultat som den endimensjonale forkullingsdybden (37).

Den nominelle forkullingsdybden, $d_{char,n}$, beregnes ut i fra ligning (3.13)

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (3.13)$$

Hvor:

β_n er den nominelle forkullingsraten i millimeter pr. minutt
 t er tiden for brannforløpet

Ved brannteknisk dimensjonering bør det tas hensyn til forkullingsdybden ved fastsettelse av minste kantavstander. For at et knutepunkt skal kunne tilfredsstillere krav til brannmotstand må kantavstanden fra skruenes ytterkant til bjelkekant minimum settes lik forkullingsdybden. For aksialbelastede skruer er det i tillegg stilt krav til en avstand mellom skruene på 40 millimeter. Kravet framgår av ligning (3.19).

3.3.2 Redusert tverrsnittsmetode

NS-EN 1995-1-2 (13) gir retningslinjer for bruk av en redusert tverrsnittsmetode. Et effektivt tverrsnitt beregnes ved å redusere det opprinnelige tverrsnittet med en effektiv forkullingsdybde, d_{eff} , som er gitt i ligning (3.14). Reduksjon av treets fasthets- og stivhetsegenskaper i nærheten av forkullingsgrensen er inkludert i sjiktet $k_0 d_0$, mens fastheten og stivhet til det effektive tverrsnittet antas å være upåvirket. Figur 3.2 (24) viser en oversikt over effektivt tverrsnitt og redusert styrkelag.

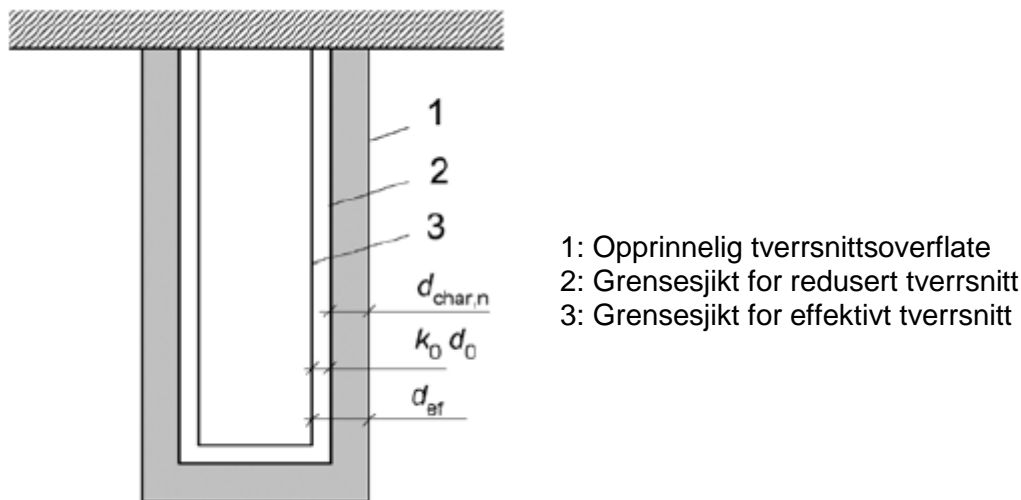
$$d_{\text{eff}} = d_{\text{char},n} + k_0 d_0 \quad (3.14)$$

Hvor:

$$d_0 = 7\text{mm}$$

$$k_0 = 1,0$$

for $t \geq 20$ minutt og ubeskyttede tverrsnitt.



Figur 3.2: Opprinnelig, redusert og effektivt tverrsnitt. Figur: Erichinger, Frangi, Fontana.

3.3.3 Last

Dimensjonering av last i brann baserer seg på en redusert last i normal temperatur og er gitt ved formel (3.15).

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (3.15)$$

Hvor:

E_d er dimensjonerende verdi av relevante lastvirkninger fra den grunnleggende kombinasjonen etter NS-EN 1990.

$E_{d,fi}$ er den tilsvarende konstante dimensjonerende verdi i en brannsituasjon.

η_{fi} er en reduksjonsfaktor for den dimensjonerende lasten i en brannsituasjon, og er den minste av verdien beregnet med formel (3.16) og (3.17).

Reduksjonsfaktoren η_{fi} beskriver lastforholdet mellom laster ved normaltemperatur dividert på laster ved branntemperatur. De fleste bygninger har et lastforhold på 0,5 eller lavere, slik at kapasiteten til ethvert element kan reduseres med halvparten av den opprinnelige kapasiteten eller mer før en kollaps kan forventes (7). NS-EN 1995-1-2 anbefaler bruk av en reduksjonsfaktor på 0,6 som en forenkling.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.16)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.17)$$

Den representative verdien for den variable lasten Q_i settes lik den tilnærmet permanente verdien $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ for alle tilfeller med unntak av tilfeller i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last (13). Dette produktet skal brukes for påvisning av bruddgrensetilstander som innbefatter ulykkeslaste (31).

3.3.4 Kapasitet

Kapasiteten til trekonstruksjoner verifiseres i tidsdomenet ved å sammenligne tid til konstruksjonens kollaps med en spesifisert brannmotstand i tid. Alternativ verifisering i styrkedomenet ved sammenligning av redusert kapasitet med påført last etter en bestemt tid i brannforløpet. Ligning for verifisering i styrkedomenet er gitt i (3.18) (7).

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (3.18)$$

Hvor:

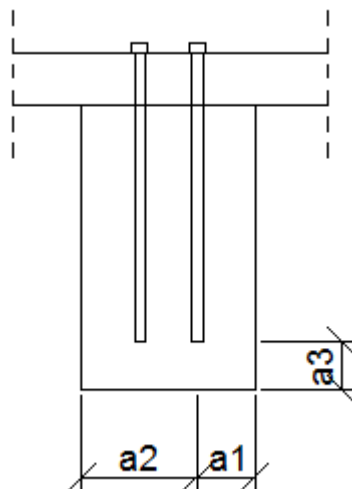
$E_{d,fi}$ er påkjent dimensjonerende last i en brannsituasjon.
 $R_{d,t,fi}$ er dimensjonerende kapasitet i en brannsituasjon.

Beregning av konverteringsfaktor for aksialbelastede skruer

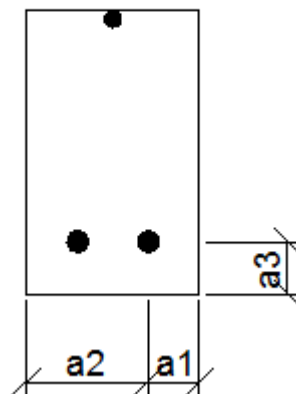
NS-EN 1995-1-2 gir forenklede regler for aksialbelastede skruer. For forbindelser der avstandene a_2 og a_3 tilfredsstiller gitte krav, ligning (3.19) og (3.20), kan konverteringsfaktoren, η , for reduksjon i skruens aksialkapasitet beregnes etter formelen (3.21). Figur 3.3 viser tverrsnitt med tilhørende avstander gitt i EC5, og Figur 3.4 viser testforbindelsens tverrsnitt med skruer og tilhørende avstander.

$$a_2 \geq a_1 + 40 \quad (3.19)$$

$$a_3 \geq a_1 + 20 \quad (3.20)$$



Figur 3.3: Bverrsnitt og definerte avstander gitt i EC5. Figur: gjengitt fra NS-EN 1995-1-2.



Figur 3.4: Bjelketverrsnitte med kantavstander. Figur: Privat.

$$\eta = \begin{cases} 0 & \text{for } a_1 \leq 0,6 t_{d.fi} \\ \frac{0,44a_1 - 0,264t_{d.fi}}{0,2t_{d.fi} + 5} & \text{for } 0,6 t_{d.fi} \leq a_1 \leq 0,8 t_{d.fi} + 5 \\ \frac{0,56a_1 - 0,36t_{d.fi} + 7,32}{0,2t_{d.fi} + 23} & \text{for } 0,8 t_{d.fi} + 5 \leq a_1 \leq t_{d.fi} + 28 \\ 1,0 & \text{for } a_1 \geq t_{d.fi} + 28 \end{cases} \quad (3.21)$$

Hvor:

a_1 er overdekningen i millimeter vist i Figur 3.3.
 $t_{d.fi}$ er nødvendig brannmotstand i minutt.

3.4 Temperaturprofil

Beregning av temperaturprofil benyttes for å avdekke varmespredning i trematerialer. Formler for temperaturutvikling i tre begrenser seg i hovedsak til endimensjonal og todimensjonal forkulling. Numeriske analyser vil være nødvendig for videre analyser av varmespredning i tre.

3.4.1 Temperaturprofil for bjelker utsatt for brann på tre sideflater

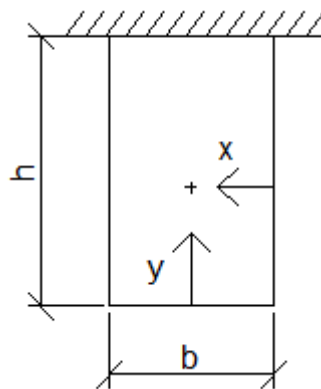
Forsøk utført av Swiss Federal Institute of Technology (ETH) (38) viser at temperaturprofil for trebjelker, utsatt for brann på tre bjelkesider, kan beregnes etter ligning (3.22). Forsøkene baserer seg på en ISO-brann, og det er observert er overlapping av varmeflukt i midten av tverrsnittet som avhenger av brannens varighet og dimensjonene til tverrsnittet.

$$\theta(x, y) = 20 + 180(\beta t)^\alpha \left\{ \left(\frac{1}{x}\right)^\alpha + \left(\frac{1}{b-x}\right)^\alpha + \left(\frac{1}{y}\right)^\alpha \right\} \quad (3.22)$$

Hvor:

$\theta(x, y)$	er temperaturen i grader celsius som en funksjon av avstandene x og y
β	er den endimensjonale forkullingsdybden.
t	er elementet brannmotstand i minutt.
x, y	er avstander målt fra overflaten av tverrsnittet i millimeter, og vist på Figur 3.5.
α	er en eksponent uttrykt ved ligning (3.23)

$$\alpha(t) = 0.025t + 1.75 \quad (3.23)$$



Figur 3.5: Bjelketverrsnitt utsatt for brann på tre sider. Avstandene x og y definerer hvor temperaturer er beregnet. Figur: Privat.

3.4.2 Modifisert ligning for temperaturprofil

For å tilfredsstille krav i NS-EN 1995-1-2 til temperaturberegninger basert på en 300-grader isoterm, er det gjort en modifisering av ligning (3.22). Ny ligning er gitt ved (3.24).

$$T(x, y) = T_i + (T_p - T_i)(\beta t)^\alpha \left\{ \left(\frac{1}{x}\right)^\alpha + \left(\frac{1}{b-x}\right)^\alpha + \left(\frac{1}{y}\right)^\alpha \right\} \quad (3.24)$$

Hvor:

- x, y er avstandene vist på Figur 3.5.
- T_p er 300-grader isotermen.
- T_i er temperaturen til omgivelsen (20 grader celsius).

3.5 Oppsummering

En oppsummering av dimensjoneringsreglene som er lagt til grunn for dimensjonering av et knutepunkt i limtre med lange aksialbærende treskruer er gitt i Tabell 3.2. Tabell 3.3 viser en oversikt over formler som er benyttet i forbindelse med dimensjonering av knutepunktet.

Tabell 3.2: Dimensjoneringsregler for knutepunkt i limtre og lange aksialbærende treskruer i normaltemperatur og branntemperatur.

Normaltemperatur	Bjelketverrsnittets momentkapasitet Bjelketverrsnittets skjærkapasitet Uttrekkskapasitet i søyle og bjelke Skruenes strekkapasitet
Brann	Reduserte og kapasitetsberegninger i forhold til last og kapasitet i normaltemperatur. Temperaturberegninger i treet

Tabell 3.3: Beregningsgrunnlag.

	Standard	Punkt
Momentkapasitet	NS-EN 1995-1-1	6.1.6
Skjærkapasitet	NS-EN 1995-1-1	6.1.7
Uttrekkskapasitet	NS-EN 1995-1-1	8.7.2
Strekkapasiteten til skruen	NS-EN 1993-1-1	6.2.3
Nødvendig oppleggsflate	NS-EN 1995-1-1	6.1.5
Temperaturprofil	Frangi, Fontana (38)	

4 Referanseforsøk

Til sammen fire referanseforsøk ble utført i henhold til NS-ISO 6891. Hensikten med gjennomføringen av referanseforsøkene, var å fastslå den maksimale lasten som kunne påførtes et knutepunkt utført i limtre utformet med lange aksialbærende treskruer, før det mistet sine lastbærende egenskaper. Testene fungerte som referanseforsøk for videre branntesting av samme typen forbindelser. Det henvises til kapittel 0 for tilhørende beskrivelse av brannforsøk. Referanseforsøkene ble utført med skråstilte skruer hvor det ble produsert to typer testforbindelser med ulik kantavstand. Disse ble påført punktlast på oversiden av bjelken og forsøkenes tidsperspektiv ble begrenset av tiden det tok før forbindelsene gikk til brudd. Dette kapitlet inneholder beskrivelse av testforbindelser, testsystem, testprosedyre, testresultater og tilslutt evaluering og sammenligning av testresultater og aktuelle beregninger.

4.1 Beskrivelse av testforbindelsen

Testforbindelsene ble utformet ved bruk av limtre som konstruksjonsmateriale. Forbindelsene besto av en bjelke, festet til en søyle, ved bruk av lange aksialbærende skruer. Det skilles mellom to typer testforbindelser, hvor kantavstanden fra skruer til bjelkekant er den variable parameteren. Tverrsnittdimensjoner og skruel plassering er bestemt i henhold til NS-EN 1995-1-1 (12) og NS-EN 1995-1-2 (13) og på bakgrunn av forbindelsens estimerte kapasitet.

Det henvises til Vedlegg 9 for beregninger og Vedlegg 10 for tegninger i forbindelse med utforming av testforbindelsene.

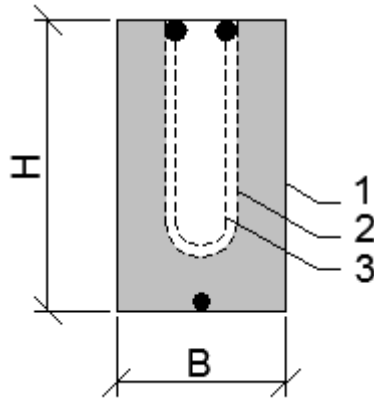
4.1.1 Limtre

Limtrebjelkene som ble benyttet i framstillingen av testforbindelsene ble produsert og levert av Moelven Limtre AS. Det ble benyttet limtre GL32c. Materialene ble fraktet til laboratoriet i to leveranser, hvor testforbindelse 1 og 2 ble framstilt av den første leveransen, og 3 og 4 av den andre materialleveransen.

Limtrebjelkens tverrsnittdimensjoner ble bestemt ut i fra minimumskrav til kantavstander for aksialbelastede skruer gitt i NS-EN 1995-1-2 (13), samt aktuell forkullingsdybde for limtre utsatt for et 60 minutters brannforløp. Det ble ikke valgt å ta hensyn til kantavstandene gitt i NS-EN 1995-1-1, da resultater fra tidligere undersøkelser (22) viser at lignende forbindelser hadde tilstrekkelig styrke uten å ta hensyn til disse. Istedenfor benyttes en kantavstand som tilsvarer den estimerte nominelle forkullingsdybden som vil oppstå etter et 60 minutters brannforløp.

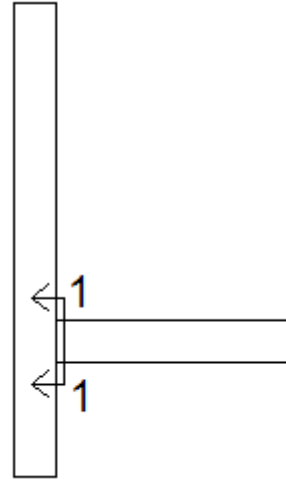
Figur 4.2 viser et oppriss av forbindelsen, med et snitt som er vist i Figur 4.1. Nødvendig kantavstand baserer seg på estimert forkullingsdybde på 49 millimeter og settes lik avstanden fra bjelkekant til ytterkant skruer. Forkullingsdybden baserer seg på en nominell forkullingsrate på 0,7mm/min for limtre og et brannforløp på 60 minutter, i tillegg til en sikkerhetsavstand hvor det antas at trevirkets styrkeegenskaper er neglisjerbare. Kantavstanden, a_1 , defineres som avstanden fra senter skruer til bjelkekant og en halv skruediameter må derfor legges til på siden av begge skruene. NS-EN 1995-1-2 stiller også krav til en minimumsavstand mellom senter av skruene i tverrsnittets bredderetning. Denne avstanden framgår av beregningsregler gitt i kapittel 3.3.1, og er 40 millimeter. For å kunne opprettholde sine lastbærende egenskaper gjennom et brannforløp på 60 minutt og samtidig

tilfredsstillende krav til kantavstander gitt i NS-EN 1995-1-2, må bjelken ha en minimumsbredde på 158 millimeter. Nærmeste standard tverrsnittsbredde er 165 millimeter, og denne ble derfor valgt ved utforming av testforbindelsen.



Figur 4.1: Snitt 1-1: Bjelketverrsnitt med tilhørende forkullingslinje. Figur: Privat.

- 1: Opprinnelig tverrsnitt
- 2: Forkullingsdybde
- 3: Senter skruer

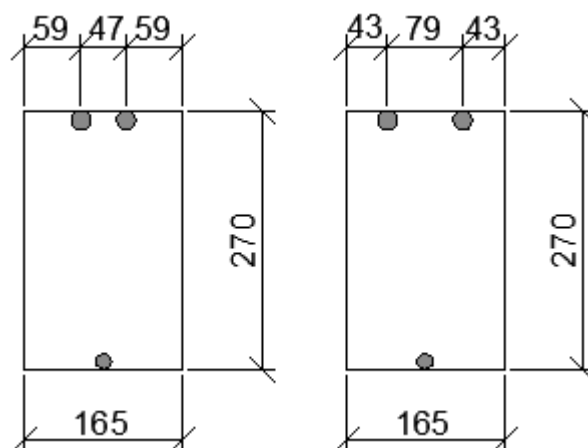


Figur 4.2: Oppriss av forbindelsen med snitt 1-1. Figur: Privat.

Testforbindelse 1 og 2 utføres med en kantavstand som baserer seg på beregnet forkullingsdybde med tillegg for en halv skruediameter, og er 59 millimeter. Testforbindelse 3 og 4 utføres med en kantavstand lik 2/3 av beregnet forkullingsdybde med tillegg for en halv skruediameter. Dette innebærer en kantavstand på 43 millimeter, målt fra senter skruer til bjelkekant. Figur 4.3 viser de to ulike skruelasseringene.

Det er valgt å se bort i fra kravet til kantavstanden, a_3 , ved overgangen mellom søylen og bjelken, da skruen som er plassert i dette området, ikke har lastbærende egenskaper. Skruelasseringen blir omtalt nærmere under punkt 4.1.2.

Hensikten med å teste forbindelsen med to ulike kantavstander, er å sjekke om knutepunktet har tilstrekkelig brannmotstand, også ved å anslå en mindre forkullingsdybde og dermed kortere kantavstand. Testene utføres for å få et bedre innblikk i gyldigheten bak formelen basert på nominell forkullingsrate. I den sammenheng har det vært ønskelig å undersøke om en utforming med mindre kantavstander kan opprettholde sine lastbærende egenskaper i 60 minutters brannforløp.



Figur 4.3: Bjelketverrsnitt med kantavstander mellom skruer og fra senter skruer til bjelkekant. Figur: privat.

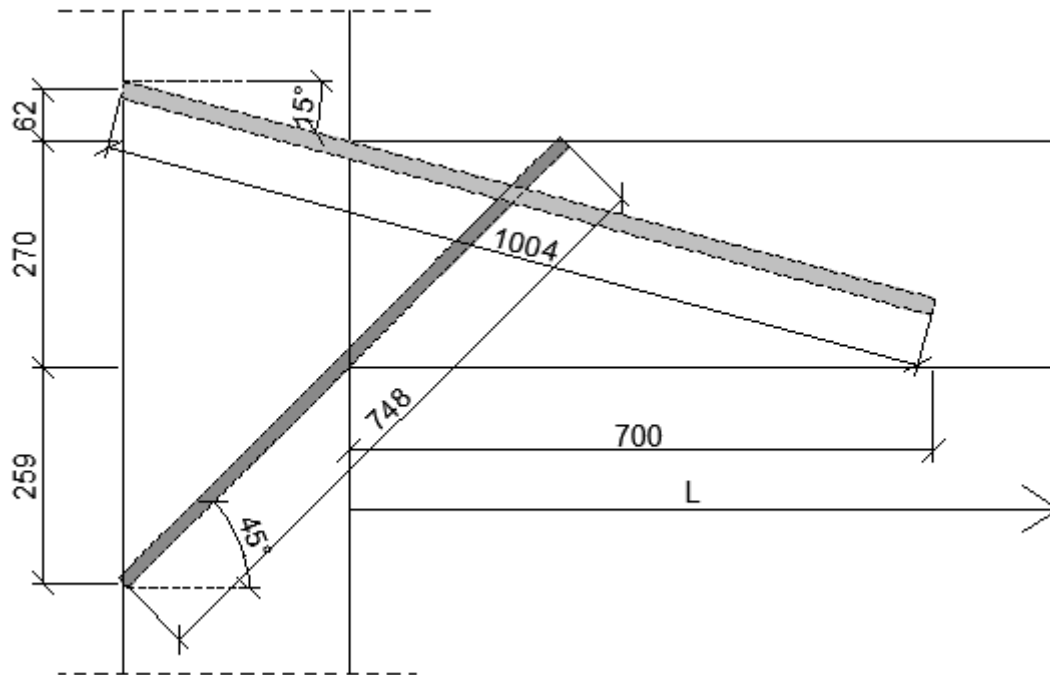
Det ble vurdert som hensiktsmessig å benytte samme tverrsnittsdimensjoner både ved utforming av bjelke og søyle. Fordelen med å benytte lik tverrsnittsbredde er at forbindelsen får en enkel utforming, i tillegg til at krav til kantavstander overholdes. Søylen høyde settes lik 3 meter, slik at det enkelt lar seg gjøre å påføre en motlast ved søyletopp, i tillegg til at en lang søyle vil redusere størrelsen på nødvendig motlast. Bjelkelengden ble satt til 1,5 meter. Med tanke på bjelkens stivhetsegenskaper vil en økt bjelkelengde ha stor betydning, og gi resultater som er mer sammenlignbare med en realistisk situasjon. Bjelken ble festet til søylen i en avstand 730 millimeter, målt fra bunnen av søylen til underkant bjelke. Bakgrunnen for denne avstanden omtales i kapittel 5.2.1 og begrenses i forhold til brannforsøk. Tabell 4.1 viser en oversikt over elementene i forbindelsen, med tilhørende tverrsnittsdimensjoner og lengdemål.

Tabell 4.1: Limtredimensjoner og bjelkelengder i referanseforsøk.

Element	Materiale	Tverrsnittsdimensjoner (mm)	Lengde (mm)
Bjelke	GL32c	165x270	1500
Søyle	GL32c	165x270	3000

4.1.2 Skruer

Skruene som ble benyttet for å sammenfeste limtrebjelkene var fremstilt av karbonstål med fasthetsklasse 8.8, og levert av SFS og SPAX. Figur 4.4 viser oppriss av limtreforbindelsen med plassering av skråstilte skruer. Bjelketverrsnittet med de to ulike skrueløsningene er vist i Figur 4.3. Tabell 4.2 viser en oversikt over antall skruer som ble bruk hver forbindelse, med tilhørende skruedimensjoner og lengder.



Figur 4.4: Oppriss av skruerforbindelse med skruer plassering. L er lengden av bjelken, som er på 1,5 meter. Figur: Privat.

Tabell 4.2: Oversikt over antall, skruedimensjoner og skruelengde per testforbindelse.

Ant.	Karakteristisk Strekkfasthet, f_{uk} (N/mm ²)	Diameter (mm)	Vinkel mellom skruerakse og treets fiberretning (°)	Effektiv skruelengde (mm)	Leverandør
2	800	20	15	1004	SFS
1	800	16	45	748	SPAX

Utfyllende produktinformasjon finnes på skruelieferandørenes hjemmesider (39, 40).

Vinkelen mellom skruerakse og treets fiberretning baserte seg på forsøk som ble utført på en lignende forbindelse i 2012 (22). Resultatene viste at de strekkpåkjennte skruene, med en vinkel på 15 grader mellom skruerakse og bjelkens fiberretning, var fordelmessig med tanke på at dette ga stor skruelengde og dermed en større uttrekkskapasitet. Den trykkpåkjennte skruen, som var festet med en vinkel på 45 grader på bjelkens fiberretning, hadde fordelen av å gi økt stivhet til forbindelsen. I tillegg hadde den som funksjon å redusere utbredelsen av en mulig skjærsprekk som kunne oppstå langs treets fiberretning på oversiden av bjelken. Effektiv skruelengde baserer seg på forholdet mellom bredde og høyde i bjelken, samt vinkel mellom skruerakse og treets fiberretning.

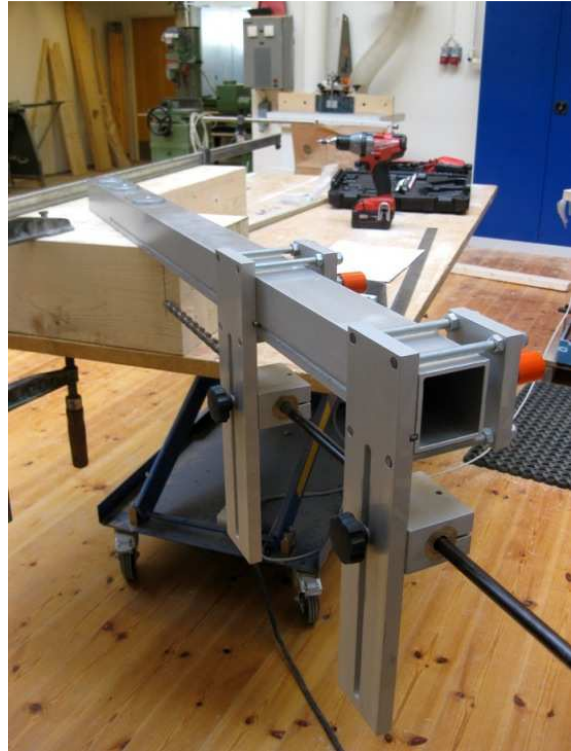
4.1.3 Produksjon av testforbindelser

Produksjon av testforbindelser stiller krav til nøyaktighet og utstyr, for at det skal være mulig å oppnå gyldige testresultat. Det er viktig at testforbindelsene utformes på lik måte slik at testene blir sammenlignbare. Før produksjonen starter, kappes alle elementene i ønskelige lengder, veies og lagres deretter i et klimarom med en temperatur på 20 grader celsius og relativ fuktighet på 64 prosent. En stabil vekt, tilsier at elementene er klimatisert.

I dette kapitlet er det gitt en kort oppsummering over produksjonsmetoden som ble utført på testforbindelsene. Det henvises til Vedlegg 1 for bildeillustrasjon og tilhørende framgangsmetode i forbindelse med produksjon av testforbindelsene.

Det anbefales å montere limtreelementene liggende på et heve- og senkebord. Dermed er det lett å justere bordets høyde ved forboring og innskruing av skruene. For å unngå at testforbindelsen forskyver seg ved produksjon, må bordet stå på en fast plass på gulvet, samtidig som limtreelementene festes fast i bordplaten ved hjelp av skruetvinger. I tillegg anbefales det å benytte tre skruetvinger for å feste sammen bjelken med søylen. Disse hindrer at det kan oppstå en åpning mellom bjelkeende og søylekant, når skruene skal skrues inn i treet. Skrueløsningene merkes opp på bjelken og søylen ved hjelp av vinkel.

NS-EN 1995-1-1 stiller krav til forboring for alle skruer i hardved og bartrevirke med diameter større enn 6 millimeter (12). Til forboring og innfesting av skruer benyttes skrumaskinen BOSCH GBM 32-4. Det anbefales at maskinen ligger på siden på et rullebord, som kan forflyttes underveis i boringen. Forboringen utføres ved hjelp av en vinkel, som monteres fast i limtresøylen. Denne monteres over opptegnet strek hvor skruen skal gå. Vinkelen er utstyrt med to opplager, hvor boret kan føres i gjennom. Dette gjør at boret blir justert med ønskelig vinkel inn i treet. Det er mulig å justere opplagrene til vinkelen, noe som gjør det enkelt å forbore begge hullene på bjelkens strekkside, uten å flytte vinkelen. Monteringen av vinkel og boremaskin er vist i Figur 4.5.



Figur 4.5: Bildet viser montering av vinkel og bor på limtreforbindelsen. Foto: Privat.

Først forbores det ved bruk av et spesielt luftbor, som fører sagspon ut av skruerhullet ved hjelp av lufttrykk. Boret har en diameter på 12 millimeter. Anbefalt forboring med en hastighet opp til 740 omdreininger i minuttet. For skruene med diameter 20 millimeter stilles det krav til forboring på 15-16 millimeter i diameter. Dette ble utført ved først å forbore med en diameter på 12 millimeter, for så å forbore med en diameter på 15 millimeter. Det er viktig å påse at borspon trekkes ut av hullet, slik at boret unngår å sette seg fast i treet. Her anbefales en hastighet på 210 omdreininger i minuttet. Det anbefales å forbore alle hull, før skruene skrues inn. På denne måten unngås hendelser hvor boret kan komme i kontakt med skruene og bli ødelagt.

Tilslutt blir skruene skrudd inn i treet, på frihånd, som vist i Figur 4.6. Det anbefales å slipe skruens ende til en spiss, slik at den lettere får feste. En hastighet på 210 omdreininger i minuttet er tilfredsstillende for innskruing. Grunnen til at det anbefales en lavere hastighet ved forboring med trebor og innskruing er at ved begge metodene graver boret og skruen seg inn i trevirket, og det trengs minimale krefter for å føre boret og skruen gjennom. For å sikre nøyaktighet anbefales bruk av vater for å kontrollere at bor og skruer føres inn i trevirke i riktig vinkel i forhold til limtreforbindelsen. For skruen med en diameter på 16 millimeter, benyttes en vanlig "kopp" tilpasset skruhodet. Skruene på 20 millimeter skrues inn i treet ved bruk av et spesialverktøy som skrues inn på skruen før det festes i skrumaskinen.

Etter at skruene ble skrudd inn, ble skruenes ender kappet med en vinkelsliper slik at de fluktet med bjelkekanten. I perioden fram til forbindelsene ble testet ble limtreelementene lagret i et klimarom for å unngå at trevirket skulde tørke ut og dermed spreke opp.




Figur 4.6: Bildet viser innskruing av skruer. Skrumaskinen ligger på et rullebord til høyre i bildet. Foto: Privat.

4.1.4 Observasjoner ved produksjon av referanseforbindelser

Dette kapitlet gir en kort oversikt over de viktigste observasjonene som ble gjort under produksjonen av referanseforbindelsene. En oppsummering av produksjonsavvik, med tilhørende figur av skruer plasseringen, er gitt i Tabell 4.3. Tverrsnittet av bjelken er sett fra bjelkens ende og inn på skruene. De to skruene plassert i det strekkpåkjennte området av bjelketverrsnittet, omtales som skruer øst (Ø) og skruer vest (V). Skruen plassert i den trykkpåkjennte delen av bjelketverrsnittet omtales som skruer sør (S).

Den henvises til Vedlegg 1 for en fullstendig oversikt over observasjoner som ble gjort i forbindelse med produksjonsfasen.

Tabell 4.3: Oppsummering av produksjonsavvik for testforbindelse 1-4.

	Åpning mellom bjelke/søyle (mm)		Synlig skruer ved overgang bjelke/søyle			Avvik ved skruende (mm)		
	Test	Trykkside	Strekkside	V	Ø	S	V	Ø
1	3	-	x			7	-	-
2	-	-	x	x		-	-	-
3	-	-				-	-	-
4	-	-			x	-	-	-

Testforbindelse 1

Testforbindelse 1 ble satt sammen ved at det først ble forboret hull til skruer sør, før denne ble skrudd inn. Deretter ble det forboret hull til skruer øst og vest. Ved forboringen av det ene hullet kom boret i kontakt med skruer sør. Dette var trolig et resultat av at boret hadde truffet en kvist inne i trematerialet, og dermed vridde seg ut mot den ene siden. Det ble gjort en vurdering som førte til at det da ble forboret fra den andre siden til de to hullene tilslutt møttes. Resultatet av dette ble at skruen kom ut noe skjevt i forhold til hvor det ble forboret første gang. Testforbindelsen ble likevel vurdert gyldig, men det må tas hensyn til dette ved vurdering av testresultatene til denne forbindelsen.

Under produksjon av testforbindelse 1, ble det observert en åpning på 3 millimeter i innfestingen mellom søyle og bjelke. Åpningen ble lokalisert på bjelkens trykkside, og oppsto som følge av at skruer vest presset elementene fra hverandre. Åpningen ble ikke vurdert å være noe problem, da lasten som påføres under testingen, vil presse elementene sammen igjen.

Testforbindelse 2

Ved innskruing av skruer øst og vest i testforbindelse 2, kom begge skruene til syne ved overgangen mellom bjelken og søylen. Det ble ikke observert noe avvik i skruenes plassering i bjelken eller søylen.

Testforbindelse 3

Det ble ikke observert nevneverdige avvik i produksjonen av testforbindelse 3.

Testforbindelse 4

Skruer sør kom så vidt til syne i overgangen søyle/bjelke, mens ved innskruingen av skruer øst og vest ble trefiber presset litt ut. Skruer sør kom ut av bjelkens overside på opptegnet strek.

4.1.5 Modifisering av produksjonsmetode

Det vil være nødvendig å utforme en produksjonsmetode som forenkler sammenkoblingen av knutepunktet, ved bruk av knutepunktet i høye trehus. En mulig løsning vil være å forbore alle skruer på fabrikk og skru inn skruer i det ene elementet som skal sammenkobles. Deretter kan elementene kobles raskt på byggeplass, ved at skruen skrues gjennom tilhørende element. Det blir også nødvendig med en skrumaskin som takler innskruingen på byggeplass, uten å føre til unødvendig belastning av anleggsarbeiderne.

4.2 Beskrivelse av testsystem

Dette kapitlet gir en oversikt over testsystemet som ble benyttet i forbindelse med gjennomføringen av referanseforsøkene. Testsystemet inkluderer beskrivelse av lastmaskin og nødvendig avstivning i forbindelse med forsøkene. Detaljerte og målsatte tegninger av testsystem er vist i Vedlegg 10. Det henvises til Vedlegg 5 for bildedokumentasjon.

4.2.1 Hydraulisk jekk

Lasten ble påført testforbindelsene gjennom en hydraulisk jekk som er vist i Figur 4.7. Jekken var dimensjonert til å tåle en maksimal belastning på 10 tonn. En leddet opplagring av jekken ved stålbjelken som spente mellom to stålsøyler, gjorde at den var fri til å følge bjelkens forskyvning. NS-ISO 6891 (41) stiller krav til at utstyret som blir benyttet til lastpåføring skal sikre at eksentrisitet og vridning ikke skal ha noen innflytelse på målingene. For å oppfylle dette kravet ble det montert avstivende armer på hver side av lastjekken. Disse er festet til stålbjelken som spenner foran jekken. Dersom en av skruene skulle ryke før den andre, ville bjelken på denne måten være låst mot sideveis forskyvning.

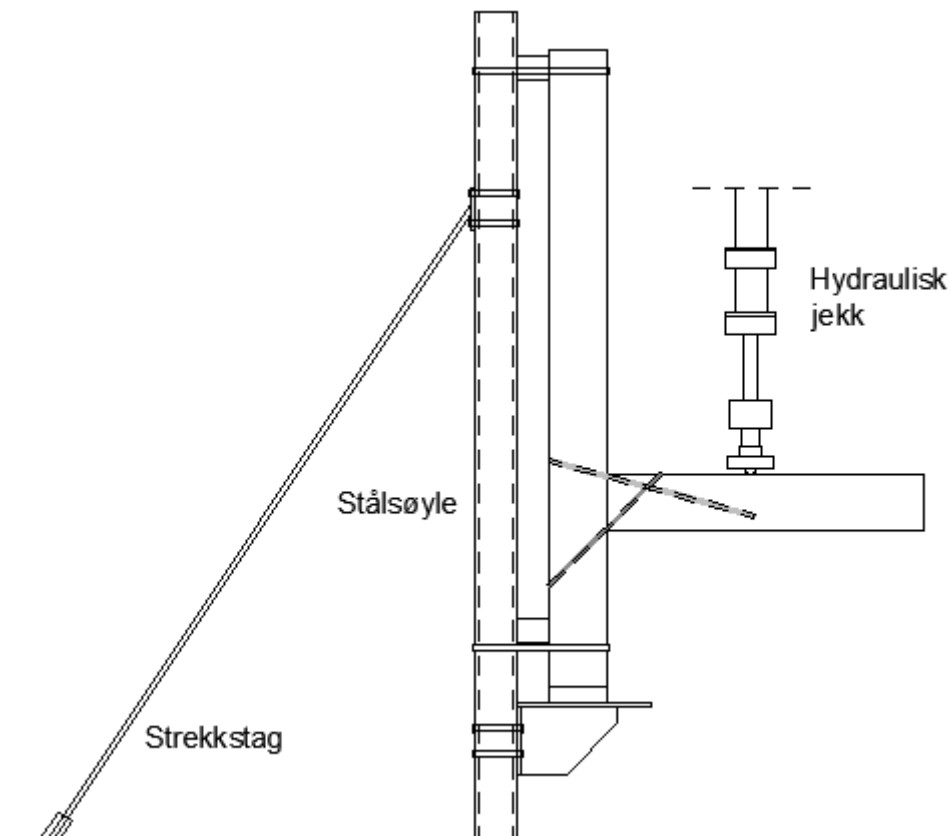
Jekkens oppleggsflate ble utformet som en halvmåne, plassert på tvers av bjelkens lengdeakse. Denne utformingen ble valgt for å oppnå et konsentrert lastangrepspunkt. Halvmånen var utformet i konstruksjonsstål og hadde en diameter i horisontal retning på 55 millimeter og en radius i vertikal retning på 25 millimeter. Det ble tatt hensyn til sammentrykning av treet under punktlasten ved montering av forskyvningsmålere.



Figur 4.7: Bildet viser utformingen av den hydrauliske jekken som ble bruk for lastpåføring. Foto: Privat.

4.2.2 Avstivningssystem

For å sikre konstruksjonens stabilitet, ble limtresøylen montert fast i en fastmontert stålsøyle utformet med H-profil. Søylen ble festet sammen ved bruk av lasker i toppen og bunnen av søylen. Limtresøylen ble plassert på en stålvinde som var montert fast i stålsøylen. Et strekkstag ble festet i stålsøylen og forankret ned i gulvet bak søylen. Staget fungerte som en motlast og var ment å motvike forskyvning av testforbindelsen som følge av påkjent punklast. I tillegg ble det festet et strekkstag på hver side av stålsøylen, for å hindre sideveis forskyvning. En prinsippskisse av testsystemet, sett fra siden, er vist i Figur 4.8. Avstivende sidestag framgår ikke av figuren.



Figur 4.8: Viser en prinsippskisse av ferdig montert limtreforbindelse påkjent last.
Figur: Privat.

4.3 Testprosedyre

Referanseforsøkernes testprosedyre starter med å gi en oversikt over de ulike testene med tilhørende variable parameter. Deretter gis det en oversikt over lastprosedyren som ble fulgt og de måleinstrumentene som ble benyttet i forsøkene. Siste del av kapitlet inneholder en kort beskrivelse av framgangsmetode tilknyttet gjennomføringen av forsøkene.

I forbindelse med gjennomføringen av forsøkene stilles det krav til at treet tilstand og fuktinnhold skal dokumenteres (41). Tilstandsvurdering av treet ble omtalt i kapittel 4.1.4, mens prosedyren for gjennomføring av fukt- og densitetsmålinger er beskrevet i Vedlegg 6. Fukt- og densitetsmålingene ble utført på to testforbindelser fra ulik materialleveranse, henholdsvis test 2 og 4. Dette ble gjort for å sjekke om målingene samsvarte.

4.3.1 Testoversikt

Det ble gjennomført totalt fire referanseforsøk, hvor test 1 og 2 hadde kantavstander på 59 millimeter og ble framstilt av den første materialleveransen, og test 3 og 4 hadde kantavstander på 43 millimeter og ble framstilt av den andre materialleveransen. Alle testene ble kjørt til brudd. Forsøkene ble gjennomført i Materialteknisk Laboratorium ved NTNU i Trondheim. Tabell 4.4 viser en oversikt over testene og når disse ble gjennomført.

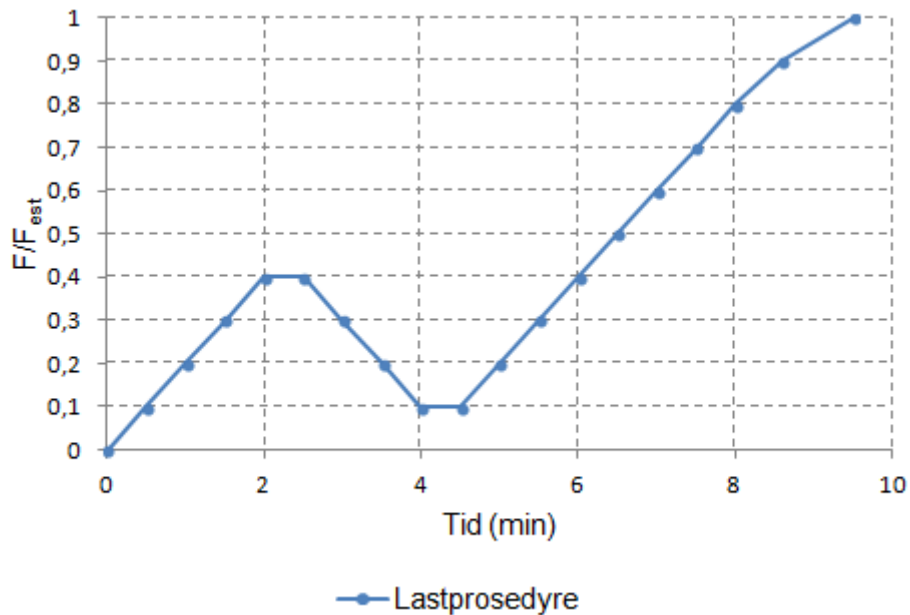
Tabell 4.4: Testoversikt over referanseforsøk.

Test	Dato for gjennomføring av forsøk	Kantavstand (mm)	Materialleveranse
1	19. april 2013	59	1
2	22. april 2013	59	1
3	13. mai 2013	43	2
4	14. mai 2013	43	2

Det henvises til Vedlegg 2 for komplett testoversikt. Oversikten samler opplysninger både fra referanse- og brannforsøk.

4.3.2 Lastprosedyre

Påføring av last i forbindelse med referanseforsøkene fulgte prosedyren beskrevet i NS-ISO 6891 (41) og som vist i Figur 4.9. Lasten ble påført opp til 40 prosent av maksimal last, hvor lasten deretter ble holdt i 30 sekund. Videre ble lasten redusert til 10 prosent av maksimal last, og opprettholdt i 30 sekund, før lasten ble økt inntil forbindelsene gikk til brudd. Standarden stiller krav til at maksimal last skal være hentet fra tester utført på lignede forbindelser eller fra beregninger utført i forkant av testingen. I pålasting ble det i denne sammenheng tatt utgangspunkt i estimert last.



Figur 4.9: Lastprosedyre for påført punktlast. Diagram: gjenngett fra ISO 6891.

Pålastningshastighet = 0,04 mm/sek

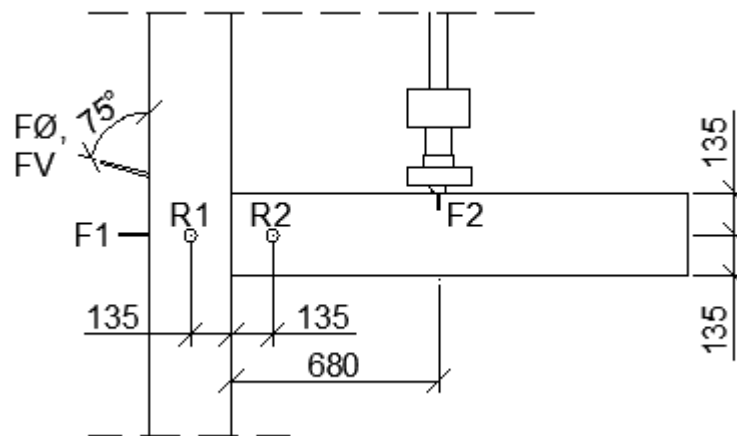
I området under $0,7 F_{est}$ skal det benyttes en konstant pålastningshastighet som tilsvarer $0,2 F_{est}$ per minutt ± 25 prosent. Når 70 prosent av maksimal estimert last er nådd, skal pålastningshastigheten ha en verdi som gjør at brudd inntreffer i løpet av en tilleggstid på 3 til 5 minutt. Total testtid vil dermed befinne seg i området mellom 10 til 15 minutt. Lasten skal korrigeres dersom det er et avvik på mer enn 20 prosent, mellom maksimal last ved gjennomføring av test og estimert verdi (41). Etter gjennomføringen av den første testen ble pålastningshastighet justert og satt til 0,04 millimeter i sekundet for de resterende testene. Lastprosedyren for referanseforsøkene er vist og kommentert ytterligere under testresultatene presentert i kapittel 4.4.1.

4.3.3 Måleinstrument

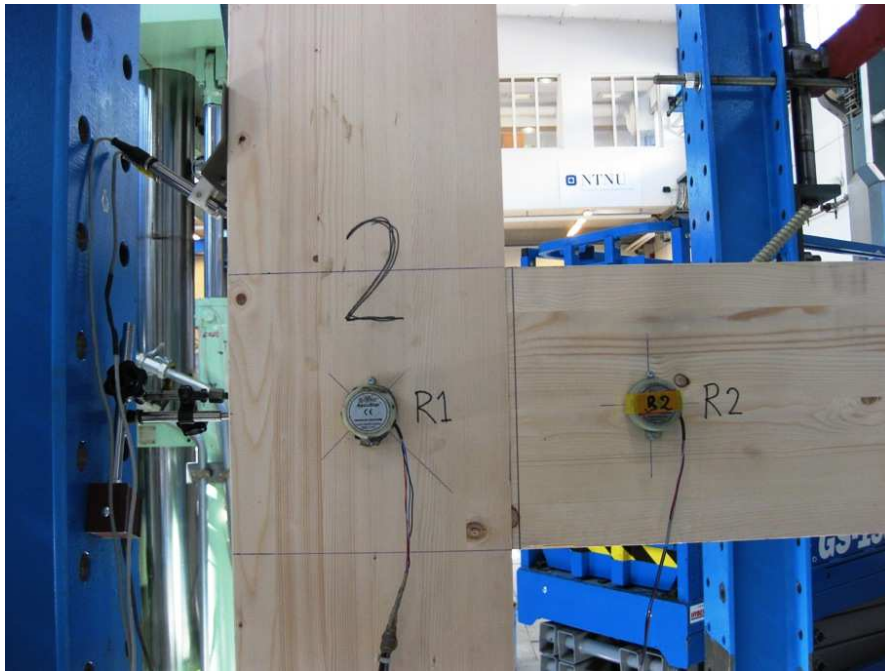
Tabell 4.5 gir en oversikt over måleinstrumenter som ble benyttet i gjennomføringen av forsøkene. Et loggsystem ble benyttet for å registrere alle relevante måledata. Eventuelle forskyvninger av søylen og bjelken før teststart ble også registret. En oversikt over passeringen av måleinstrument er vist på Figur 4.10. I tillegg viser Figur 4.11, Figur 4.12, Figur 4.13, Figur 4.14 detaljerte bilder av hvert måleinstrument.

Tabell 4.5: Oversikt over antall og utplassering av måleinstrument til referanseforsøk

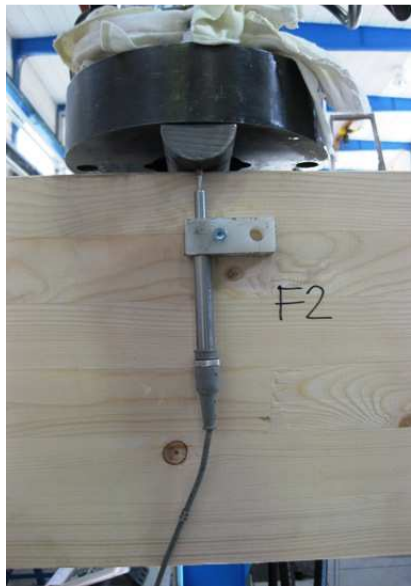
Navn	Måling	Plassering
F1	Forskyvning/utbøyning av søyle	I krysningspunkt mellom bjelken og søylens senterlinje (på søylens bakside)
F2	Forskyvning/knusning av bjelkens overflate	I bjelkens langside under jekkens lastangrepspunkt
R1	Rotasjon søyle	I krysningspunktet mellom bjelken og søylens senterlinje (på søylens sidekant)
R2	Rotasjon bjelke	På bjelkens senterlinje, i en avstand 135 millimeter fra overgang bjelke/søyle
FV	Forskyvning/uttrekk	På enden av skruer øst
FØ	Forskyvning/uttrekk	På enden av skruer vest
Jekk	Last, forskyvning	På jekken



Figur 4.10: Plassering av forskyvnings- og rotasjonsmålere. Figur: Privat.



Figur 4.11: Plassering av forskyvning- og rotasjonsmålere. Foto: Privat.



Figur 4.12: Forskyvningsmåler F2 måler sammenpressningen av bjelken under punktlasten. Foto: Privat.



Figur 4.13: Forskyvningsmåler F1 måler utbøyningen av søylen. Foto: Privat.



Figur 4.14: Forskyvningsmålere plassert ved skruendene i søylen. Forskyvningsmåler med navn V ble plassert ved skruen øst, og omvendt. Foto: Privat.

4.3.4 Framgangsmetode

Framgangsmetoden bak gjennomføringen av testforbindelsene er beskrevet i kronologisk rekkefølge i form av stikkordene under.

- Fastmontering og avstivning av testforbindelse i laboratoriet.
- Montering av forskyvnings- og rotasjonsmålere.
- Sentrering av jekken over lastangrepspunktet.
- Påføring av last i henhold til NS-ISO 6891 (41), hvor lastpåføringen ble avsluttet noen minutter etter at bruddet hadde inntruffet.
- Etter at forbindelsen hadde nådd maksimal kapasitet, fortsatte påføringen av last. Dette for å observere oppførselen til forbindelsen etter at den hadde gått til brudd.
- Registrering av deformasjoner.
- Etter at testen var avsluttet, ble forskyvnings- og rotasjonsmålere demontert, før testforbindelsen ble flyttet inn på klimarommet igjen.
- Fukt- og densitetsmålinger.

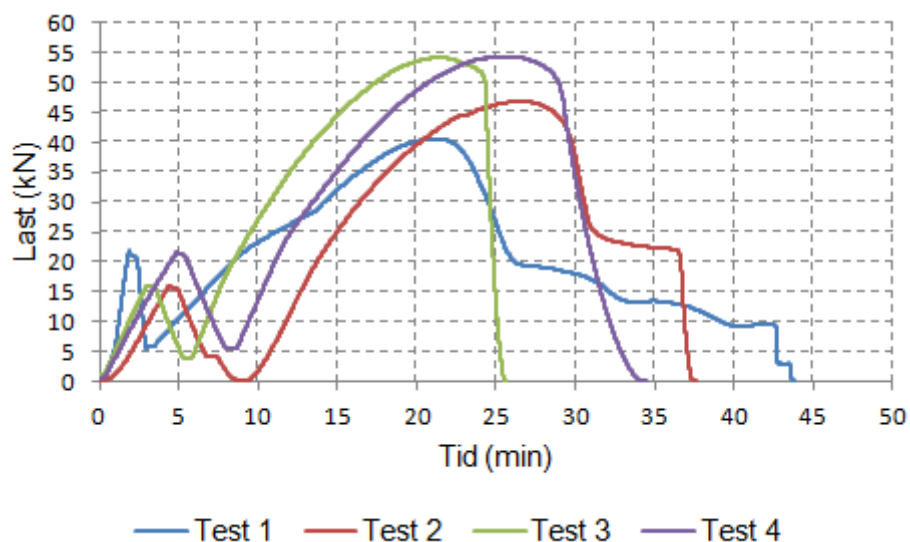
4.4 Testresultater

Testresultater fra referanseforsøkene omfatter grafisk fremstilling av forbindelsenes lastprosedyre, forskyvning og rotasjon gjennom hele testforløpet. Under hvert diagram følger tilhørende tabell som oppsummerer målte verdier ved maksimal påkjent last. Dette kapitlet inneholder bearbejdede resultater, hvor det underveis i kapitlet er valgt å henvise til vedlegg. Vedlegget inneholder framgangsmetode for framstilling av bearbejdede resultater. Uregelmessige målinger og uklarheter ved resultatene er kommentert.

Det henvises til Vedlegg 3 for resultater som er fremstilt direkte fra loggdata og som ikke er vist i dette kapitlet. Loggfiler tilknyttet referanseforsøkene finnes på vedlagt CD. Det henvises til Vedlegg 5 for bildedokumentasjon.

4.4.1 Lastprosedyre og maksimal last

Figur 4.15 viser lastprosedyren, fremstilt som funksjon av tid, for referansetest 1-4. En oversikt over maksimal registret last og tiden det tok før testforbindelsene gikk til brudd, er gitt i Tabell 4.6. Testene gikk til brudd, da forbindelsene ikke lenger klarte å opprettholde lasten.



Figur 4.15: Lastprosedyre for referansetest 1-4.

Tabell 4.6: Oppsummering av referanseforbindelsenes maksimale kapasitet.

Test	Maksimal last (kN)	Tiden ved brudd (min)
1	40,6	21,2
2	46,9	26,6
3	54,2	21,6
4	54,4	26,0

Under gjennomføringen av den første testforbindelsen, ble det tatt utgangspunkt i en maksimal estimert last på 67 kilonewton. Denne lasten representerte den kapasiteten som var beregnet ved gjennomføringen av testene, og ble senere oppdatert. I forbindelse med maksimal oppnådd last i laboratoriet, på 40 kilonewton, tilsvarte dette et avvik på 40,3 prosent i forhold til estimert last. Som omtalt i kapittel 4.3.2, stilles det krav til lastkorrigering dersom avviket er større enn 20 prosent. Ved gjennomføringen av test 2 og 3 ble det derfor tatt utgangspunkt i en maksimallast på 40 kilonewton. Da test 3 viste seg å tåle en maksimallast på 54 kilonewton, altså 35 prosent mer enn test 2, ble det gjort en ny korrigering i forhold til lastprosedyren i test 4. Ved gjennomføringen av test 4 ble det derfor tatt utgangspunkt i en maksimallast på 54 kilonewton. Tabell 4.7 gir en oversikt over lastverdiene som ble benyttet i forbindelse med testenenes lastprosedyre.

Tabell 4.7: Lastprosedyre.

Prosentdel av maksimal last (%)	Last (kN)		
	Test 1	Test 2-3	Test 4
40	27	16	21,6
10	6,76	4	5,4

Basert på maksimal estimert last, ble test 1 gjennomført med en pålastingshastighet på 0,2 millimeter i sekundet i perioden fram til en pålasting med 10 prosent av estimert last. Siste del av testen ble gjennomført med en redusert hastighet på 0,02 millimeter i sekundet. Avlastningsfasen ble gjennomført med en avlastningshastighet på 0,04 millimeter i sekundet. Med bakgrunn i resultatene fra test 1, ble det besluttet å benytte en hastighet på 0,04 millimeter i sekundet. Denne pålastningshastigheten ble dermed benyttet ved gjennomføringen av de resterende referansetestene. Tabell 4.8 gir en samlet oversikt over pålastningshastighetene som ble benyttet ved gjennomføringen av test 1-4.

Tabell 4.8: Pålastningshastighet.

Prosentdel av maksimal last (%)	Pålastningshastighet (mm/sek)			
	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4
0-40	0,2	0,04	0,04	0,04
40-10	0,2	0,04	0,04	0,04
10-100	0,02	0,04	0,04	0,04

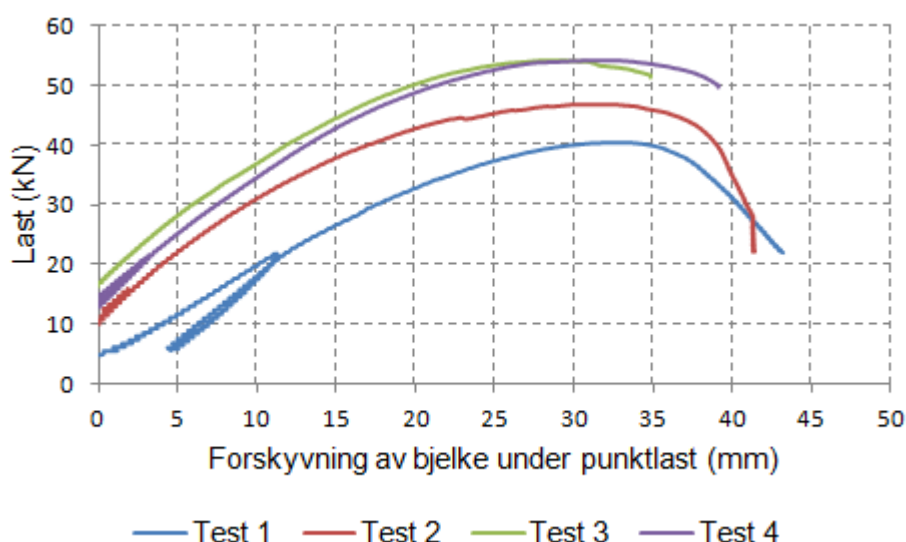
Lastprosedyren til test 2 skiller seg fra de andre lastprosedyrene, da grafen viser en total avlastning etter den første pålastningsfasen. Bakgrunnen for forskjellen er at det ble gjennomført et sett med impulsmålinger etter forhåndsbelastning av knutepunktet. I test 1 ble impulsmålingene gjort før bjelken ble pålastet, mens tilsvarende svingningsmålinger ble utført på test 3 og 4 i forveien av kapasitetstestene. Disse testene er omtalt nærmere i kapittel 6.3 og 0.

4.4.2 Forskyvning

I referanseforsøkene ble det gjennomført ulike forskyvningsmålinger. I tillegg til forskyvning av lastjekk, ble det montert forskyvningsmålere som registrerte søylens utbøyning ved innfestingen til bjelken, samt hvor mye jekken presset seg ned og knuste treet på bjelkens overside. Framstilling av direkte måleresultat i forbindelse med disse forskyvningene er vist i Vedlegg 3.

Det ble foretatt en bearbeiding av testresultatene for å framstille forskyvning av bjelken. Denne ble framstilt ved å ta utgangspunkt i forskyvning av jekken, knusning av bjelkens overflate og forskyvningsbidraget fra søylens utbøyning ble trukket fra målingene. Formel for beregning av bjelkens forskyvning er vist i Vedlegg 7. Beregninger for fremstilling av forskyvningsgrafen finnes på vedlagt CD.

Figur 4.16 viser bjelkens forskyvningsgrafer for test 1 til 4, i området under påkjent punktlast, hvor forskyvningen er målt fra oversiden av bjelken. Tabell 4.9 gir en oversikt over forskyvningsverdier tilknyttet beregning av bjelkens forskyvning.



Figur 4.16: Forskyvning av limtrebjelken under punktlast.

Tabell 4.9: Oppsummering av forskyvning og rotasjon for test 1-4, ved maksimal påkjent last.

Test	Forskyvning jekk (mm)	Utbøyning søyle (mm)	Rotasjon søyle (°)	Knusning bjelke (mm)	Forskyvning av bjelke (mm)
1	43,5	2,4	0,4	4,9	32,9
2	43,3	2,7	0,5	7,0	31,5
3	39,9	3,6	0,7	6,3	29,1
4	46,4	3,5	0,7	10,0	32,2

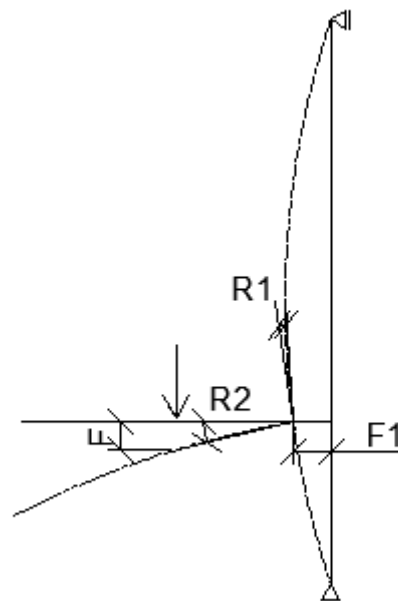
Grafene som er fremstilt i Figur 4.16 viser at forskyvning av alle bjelkene først inntraff ved en belastning over 5 kilonewton. Dette er et resultat av at den første tiden av pålastningsfasen gikk med til utbøyning av søylen og sammenpressing av bjelkens overflate under

punktlasten. I tillegg har alle testene har et lite sprang i grafene, noe som indikerer pålastningsfasen. Dette spranget kommer tydelig fram for test 1, da pålastningsfasen for de andre testene oppsto før bjelken begynte å forskyve seg.

Testforbindelsens forskyvningsform under testing i laboratoriet er vist i Figur 4.17. En tilsvarende skisse av forbindelsens forskyvningsform med tilhørende forskyvninger og rotasjoner i vist i Figur 4.18. Forskyvningsformen som er vist på skissen er overdrevet, slik at forskyvninger og rotasjoner framgår tydelig av figuren. Forskyvningen, F , omfatter her forskyvning av jekk, knusning under punktlast og forskyvningsbidrag fra søylens utbøyning.



Figur 4.17: Bildet viser forskyvningen av bjelken ved maskimal last i test 1. Foto: Privat.



Figur 4.18: Skisse av forbindelsens statiske system og forskyvningsform. Tilhørende forskyvninger, F og $F1$, og rotasjoner, $R1$ og $R2$, er vist på figuren. Figur: Privat.

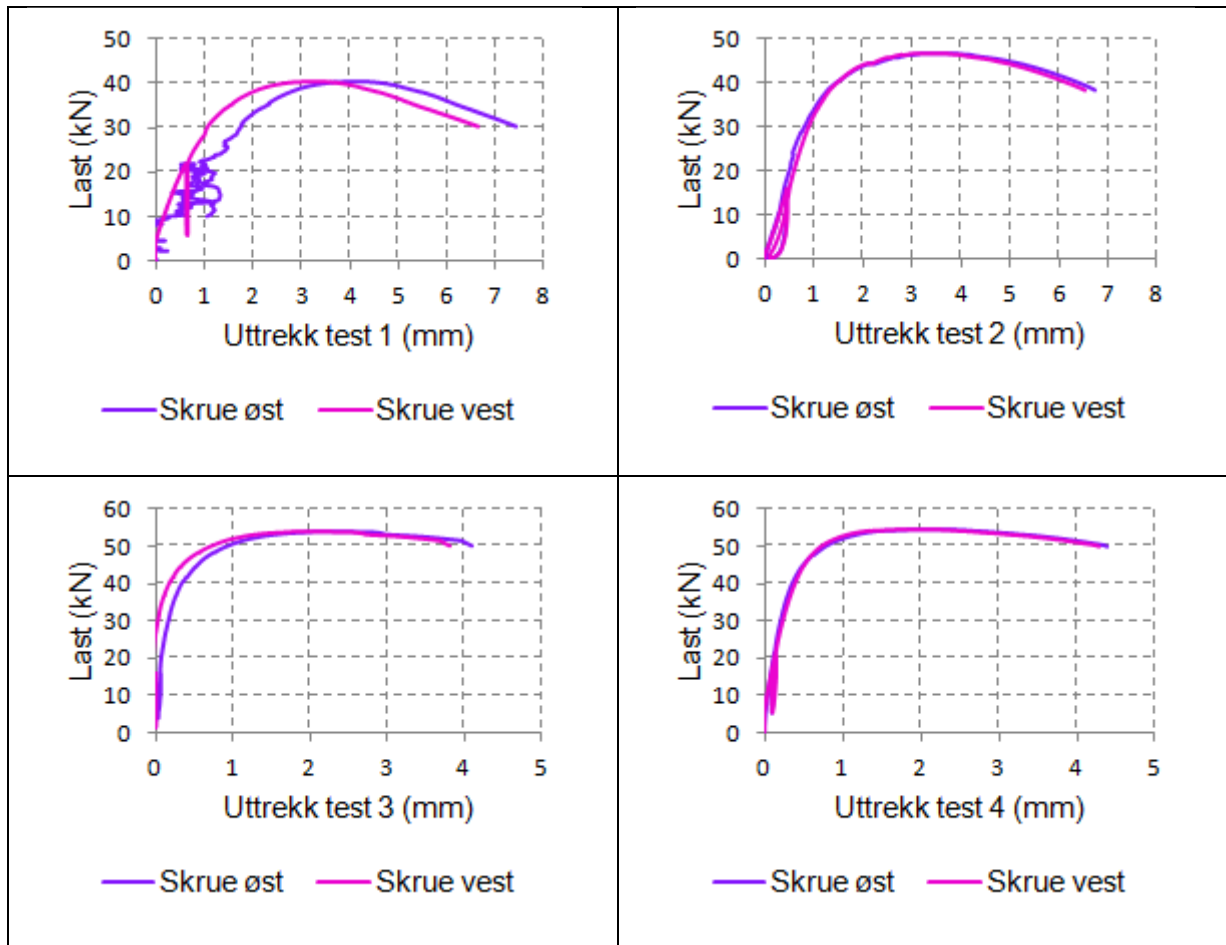
Under gjennomføringen av referansetestene ble det, som tidligere nevnt, benyttet en lastflate utformet som en halvmåne. Dette førte til at oppleggsflaten til jekken ble presset ned i trevirke på bjelkens overside. Figur 4.19 viser et bilde av en sammentykt bjelkeoverflate etter gjennomføringen av test 1. En forskyvningsmåler, som var festet på bjelken, registrerte denne sammenpressingen, og resultatene av disse målingene er fremstilt i samme vedlegg som resultatene fra forskyvning av jekk og søyle.



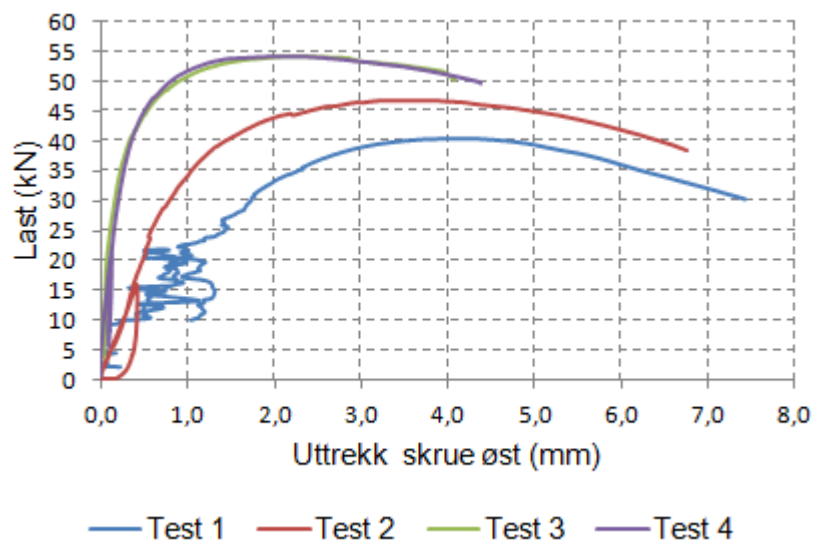
Figur 4.19: Bildet viser sammentrykning av bjelkens overside for test 1, som følge av påkjent punktlast. Foto: Privat.

4.4.3 Uttrekk av skruer

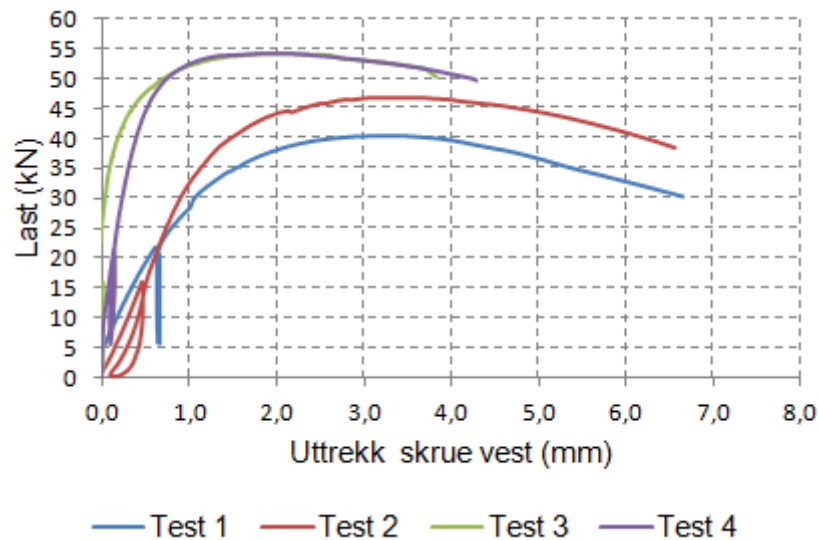
Forskyvningen eller uttrekningen av skruene i bjelkens strekkside, ble registret ved forskyvningsmålere plassert ved enden av hver skrue. Testresultater, fremstilt i Figur 4.20, viser sammenhengen mellom uttrekk av begge skruene under hver enkelt test. Det henvises til Vedlegg 3 for forstørrede diagram. Figur 4.21 og Figur 4.22 samler testresultater for skrue øst og vest i to diagram, og viser sammenhengene mellom registrert uttrekk for alle testene. Uttreksverdier for skruene ved maksimal last er oppsummert i Tabell 4.10.



Figur 4.20: Uttrekk av skruer øst og vest for test 1-4.



Figur 4.21: Uttrekk av skruer øst for test 1-4.



Figur 4.22: Uttrekk av skruer vest for test 1-4.

Grafen, som er vist i Figur 4.21, viser uregelmessige målinger i staten av test 1. Det kan tyde på at forskyvningsmåleren kan ha løsnet under første del av pålastningen. Selv om grafen begynner å følge en jevn kurve ved 27 kilonewton, og denne kurven har lik utforming som for skruer vest, ligger det stor usikkerhet i om målingene som registrerte uttrekk for skruer øst kan regnes å være pålitelige.

Grafen som beskriver uttrekk av skruer øst og vest for test 3 og 4 er overlappende i store deler av den grafiske framstillingen.

Tabell 4.10: Registrerte forskyvningsverdier for skruer øst og vest ved maksimal last.

Test	Uttrekk skruer (mm)	
	Øst	Vest
1	4,42	3,55
2	3,57	3,40
3	2,36	2,09
4	4,66	4,61

Ved maksimal last, viser testresultatene som er oppsummert i Tabell 4.10, at skruendeenden hadde forskjøvet seg inn i søylen med 2,36 til 4,66 millimeter for skruer øst og med 2,09-4,61 millimeter for skruer vest.

Bildet som er vist i Figur 4.23 viser hvordan skruene har blitt trukket ut av søylen og revet av trefiber i limtresøylen. Dette omtales nærmere i evaluering av testresultatene.

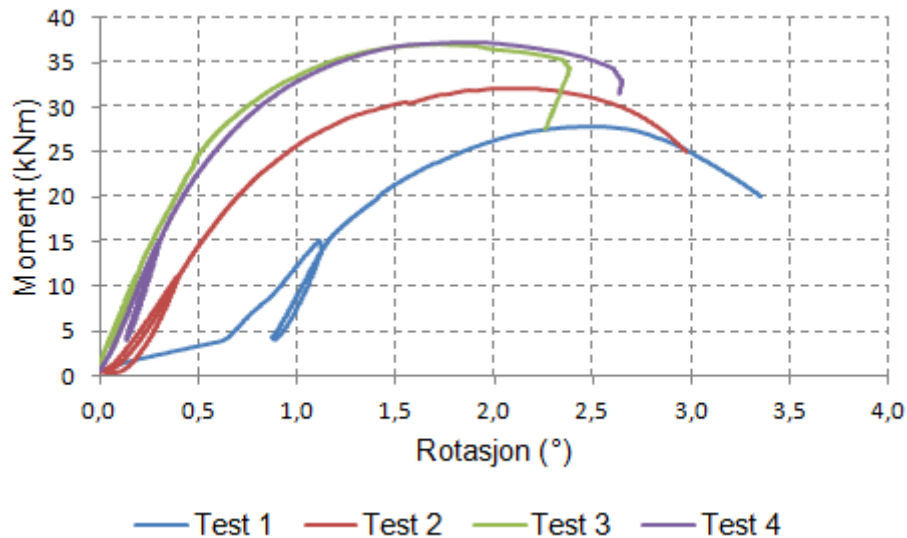


Figur 4.23: Bildet er tatt ovenfra, noen minutter etter at testforbindelse 2 allerede var gått til brudd. Bildet viser tydelige tegn til at skruene har forflyttet seg i forhold til treet. Foto: Privat.

4.4.4 Rotasjon

Under gjennomføringen av referansetestene ble det utført rotasjonsmålinger på søylen og bjelken i nærheten av knutepunktet. Rotasjonen som ble målt på bjelken var et resultat av påført punktlast og rotasjon av søylen. Bearbejdede resultater, vist i Figur 4.24, framstiller rotasjonen av bjelken, hvor det er sett bort i fra rotasjonsbidraget som kommer av søylens utbøyning. Rotasjonen er framstilt som funksjon av beregnet moment som oppsto i innspenningen mellom bjelken og søylen. En oppsummering av rotasjoner og tilhørende moment ved maksimalt last er gitt i Tabell 4.11.

Det henvises til Vedlegg 7 med formeler for beregning av bjelkens rotasjon og moment i knutepunktet. Detaljerte utregninger og grafisk framstilling finnes på vedlagt CD. For grafisk framstilling av rotasjoner som ble målt på søylen og bjelken under påkjent last henvises det til Vedlegg 3.



Figur 4.24: Rotasjon av bjelke.

Tabell 4.11: Oppsummering av rotasjoner ved maksimalt moment.

Test	Rotasjon målt på bjelken i punkt R2 (°)	Rotasjon målt på søylen i punkt R1 (°)	Rotasjon av bjelken R2-R1 (°)	Moment (kNm)
1	2,94	0,41	2,53	27,8
2	2,63	0,52	2,11	32,1
3	2,40	0,67	1,73	37,1
4	2,56	0,67	1,89	37,2

Testresultatene viser at rotasjoner som ble registrert ved bjelken lå i området 2,4 til 2,9 grader, mens rotasjoner målt ved søylen varierte mellom 0,4 til 0,7 grader. Momentet ved overgang bjelke/søyle er beregnet på bakgrunn av denne rotasjonen, og beregningene viser en variasjon mellom 28 til 37 kilonewtonmeter.

4.4.5 Observasjoner

Ved lastpåkjenning ble det observert en strekksone i den øvre delen og en trykksone i den nedre delen av bjelketverrsnittet. Ved den strekkpåkjennte sonen av bjelketverrsnittet ble det dannet en åpning mellom bjelkens ende og søylekanten. Trykkspenningen i den nedre delen av bjelketverrsnittet oppsto da denne delen av bjelken ble presset mot søylen i dette området. Figur 4.25 viser åpningen som oppsto mellom elementene under testingen.

Underveis i testforløpet ble det registrert knakelyder fra trevirket, som indikerte avrivning av trefiber på tvers av fiberretningen. Like før test 2 gikk til brudd, ble det også registrert at skruene presset med seg trefiber som førte til en oppsprekking langs søylens fiberretning. Dette er vist i Figur 4.26. Det ble valgt å fortsette testen i en tid etter at forbindelsen hadde gått til brudd. Dokumentasjonen av sprekke er derfor ikke gyldig.



Figur 4.25: Bildet viser den strekkpåkjennte og den trykkpåkjennte delen av bjelketverrsnittet. Foto: Privat.



Figur 4.26: Bildet viser test 2 etter at forbindelsen hadde gått til brudd. Foto: Privat.

4.4.6 Fuktinnehold og densitet

Det henvises til Vedlegg 6 for resultater fra fukt- og densitetsmålingene som ble utført på testforbindelse 2 og 4. Beregning av treet fuktinnhold og densitet finnes på vedlagt CD.

Resultatene fra densitetsmålingene er oppsummert i Tabell 4.12 og framstiller gjennomsnittet av målingene som ble utført på ytre og indre lamell i test 2 og 4. Prøvestykkene sto i tørkeskap ved 103 grader celsius i fire dager før de ble målt og veid på nytt.

Tabell 4.12: Densitet (kg/m^3)

	Test 2	Test 4
Ytre lamell	458,5	431,2
Indre lamell	418,8	372,8
Snitt	438,7	402,0

Tabell 4.13: Fuktinnehold (%)

	Test 2	Test 4
Ytre lamell	22,2	30,0
Indre lamell	1,9	-1,4

Et fuktinnhold med negativ prosentverdi indikerer at prøvestykkene hadde større fuktinnhold etter tørking, sammenlignet med før de ble satt i tørkeskapet. Dette vurderes nærmere i kapittel 4.5.6.

4.5 Evaluering av testresultater

Dette kapitlet inneholder vurderinger i forhold til testresultatene som ble presentert i forrige kapittel, og teksten følger samme kapitteinndeling som resultatkapitlet. Det er utarbeidet en samlet vurdering av alle referanseforsøk i forhold til last, forskyvning og rotasjon.

4.5.1 Lastprosedyre og maksimal last

I motsetning til den jevne kurvestrukturen til lastgrafene for test 2 til 4, registreres knekkpunkt i lastgrafene til test 1 ved 6 og 27 kilonewton. Det første knekkpunktet kan forklares ved å se tilbake på produksjonen av testforbindelse 1. Under produksjonen av denne testen, ble det registrert en åpning mellom treelementene, og knekken i grafen kan sannsynligvis forklares ved at elementene oppnådde kontakt med hverandre. Knekkpunktet ved 27 kilonewton kan være et resultat av at elementene oppnådde ytterligere kontakt som følge av økt belastningen, men det er vanskelig å fastslå dette med sikkerhet. Det som kan sies med større sikkerhet er disse knekkpunktene mest sannsynlig har sammenheng med at test 1 oppnådde dårligere kapasitet enn de resterende testene.

Testresultatene som er vist i Figur 4.15 og Tabell 4.6 viser at referanseforsøkene tålte en maksimal punktlast på 40,6 til 54,4 kilonewton, hvor test 1 var den forbindelsen som hadde dårligst kapasitet. Selv om test 1 og 2 ble utført av trebjelker fra samme materialleveranse, hadde test 1 en kapasitet som var 13 prosent dårligere enn test 2. Årsaken til dette kan forklares ved å se tilbake på produksjonen av test 1, som er omtalt i kapittel 4.1.4. I tillegg til åpningen mellom bjelken og søylen, ble det også boret hull til den ene skruen fra begge sider. Dette er faktorer som trolig har vært med på å redusere kapasiteten til forbindelsen. I tillegg har tre ofte store variasjoner innad i treet, noe som også kunne hatt påvirkning på testforbindelsens kapasitet. På bakgrunn av produksjonsavvikene er det naturlig å tro at test 2 gir en bedre og mer realistisk beskrivelse av kapasiteten til skrueforbindelsen med kantavstand 59 millimeter.

Testforbindelse 3 og 4, som begge ble utformet med en kantavstand på 43 millimeter, nådde en maksimallast på 54 kilonewton. Resultatene viser meget god korrelasjon. Observasjoner som ble gjort under produksjonen av begge testforbindelsene viser at ingen tydelige produksjonsavvik ble registret.

En sammenligning av maksimal registret last i test 2 og maksimal registret last for i 3 og 4, viser at test 3 og 4 hadde 16 prosent høyere kapasitet. Testresultatene fra gjennomføringen av referanseforsøkene kan dermed tyde på at en mindre kantavstand mellom skrue og bjelkekant, vil føre til en økning i skrueforbindelsens kapasitet. I motsetning til test 1 og 2 ble test 3 og 4 produsert av limtrebjelker fra en annen materialleveranse. Densitetsmålinger som ble utført på test 2 og 4 viser store variasjoner i treet's densitetsinnhold, noe som sannsynligvis har hatt påvirkning på kapasitetene. Resultatene viser at test 2 målte en høyere densitet i ytre og indre lamell, sammenlignet med tilsvarende målinger som ble utført på test 4. Ut i fra densitetsmålingene skulle test 1 og 2 dermed ha hatt større kapasitet, da et høyt densitetsinnhold gir høyere kapasitet. Da resultatene likevel viser at test 3 og 4 målte høyere kapasitet, kan det virke som at mindre kantavstander har større påvirkning på knutepunktets kapasitet, enn hva densitetsinnholdet har. En nærmere vurdering av densitet og fuktinnhold er lagt til kapittel 4.5.6.

Det er viktig å bemerke seg at antallet forsøk som ble utført per testforbindelse gjør det vanskelig å stadfeste forsøksresultatene. Det vil være behov for å gjennomføre forsøk på flere forbindelser, dersom det skal være mulig å trekke en endelig konklusjon. Det som imidlertid kan sies med sikkerhet, basert på både lastpåføring og observasjoner som ble gjort

underveis i forsøkene, er at knutepunktet viste jevn nedbøyning under hele testforløpet og dermed en duktil bruddform.

4.5.2 Forskyvning

De bearbejdede testresultatene viser at alle bjelkene hadde tilnærmet lik forskyvning under påkjent punktlast, hvor størst forskjell ble registrert mellom test 1 og 3.

Test 2 motsto større lastpåkjenning enn test 1, og skulle i teorien ha hatt større forskyvning enn test 1. Bakgrunnen til at dette ikke var tilfelle kan trolig ha hatt sammenheng med at utformingen av test 1 avvek noe fra produksjonsstandarden. Selv om test 3 og 4 nådde lik maksimallast, viser forskyvningsmålingene at test 4 hadde størst forskyvning av bjelken. Resultatene viser at jekken hadde forskjøvet seg ytterligere 6,5 millimeter sammenlignet med test 3. I tillegg førte punktlasten til at bjelkens overside hadde blitt presset ned ytterligere 3,7 millimeter i forhold til test 3. Disse resultatene er med på å påvise store forskjeller mellom trebjelker, også fra samme materialleveranse.

Søylens utbøyning hadde innvirkning på bjelkens rotasjon, og førte til at bjelken fikk en større nedbøyning, enn om bjelken eksempelvis hadde vært festet i en stiv plate. Testresultatene viser at søylen bøyd seg ut med 2,4 til 3,6 millimeter ved maksimal lastpåkjenning, hvor den lille forskyvningen er et resultat av søylens høye bøyestivhet om y-aksen.

En sammenpresning av treet som førte til knusning av trefiber, ble registrert i området mellom 4,9 til 10 millimeter. Grafene viser at knusningen var størst i den første delen av pålastningen. Bakgrunnen for dette er at treet har dårlige styrkeegenskaper ved påkjenning av konsentrert punktlast vinkelrett på fiberretningen. Unntaket er imidlertid test 2, hvor den slakke kurven i starten av pålastningen, kan forklares ved at bjelken og søylen ikke hadde fullstendig kontakt. Etter hvert som lasten øker reduseres stigningstallet på grafene, før de får et knekkpunkt når forbindelsene gikk til brudd.

4.5.3 Uttrekk av skruer

Uttrekket av skruene som oppsto som et resultat av påkjent punktlast kan være en kombinasjon av at skruene ble dratt et stykke inn i søylen, samtidig som bjelken ble dratt et stykke ut av skruene. Det er også mulig at skruene kun ble dratt ut av søylen, men dette er vanskelig å måle i ettertid. Figur 4.23 viser hvordan skruene har blitt "dratt ut" av søylen, som følge av at bjelken ble påkjent last. Resultatene viser at det er stor sannsynlighet for at knutepunktet gikk til brudd som følge av uttrekk av skruene. Etter hvert som det oppstår større forskyvning mellom skruer og treverk, vil festet mellom skrueregjengene og treet forsvinne, og forbindelsen tilslutt miste sin lastbærende kapasitet.

En sammenligning av grafene, i Figur 4.20, som beskriver uttrekning av skruer øst og vest for hver enkelt test, viser varierende korrelasjon. R-kvadratene forteller hvor godt grafene for begge skruene korrelerer og er gitt i Tabell 4.14. Tabellen gir også en oversikt som viser hvor mye mindre skruer øst ble forskjøvet i forhold til skruer vest. Formel for beregning av R-kvadratet er gitt i Vedlegg 7.

Tabell 4.14: Korrelasjon og prosentvis forskjell mellom uttrekk av skruer øst og vest.

Test	R-kvadrat	Prosentvis forskjell i uttrekk mellom skruene (%)
1	0,7705	20
2	0,9994	5
3	0,9981	11
4	0,9988	1

Grafene som representerer uttrekk av skruene i test 1 viser en betydelig forskjell i hvor mye hver av skruene forflyttet seg, noe som samsvarer med en relativt dårlig korrelasjon. Ved å se tilbake på grafen for lastprosedyren til test 1, som er framstilt i Figur 4.15, kan det observeres en sammenheng mellom knekkpunktet på denne grafen og grafen for test 1 i Figur 4.21. Knekkpunktet befinner seg ved en last på 27 kilonewton, noe som tilsvarer området på grafen i Figur 4.21 hvor de uregelmessige målingene opphører og grafen starter å følge en jevn kurve. Det er likevel vanskelig å si noe mer om det finnes en direkte sammenheng mellom punktet i disse grafene eller om det kommer av ren tilfeldighet. Grafene viser imidlertid god korrelasjon, etter en last på 27 kilonewton. Til tross for dette, og som nevnt tidligere, ligger det likevel en stor usikkerhet i om målingene etter dette punktet kan regnes å være pålitelige.

En sammenligning av avstandene som skruer øst og vest hadde forflyttet seg i forhold til søylekanten, viser store forskjeller mellom skruene for hver test. En fellesnevner for alle testene var at skruer vest hadde hatt en uttrekning som var mindre enn for skruer øst. Reduksjonen varierte mellom 1 til 20 prosent. Dette kan trolig ha sammenheng med sentreringen av påført punklast. For å måle knusning av bjelkens overflate, ble senter av lastens angrepspunkt plassert nærmere skruer vest enn øst. Dette betyr videre at det kunne oppstått en liten eksentrisitet som igjen kunne medført større kraft i skruer øst, og dermed større forskyvning av skruen i forhold til treet.

4.5.4 Rotasjon

Rotasjonens framstilling som funksjon av påkjent moment viser store forskjeller mellom test 1 og 2, sammenlignet med test 3 og 4 som viser god korrelasjon. I test 1 oppstår et tydelig knekkpunkt på grafen ved en rotasjon på 0,65 grader og et tilhørende moment på omtrent 4,5 kilonewtonmeter, som tilsvarer en belastning på 6 kilonewton. Dette punktet har trolig sammenheng med tilsvarende punkt beskrevet under punkt 4.5.1 og beskriver kontakten mellom bjelken og søylen. Åpningen mellom bjelken og søylen som oppsto under produksjonen av test 1 viser at dette kan ha hatt stor innvirkning på rotasjonen til bjelken og videre ført til at bjelken målte størst rotasjon i denne testen.

Testresultatene viser at test 3 og 4, ble utsatt for en momentpåkjenning som var 16 prosent høyere sammenlignet med test 2. I tillegg viser resultatene at forbindelsene med minst kantavstand fikk den minst rotasjon av bjelken, noe som indikerer at disse hadde høyere stivhet sammenlignet med forbindelsene med større kantavstand.

Sammenlignet med resultatene for søylens utbøyning, gitt i Tabell 4.9, viser rotasjoner som ble målt på søylen, lave tallverdier. En rotasjon på under 1 grad, tyder i likhet med utbøyningsmålingene, som var lavere enn 0,5 centimeter, på at søylen har gode stivhetsegenskaper.

4.5.5 Observasjoner

Observasjonene som ble gjort under gjennomføringen av referanseforsøkene, tydet alle på at forbindelsene hadde en duktil bruddform. Det kunne ikke registreres tydelige tegn på at forbindelsene hadde mistet sine lastbærende evner, annet enn ut i fra lastpåføringen som ble logget kontinuerlig. Forbindelser med duktil oppførsel er ønskelig da slike forbindelser gir bedre sikkerhet, sammenlignet med forbindelser med tydelig brudd. Det eneste som kunne observeres under testingene var at lastflaten til punktlasten førte til knusning av bjelkens overside og at det ble det dannet en åpning mellom bjelke/søyle ved at skruene ble trukket ut. Samtidig ble det også observert at skruene ble presset opp i treet, som følge av tverrbelastningen.

4.5.6 Fukttinnhold og densitet

Densitetsmålingene som ble utført på de to testforbindelsene, viser store variasjoner i densitet både mellom indre og ytre lamell og mellom materialleveransene. I forhold til midlere densitet, benyttet i kapasitetsberegninger, viser densitetsmålingene lavere verdier. Tabell 4.15 og Tabell 4.16 viser hvor mye lavere den målte densiteten var, sammenlignet med midlere densitet.

Tabell 4.15: Prosentvis forskjell i densitet for test 2.

Test 2	Midlere densitet (kg/m ³)	Målt densitet (kg/m ³)	Prosentvis forskjell (%)
Ytre lamell	470	458,5	2,4
Indre lamell	470	418,8	10,9
Snitt	470	438,7	6,7

Tabell 4.16: Prosentvis forskjell i densitet for test 4.

Test 4	Midlere densitet (kg/m ³)	Målt densitet (kg/m ³)	Prosentvis forskjell (%)
Ytre lamell	470	431,2	8,3
Indre lamell	470	372,8	20,7
Snitt	470	402,0	14,5

Resultatene fra densitetsmålingene, kan tyde på at antagelsen om en ulik produksjonskilde bak den første og andre leveransen av tremateriale, var riktig. Den prosentvise forskjellen mellom målt og beregnet densitet avdekker flere fellestrekk ved test 2 og 4. Tabellene viser store variasjoner mellom densiteten i indre og ytre lamell, noe som er et kjennetegn med kombinert limtre. Resultatene viser også at målt densitet i alle tilfeller er mindre enn midlere densitet, hvor den største forskjellen befinner seg i indre lamell. Samtidig ble det målt mindre densitet i indre og ytre lamell for test 4 enn for test 2. En sammenligning av snittet av densitetsmålingene viser at målt densitet i test 4 var 54 prosent høyere enn for test 2. Det bemerkes at målt densitet i test 4 er noe uvanlig lav, men dette vil ikke bli vurdert ytterligere, da dette faller utenfor denne oppgaven.

Tilslutt er det viktig å påpeke at det kun ble foretatt målinger på halvparten av testforbindelsene, hvor antallet prøvestykker var begrenset til 10 prøver for indre og ytre lamell. Det er derfor vanskelig å trekke bestemte konklusjoner ut fra fukt- og densitetsmålingene, da det kan diskuteres om dette kan omtales å være representative målinger.

I forbindelse med kontroll av treets fuktinnhold ble det utført målinger som indikerte større fuktinnhold i indre lamell for test 4 etter prøvene hadde stått i et tørkeskap i fire dager. Dette var noe uventet resultat, og det kan være en liten sannsynlighet for at et av prøvestykkene ble forvekslet. Det henvises til Vedlegg 6, hvor vektmålinger på prøvestykke 2-8-I førte til et negativt fuktinnhold på 9 prosent. Dette skiller seg tydelig ut, sammenlignet med fuktinnholdet i de andre prøvestykkene. Som forventet målte ytre lamell større fuktinnhold sammenlignet med indre lamell for begge prøvene.

4.5.7 Oppsummering

Det legges vekt på at disse forsøkningsresultatene kun begrenser seg til forsøk utført på fire testforbindelser, hvor to forbindelser hadde samme kantavstand, og dermed ikke kan regnes som representative. Det er derfor vanskelig å trekke endelig sammenhenger mellom parameter før det blir utført flere forsøk på denne typen forbindelse. Det samme gjelder vurdering av treets densitetsinnhold, da det kun er utført målinger på to av fire forbindelser, med henholdsvis tjue prøvestykker fra hver forbindelse.

Testresultater i forbindelse med referanseforbindelsenes kapasitet viser store variasjoner mellom testene med både like og ulike kantavstander. Det kan tyde på at en liten kantavstand vil være gunstig og føre til økt kapasitet. Knutepunktene med minst kantavstand hadde lavest densitet. Lav densitet ville i teorien ha ført til en lavere kapasitet, men det var likevel disse forbindelsene som hadde høyest kapasitet.

Alle testene viste tegn til duktil oppførsel og bruddform, hvor bruddet med stor sannsynlighet kan ha inntruffet som følge av en kombinasjon mellom uttrekks- og tverrkapasiteten mellom treet og de strekkpåkjennte skruene. Resultatene viser også at produksjon av testforbindelsene har stor betydning for knutepunktets kapasitet.

4.6 Sammenligning av testresultater og beregninger

Dette kapitlet inneholder en vurdering av testresultater i forhold til beregninger. Lasten som ble påført test 1 ble tatt med utgangspunkt estimert kapasitet, i henhold til NS-EN 1995-1-1. Som tidligere nevnt, vil det ikke bli foretatt vurdering av forbindelsens stivhetsegenskaper, og det har derfor ikke blitt utført beregninger av forbindelsens forskyvning og rotasjon. Da kapasitetsberegningene har sammenheng med påført last, er det valgt å gå bort i fra kapitellinndelingen under resultatkapitlet. Kapasitetsberegningene inneholder vurdering av tverrsnittets moment- og skjærkapasitet, uttrekkskapasitet i søyle og bjelke, samt skruenes strekkkapasitet.

4.6.1 Kapasitetsberegninger

Det henvises til Vedlegg 9 for kapasitetsberegninger. Forbindelsenes kapasitet begrenses av estimert uttrekkskapasitet i søylen, som er beregnet til 24,1 kilonewtonmeter, og tilsvarer en punktlast på 35,1 kilonewton.

Svakheten med beregningene er at det ikke er tatt hensyn til at skruene også er utsatt for tverrbelastning. Estimert punktlast tar kun hensyn til at skruene blir påkjent strekkraft i skruens akseretning, mens realiteten tyder på at bruddet oppstår som en kombinasjon av uttrekk og tverrbelastning av skruen.

Tabell 4.17: Sammenligning av estimert og målt last i referanseforsøk.

Test	Maksimal last fra forsøk (kN)	Beregnet last (kN)	Prosentvis forskjell (%)
1	40,6	35,1	13,5
2	46,9		25,2
3	54,2		35,2
4	54,4		35,5

En sammenligning av maksimal last oppnådd i referanseforsøkene og estimert last på bakgrunn av dimensjonerende kapasitet, er gitt i Tabell 4.17. Kolonnen lengst til høyre beskriver reduksjonen av beregnet last i forhold til lasten som ble oppnådd i laboratoriet. Den minste forskjellen er registret for test 1, mens test 3 og 4 begge hadde en kapasitetsforskjell på 35 prosent. Det er ikke vurdert som hensiktsmessig å gjøre en ytterligere vurdering mellom estimert og målt maksimallast, da sammenligningsgrunnlaget mellom disse er svakt. Ingen av beregningene tar for eksempel hensyn til variasjoner i kantavstand, noe forsøkene har avdekket at trolig hadde stor betydning på forbindelsens kapasitet.

Treets densitet har direkte påvirkning på knutepunktets kapasitet, da en lav densitet vil føre til lavere uttrekkskapasitet, sammenlignet med en høyere densitet. Forskjeller i kantavstand mellom test 1-2 og test 3-4 gjør det likevel vanskelig å sammenligne disse forbindelsene med tanke på densitet. En større midlere densitet, sammenlignet med målt densitet gjør at estimerte kapasiteter blir større. Tabell 4.18 viser prosentvis reduksjonen av uttrekkskapasiteten, til test 2 og 4, basert på målt kapasitet i forhold til midlere kapasitet. Estimert uttrekkskapasitet baserer seg dermed på en høyere kapasitet enn tilsvarende kapasitet beregnet på bakgrunn av målt densitet. Her er det viktig å bemerke seg at kapasiteten som ble oppnådd i forsøkene, begge var en del høyere enn den estimerte kapasiteten.

Tabell 4.18: Prosentvis forskjell i kapasitet basert på midlere og målt densitet.

Test	Uttrekkskapasitet basert på:		Prosentvis forskjell (%)
	Midlere densitet (kNm)	Målt kapasitet (kNm)	
2	24,1	22,9	5,0
4	24,1	21,1	12,4

4.6.2 Oppsummering

Beregninger basert på NS-EN 1995-1-1 viser at uttrekkskapasiteten i søylen blir begrensende faktor med tanke på knutepunktets lastbærende egenskaper. Ut i fra forsøkene er det imidlertid vanskelig å si med sikkerhet at det var uttrekk i søylen, og ikke bjelken som var tilfelle.

En sammenligning av testresultater og beregninger, viser stor forskjell mellom estimert og målt kapasitet. Dette er et resultat av at beregningene er forenklet og dermed kun tar hensyn til skruenes aksialkapasitet, og ikke tverrkapasitet. For at kapasitetsberegninger skal kunne sammenfalle bedre med testresultatene er det nødvendig å utarbeide en formel for skråstilte skruer med stor diameter, som både tar hensyn til aksial- og tverrbelastning.

5 Brannforsøk

Totalt to brannforsøk ble gjennomført i samsvar med ISO 834-1:1999 (42). Standarden beskriver en testmetode som benyttes for å bestemme brannmotstanden til ulike konstruksjonselementer utsatt for en standard tid/temperatur kurve. Hensikten bak gjennomføringen av forsøkene var å fastslå hvor lenge knutepunktet var i stand til å opprettholde sine lastbærende egenskaper, og dermed brannmotstanden til forbindelsen.

Det ble utført brannforsøk på forbindelser med ulik kantavstand. Forbindelsene ble påført en redusert punktlast last, i henhold til NS-EN 1995-1-2 (36), ved bjelkens frie ende. I tillegg ble forbindelsene påkjent brann på tre bjelkesider. Testene ble gjennomført i et tidsperspektiv på over 60 minutt, hvor 60 minutt var et krav som ble satt på bakgrunn av forbindelsens estimerte brannmotstand. Dette kapitlet inneholder beskrivelse av testforbindelser, testsystem, testprosedyre, testresultater og tilslutt evaluering av brannforsøk og sammenligning med beregninger.

5.1 Beskrivelse av testforbindelse

Detaljerte og målsatte tegninger av forbindelsen som ble benyttet i brannforsøkene er vist i Vedlegg 10.

Utformingen av testforbindelsene i brannforsøkene, tilsvarte utformingen av testforbindelsene som ble benyttet i referanseforsøkene. Det henvises derfor til kapittel 4.1 for detaljert beskrivelse av testforbindelsens tverrsnittsdimensjoner og skrueløsning. Plassbegrensning, i tilknytning til brannforsøkene skulle utføres i en pilotovn, gjorde at bjelkens lengde måtte endres til 700 millimeter. Bjelkelengden ble begrenset av ovnens innvendige dimensjoner og innlagt sikkerhetsavstand som skulle ta hensyn til bjelkens forskyvning og plass til nødvendig brannisolering av bjelkeende. Avstanden fra bunnen av søylen og opp til oversiden av bjelken, ble bestemt ut i fra innvendig høyde i pilotovnen, for at bjelken skulle flukte med undersiden av lokket over ovnen. Tabell 5.1 gir en oversikt over tverrsnittsdimensjoner og lengder som ble benyttet på forbindelser i brannforsøk. Alle skruene ble kappet jevnt med bjelkeflaten, slik at forbindelsen skulle få plass i pilotovnen, og slik at lokket skulle flukte med oversiden av bjelken.

I likhet med testforbindelse 1 og 2, ble forbindelse 5 og 6 produsert av limtre fra den første materialleveransen. Forbindelse 7 og 8 ble, i likhet med forbindelse 3 og 4 framstilt av den andre materialleveransen. Testforbindelse 6 og 8 ble valgt ut til brannforsøkene, da disse hadde de minste produksjonsavvikene av alle brannforbindelsene som ble produsert.

Tabell 5.1: Limtredimensjoner og lengder i brannforsøk.

Element	Materiale	Tverrsnittsdimensjoner (mm)	Lengde (mm)
Bjelke	GL32c	165x270	700
Søyle	GL32c	165x270	3000

5.2 Beskrivelse av testsystem

Prinsippet bak testsystemet i brannforsøket, var i utgangspunktet likt som i referanseforsøket, men ulike krav til montering av testforbindelse og utforming av last- og avstivningssystem gjorde systemet noe annerledes. Det henvises til Vedlegg 5 for billedokumentasjon.

5.2.1 Pilotovn og montering av testforbindelse

Detaljerte og målsatte tegninger av testforbindelse i pilotovn er vist i Vedlegg 10.

Brannforsøkene ble gjennomført i en pilotovn som vist på Figur 5.1 og Figur 5.2. Ovnens hadde innvendige dimensjoner 950x1000x1000 millimeter, og en veggtykkelse på 100 millimeter. Under ovnen var det montert fast fire føtter, med en høyde på 28 centimeter, som hevet ovnen fra gulvet. Ovnens besto av tre fastmonterte vegger, samtidig som det var mulig å fjerne en vegg samt lokket som lå over ovnen. Fire gassbrennere var koblet til ovnen, hvor to var plassert på hver sidevegg. Disse hadde en diameter på 55 millimeter målt på innsiden av ovnen. Fra innsiden besto ovnen av ildfast stein, deretter et lag med brannisolasjon, før det ytterste laget var representert ved et metallskall. Øverste del av kantene på veggene og lokket ble kledd med brannisolasjon, av typen rockwool firebats. Sidekantene til den flyttbare veggens ble kledd med firemaster brannisolasjon. Et avtrekksrør, for å transportere vekk gasser, var lokalisert i bunnen av den ene veggens som var plassert mellom veggene med gassbrennere. Avtrekksrøret hadde en diameter på 180 millimeter.



Figur 5.1: Bildet viser pilotovnen som benyttes til branntesting. Gassbrennere stikker ut på hver side av ovnen. Stativet som er plassert over ovnen ble fjernet under testingen. Foto: Privat.



Figur 5.2: Bildet viser hvordan pilotovnen så ut innvendig. Termoelementene som registrerte temperaturen i ovnen stikker ut på innsiden av veggens på hver side. Foto: Privat.

Som nevnt under kapittel for Beskrivelse av testforbindelsen under referanseforsøk, ble sammensetningen av bjelken og søylen, utført slik at bjelkens overside mer eller mindre skulle flukte med overkanten av veggene i pilotovnen. Etter krav til at søylen måtte plasseres på en stålplate beskyttet med brannisolasjon, ble høyden av ovnsveggene justert ved å øke tykkelsen på brannisolasjonen som ble lagt langs toppen av veggene med 20 millimeter. Det ble også stilt krav til brannisolasjon mellom søyle og ovns innervegg. Den flyttbare vegg ble deretter justert ved å legge inn et ekstra lag med firemaster brannisolasjon. Figur 5.3 viser hvordan dette bygde ut den flyttbare vegg med totalt 50 millimeter. Dette førte til en liten forstørrelse av ovnen og at bjelken fikk bedre plass til å forskyve seg. Mellom bjelkeende og innervegg i ovnen ble det, etter monteringen, målt en fri avstand på 20 millimeter, i tillegg til en tykkelse på 25 millimeter med firemaster brannisolasjon festet til enden av bjelken.



Figur 5.3: Bildet viser overgangen mellom den fastmonterte delen og den flyttbare vegg i ovnen. Foto: Privat.



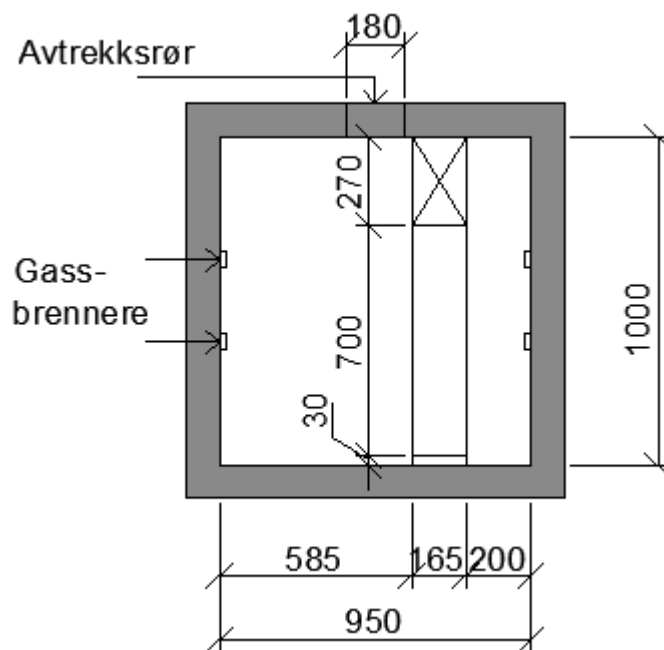
Figur 5.4: Egenprodusert lokk med utsparring til søyle. Foto: Privat.

I stedet for lokket som er vist i Figur 5.1, ble det benyttet et egendesignet brannbeskyttende dekke, med utsparringer til søylen og punklasten som ble påført bjelkens ende. Figur 5.4 viser hvordan det egenproduserte lokket så ut fra oversiden. Lokket besto av en stålramme som ble sveist sammen av rektangulære hullprofil. Brannisolasjon, type rockwool firebats, ble dermed festet mellom og på undersiden av rammen. Bjelkens overside ble i tillegg kledd med et lag firemaster brannisolasjon, for å tette igjen eventuelle åpninger mellom lokk og oversiden av bjelken.

Figur 5.5 og Figur 5.6 viser en prinsippskisse og et bilde av den ferdig monterte testforbindelsen i pilotovnen. Forbindelsen ble montert slik at søylen ble plassert ved siden av avtrekksrøret. Denne plasseringen gjorde at forbindelsen ble mest mulig skjermet mot en konsentrert stikkflamme fra gassbrennerne, som befant seg på hver side av forbindelsen. For å være på sikker side, ble i tillegg den delen av søylen som var plassert nærmeste gassbrenneren, brannisolert ved bruk av firemaster.



Figur 5.5: Bildet viser ferdig montert testforbindelse i pilotovn. Til høyre for ovnen er det montert et stålsystem som skal påføre bjelken punktlast. Plasseringen av avstivende strekkstag er vist til venstre i bilde. Foto: Privat.



Figur 5.6: Prinsippskisse av plantegning med plasseringen av testforbindelsen i pilotovnen. Figur: Privat.

5.2.2 Jekk

Figur 5.7 viser bilder av jekken som ble benyttet for å påføre bjelken konstant last. Bildet til venstre viser hvordan jekken var montert fast i lastsystemets trykkstag. Bildet til høyre viser utformingen av jekken. Lasten ble påført manuelt ved at det ble pumpet opp trykk i jekken, som videre førte til at trykkstaget hevet seg og at det motstående trykkstaget skapte en vertikal trykkraft ved bjelkeenden. Det ble opprettholdt et trykk på 30,4 bar, som tilsvarte 14,5 kilonewton under hele testforløpet.



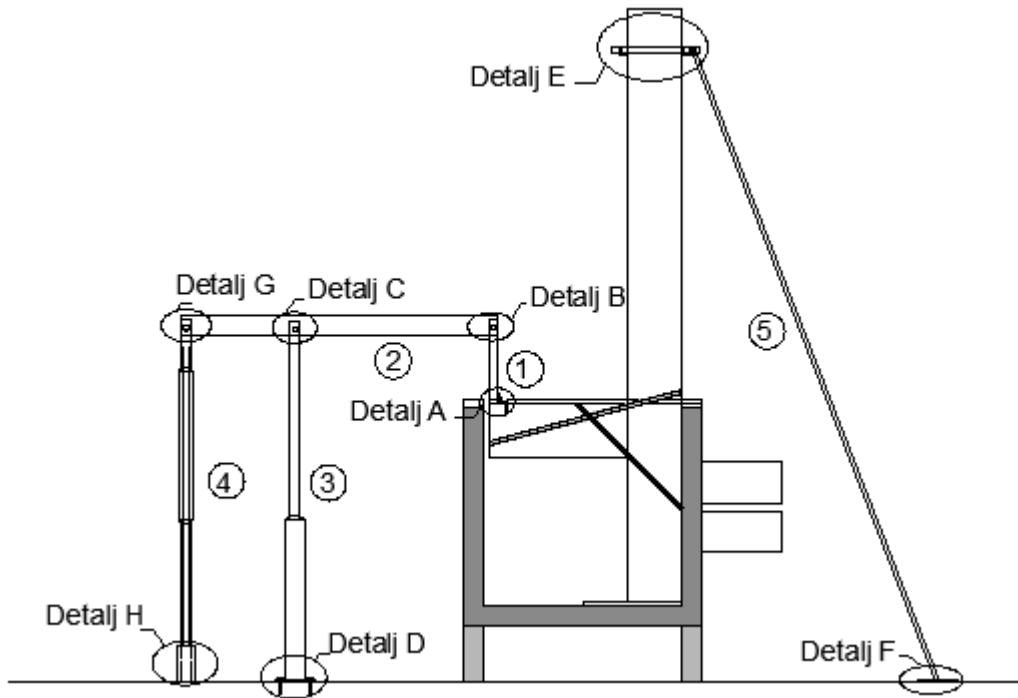
Figur 5.7: Bildet viser jekken som ble benyttet for å påføre bjelken konstant last. Foto: Privat.

5.2.3 Last- og avstivningssystem

Detaljerte og målsatte tegninger av brannforsøkets testsystem med tilhørende detaljtegninger er vist i Vedlegg 10. For dimensjonering av system for lastpåføring i brannforsøk henvises det til Vedlegg 9. Det henvises til Vedlegg 4 for observasjoner og tilpasninger som ble gjennomført i forbindelse med montering av last- og avstivningssystem.

I forbindelse med påføring av punktlast i brannforsøkene, ble det nødvendig å designe og lage et egnet lastpåføringssystem. Lastsystemet måtte være i stand til å påføre en konstant last gjennom hele brannforløpet, være stabilt, samt tilfredsstillende krav til sikkerhetsavstander. For å oppnå konstant last, måtte systemet tillate vertikal forskyvning. Sikkerhetsavstander, satt av SINTEF NBL, tilsa en minimumsavstand på 300 millimeter, målt fra overkant oven til armen som skulle påføre last. I tillegg ble det stilt krav til at lastsystemets opplagringspunkt måtte plasseres i en avstand på 800 millimeter fra sidekanten av ovnen. Det ble også gitt tydelig beskjed om at det ikke var mulig å plassere noen form for lastsystem eller avstivning i området mellom baksiden av ovnen og vegg i brannlaboratoriet.

En prinsippskisse med oversikt over alle detaljer og element i lastsystemet er vist i Figur 5.8 mens Figur 5.9 viser tilsvarende bilde av ferdig montert last- og avstivningssystem i brannlaboratoriet. Bildet fra brannlaboratoriet ble tatt i forbindelse med test 1 og viser ikke avstivende stag som senere ble montert på hver side av søyle 3.



Figur 5.8: Prinsippsskisse av testsystem i brannlaboratorium. Detalj A, B, C, D, E, F, G og H beskriver feste mellom stålelement, stål- og treelement, samt stål- og betongelement. Element 1,2,3,4 og 5 representerer alle komponentene i lastpføringsystemet. Figur: Privat.



Figur 5.9: Bilde av testsystem i brannlaboratorium. Foto: Privat.

Lastsystemets design kan beskrives ved en egenprodusert jekk, bestående av to trykk- og et strekkstag. Systemet ble utført i konstruksjonsstål, og komponentene besto i hovedsak av kvadratiske hullprofil. Fordelen med bruk av kvadratiske hullprofil er like egenskaper i y- og z-retning, samtidig som det forenkler utformingen av ledd sammenlignet med sirkulære hullprofil. Utformingen av søyle 3 og 4 var et resultat av endringer som måtte gjøres som følge av oppdaterte tegninger av pilotovn. Detalj B, C og G ble alle utformet som ledd for å tillate systemet å forskyve seg. Leddene ble konstruert ved at søylene ble tredd inn i bjelken og festet med en gjennomgående bolt. Det ble laget to hull i ulik høyde for bolteplassering, som skulle tillate justering av lastpåføringssystemet. Rundt hver bolt er det tredd hylser som ga knutepunktene tilstrekkelig stivhet og stabilitet.

For å sikre at punktlastens angrepspunkt befant seg på samme område på bjelkeenden under hele forsøket, ble det sveist fast et halvt sirkulært stålprofil til enden av hullprofilet i detalj A. I tillegg ble det sveist fast en vinkel på siden av hullprofilet, som ble festet direkte i limtrebjelkens overside ved hjelp av en skrue. Dette skulle sikre lastangrepspunktet ved forskyvning av systemet. For at vinkelen skulle kunne festes til bjelken, ble det tatt hull på brannisolasjonen. Etter at vinkelen var festet, ble hullet i isolasjonsmatten tettet igjen med isolasjonen som hadde blitt skåret ut.

I midten av lastsystemet ble det plassert en stålsøyle, som var momentstiv i bunn og festet i betonggulvet ved hjelp av en påsveist stålplate og fire ekspansjonsbolter. Ved gjennomføring av den andre branntesten ble det montert skråavstivere på strekksøylen, som førte til et sikrere og mer stabilt lastsystem. På den andre enden av stålbejelken ble det montert fast en jekk. Et sirkulært rørprofil ble festet i jekken, og tredd inn i en kvadratisk stålsøyle. Rørprofilet ble festet til stålsøylen ved hjelp av punktsveis.

Påføring av motlasten følger samme prinsipp som i referanseforsøket, omtalt i 0, men begrenset plass i brannlaboratoriet gjorde at motlasten ble påført noe ulikt. Etter en grundig vurdering ble det gitt klarsignal fra SINTEF NBL om å se bort i fra sikkerhetsavstandene bak ovnen, og to strekkstag ble derfor festet i gulvet på hver side bak ovnen. Strekkstagene er vist i Figur 5.5 og har som funksjon å skape sideveis avstivning av systemet. En vinkel med to festeanordninger, ble festet i toppen av søylen, og strekkstagene ble ført ned til fundamentet slik at de blir skråstilt i forhold til søylens orientering. Strekkstagene ble videre forankret i gulv ved bruk av ekspansjonsbolter. Av praktiske og sikkerhetsmessige årsaker ble toppen av søylen festet i en kran. Kranen ble også benyttet til å heise testforbindelsen inn og ut av ovnen.

5.3 Testprosedyre

Dette kapitlet starter med å gi en oversikt over forsøkene som ble utført i brannlaboratoriet. Deretter gis en beskrivelse av tilhørende lastprosedyre, plassering av termoelement, samt en oversikt over ulike måleinstrument. Tilslutt i dette kapitlet er det gitt en beskrivelse av framgangsmetoden, relevante målinger og observasjoner, som ble benyttet under gjennomføringen av brannforsøkene.

5.3.1 Testoversikt

Det ble gjennomført totalt to brannforsøk, med ulik kantavstand og fra ulik materialleveranse, hvor begge forsøkene hadde en tidsramme på over 60 minutt. I tillegg ble det produsert to testforbindelser som reservetester i tilfelle noe skulle gå galt under brannforsøkene. Det ble ikke aktuelt å teste disse i forbindelse med denne masteroppgaven. Begge brannforsøkene ble gjennomført i SINTEF Norges Branntekniske Laboratorium (SINTEF NBL) på Tiller. Tabell 4.4 viser en oversikt de to forsøkene, henholdsvis test 6 og 8, og dato forsøkene fant sted.

Tabell 5.2: Testoversikt over brannforsøk

Test	Dato for gjennomføring av forsøk	Kantavstand (mm)	Materialleveranse
6	13. mai 2013	59	1
8	14. mai 2013	43	2

Det henvises til Vedlegg 2 for komplett testoversikt. Oversikten samler opplysninger både fra referanse- og brannforsøk. Ansvarsfordeling mellom NTNU og SINTEF NBL er kommentert i Vedlegg 11.

5.3.2 Lastprosedyre

Påføring av last i forbindelse med brannforsøkene følger lastprosedyren gitt i ISO 834 (42). Belastningen er todelt, og består av mekanisk belastning, i form av en konstant punktlast, og temperaturlast etter tid/temperatur kurven.

For lastbærende elementer, stilles det krav til at testlasten skal påføres minst 15 minutter før testen starter, og med en kraft som gjør at ingen dynamiske effekter oppstår. Etter pålastingen og gjennom hele testforløpet, skal lasten holdes konstant. Det stilles også krav til at lastutstyret, beskrevet i kapittel 5.2.3, må være i stand til å opprettholde konstant verdi ± 5 prosent. Ved forskyvninger må lastsystemet kunne respondere raskt og opprettholde sin konstante verdi (42).

Den konstante lasten, beregnet til 14,5 kilonewton, er en redusert lastverdi basert av gjennomsnittet av maksimal last som ble nådd i forbindelse med referansetest 1 og 2. Bakgrunnen for valg av denne lastverdien, var at det på daværende tidspunkt kun hadde blitt gjennomført to referansetester. Lastreduksjonsfaktoren ble bestemt ut i fra et forholdstall mellom dimensjonerende last i ulykkesgrense (brann) og bruddgrense. Ved beregning av reduksjonsfaktor, som vist i Vedlegg 9, ble det tatt utgangspunkt i at forbindelsen skulle benyttes i et høyt kontorbygg, hvor gulvets egenlast og nyttelast for kontorlokaler ble lagt til grunn. Lastreduksjonsfaktoren ble beregnet til 0,33, noe som tilsvarer en lastreduksjon på 33

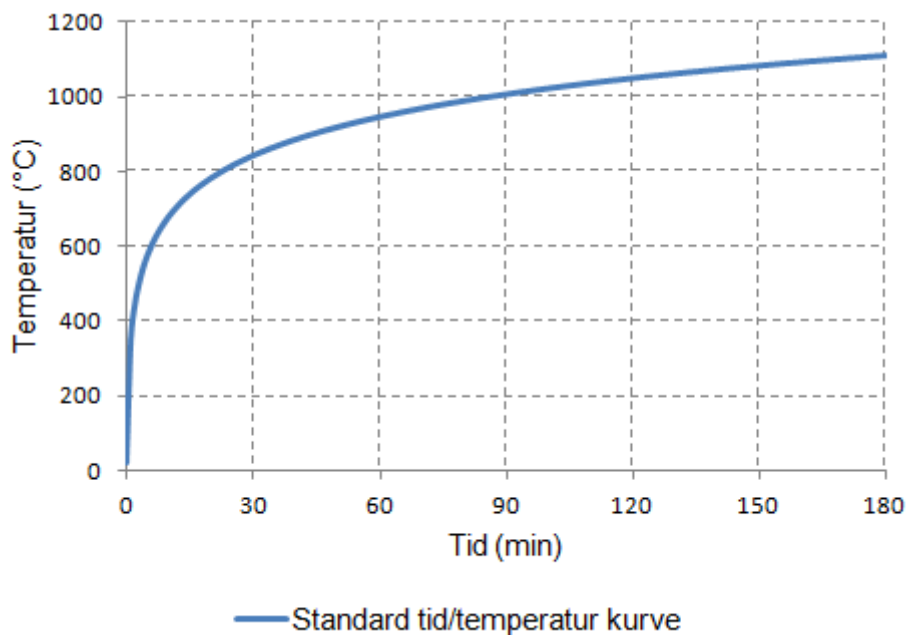
prosent. Buchanan (7) beskriver et lastforhold lavere enn 0,5 for de fleste bygningene, noe som også er tilfelle for disse brannforsøkene.

Temperaturen i ovnen ble kontrollert i henhold til et brannforløp beskrevet ved tid/temperatur kurven (42) og som vist i Figur 5.10. Her er temperaturen definert ved ligning (5.1).

$$T = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (5.1)$$

Hvor:

- t er tiden i minutter
 T er temperaturen til gassen i branncellen, målt i grader celsius



Figur 5.10: Standard tid/temperatur kurve. Diagram: gjenngett etter ISO 834.

ISO 843 (42) stiller toleransekrav til det prosentvise avviket, d_e , som er gitt i ligning (5.2). Det prosentvise avviket, d_e , representerer arealet av temperaturkurven registrert av termoelementene i forhold til arealet av standard tid/temperatur kurven. Toleransekravene er gitt i Tabell 5.3.

$$d_e = \frac{A - A_s}{A_s} \times 100 \quad (5.2)$$

Hvor:

- A er arealet under aktuell tid/temperatur kurve i ovnen
 A_s er arealet under standard tid/temperatur kurve
 t er tiden, i minutt

Tabell 5.3: Toleransekrav til det prosentvise avviket, d_e .

Tid (min)	d_e (%)
$5 < t \leq 10$	≤ 15
$10 < t \leq 30$	$15 - 0,5(t - 10)$
$30 < t \leq 60$	$5 - 0,083(t - 30)$
$t > 60$	2,5

Etter de 10 første minuttene av testen, skal den registrerte temperaturen i termoelementene i ovnen ikke avvike fra tilsvarende temperatur i standard tid/temperatur kurven med mer enn 100 grader celsius. Deretter skal temperaturen i termoelementene måles og registreres i intervaller som ikke overstiger 1 minutt i varigheten av brannforløpet (42).

5.3.3 Måleinstrument

Tabell 4.5 gir en oversikt over måleinstrument som ble benyttet ved gjennomføringen av brannforsøkene.

Tabell 5.4: Oversikt over antall og utplassering av måleinstrument til referanseforsøk

Navn	Måling	Antall/ type målere	Plassering av måleinstrument
	Last	1 lastmåler	Jekk
	Forskyvning	1 forskyvningsmåler	Ved punktlast
	Trykk	1 trykkmåler	Pilotovn
TO1-TO4	Temperatur	4 termoelement	Pilotovn
	Temperatur	1 termoelement	Hall/brannlaboratorium
	Temperatur	1 termoelement	Ute/avtrekksrør
T1-T9	Temperatur	9 termoelement	Skruer

Forskyvningsmåler

Forskyvning av bjelkeende ble registret ved hjelp av en forskyvningsmåler i form av en stålwire. En stålring, som vist til venstre i Figur 5.11, ble sveist fast i punktlastens halvmåne. Forskyvningsmåleren ble deretter ført ned og festet i stålringen, via et stålstativ med en utstikkende arm, vist i bildet til høyre i Figur 5.11.



Figur 5.11: Bildet til venstre viser stålringen som forskyvningsmåleren ble festet fast i, mens bildet til høyre viser stålstativets utstikkende arm med forskyvningsmåleren som er lagt over. Foto: Privat.

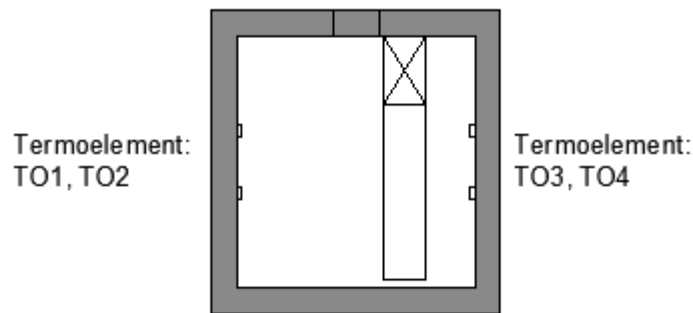
Trykk i pilotovn

Trykket i pilotovnen ble kontrollert manuelt ved hjelp av en luke i avtrekksrøret. Pilotovnen var slitt og det manuelle reguleringsystemet førte til at det var svært vanskelig å holde stabilt trykk. Dette har videre ført til store avvik i forhold til kravene som er gitt i standarden.

Termoelement

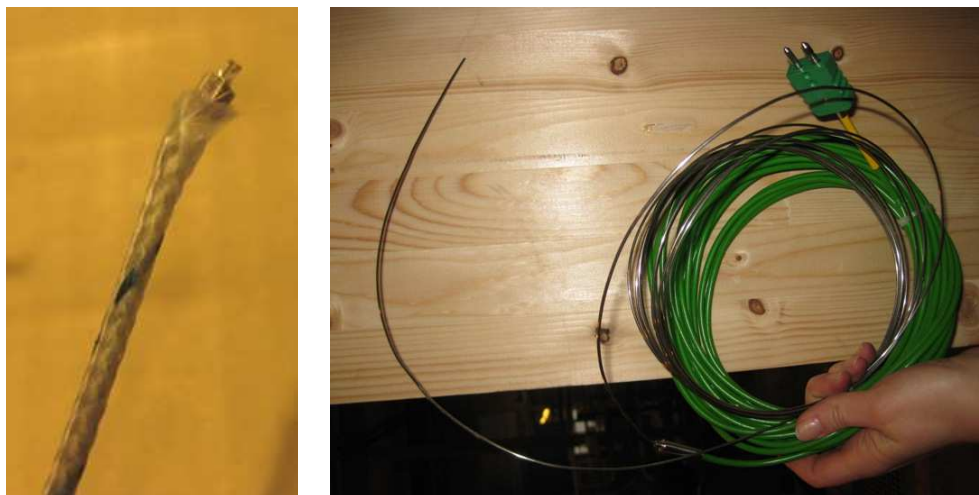
Det ble benyttet termoelementer for å registrere temperaturer tilknyttet brannforsøket. Pilotovnen ble utstyrt med fire termoelement som registrerte temperaturer inne i ovnen. Figur 5.12 viser plasseringen av termoelementene i ovnen i forhold til testforbindelsen. Termoelement TO1 og TO2 ble benyttet for å justere temperaturen i ovnen, mens et gjennomsnitt av temperaturene som ble registrert i termoelement TO3 og TO4 ble brukt som en indikasjon på temperaturen i ovnen. Det ble også gjennomført kontinuerlige temperaturmålinger i hall og avtrekksrør. Temperaturutviklingen i skruene ble målt i tre termoelement per skrue, hvor disse ble plassert ved hver skruende og midt på skruenes lengdeakse.

ISO 834 (42) stiller krav til at lufttemperaturen til omgivelsene må befinne seg i området 20 ± 10 grader celsius og at temperaturen skal måles i en avstand $1,0 \pm 0,5$ meter fra beskyttet flate. Målingene skal dessuten utføres under forhold som gjør at sensoren ikke blir påvirket av termisk stråling fra teststykket eller ovnen. Før testen starter, må temperaturen i ovnen være mindre enn 50 grader celsius.



Figur 5.12: Prinsippskisse over plassering av termoelement i pilotovn. TO1-TO4: termoelement ovn 1-4. Figur: Privat.

Temperaturer ble registret ved bruk av termoelement, type K. Dette er et av de mest anvendte termoelementene, og benyttes i temperaturområder mellom minus 200 grader celsius til pluss 1100 grader celsius (43). Det ble tatt i bruk tre ulike varianter av termoelement type K: kapselement, quickdip og vanlig termoelement til registrering av overflatetemperaturer. Sistnevnte omtales heretter som vanlige termoelement. Figur 5.13 viser bilder av quickdip og kapselementet. Bruk av kapselement er egnet i områder med direkte branneksporing, da stålwiren tåler høye temperaturer. Bruk av quickdip og vanlig termoelement begrenser seg til områder som ikke er direkte branneksporing, og i områder med risiko for at disse likevel skal bli utsatt for høye temperaturer må det påføres brannisolasjon. Brannisolasjonen utføres vanligvis ved bruk av aluminiumsteip, som beskytter ledningene for direkte branneksporing.



Figur 5.13: Bildet til venstre viser quickdip termoelement, og bildet til høyre viser kapslet termoelement. Begge termoelementene har en diameter på om lag 2 millimeter. Foto: Privat.

En oversikt over typen termoelement og plassering av disse er gitt i Tabell 5.5 og i Figur 5.14. Alle termoelement ble plassert i senter av skruetverrsnittet. Til sammen 9 termoelement ble benyttet for å måle temperaturer i hver skrueforbindelse, henholdsvis 3 kapselement, 3 quickdipelement og 3 vanlig overflateelement.

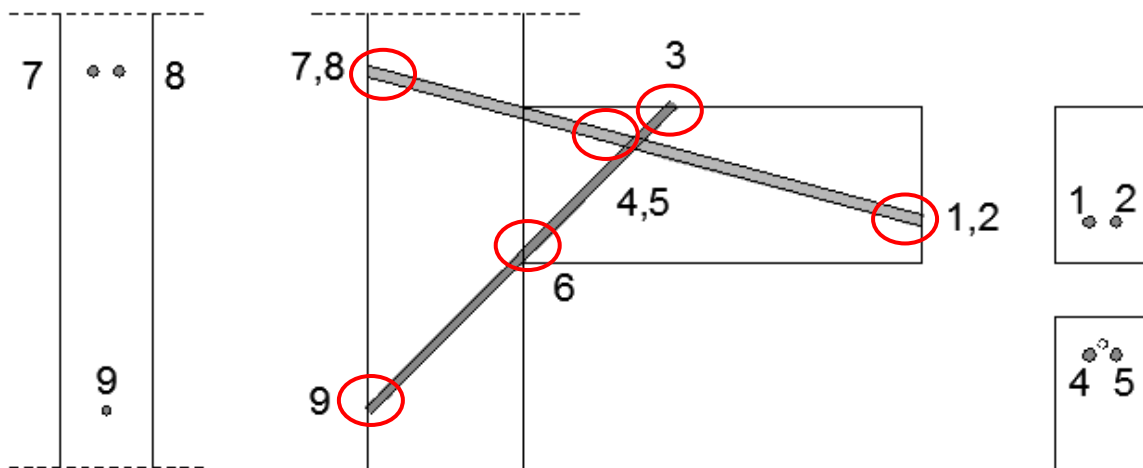
Vanlige termoelement ble plassert over alle skruendene som kom ut av søylen, i punkt 7,8 og 9. Disse ble festet ved bruk av et brannisolerende keramisk lim og ble i tillegg beskyttet med aluminiumsteip, for å være på den sikre siden. I punkt 1, 2 og 3 ble det boret hull med diameter 2 millimeter i senter av skruene, og i en dybde på 50 millimeter.

Quicdip termoelement ble tredd inn i hullene som deretter ble fylt igjen med keramisk lim. Ledningene ble lagt langs bjelkens overside, med innlagte bølger som vist i Figur 5.15, og trukket opp langs søylen. Bølgene ble innlagt for å hindre at ledningene skulle strammes opp og tilslutt ryke av under bjelkens forskyvning. I tillegg ble det laget spor i bjelkens overside ved fri ende, slik at punktlasten kunne plasseres over ledningene uten av disse ble sammentrykt. Alle ledninger ble isolert med aluminiumsteip.

Kapslelement ble benyttet i punkt 4,5 og 6. Punkt 4 og 5 befant seg 62 millimeter ned i treet målt fra bjelkens overside, og punkt 6 befant seg i en avstand 25 millimeter målt fra søylekant med en overdekning på 30 millimeter. Det ble boret hull i skruene med en trebor med diameter 10,9 millimeter. Kapslelementene ble deretter tredd inn i hullene før de ble fylt igjen med keramisk lim. Teipstykker ble benyttet for å holde termoelementene på plass og ledningene ble ført ut på siden av søylen.

Tabell 5.5. Oversikt over type termoelement og tilhørende plassering i skruerforbindelsen.

Type termoelement	Plassering
Kapslet	4, 5, 6
Quicdip	1, 2, 3
Vanlig (overflate)	7, 8, 9



Figur 5.14: Figuren viser et oppriss av skruerforbindelsen og de røde sirklene gir en oversikt over plassering av termoelementer. For skruene plassert på bjelkens strekkside, er det i tillegg vist snitt over plassering og navn på tilhørende termoelement. Snittet i søylen er sett fra venstre, mens snittene i bjelken er sett fra høyre. Figur: Privat.



Figur 5.15: Bildet viser hvordan termoelementene i alle punkt. Det er lagt inn svinger på ledningene som tilhører quickdip termoelement utplassert i punkt 1, 2 og 3. Ledningene til de kapslete termoelementene i punkt 4 og 5 er trukket ut på høyre side av bjelken. Ledningene til termoelementene i punkt 7,8 og 9 er trukket opp langs søylen. Bildet som viser termoelementet i punkt 6 er tatt fra undersiden av bjelken. Foto: Privat.

5.3.4 Framgangsmetode

Før en branntest ble startet, ble testforbindelsen med termoelement montert i ovnen. Dette ble utført i henhold til beskrivelsen i kapittel 5.2.1. I tiden før og etter teststart, fulgte testprosedyren framgangsmetoden beskrevet i ISO 834 (42).

Standarden stiller krav til gjennomføring av ulike kontroller og målinger, både i minuttene før og etter teststart. Før lasten ble påført, ble det gjennomført måling av bjelkeendens forskyvning. Lasten ble deretter påført og holdt i 15 minutter før testen ble startet. Like før teststart ble forskyvning av bjelkeende målt på nytt. 5 minutter før teststart skulle det i tillegg gjennomføres en temperaturkontroll, hvor den opprinnelige temperaturen registret av alle termoelement ble sjekket for å sikre gyldige temperaturmålinger.

I løpet av de første 5 minuttene etter teststart ble det, i henhold til standarden, gjennomført trykkontroll, hvor trykket i ovnen var tillatt å ha et avvik på ± 5 Pascal. I løpet av de første 10 minuttene etter teststart, var tillatt avvik satt til ± 3 Pascal. Deretter ble gjennomsnittsverdien til trykket i ovnen målt og registret kontinuerlig (42).

I Tabell 5.6 er det gitt en oversikt over målinger og observasjoner, som er påkrev i henhold til standarden. Disse ble fulgt under gjennomføringen av brannforsøkene, og observasjoner som ble gjort underveis ble oppført på et loggskjema.

Tabell 5.6: Oversikt over nødvendige målinger og observasjoner under brannforsøkene.

Temperaturer	Temperaturer i de utplasserte termoelementene skal måles og registrert ved intervaller som ikke overstiger 1 minutt av varigheten av oppvarmingsperioden.
Trykk i ovnen	Trykket i ovnen måles og registreres kontinuerlig eller ved intervaller som ikke overstiger 5 minutt ved kontrollpunktet.
Deformasjon	For lastbærende testelement, skal målinger gjøres før og etter påføring av testlasten og ved intervaller på 1 minutt under oppvarmingsperioden.
Last og kapasitet	Tiden når brudd inntreffer noteres ned. Enhver variasjon i registrerte krefter og/eller momenter som vil være nødvendig for å opprettholde lasten skal registreres.
Generell oppførsel	Observasjoner av testelementets generelle oppførsel gjennom testforløpet skal registreres og mulige deformasjoner, oppstrekkinger i materialet, samt forkulling skal noteres. Produksjon av røyk skal også noteres.

Etter at branntestene var avsluttet ble lokket løftet av pilotovnen og den flyttbare veggen ble åpnet. Deretter ble forbindelsen fraktet ut av ovnen og til utsiden av brannlaboratoriet ved bruk av kranen som var festet fast i toppen av søylen under hele branntesting. Da testene hadde blitt fraktet ut, ble testforbindelsene dokumentert med bilder, før de ble slukket og avkjølt ved bruk av en vannslange.

I etterkant av branntest 6, ble det gjort observasjoner i forhold til bjelkens forkullingsdybde. Disse observasjonene ble utført i to snitt i bjelken, henholdsvis i et snitt i overgangen mellom bjelke og søyle, og i et snitt i en avstand 200 millimeter målt fra søylekant i retning bjelkens ende. Bjelken ble saget i to i disse snittene, slik at det var mulig å observere de ulike forkullingsdybdene og omfanget av forkulling.

5.4 Testresultater

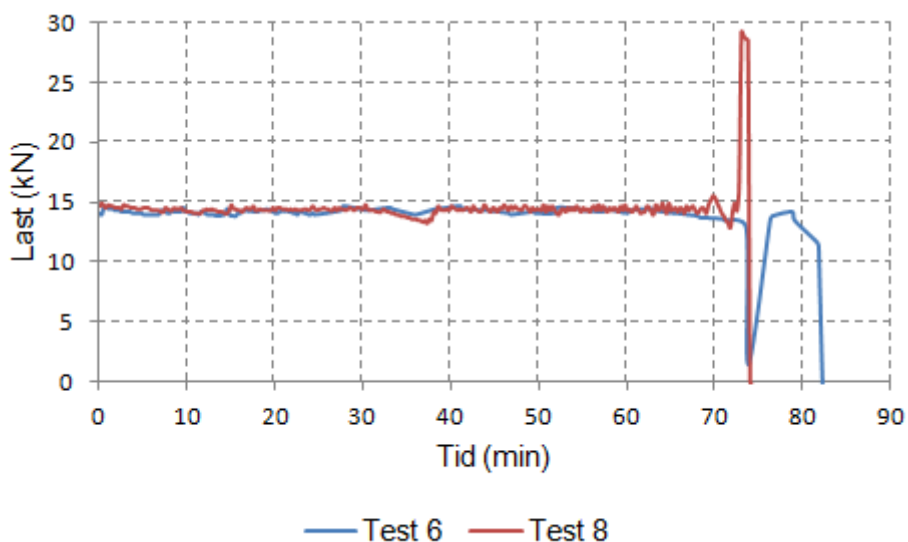
Presentasjon av testresultater fra brannforsøk omfatter grafisk fremstilling av lastprosedyre, trykk og temperatur i ovnen. I tilknytning til testforbindelsene, ble det målt temperaturer ved enden og senter av hver skrue. Hvert diagram som er vist i dette kapitlet inneholder resultater fra begge brannforsøk. Under diagrammene følger tabeller som oppsummer tilhørende verdier ved tiden testene ble avsluttet, eller ved maksimalt oppnådd temperatur i skruene. Uregelmessige målinger og avvik ved resultatene er kommentert der dette har vært tilfelle. Kapitlet inneholder også en vurdering av branntestene i forhold til krav og tillatte avvik som er gitt i ISO 834 (42). Til slutt i kapitlet er det presentert observasjoner som ble gjort i forbindelse med treets forkullingsdybde i etterkant av branntest 6.

Det henvises til vedlagt CD, for loggfiler fra begge brannforsøk, samt bearbejdede resultater og grafisk framstilling av resultatene. For utfyllende beskrivelse av observasjoner som ble gjort underveis og etter gjennomføringen av branntestene henvises det til Vedlegg 4. Det henvises til Vedlegg 5 for billedokumentasjon.

5.4.1 Last

Lasten som ble påført bjelkens ende gjennom jekken, ble koblet opp mot et system i brannlaboratoriet som registrerte og loggførte lasten i millivolt. Omregningsfaktorer og formler som beskriver overgangen mellom kraft, trykk og spenning i forbindelse med lasten, er vist i Vedlegg 7.

Figur 5.16 viser hvordan den konstante lasten i forbindelse med gjennomføringen av brannforsøkene ble opprettholdt med tiden. Som nevnt under kapittel 5.3.4 stiller ISO 834 (42) krav til at pålastningsutstyret må være i stand til å opprettholde testlasten ved en konstant verdi ± 5 prosent av ønsket verdi. En oversikt over tidsrom den konstante lasten tilfredsstilte dette avvikskravet er gitt i Tabell 5.7.



Figur 5.16: Grafene viser lasten som funksjon av tid.

Tabell 5.7: Tidsrom for konstant last.

Test	Konstant last i tidsrommet (min)
6	0-69
	76-79
8	0-35
	38-71

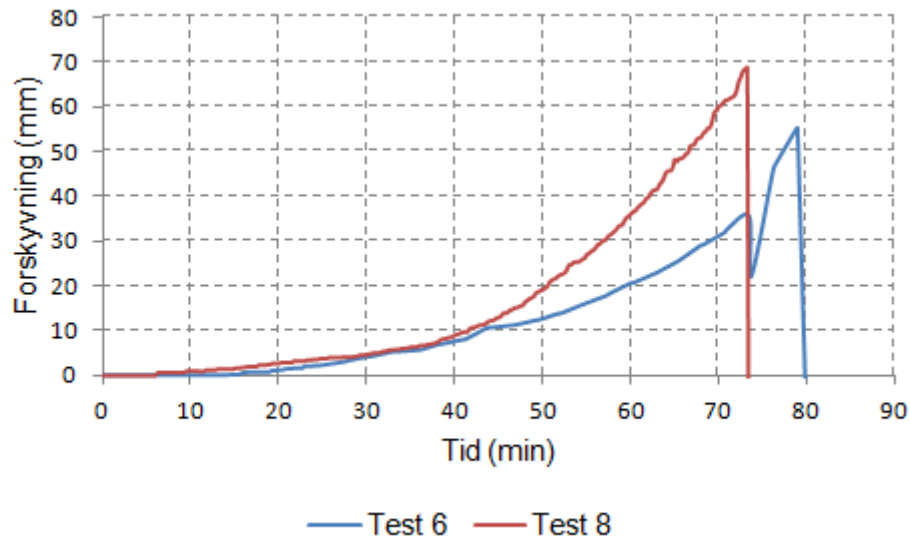
Begge testforbindelsene var i stand til å opprettholde en konstant lastverdi i over 60 minutt, men unntak av et lite trykkfall ved tiden 35-38 minutt for test 8. Tendensen til trykkfall i dette området er også synlig for test 6, men verdiene er likevel innenfor tillatt krav til avvik for denne testen. Årsaken til denne trykkendringen er uklar og vil ikke bli omtalt nærmere.

Trykkfallet i test 6 som inntraff i perioden 69-76 minutt, var et resultat av at det nødvendig å justere jekken under trykksøylen i lastsystem på grunn av skjevstilling. Under denne justeringen ble trykket sluppet helt opp. Etter at lasten igjen hadde kommet opp på ønskelig nivå, ble det opprettholdt en konstant lastverdi i 3 minutt inntil forskyvningsmåleren røk 79 minutt etter teststart. Fallet i grafen ved dette tidspunktet oppsto som følge av usikkerheten rundt hva som egentlig hadde skjedd. I første omgang ble det antatt at forbindelsen hadde gått til brudd ved dette punktet, men det ble valgt å fortsette lastpåføringen for å kontrollere om det var mulig å opprettholde lasten. Dette viste seg imidlertid å være vanskelig, og etter 3 minutt med å forsøke og opprettholde lasten, ble trykket i jekken sluppet opp og testen avsluttet.

Grafen til test 8 viser tydelige endringer i trykket etter 71 minutter. I dette tidsrommet ble det gjort et bytte på hvem som pumpet opp trykket på jekken, og på bakgrunn av en misforståelse ble trykket pumpet opp og økte dermed inntil forskyvningsmåleren røyk ved en tid på 73 minutt. Deretter ble trykket holdt i ett minutt før det ble sluppet opp og testen ble avsluttet på bakgrunn av at forskyvningsmåleren hadde røket.

5.4.2 Forskyvning

Forskyvningen av bjelken ved fri ende ble registrert før testen ble startet og ovnen ble skrudd på. Dette ble gjort ved å gjennomføre målinger både før og etter at den konstante lasten ble påført, hvor differansen av disse målingene er framstilt i Tabell 5.8 og beskriver hvor mye bjelken hadde forskyvnet seg før teststart. Etter teststart ble forskyvningen logget kontinuerlig. Forskyvningsformen til test 6 og 8 er vist i Figur 6.1 og maksimal registrert forskyvning er oppsummert i Tabell 5.9.



Figur 5.17: Grafen viser forskyvning av bjelkeenden for de to branntestene som funksjon av tid.

Tabell 5.8: Registrert forskyvning før teststart, etter påføring av konstant last.

Test	Forskyvningsmålinger før/etter pålastning (mm)		Forskyvning under punktlast (mm)
	Før	Etter	
6	76,54	82,39	5,85
8	59,99	66,85	6,86

Tabell 5.9: Oversikt over maksimal forskyvning som ble registrert ved gjennomføringen av test 6 og 8.

Test	Forskyvning (mm)	Tid (min)
6	55,1	79
8	68,4	73

Fallet i forskyvningsgrafene til test 6 etter om lag 70 minutter, kan forklares ved at lasten ble sluppet opp i forbindelse med justering av et skjevstilt lastsystem.

Observasjoner som ble gjort i etterkant av testene viste at forskyvningsmåleren var revet av i begge brannforsøkene etter at testene ble stoppet. Dette kan ses av det momentane fallet som kommer fram på begge forskyvningsgrafene. Det ble også gjort observasjoner som tydet på at punktlasten hadde knust seg ned i oversiden på bjelken, i stedet for å ha påført bjelken forskyvning. Det ble heller ikke registret noen form for åpning i innfestningen mellom bjelken og søylen. Figur 5.18 viser hvordan testforbindelse 6 så ut etter branntestingen, og Figur 5.9 viser tegn til knusning av bjelkens overside ved fri ende.



Figur 5.18: Bildet viser forkullet bjelke (test 6) etter å ha blitt utsatt for et brannforløp i over 60 minutt. Foto: Privat.



Figur 5.19: Bildet viser oversiden av bjelken ved fri ende. Hullet i treet kommer av at punktlasten ble festet med en skrue i bjelkens overside, for å sikre lastangrepspunktet. Foto: Privat.

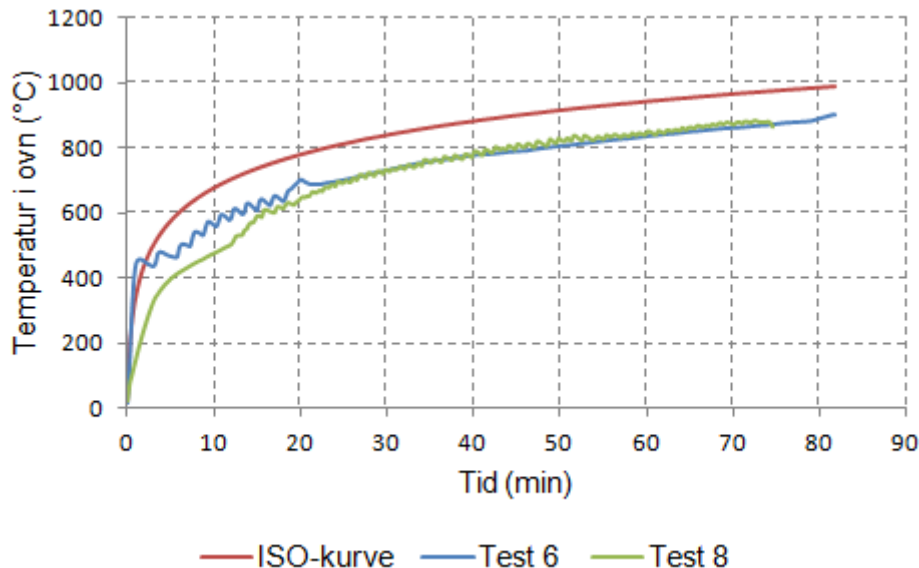
5.4.3 Trykk i pilotovn

Under gjennomføringen av test 6 ble det gjort en feil i forbindelse med loggingen av trykket i pilotovnen, noe som førte til at det ikke ble registret trykkmålinger for denne testen. I Vedlegg 3 er det vist en graf som beskriver hvordan trykket i pilotovnen endret seg som funksjon av tid for test 8. I størsteparten av testen ble trykket holdt i et område mellom 20 og 40 pascal, før det oppsto kraftige trykksprang ved et tidsforløp av 70-80 minutt.

I forbindelse med branntestingen ble det gjort en muntlig informering fra laboratorieansvarlig ved SINTEF NBL om at trykket i ovnen ikke fulgte krav til ISO 834 (1999), og at trykkjusteringer underveis ble gjort i form av en luke i avtrekksrøret. Det er vanskelig å si med sikkerhet hvilken betydning dette har hatt på testresultatene, men dette vil ikke bli vurdert videre.

5.4.4 Temperatur i pilotovn

Temperaturen i ovnen ble logget i termoelementene TO3 og TO4 som er vist i Figur 5.12. Termoelementene TO1 og TO2 ble brukt for å styre og kontrollere temperaturen i ovnen, og ble ikke logget. Figur 5.20 viser temperaturutviklingen i ovnen for test 6 og 8, sammenlignet med ISO-kurven.



Figur 5.20: Graften viser ISO-kurven og temperaturen i ovnen for test 6 og 8.

Maksimal registret temperatur i pilotovnen ved slutten av test 6 og 8 var på henholdsvis 901 og 881 grader celsius. Temperaturene ble målt etter 82 og 73 minutt.

Temperaturavvik

Som nevnt under kapittel 5.3.2, stiller ISO843 (42) krav til at alle registrerte temperaturer i termoelementene i ovnen, etter 10 minutt, ikke skal avvike fra tilsvarende temperatur i standard tid/temperatur kurven med mer enn 100 grader celsius.

Testresultatene for test 6 viser at de største temperaturavvikene i forhold til ISO-kurven ble registrert i perioden 10 til 18 minutt etter teststart, hvor det største prosentvise avviket ble beregnet til 12,2 prosent. I perioden etter 18 minutt, ble det ikke registrert temperaturer som avvek fra ISO-kurven med mer enn 100 grader celsius.

Temperaturmålinger i ovnen i test 8 etter 10 minutt, viser en maksimal temperaturforskjell mellom ISO-kurve og ovn på 201,6 grader celsius. Denne temperaturforskjellen ble målt etter nøyaktige 10 minutt, og minsket til om lag 100 grader celsius etter 34 minutt. En temperaturforskjell på 100 grader celsius holdt seg mer eller mindre konstant gjennom resten av testforløpet. Størst temperaturavvik etter 34 minutt ble registrert til 14 prosent. Resultatene viser også at temperaturen som ble registret i ovnen til en hver tid var lavere enn tilsvarende temperatur på ISO-kurven.

Arealavvik

ISO 834 stiller i tillegg toleransekrav til et prosentvis avvik, d_e , mellom arealet av temperaturkurven i ISO-kurven og arealet av temperaturkurven i ovnen. Avvikene mellom temperaturkurvene, samt hvor mye forholdet avviker sammenlignet med tillatt prosentvis avvik er gitt i Tabell 5.10 for test 6 og i Tabell 5.11 for test 8.

Tabell 5.10: Prosentvis avvik mellom arealet under temperaturkurven i ovnen og ISO-kurven for test 6.

Tidsperiode (min)	Maksimalt avvik mellom temperaturkurvene (%)	Tillatt prosentvis avvik, d_e (%)	Innenfor kravet?	Avvik i forhold til krav (%)
$5 < t \leq 10$	8,9	≤ 15	Ja	-
$10 < t \leq 30$	10,9	10,8	Nei	1,5
$30 < t \leq 60$	10,8	5,0	Nei	54
$t > 60$	10,3	2,5	Nei	76

Tabell 5.11: Prosentvis avvik mellom arealet under temperaturkurven i ovnen og ISO-kurven for test 8.

Tidsperiode (min)	Maksimalt forskjell mellom temperaturkurvene (%)	Tillatt prosentvis forskjell, d_e (%)	Innenfor kravet?	Avvik i forhold til krav (%)
$5 < t \leq 10$	39,2	≤ 15	Nei	62
$10 < t \leq 30$	33,9	14,9	Nei	57
$30 < t \leq 60$	22,3	5,0	Nei	78
$t > 60$	24,6	2,5	Nei	90

Temperaturkurvene som er vist i Figur 5.20 viser at den registrerte temperaturen i ovnen ligger om lag 100 grader celsius lavere enn ISO-kurven for begge testene. Dette har videre ført til at det tillatte prosentvise avviket mellom arealet av ovnens temperaturkurve og ISO-kurven er oversteget. Tidsrommet mellom de 5 og 10 første minutt av branntest 6, er den eneste perioden som tilfredsstiller krav til prosentvis avvik. Etter 30 minutter oppstår et avvik mellom maksimalt forskjell mellom temperaturkurvene og det tillatte prosentvise avviket på over 50 prosent. Det samme gjelder hele tidsperioden til test 8.

Gjennom begge brannforløpene ble det gjort observasjoner som registrerte at temperaturene som ble målt i termoelement TO1 og TO2 hele tiden lå omtrent 100 grader høyere enn temperaturene som ble registrert i TO3 og TO4. Temperaturforskjellene mellom termoelementene kan sannsynligvis ha sammenheng med luftsirkulasjonen i området, og dette vurderes nærmere i påfølgende evalueringskapittel.

5.4.5 Temperaturer i hall og avtrekksrør

Det henvises til Vedlegg 3 for grafisk fremstilling av temperaturer i hall og avtrekksrør.

Temperaturen i hallen holdt en tilnærmet konstant verdi ved gjennomføringen av begge brannforsøkene. Under test 6, varierte temperaturen mellom 18 og 20 grader celsius, mens den for test 8 varierte mellom 16 og 18 grader celsius. Temperaturen i hallen faller innenfor kravet, gitt i ISO 834 om at omgivelsenes lufttemperatur må befinnes seg i område 20 ± 10 grader celsius.

Temperaturen som ble målt i avtrekksrøret, tilsvarte daværende utetemperatur og befant seg i området 9 til 13 grader celsius for test 6 og fra 3 til 6 grader celsius for test 8. Denne temperaturmålingen ble foretatt som en forsikring på at ovnen fungerte som den skulle, noe temperaturmålingene også tyder på at den gjorde.

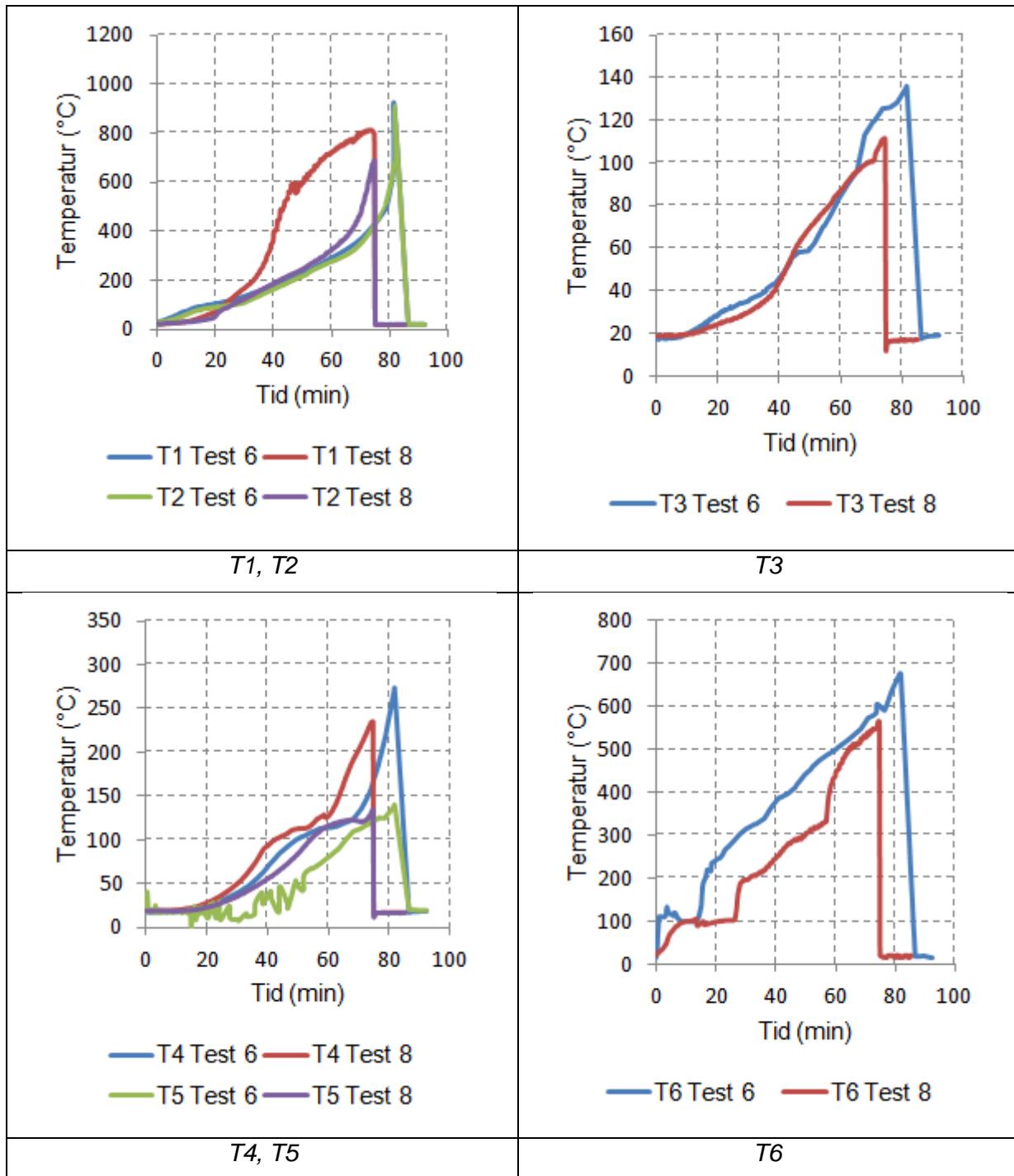
5.4.6 Temperaturutvikling i termoelement T1-T9

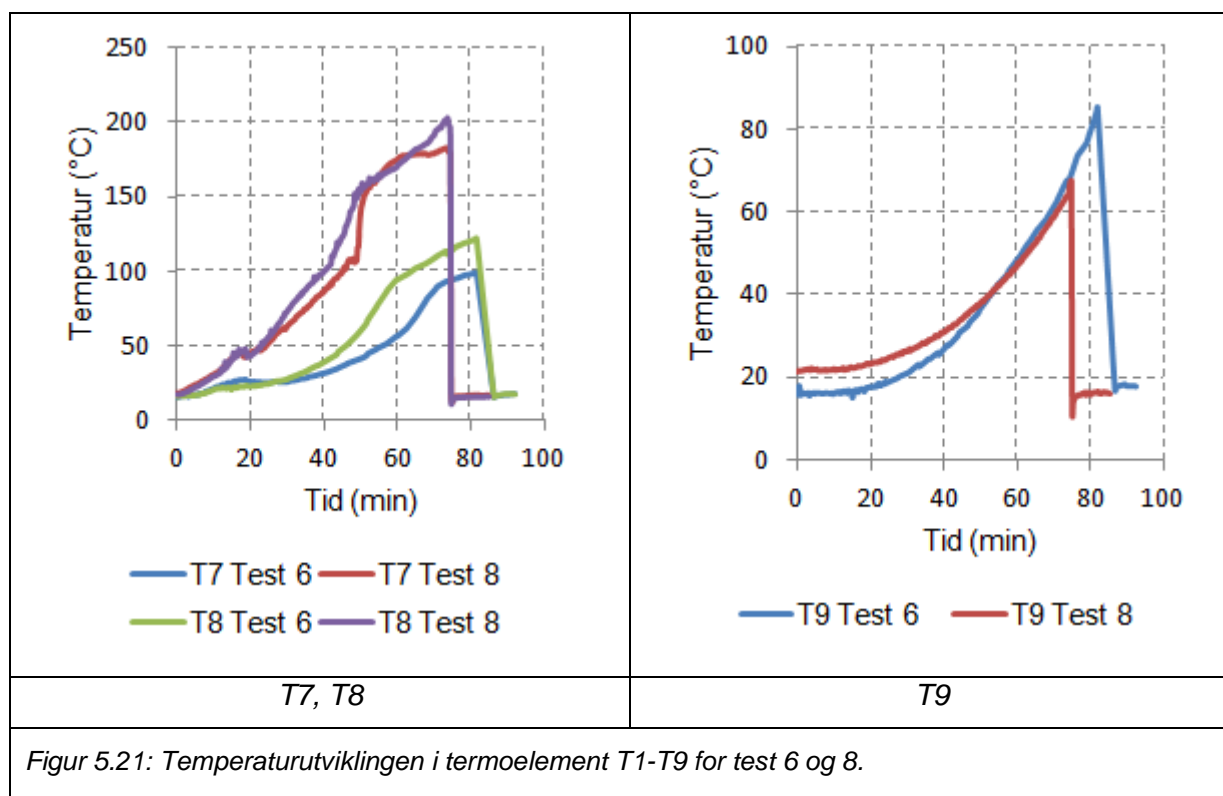
Temperaturen i hver skrue ble registrert av termoelementer som var utplassert ved hver skruende og midt på skruen. Temperaturutviklingen er vist i en todelt framstilling. Første del er vist i dette kapitlet og framstiller temperaturutviklingen i hvert termoelement som funksjon av tid. Hvert diagram framstiller resultater for hvert snitt i forbindelsen. Dette betyr at de registrerte temperaturene for skrue vest og øst er framstilt i samme diagram. Temperaturer er presentert etter høyeste oppnådde temperatur i hvert termoelement i tidsrommet testene varte. Den andre delen av temperaturutviklingen omhandler temperaturutviklingen langs skrueskruen og er presentert i kapittel 5.4.7.

Tabell 5.12 gir en oversikt over plasseringen av de ulike termoelementene, og for tilhørende figur henvises det til Figur 5.14. Figur 5.21 viser temperaturutviklingen i termoelement T1-T9 for test 6 og 8. Det henvises til Vedlegg 3 for forstørrede diagram.

Tabell 5.12: Oversikt over termoelement i skruerforbindelsen.

Skrue	Plassering av termoelement		
	Skruens ende ved bjelkeende	Midt på skruen	Skruens ende ved søylekant
Vest	T1	T4	T8
Øst	T2	T5	T7
Sør	T3	T6	T9





Figur 5.21: Temperaturutviklingen i termoelement T1-T9 for test 6 og 8.

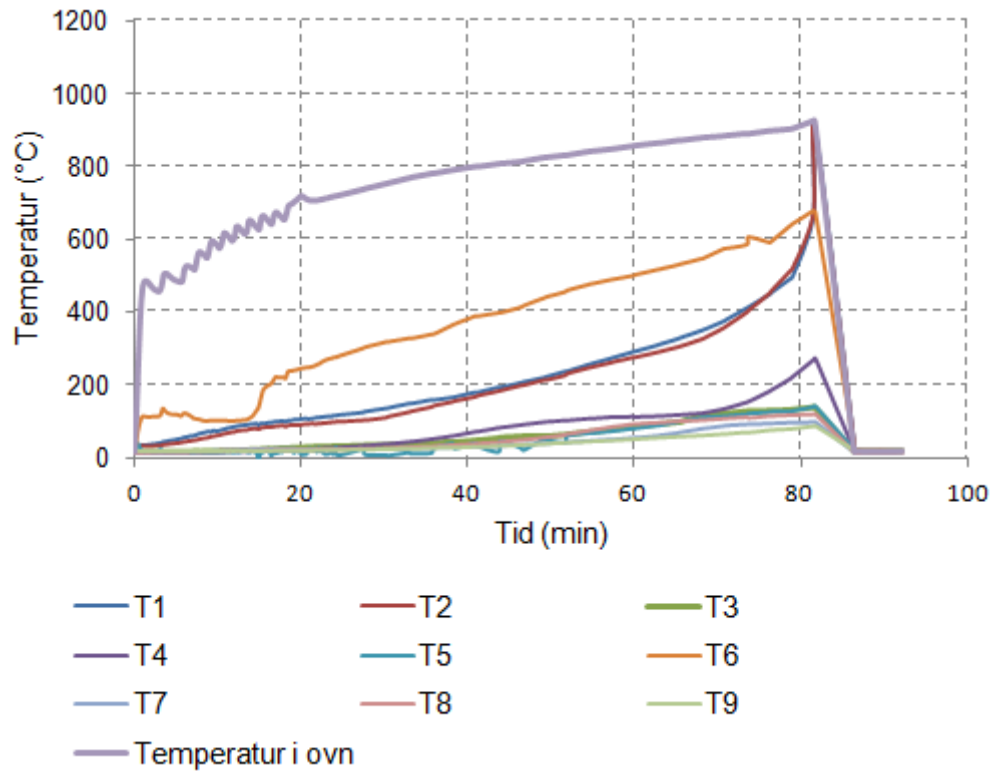
Tabell 5.13: Høyeste registrerte temperaturer i termoelement T1-T9 for test 6 og 8.

Termoelement	Temperatur (°C)	
	Test 6	Test 8
T1	899,7	811,5
T2	891,9	689,9
T3	136,2	111,4
T4	273,8	235,5
T5	140,2	134,0
T6	673,8	564,3
T7	99,8	182,9
T8	121,8	202,7
T9	85,2	67,6

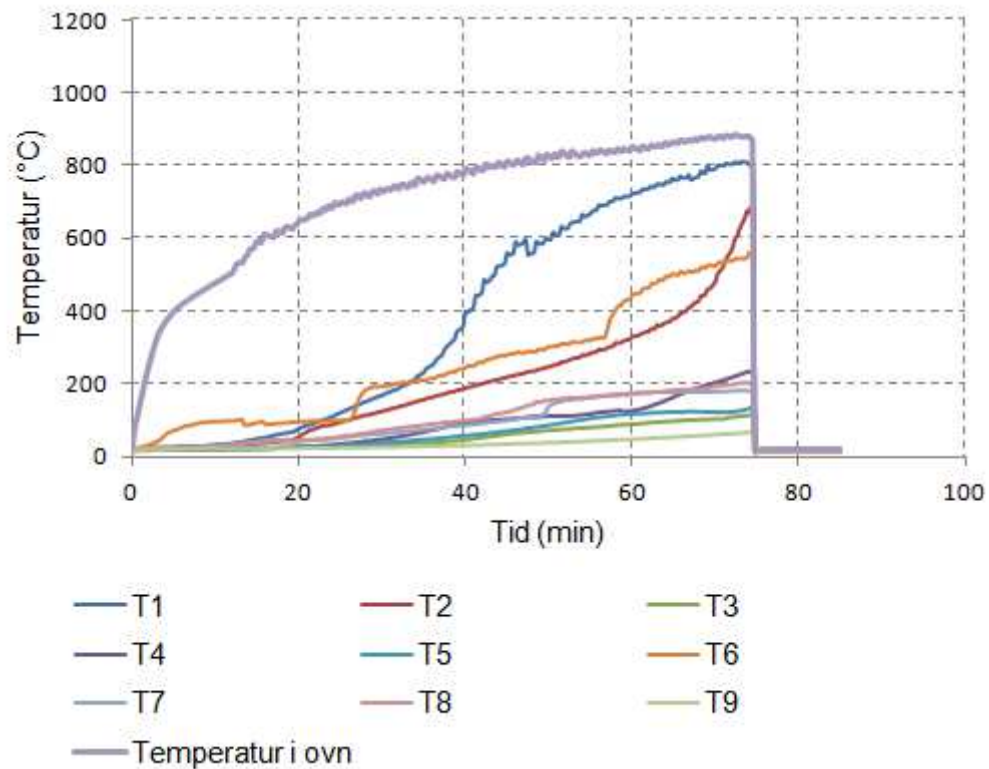
De høyeste oppnådde temperaturene i forbindelse med test 6 ble nådd etter 82 minutt, mens de for test 8 ble registrert i tidsperioden 72-74,5 minutt.

Termoelement T1 og T2 for test 6, viser overlappende temperaturkurver gjennom hele testforløpet. Sprangene i temperaturmålingene i termoelement T5 i test 6, kan bety at det ikke ble gjort gyldige temperaturmålinger i dette punktet. Etter omtrent 50 minutt jevnes imidlertid grafen ut igjen, men dette trenger ikke nødvendigvis å bety at resten av målingene er gyldige. Det vil ikke bli gjort en videre vurdering av dette i evalueringen av testresultatene. Fallet i temperaturkurvene mot slutten av testene, indikerer at termoelementene ble revet av når testeforbindelsen ble fraktet ut av ovnen.

Figur 5.22 og Figur 5.23 viser temperaturutviklingen i alle termoelement, henholdsvis i test 6 og test 8, i forhold til temperaturen som ble registrert i ovnen.



Figur 5.22: Temperaturutvilingen, test 6.

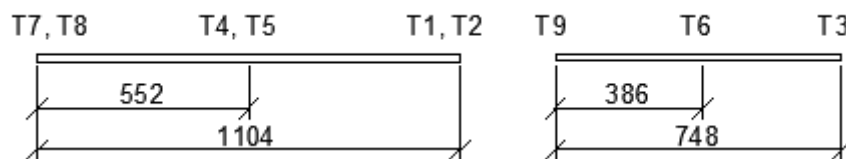


Figur 5.23: Temperaturutviling, test 8.

5.4.7 Temperaturutvikling langs skru aksen

Det henvises til vedlagt CD for tabelloversikt over temperaturverdier langs skru aksene.

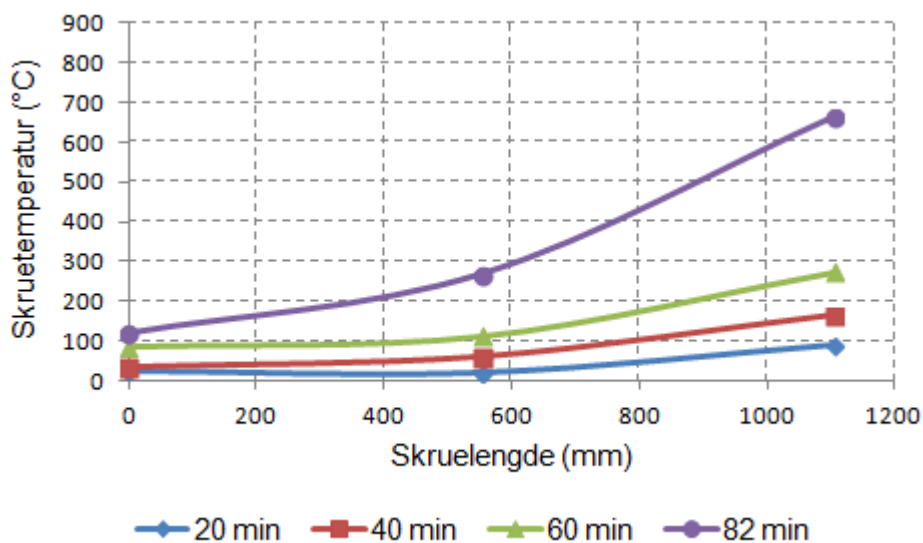
Diagrammene i dette kapitlet fremstiller temperaturutviklingen i skruene for test 6 og 8. Hvert diagram fremstiller temperaturutviklingen for hver skru etter tiden 20, 40 og 60 minutt samt sluttiden når skruen registrerte den høyeste temperaturen. Den horisontale aksene i diagrammene representerer skruelengden mens tilhørende temperaturer fremgår av den vertikale aksene. Den horisontale aksene er delt opp slik at punktene som befinner seg i origo representerer skruenes ende ved søylekanten og punktet som befinner seg lengst ut på aksene representerer skruenes ende ved bjelkeende. Alle grafene som fremstiller temperaturutviklingen i skruene, baserer seg på temperaturmålinger i tre punkter. Plassering av termoelement og utforming av skruene er vist i Figur 5.24.



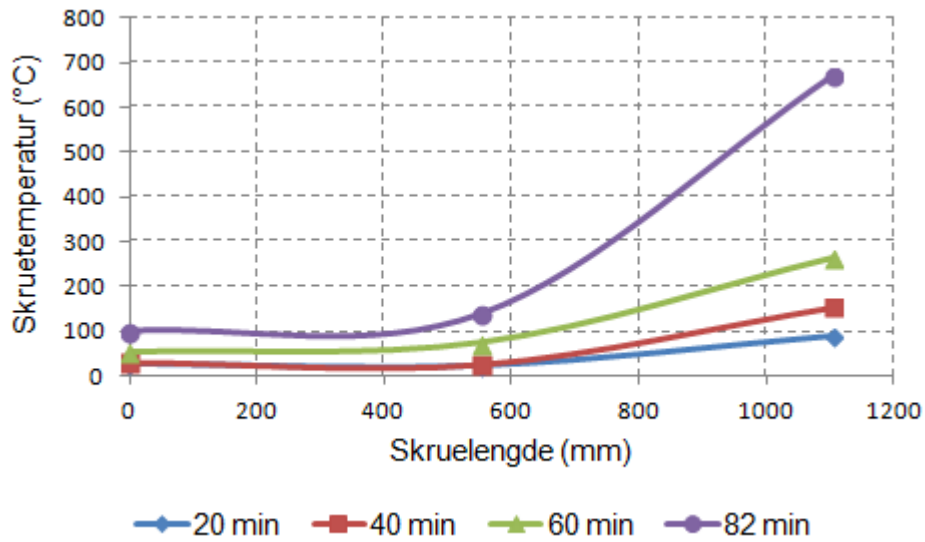
Figur 5.24: Figuren til venstre viser utformingen og plasseringen av termoelement for skru vest og øst. Figuren til høyre viser tilsvarende utforming og plassering for skru sør. Skruenden mot vestre befinner seg ved søylekant, mens enden til høyre befinner seg i bjelkeenden. Figur: Privat.

Test 6

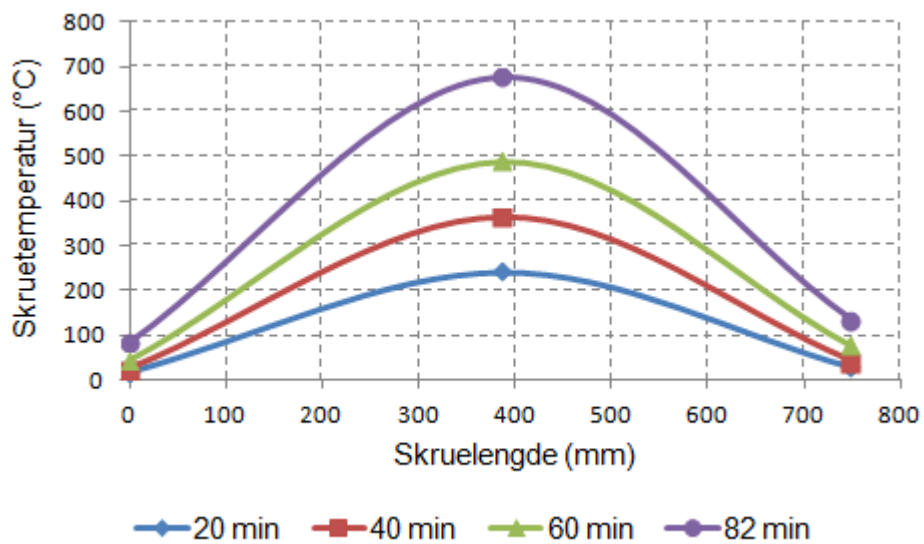
Figur 5.25, Figur 5.26 og Figur 5.27 viser temperaturutviklingen i skru vest, øst og sør etter tidspunktene 20, 40, 60 og 82 minutt.



Figur 5.25: Temperaturutvikling i skru vest.



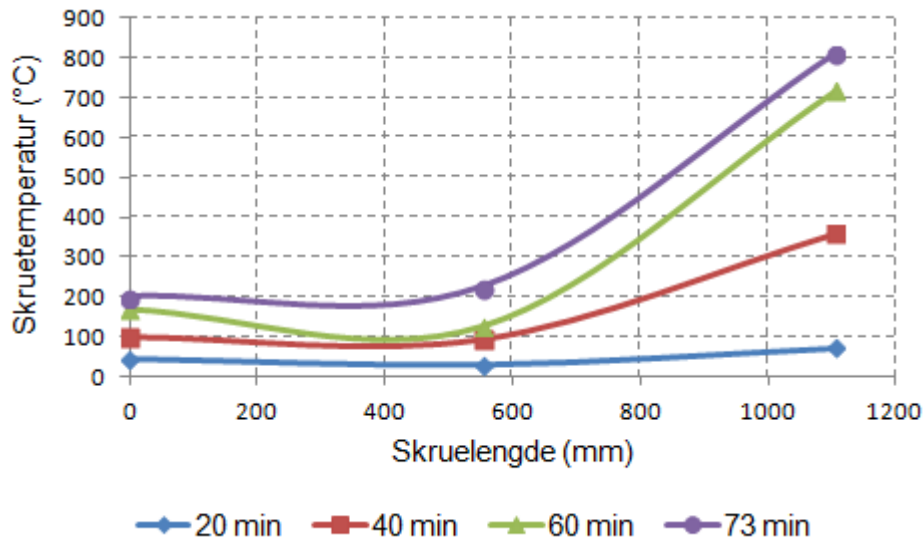
Figur 5.26: Temperaturutvikling i skruer øst.



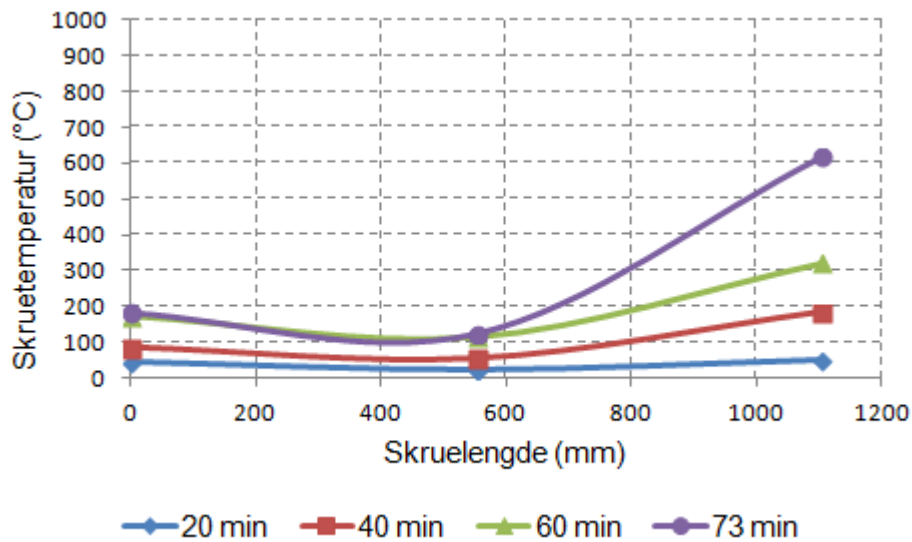
Figur 5.27: Temperaturutvikling i skruer sør.

Test 8

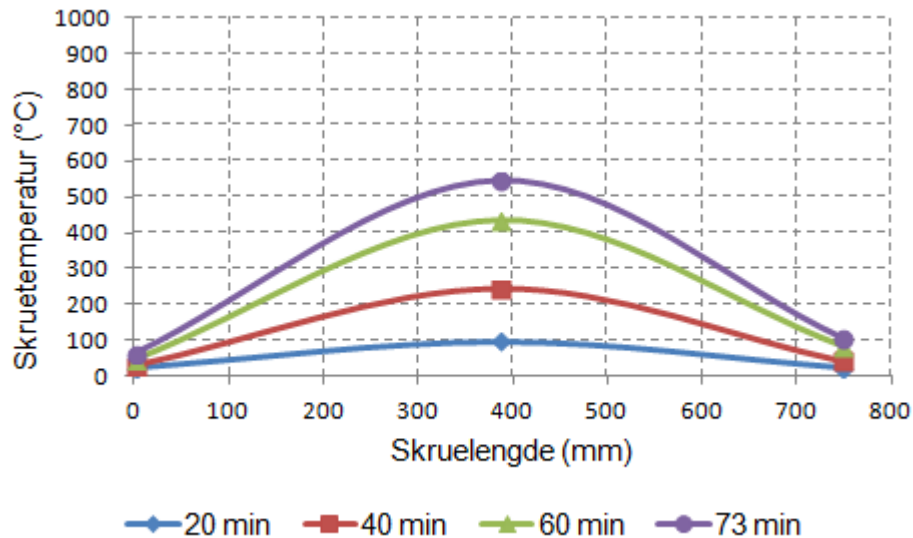
Figur 5.28, Figur 5.29 og Figur 5.30 viser temperaturutviklingen i skruer vest, øst og sør for test 8, etter tidspunktene 20, 40, 60 og 73 minutt.



Figur 5.28: Temperaturutvikling i skruer vest.



Figur 5.29: Temperaturutvikling i skruer øst.



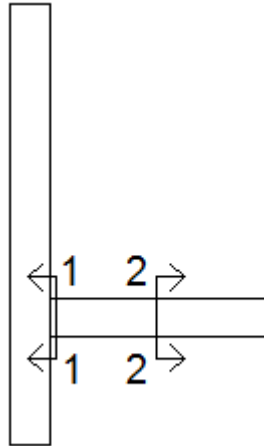
Figur 5.30: Temperaturutvikling i skruer sør.

Temperaturutviklingen for skruer vest og øst kan beskrives ved en eksponentialfunksjon, mens temperaturutviklingen for skruer sør kan beskrives ved hjelp av en andregrads polynomfunksjon.

Det ble registrert lave temperaturer ved søylekant for alle skruene på grunn av at disse skruerområdene enten var brannisolert, eller befant seg over ovnen. Årsaken til at det ble registrert høye temperaturverdier i skruene ved bjelkens ende, var at brannisoleringen trolig ikke fungerte optimalt og at varme hadde trengt seg mellom isolasjonen og bjelkens ende. Brannisoleringen ved bjelkens overside ser derimot ut til å ha fungert relativt bra, da alle grafene viser lave temperaturer i dette området. Som forventet ble det registrert høye temperaturer midt på skruer sør, da denne befant seg nærmest treetts forkullingszone.

5.4.8 Forkulling

I etterkant av branntest 6, ble det gjort observasjoner i forhold til bjelkens forkullingsdybde. Figur 5.31 viser knutepunktet med tilhørende snitt for observasjoner. Snitt 1-1 var lokalisert i overgangen mellom bjelken og søylen, mens snitt 2-2 var lokalisert i en avstand på 200 millimeter fra søylekant. Det ble utført målinger ved bruk av skyvelære, for å anslå forkullingsdybden i de ulike snittene. Forkullingsdybden ble definert ut i fra en merkbar linje rundt det friske treet.



Figur 5.31: Knutepunkt med snitt for undersøkelse av forkulling.

Snitt 1-1

Bildet til venstre i Figur 5.13 viser forkullet søyle i snitt 1-1, mens bildet til høyre viser forkullet bjelke i samme snitt. I bilde til venstre er skruer vest plassert til høyre, mens skruer øst er plassert til venstre i søylen. Ingen av de strekkpåkjennte skruene befant seg i forkullingssonen. Avstanden mellom ytterkanten av skruer vest og forkullingslinje ble målt til 10 millimeter, mens tilsvarende avstand ved skruer øst ble målt til 9 millimeter. I tillegg ble det registrert at søylen hadde forkullet et stykke lenger inn i området over der bjelken var plassert. I vertikal retning ble det målt en avstand fra overkant skruer til forkullet tre på henholdsvis 10 millimeter for skruer vest og 15 millimeter for skruer øst. Bildet viser imidlertid at skruer sør var i kontakt med det forkullede området, og det ble målt en avstand på 28 millimeter fra overkant skruer til den nedre forkullingslinjen i søylen.

Bjelken som er vist i bildet til høyre, viser at skruer vest er orientert nærmest taket. Det reduserte bjelketverrsnittet målte en bredde på 73 millimeter og en høyde i senter av tverrsnittet på 210 millimeter. I tillegg ble avrundningseffekten som en følge av forkulling på tre sideflater registrert både for søylen og bjelken.



Figur 5.32: Bildet til venstre viser forkulling av søylen i snitt 1-1, og bildet til høyre viser forkulling av bjelken i samme snitt. Foto: Privat.

Snitt 2-2

Figur 5.33 viser forkullet bjelketverrsnitt i snitt 2-2, hvor bjelken er orientert slik at skruer vest er lokalisert nærmest bordplaten. I motsetning til snittet som ble tatt ved overgang bjelke/søyle, går forkullingslinjen nå gjennom skruer vest, mens skruer øst fortsatt ikke er påvirket av forkulling. Målinger som ble utført i etterkant av testene, viste at det uberørte bjelketverrsnittet hadde blitt redusert til en effektiv bredde på 50-53 millimeter og en effektiv høyde på 190 millimeter. Avstanden fra skruer øst til forkullingslinjen ble nå målt til 7 millimeter. Det ble også observert en hjørneavrundningseffekt ved bjelkens overside, noe som kan tyde på at brannisolasjonen kun fungerte delvis i dette området.



Figur 5.33: Bildet viser forkullet bjelketverrsnitt i snitt 2-2, hvor bildet er tatt av den ytterste bjelkedelen. Foto: Privat.

Andre observasjoner

Det ble gjort observasjoner som tydet på at det hadde forekommet hjørneavrunding ved søylens bakside, da en større del av søylens bakside var synlig forkullet. Forkulling fra søylens sidekanter hadde intruffet opp til en avstand på 30 millimeter over de strekkpåkjennte skruene. Likevel så det ut som at forkullingssjiktet ikke hadde nådd helt inn til disse skruene, men dette kan være forklaringen på at det ble registret forhøyede temperaturer i dette området.

Både på søylen og bjelken som hadde blitt utsatt for direkte branneksponeering, ble det observert horisontale sprekker i treet inn mot forkullingslinjen. Sprekkene påvirkes av at limtre er bygd opp av lameller og at tre tørker ut og krymper ved høye temperaturer.

5.5 Evaluering av testresultater

I dette kapitlet er det gjort vurderinger i forhold til testresultater, og tema som blir vurdert vil være henholdsvis last, forskyvning og temperatur. Vurderingene baserer seg på testresultater og observasjoner som ble presentert i forrige kapittel. I kapitlene som følger er det valgt å sammenligne resultater fra begge brannforsøk, i tillegg til å trekke sammenhenger mellom faktorer som kan ha hatt påvirkning på hverandre.

5.5.1 Last

Påført last i forbindelse med brannforsøk, opprettholdt tilnærmet konstant verdi fram til begge testene ble avsluttet, og lastpåføringen regnes derfor å tilfredsstillende fastsatte krav i ISO 834 (42) i dette tidsrommet. Figur 5.16 viser at lastgrafene for test 6 og test 8 overlapper i størsteparten av testforløpet, noe som tyder på god korrelasjon mellom testenes lastpåføring. Testresultatene fra lastpåføringen viser at begge forbindelsene tålte en brannpåkjenning i 60 minutt, og at begge forbindelsene dermed hadde større brannmotstand enn først antatt.

Det er vanskelig å si med sikkerhet hva som var grunnen til at jekken i test 6 ikke lenger klarte å opprettholde en konstant lastverdi, men det kan trolig ha vært et resultat av en av følgende teorier. Økt forkulling av treet under punktlasten, kan ha medvirket i at punktlasten presset seg gjennom treet i økende tempo etter hvert som forkullede deler av treet ga etter for trykkraften. Med andre ord kan det være en mulighet for at det inntraff et lokalt brudd, som følge av en redusert oppleggflate. En annen mulighet er at det oppsto brudd i knutepunktet, og at forbindelsen dermed mistet sine lastbærende egenskaper ved dette tidspunktet.

Observasjoner som ble gjort i etterkant av forsøket viste derimot at bjelken ikke hadde vært utsatt for nevneverdig forskyvning eller at skruene i strekksonen hadde blitt direkte brannekspontert. I tillegg til dette, hadde heller ikke de lastbærende skruene, i et snitt ved overgangen bjelke/søyle, kommet i kontakt med treet forkullingssone. Det ble ikke foretatt temperaturmålinger i dette snittet, i forbindelse med forsøket, men ettersom skruene befant innenfor forkullingssonen, kan det fastslås at disse hadde en temperatur lavere enn 300 grader og at stålet i dette området fortsatt hadde sine lastbærende egenskaper i behold. I et snitt som ble tatt lenger ut på bjelken, hadde skruer vest imidlertid kommet i kontakt med treet forkullingssone. Her kan det antas med sikkerhet at skruen hadde fått en høyere temperatur, og en temperaturmåling som ble gjort i termoelement T4, i en avstand 82 millimeter lenger ut mot bjelkeenden, målte høyeste temperatur til 274 grader celsius. Dette betyr at skruen heller ikke hadde nådd noe kritisk punkt med tanke på kapasitet i dette området. På bakgrunn av disse observasjonene vurderes det som mest sannsynlig at knusning har foregått med akselererende hastighet. Det bemerkes at dette kun er en vurdering ut i fra observasjoner og det må derfor ikke forveksles med testresultater.

Større usikkerhet i lastresultatene gjelder imidlertid avslutningen av test 8, da det er vanskelig å si med sikkerhet om forbindelsen klarte å stå imot fordoblet last inntil testen ble avsluttet eller om dette var tilfeldigheter. Lasten på om lag 29 kilonewton ble kun registret i ett minutt, og mest trolig ville ikke forbindelsen ha vært i stand til å motstå denne lasten i lengden.

5.5.2 Forskyvning

Som nevnt under resultatkapitlet, viste observasjoner som ble gjort i etterkant av testene, at forskyvningsmåleren hadde blitt revet av, og at det kunne tyde på at påføringen av den konstante lasten før teststart dermed var det eneste bidraget til forskyvning av bjelken.

På bakgrunn at disse observasjonene, kan det konkluderes med at forskyvningsmålingene som ble gjort underveis i branntestene ikke kan benyttes til å si noe om bjelkens forskyvning eller stivhet. Ettersom lastpåføringen under begge testene ble opprettholdt gjennom testforløpet, kan resultatene si noe om styrkeegenskapene til testforbindelsen. I tillegg kan forskyvningsmålingene fortelle noe om knusning av bjelkens overside.

Det er vanskelig å si med sikkerhet hvorfor forskyvningsmåleren røk ved henholdsvis 79 og 73 minutt, men mye kan tyde på at temperaturen, i området hvor tråden til forskyvningsmåleren var festet til punktlasten, ble for høy og dermed førte til at den brant av. Brannisoleringen i området rundt punktlasten kan trolig ha hatt stor påvirkning på hvor lenge forskyvningsmåleren har holdt.

Tabell 5.14 viser hvor mye forskyvningsmåleren forflyttet seg etter teststart.

Forskyvningsmålingene viser stor forskjell mellom test 6 og 8, da bjelken i test 8 forskyvde seg 12,2 millimeter mer enn bjelken i test 6. I tillegg nådde test 8 maksimal forskyvningsverdi på 61,5 millimeter 6 minutt før test 6 nådde sin maksimale forskyvningsverdi på 49,3 millimeter. Resultatene viser altså at test 8 oppnådde størst knusning sammenlignet med test 6. Årsaken bak disse resultatene kan ha sammenheng med en dårligere brannisolering av området rundt punktlasten i test 8, da brannisolasjonen ble tatt i bruk for andre gang. I tillegg vil en mindre kantavstand trolig ha hatt stor påvirkning. Det er sannsynlig at begge faktorene kan ha ført til at stålet oppnådde høy temperatur som igjen økte forkullingshastigheten og dermed knusningen av treet.

Tabell 5.14: Forskyvning.

Test	Forskyvning av bjelke etter pålasting (mm)	Maksimal forskyvning (mm)	Knusning under punktlast (mm)	Temperatur i ovn (°C)
6	5,85	55,1	49,3	903
8	6,86	68,4	61,5	881

Årsaken til at punktlasten førte til knusning og ikke forskyvning, har tydelig sammenheng med utformingen av den delen av lastpåføringssystemet som hadde direkte kontakt med bjelken. Selv om bjelkens overside var brannisolert, kan forkulling av bjelkesidene ha ført til en videre forkulling av bjelkens overside. Slik kan stålet, som påførte lasten, kan ha kommet i kontakt med varme, noe som igjen kan ha ført til at treet rundt stålet forkullet. Mye kan tyde på at det forkullede treverket dermed ikke lenger hadde kapasitet til å stå i mot lasten som ble påført bjelken, og at halvmånen da knuste seg ned i treet. Dette problemet kunne vært løst ved å gjøre brannbeskyttende tiltak i området punktlasten var plassert eller ved å gjennomføre små endringer i forhold til lastpåføringen.

En mulig løsning på denne utfordringen kan være å brannisolere stålet som vil komme i direkte kontakt med trebjelken. Brannhemmede kjemikalier eller maling ville vært mest hensiktsmessig, da det er vanskelig å isolere halvmånen med isolasjonsmatter. I tillegg kunne det vært hensiktsmessig å legge et tynt lag av brannisolerende matter mellom stålet og treet. Dette ville ført til en noe ulik lastutbredelse, men kunne på samme tid ha bidratt til å

forhindre knusning. En annen mulighet ville vært å brannisolere hele bjelken i området hvor punktlasten ble påført, slik at forkulling av området rundt punktlasten ikke lenger ble et problem.

5.5.3 Temperatur i ovnen

Temperaturforskjellen som ble registret mellom termoelementene som var plassert på den ene siden av forbindelsen, henholdsvis TO1 og TO2, og de som var plassert på den andre siden, henholdsvis TO3 og TO4, forklarer hvorfor ovnens temperatur og kurveareal avviker så mye som de gjør i forhold til standard tid/temperatur kurve. Årsaken til temperaturforskjellen mellom termoelementene kan forklares på bakgrunn av testforbindelsens plassering i pilotovnen.

Resultatene kan tyde på at det med stor sannsynlighet må ha oppstått mindre rom for luftsirkulasjon i området mellom termoelement TO3 og TO4 og testforbindelsen, sammenlignet med området på den andre siden av testforbindelsen. Mest trolig har dette ført til at det har tatt lengre tid å varme opp luften, og at dette er forklaringen på hvorfor det ble registrert lavere temperaturer i termoelement TO3 og TO4. Lavere temperaturer kan igjen ha medført redusert forkulling av treet, noe som omtales nærmere i kapittel 5.5.5. Det er likevel vanskelig å anslå hvor stor påvirkning disse faktorene har hatt på testresultatene.

Da det ikke hadde vært mulig med en annen plassering av testforbindelsene i ovnen, på grunn av ovnens innvendige dimensjoner og plassering av avtrekksrør, ville dette problemet uansett ha oppstått. Alternativt kunne endringer av testforbindelsens utforming vært aktuelt, slik at forbindelsen kunne blitt orientert med siden mot den flyttbare veggen og dermed blitt plassert midt i ovnen. Varmen fra gassbrennerne ville da ha ført til like temperaturer på hver av bjelkesidene og temperaturen i ovnen ville mest sannsynlig ha tilfredsstilt kraven i ISO 834 (42). Tidsbegrensninger førte derimot til at denne løsningen ikke ble valgt.

Med dette i betraktning anses branntestene likevel som gyldige, selv om temperaturene som ble målt i TO3 og TO4 ikke tilfredsstilte kraven i ISO 834.

5.5.4 Temperaturutvikling i termoelement T1-T9

De høyeste registrerte temperaturene i termoelementene ble målt i termoelement T1 og T2 for begge testene. Disse termoelementene var lokalisert ved enden av skrue øst og vest, ved bjelkeenden. Enden av bjelken var i utgangspunktet brannbeskyttet med firemaster brannmater, men disse ser ut til å ha hatt liten funksjon. Årsaken kan trolig være at mattene ikke var festet godt nok til treet. På forhånd ble det tatt en vurdering på at dette ikke ville ha særlig betydning for skrueforbindelsens kapasitet, da området av stål som ble brannekspontert var minimalt og dermed ikke ville føre til betraktelig varmespredning.

De fleste temperaturkurvene viser en tilnærmet lik temperaturutvikling, bortsett fra temperaturkurven til termoelement T1 i test 8, hvor temperaturkurven er s-formet. Årsaken til denne forskjellen er uklar, men kan ha vært påvirket av brannisolasjonen ved bjelkens ende.

Tabell 5.15: Største registrerte temperaturforskjell mellom termoelement i test 6 og 8.

Termoelement	Temperaturforskjell (%)
T1	9,8
T2	22,6
T3	18,2
T4	14,0
T5	4,4
T6	16,3
T7	-83,8
T8	-66,4
T9	20,7

Tabell 5.15 viser prosentverdier som beskriver hvor mye lavere temperaturene som ble målt i test 8 var, sammenlignet med test 6. Prosentverdiene er utarbeidet på bakgrunn av temperaturer framstilt i Tabell 5.13. Negative prosentverdier indikerer at målte temperaturer var høyere i test 6 sammenlignet med test 8.

Dette kan forklares ved at temperaturen som ble registret i ovnen var høyere for test 6 enn for test 8, og dette måtte dermed ha hatt større innvirkning på temperaturen i termoelementene, enn kantavstanden fra skruene til bjelkekanten. Årsaken til at T7 og T8 målte høyere temperaturer i test 8, sammenlignet med test 6, kan likevel ha hatt sammenheng med mindre kantavstander.

Tabell 5.16: Temperaturforskjell mellom skrue vest og øst.

Test 6				
Skrue vest		Skrue øst		Temperaturforskjell (%)
Termoelement	Temperatur (°C)	Termoelement	Temperatur (°C)	
T1	899,7	T2	891,9	0,9
T4	273,8	T5	140,2	48,9
T8	121,8	T7	99,8	18,1
Test 8				
T1	811,5	T2	689,9	15,0
T4	235,5	T5	134,0	43,1
T8	202,7	T7	182,9	9,8

Tabell 5.16 viser hvor mye lavere temperaturen i skrue øst var sammenlignet med skrue vest i samme snitt. Felles for alle temperaturmålingene som ble gjort i termoelementene til skrue vest og øst, var at temperaturen i termoelementene T1, T4 og T8 (plassert i skrue vest) målte temperaturer om lag 100 grader celsius høyere enn temperaturene som ble målt i T2, T5 og T7 (plassert i skrue øst). Disse målingene samsvarer med temperaturmålingene som ble gjort i ovnens termoelement, som ble omtalt i forrige kapittel. Økningen i luftsirkulasjon i området skrue vest var plassert tyder på at dette videre kan ha ført til en økende forkullingsrate og dermed en høyere skruetemperatur, sammenlignet med skruen som var plassert mot den andre siden av bjelken.

Temperaturkurvene som tilhører termoelement T6, viser en konstant temperatur på 100 grader. Dette kan ha sammenheng med at vannet i treet fordampet og at forkullingsraten ble redusert som følge av dannelsen av kull i ytre deler av tverrsnittet. Videre vises tydelige tegn på rask økning av forkullingsraten, før det oppstår en tilnærmet konstant forkullingsrate i den siste delen av brannforløpet.

Temperaturutviklingen i termoelement T9 kan beskrives ved en eksponentialligning. Grafene viser at test 8 registrerte høyeste temperaturer, opp til et krysningsspunkt etter 55 minutt, hvor test 6 registrerte høyeste temperatur. Det er vanskelig å si hva som kan være årsaken til dette krysningsspunktet, og det trenger heller ikke bety noe annet enn at tre er et sammensatt materiale, med store variasjoner.

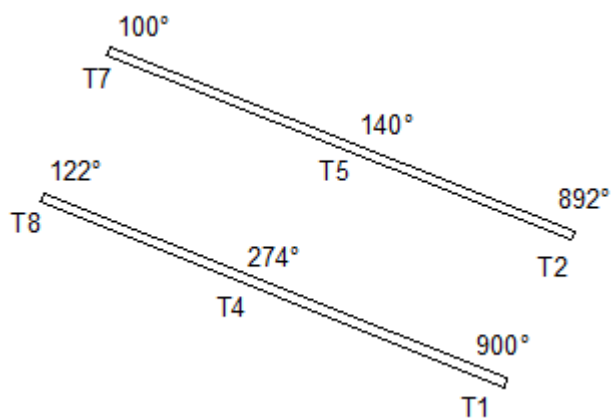
5.5.5 Temperaturutvikling langs skrueraksen

Skrue vest og øst

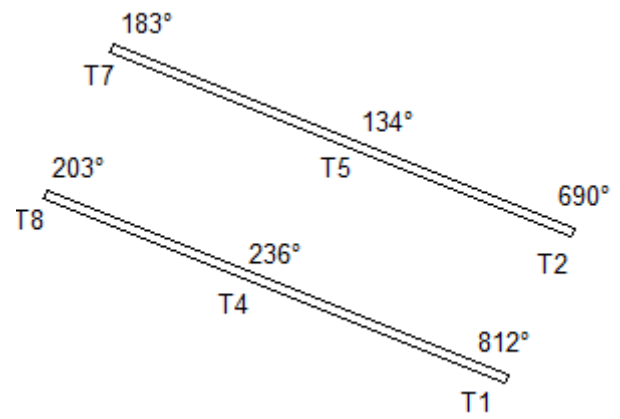
Temperaturutviklingen i de strekkpåkjennte skruene, som er framstilt i kapittel 5.4.7, viser en relativt jevn temperaturøkning gjennom hele testforløpet. Temperaturmålingene etter 82 minutt, viser derimot at skruer vest i test 6 opplevde rask temperaturøkning i siste del av testen. Temperaturforskjellen som ble målt mellom skruer vest og øst i dette punktet, lå på om lag 130 grader celsius, og temperaturen i skruer vest begynte å nærme seg kritisk grense med tanke på forkulling av nærliggende treverk. Temperaturøkningen kan trolig ha hatt sammenheng med at området mellom bjelkekannten og skruen fungerte som et isolerende lag til å begynne med, men som etter hvert fikk en økende forkullingsrate som økte temperaturene i området. Forkullingen som ble registrert i et snitt på bjelken i etterkant av testen, avdekket som tidligere nevnt at treet forkullingszone hadde kommet i kontakt med skruen. Resultatene kan altså tyde på at skruen var på vei til å få økende temperatur, noe som raskt kunne blitt kritisk for knutepunktets kapasitet dersom temperaturøkning hadde fått fortsette i lengre tid. Samme tendens registreres også for test 8, men temperaturmålingene viste i denne sammenheng lavere verdier enn test 6.

Felles for temperaturmålingene som ble utført på skruene i begge testene, var at det ble registrert høyere temperaturer i skruer vest, sammenlignet med skruer øst. Som tidligere nevnt, kan dette ha sammenheng med luftsirkulasjonen i ovnen og at det ble registrert en høyere temperatur i ovnen ved skruer vest.

Temperaturutviklingen til de strekkpåkjennte skruene (skruer vest og øst) ved høyeste registrerte temperaturer er vist i Figur 5.34 for test 6 og i Figur 5.35 for test 8. Termoelement T1, T4 og T8 registrerte temperaturer i skruer vest, mens termoelement T2, T5 og T7 registrerte tilsvarende temperaturer i skruer øst.



Figur 5.34: Temperaturutvikling i stekkpåskjente skruer i test 6. Figur: Privat.



Figur 5.35: Temperaturutvikling i strekkpåskjente skruer i test 8. Figur: Privat.

Hovedforskjellen mellom temperaturmålingene som ble registrert for test 6 og 8, var at test 6 målte høyere temperaturer i skruen ved bjelkens ende, mens test 8 målte høyere temperaturer i skruene ved søylekant. En mulig forklaring på disse temperaturmålingene, kan relateres til skruenes kantavstand og brannisolasjon.

Høyere temperaturer i skruen ved bjelkens ende for test 6 kan mest sannsynlig ha hatt sammenheng med brannisolasjonen av bjelkens ende, og at isolasjonsmattene ikke ble festet godt nok. Det er vanskelig å si dette med sikkerhet, men det er samtidig vanskelig å finne noen bedre forklaring på denne temperaturforskjellen.

Selv om endene av skruene ved søylekant ikke ble direkte brannekspontert, ble det registrert relativt høye temperaturer i begge skruene i dette området for test 6 og test 8. Denne temperaturøkningen kan forklares ut i fra to ulike teorier. Mangel på et representativt antall temperaturmålinger gjør det likevel vanskelig å fastslå noe med sikkerhet.

Den første teorien tar utgangspunkt i observasjoner som ble gjort i forbindelse med forkulling av forbindelse 6, hvor disse avdekket at treet var forkullet nært skruenes ende ved søylekant. Dette kan dermed tyde på at varmespredning i nærliggende tre kan ha ført til en temperaturøkning i skruene. En faktor som støtter denne teorien, er at målte temperaturer ved søylekant var høyere for test 8, hvor skruene hadde mindre overdekning, sammenlignet med test 6.

En annen teori går ut på at det kan ha foregått varmespredning langs skrueraksen. Det som strider mot denne teorien er imidlertid at det ble registrert høyere temperaturer ved midten av skruene i test 6, men lavere temperaturer ved skruenes ende ved søylekant for den samme testen. En mulig forklaring på at det oppsto høyere temperaturer ved midten av skruene i test 6, kan være at det, i dette tilfellet, ble registrert høyere temperaturer ved skruenes ender ved bjelkeende. I teorien skulle skruene i test 8 målt høyere temperaturer ved midten av skruene, da disse hadde mindre overdekning. Da dette likevel ikke var tilfelle, kan det forklares ved at det sannsynligvis må ha foregått varmespredning langs skruene fra bjelkens ende og langs skrueraksen. Da temperaturen ved skruenes ende ved søylekant likevel ble målt høyere for test 8, kan det tyde på at kantavstandene hadde større påvirkning på temperaturen i dette området, sammenlignet med varmespredningen langs skrueraksen.

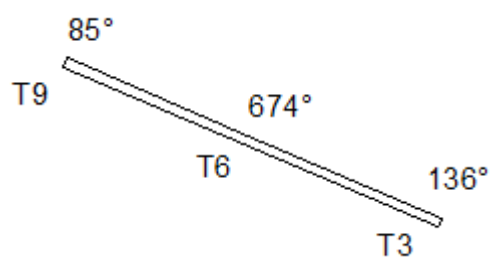
Trolig har det foregått en kombinasjon av varmespredning i treet og langs skrueraksen, hvor varmespredning langs skrueraksen hadde størst innvirkning ved bjelkeende, mens skruenes overdekning hadde større innvirkning på temperaturene som ble målt ved søylekant.

Skrue sør

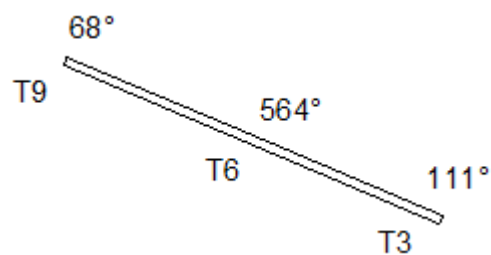
Temperaturutviklingen til skruer sør kan for begge testene beskrives ved en 3. grads polynomligning. Felles for temperaturkurven til skruer sør i begge testene er at den viser lave og relativt stabile temperaturer ved hver av skruendeene. Begge endene var isolert under branntestingen, og det ble derfor ikke forventet høye temperaturendringer i disse områdene. Noe høyere temperaturer ble registrert ved enden av skruen ved overflaten av bjelken. Dette kan forklares ved at skruende ved søylekanten oppnådde bedre brannisolering. Ellers ble det registrert relativt høye temperaturer og en jevn temperaturøkning, midt på skruene, i tidsperioden fram til 60 minutt. Temperaturen midt på skruen i test 6 økte noe i perioden etter 60 minutt og fram til testen ble avsluttet, mens det omvendte inntraff i test 8. Årsaken til dette er uklar og kan også ha vært tilfeldig.

Det er interessant å merke seg at temperaturen midt på skruer sør, var 140 grader celsius lavere i test 8 enn i tilsvarende punkt i test 6 allerede 20 minutt ut i testforløpet. Temperaturforskjellen kan ha hatt sammenheng med at termoelementet i T6 for test 8 hadde en mer gunstig plassering i forhold til skruen, men dette er veldig usikkert og blir ikke vurdert videre.

Figur 5.36 og Figur 5.37 viser temperaturutviklingen til den trykkpåkjennte skruen (skruer sør) i test 6 og test 8 ved høyeste registrerte temperatur.



Figur 5.36: Temperaturutvikling i trykkpåkjent skruer i test 6. Figur: Privat.



Figur 5.37: Temperaturutvikling i trykkpåkjent skruer i test 8. Figur: Privat.

Skruen i test 6 målte høyere temperaturer i alle punkter, sammenlignet med test 8. Den trykkpåkjennte skruen hadde lik kantavstand i begge testene, slik at temperaturen i skruen mest trolig har blitt påvirket av temperaturen i ovnen. Det ble målt en temperaturforskjell mellom testene i termoelement T6 på 110 grader celsius, mens temperaturforskjellen i ovnen på samme tidspunkt ble målt til 20 grader celsius. Det kan dermed se ut som at monteringen og brannisoleringen av termoelementet kan ha hatt større betydning enn temperaturen i ovnen. Det er vanskelig å si om det har skjedd en varmespredning i den trykkpåkjennte skruen, da det ikke er mulig å sammenligne temperaturene som ble målt ved søylekant og bjelkens overside med temperaturer som ble målt ved endene av de strekkpåkjennte skruene. Årsaken til dette er ulike grensebetingelser i disse områdene.

5.5.6 Oppsummering

Evaluering av testresultatene fra utførte brannforsøk, viser at begge testene var vellykket, og at testforbindelsene hadde tilfredsstillende kapasitet og oppnådde en brannmotstand på over 60 minutt. Da begge testene ble avsluttet på grunn av at forskyvningsmåleren røk, er det vanskelig å trekke en endelig konklusjon angående knutepunktets kapasitet. Test 6 klarte ved dette tidspunktet ikke lenger å motstå påkjent last, men det er usikkert hva som var årsaken til dette. Det også usikkert om test 8 kunne motstått belastning særlig lenger, da lastverdien ble økt til det dobbelte. Sannsynligvis ville ingen av testene kunne ha fortsatt lenge etter at de ble stoppet.

I motsetning til forskyvningen som var forventet, gikk påført last med til knusning under punktlasten, noe som førte til at det ikke ble mulig å vurdere stivheten til knutepunktet. Årsaken til at punktlasten førte til knusning av bjelkens overside, kan sannsynligvis ha sammenheng med forkulling av treet i området hvor punktlasten var lokalisert. Dette kunne videre føre til en redusert oppleggsflate, og at stålet knuste seg gjennom forkullet treverk.

Både i ovn og i skruene, ble det i alle tilfeller registrert høyere temperaturer ved skue vest. Dette har med stor sannsynlighet sammenheng med luftsirkulasjonen i området, som videre førte til høyere temperaturer i den delen av ovnen med størst avstand mellom forbindelse og sidevegg.

Det som kunne bidratt til å tydeliggjøre forbindelsens lastegenskaper, var om punktlasten hadde blitt utformet noe annerledes. I tillegg hadde det blitt nødvendig med en annen løsning på lastjerkken, da denne ville nådd maksimal jekkarm i løpet av kort tid, dersom testene ikke hadde blitt stoppet. Det understrekes at antallet forsøk som ble utført på testforbindelsene gjør det vanskelig å trekke konklusjoner og endelige sammenhenger mellom testene, og dersom dette skal være mulig, må det i framtiden gjennomføres flere forsøk på denne typen forbindelse.

5.6 Sammenligning av testresultater og beregninger

Dette kapitlet inneholder en vurdering av testresultater i forhold til beregninger. Last- og kapasitetsberegninger er utført i henhold til NS-EN 1995-1-2 (36). Beregning av temperaturprofiler i treet, til sammenligning med temperaturer, som ble målt i skruene, baserer seg på formel for todimensjonal temperaturutvikling utledet av Frangi og Fontana (38). Estimert forskyvning av testforbindelsen faller utenfor denne oppgaven.

Kapitlet består av samme inndelingsstruktur som resultatkapitlet, men skiller seg fra resultatkapittel ved at kapasitetsberegninger er samlet i et eget kapittel. Denne løsningen er valgt da disse beregningene ikke har direkte tilknytning til måledata fra brannforsøk.

Det henvises til Vedlegg 9 for beregning av forkullingsdybde og kapasiteter i forbindelse med brannforsøk. Oversikt over beregnede avvik mellom testresultater og beregninger er gitt på CD.

5.6.1 Last

Det henvises til Vedlegg 9 for beregning av lastreduksjonsfaktor og kapasiteter tilknyttet brannsituasjoner.

Den konstante lastverdien som ble påført begge branntestene, tok utgangspunkt i referansetestene som hadde blitt utført på dette tidspunktet, og baserte seg på reduksjon av gjennomsnittlig maksimallast fra referanseforsøk 1 og 2. Denne lastverdien har best tilnærming til test 6, da kantavstandene i denne testen tilsvarer kantavstandene for test 1 og 2. Da test 8 ble gjennomført i forkant av test 3 og 4, ble det også i dette tilfellet tatt utgangspunkt i lastverdien på 14,5 kilonewton. Testresultater fra referanseforsøkene, viste en større kapasitet for testene med mindre kantavstand, og gyldigheten bak påføring av en konstant last på 14,5 kilonewton kan dermed diskuteres. I forhold til disse resultatene burde konstant last i forbindelse med test 8, egentlig vært beregnet med utgangspunkt i en redusert last, på bakgrunn av gjennomsnittlig maksimal last fra test 3 og 4. Dette ville tilsvart en last på 17,9 kilonewton, som igjen tilsvarer en lastøkning på 23 prosent, i forhold til lasten som ble påført knutepunktet i brannforsøkene. Det er vanskelig å anslå om forskyvningsmåleren ville ha holdt like lenge under økt belastning, men at en lastøkning ville ha hatt påvirkning på knutepunktets kapasitet kan fastslås med større sikkerhet. Tabell 5.17 gir en oversikt over gjennomsnittlig maksimallast fra referanseforsøk, og tilsvarende beregnet brannlast.

Tabell 5.17: Konstant brannlast

Referansetest	Gjennomsnittlig maksimallast fra forsøk (kN)	Lastreduksjon	Konstant last i brannforsøk (kN)
1-2	43,8	0,33	14,5
3-4	54,3	0,33	17,9

5.6.2 Temperaturutvikling langs skruene

Det henvises til Figur 5.14 for oversikt og plassering av termoelement i skrueforbindelsen. Det henvises til Vedlegg 9 for beregning av temperaturprofiler i treet. Oversikt hvor mye beregnede temperaturer avviker fra testresultater er framgår av beregninger på vedlagt CD.

Det benyttes en temperaturligning basert på todimensjonal temperaturutvikling og forkulling for beregning av temperaturer i treet. Ligningen er utledet med utgangspunkt i en bjelke påkjent brann på tre bjelkesider. Formelen vil i teorien omfatte temperaturberegninger i punktene hvor termoelement T1, T2, T3, T4, T5, T6 og T9 var plassert. Det er ikke utført beregninger i punktene hvor termoelement T7 og T8 er plassert, da disse befant seg over området som ble direkte branneksonert.

Det vil ikke bli gjort en videre sammenligning og vurdering av beregnede og målte temperaturer i punktene hvor termoelement T1 og T2 er utplassert. Formelen for todimensjonal temperaturutvikling kan ikke benyttes i området ved bjelkens ende, da det ligger stor usikkerhet i grensebetingelsene ved bjelkeenden. Selv om bjelken ble isolert ved enden, tyder temperaturmålinger på at varme har trengt inn mellom isolasjon og tre og ført til økt temperatur i dette området. Dette kan med andre ord tyde på at det har foregått en tredimensjonal temperaturutvikling ved bjelkeenden.

Temperaturberegningene i treet hvor termoelement T3 var plassert vil kun ha begrenset gyldighet, da det er usikkert om brannisolasjonen på oversiden av bjelken fungerte optimalt gjennom hele brannforløpet. I test 8 ble brannisolasjonen benyttet for andre gang, og det ligger derfor enda større usikkerhet i beregnede temperaturverdier for denne testen. Det bemerkes også at en sammenligning av temperatur i punkt T9 ved søylekant, vil ha en begrenset gyldighet, da det ble lagt inne brannisolasjon rundt søylen i dette området. Dette for å forhindre søylen i å bli direkte utsatt for stikkflammen fra nærliggende gassbrenner.

Beregninger viser at formel for todimensjonal temperaturutvikling ikke har noen maksimal temperaturgrense, og det har derfor heller ikke blitt vurdert som hensiktsmessig å foreta temperaturberegninger ved termoelement T6. En annen svakhet med formelen er at den ikke tar hensyn til at forkullingsraten først er lav for dermed å øke inntil den når en tilnærmet konstant verdi. Dette kan være forklaringen på store temperaturavvik i deler av sammenligningene. På grunn av for få gyldige punkter for temperaturberegninger i skruene, har det ikke vært mulig å framstille skruenes temperaturutvikling grafisk.

Test 6

Tabell 5.18 og Tabell 5.19 viser sammenlignbare temperaturer fra testresultater og beregninger for skrue vest og øst i forbindelse med test 6. Kolonnen til høyre viser hvor mye lavere temperaturene fra testresultatene var sammenlignet med beregnede temperaturer.

Tabell 5.18: Sammenligning av temperaturer fra testresultater og beregninger i et punkt midt på skrue vest og øst i test 6.

Tid (min)	Temperaturer fra beregninger (°C)	Temperaturer fra testresultater (°C)		Temperaturforskjell (%)	
	T4 og T5	T4	T5	T4	
20	34,6	20,4	22,2	29,5	
40	64,4	62,5	26,4	3,0	
60	128,1	113,4	73,2	11,5	
82	301,5	269,4	138,2	10,6	

Tabell 5.19: Sammenligning av temperaturer fra testresultater og beregninger i punkt ved begge endene til skrue sør i test 6.

Tid (min)	Temperaturer fra beregninger (°C)	Temperaturer fra testresultater (°C)		Temperaturforskjell (%)	
	T3 og T9	T3	T9	T3	T9
20	30,7	28,2	17,6	8,1	42,7
40	49,3	42,7	25,3	13,4	48,7
60	83,1	77,2	45,6	7,1	45,1
82	162,0	135,4	84,2	16,4	48,0

Test 8

Tabell 5.20 og Tabell 5.21 viser sammenlignbare temperaturer fra testresultater og beregninger for skrue vest og øst i forbindelse med test 8.

Tabell 5.20: Sammenligning av temperaturer fra testresultater og beregninger i et punkt midt på skrue vest og øst i test 8.

Tid (min)	Temperaturer fra beregninger (°C)	Temperaturer fra testresultater (°C)		Temperaturforskjell (%)	
	T4 og T5	T4	T5	T4	
20	45,2	27,8	23,6	38,5	
40	112,1	92,9	55,6	17,1	
60	289,7	126,7	115,3	56,3	
73	553,3	225,2	123,6	59,3	

Tabell 5.21: Sammenligning av temperaturer fra testresultater og beregninger i punkt ved begge endene til skrue sør i test 8.

Tid (min)	Temperaturer fra beregninger (°C)	Temperaturer fra testresultater (°C)		Temperaturforskjell (%)	
	T3 og T9	T3	T9	T3	T9
20	30,7	24,4	23,5	20,5	23,5
40	49,3	43,7	30,8	11,4	37,5
60	83,1	86,6	47,1	-4,2	43,3
73	121,8	108,4	63,1	11,0	48,2

Vurdering

En sammenligning av utførte beregninger basert på todimensjonal forkulling og testresultater viser store prosentvise variasjoner gjennom testenes tidsforløp. Temperaturen i skrue øst vurderes ikke videre, da denne skruen befant seg i et temperaturområde i ovnen som gjennom hele testforløpet lå 100 grader lavere enn tilsvarende temperatur i ISO-kurven.

Temperaturestimatet midt på skrue vest i test 6 viser en prosentvis temperaturforskjell i forhold til testresultater på 3 til 30 prosent, hvor den høyeste prosentvise forskjellen inntraff etter 20 minutt. Temperaturforskjellen ser ut til å ha stabilisert seg til om lag 11 prosent etter 60 minutt, men for få målepunkter gjør det vanskelig å si dette med sikkerhet. Tilsvarende temperaturestimat for test 8, viser en prosentvis temperaturforskjell i området 17 til 60 prosent, hvor temperaturforskjellen øker med tiden. Dette har sammenheng med at formel for temperaturberegning gir noe usannsynlige temperaturer i området ved treets forkullingszone på 300 grader.

Temperaturforskjellen mellom estimert og målt temperatur i punktet ved termoelement T3, befinner seg i området 7 til 16 prosent for test 6. Tilsvarende prosentforskjell for test 8 ligger mellom minus 4 og pluss 21 prosent. Ved 60 minutt ligger den beregnede temperaturen 4 prosent lavere enn målt temperatur, og dette er den eneste gangen formel for todimensjonal temperaturutvikling ikke gir konservative resultater. Bakgrunnen for dette er imidlertid uklar. Årsaken til en noe større prosentvis temperaturforskjell mellom test 6 og 8 kan ha sammenheng med at brannisolasjonen ved oversiden av bjelken ble benyttet for andre gang.

Estimerte temperaturer i et punkt ved termoelement T9 ligger mellom 43 og 49 prosent høyere enn målte temperaturer i samme område. Temperaturforskjellen er i overkant stor, men holder seg overraskende konstant. Her tyder alt på at brannisoleringen rundt søylen i dette området, har vært årsaken til den kraftige reduksjonen i temperatur i termoelement T9.

Det kan diskuteres om formelen gir like gode estimat basert på en 300-grader isotherm, men kontrollberegninger som ble gjort i forbindelse dette viste at samme formel ga temperaturer på usikker side, ved utgangspunkt i 200-grader isothermen.

Det er vanskelig å si om formelen for todimensjonal forkulling gir gode estimat på temperaturutviklingen i skruene, da det er stor usikkerhet rundt grensebetingelsene ved temperaturmålingene. Selv om bjelkens overside og søylens bakside i utgangspunktet skulle vært totalt brannisolert, viser observasjoner som ble gjort i etterkant av begge testene, tendenser til økt forkulling fra sidekantene i disse områdene. Dette gjør det derfor vanskelig å gjennomføre gyldige beregninger, uten å modellere knutepunktet og kjøre numeriske analyser av temperaturutviklingen. Det at beregnede temperaturer overstiger temperaturer som ble registret i forbindelse med brannforsøkene, gjør at det er konservativt å benytte

formelen for todimensjonal temperaturutvikling i denne sammenhengen. Selv om dette gir konservative resultat, kan det diskuteres om resultatene er i overkant konservative.

5.6.3 Forkulling

I henhold til NS-EN 1995-1-2 (36) skulle effektiv forkullingsdybden på 49 millimeter ha nådd skruene som var festet i bjelkens strekkside, etter 60 minutt. Dette vil også si at temperaturen i skruen skulle befunnet seg i området like under 300 grader celsius. Temperaturmålinger som ble utført langs skruene, og omtalt i kapittel 5.4.7, viser at temperaturer som ble målt i de strekkpåkjennte skruene ved søylekant og midt på skruen ikke oversteg 115 grader celsius ved et 60 minutters brannforløp. Dette tyder altså på at formel for forkullingsdybde gir konservative resultater. I tillegg til å basere seg på en nominell forkullingsrate for limtre på 0,7 millimeter i sekundet, legger formelen til en sikkerhetssone på 7 millimeter, som kan ha mye å si for at beregnet forkullingsdybde blir såpass konservativ. Det er likevel interessant å se en tendens til tydelig temperaturøkning for skruer vest etter 60 minutt og fram til testen ble stoppet, noe som sannsynligvis var en indikasjon på at forkullingssonen nærmet seg skruen.

5.6.4 Kapasitet

Kapasitetsberegninger tilknyttet brannforsøkene viser at uttrekkapasiteten i søylen ble begrensende faktor ved brannpåkjenning i 60 minutt. Det er svært usannsynlig at det var dette som inntraff i forbindelse med brannforsøkene, da punktlasten så ut til å ha ført til knusning, og verken forskyvning eller uttrekk av skruene. Det er derfor mer trolig at momentkapasiteten til bjelken skulle blitt den begrensende faktoren. Beregninger viser imidlertid at påkjent punktlast vil føre til et moment i knutepunktet på 10 kilonewtonmeter. Altså er momentpåkjenningen mindre enn bjelkens momentkapasitet som ble beregnet til 19 kilonewtonmeter. Det vil ikke bli gjort en videre vurdering på hvor lenge kapasiteten til knutepunktet ville vært opprettholdt under brannpåkjenning, men det kan anses som sannsynlig at momentkapasiteten til bjelken ville blitt den begrensende faktoren. Figur 5.38 viser forkulling av testforbindelse 6 etter branntesten ble avsluttet.

5.6.5 Oppsummering

En sammenligning mellom testresultat og beregninger viser at den konstante lasten i test 8 burde vært økt med 23 prosent i forhold til lasten som ble påført tests 6, og at dette trolig ville ha hatt stor innvirkning på knutepunktets kapasitet.

Det er vanskelig å gjennomføre en gyldig sammenligning av temperaturberegninger basert på todimensjonal temperaturutvikling i treet og temperaturer som ble målt i skruene. Mangel på et felles sammenligningsgrunnlag påvirkes i først og fremst av grensebetingelser, ettersom brannisolasjonen ikke kan sammenlignes med at treet ble 100 prosent skjermet for temperaturutviklingen i ovnen. Grensebetingelsene gjør også at det ikke ble sett som hensiktsmessig å gjennomføre temperaturberegninger ved enden av bjelken, da dette er et område med tredimensjonal temperaturutvikling. Formelen tar heller ikke hensyn til hastighetsendringer i forkullingsraten, noe som fører til at beregnede temperaturer i nesten alle tilfeller er større enn målte temperaturer. Beregningene kan i de fleste tilfellene anses som svært konservative, og et bedre estimat ville i denne sammenhengen derfor være å utarbeide en analysemodell og gjennomføre numeriske temperaturberegninger.

Etter et brannforløp på 60 minutt viser beregninger at effektiv forkullingsdybde i treet, basert på nominell forkullingsrate skulle vært på 49 millimeter. Etter test 6, som varte i 82 minutt, viste testresultater at ingen av skruene hadde kommet i kontakt med forkullingssjiktet ved overgangen bjelke/søyle. Lenger ut på bjelken ble det likevel registret at skruer vest hadde komme i kontakt med trets forkullingszone. I forbindelse med brannforsøk på denne typen forbindelse, kan dermed konstanteres at formel for effektiv forkullingsdybde regnes å være svært konservativ.

I forhold til kapasitetsberegninger, ville søylens uttrekkskapasitet blitt begrensende faktor for knutepunktets kapasitet. Da forskyvning ikke så ut til å ha inntruffet, ville derimot bjelkens momentkapasitet sannsynligvis vært avgjørende for knutepunktets kapasitet. Det er likevel vanskelig å si om det var dette som skjedde i test 6 eller om det oppsto lokalt brudd som følge av en redusert oppleggsflate.



Figur 5.38: Bildet viser testforbindelse 6 etter at testen var avsluttet. Foto: Privat.

6 Stivhets og svingningsforsøk

I tillegg til referanse- og branntester, ble det også utført stivhets- og svingningsforsøk på testforbindelsene 1-4. Denne oppgaven har kun tatt for seg en enkel beskrivelse av de forsøkene som ble gjort i den forbindelse, samt presentert resultater fra forsøkene.

Behandling av resultater og en videre vurdering av forbindelsens stivhet har ikke vært en del av denne oppgaven, men det er mulig å gjennomføre videre analyser på dette området på bakgrunn av resultatene som er presentert i denne oppgaven.

Etter monteringen av test 1 og 2 i laboratoriet og før disse ble kjørt til brudd, ble det gjennomført forsøk for å anslå stivheten til knutepunktet. Det ble utført forsøk på test 3 og 4, mens disse ennå var plassert i et klimarom, hvor hensikten bak dette forsøket var å anslå knutepunktets stivhet, men også finne tilhørende svingemoder. Begge forsøkene baserte seg på metoder beskrevet i brukermanualen "modal hammer for dummies" (44). Dette er teknikker som gir raske og enkle resultater, i tillegg til at de er billig sammenlignet med andre analysemetoder.

6.1 Beskrivelse av testforbindelse

Det henvises til kapittel 4.1 for beskrivelse av testforbindelsene som ble benyttet i gjennomføringen av stivhets- og svingningsforsøkene.

6.2 Utstyr og programvare

Utstyret som ble benyttet i gjennomføringen av testene, var en impulshammer med tilhørende akselerometer. Alle målingene som ble gjort i forbindelse med disse forsøkene, ble registrert gjennom analyseprogrammet Labview og måleprogrammet "Record Impact Testing FRF". Deretter ble programmet "Modal Parameter Identification" benyttet for å hente ut egenfrekvenser, dempringstall og svingemoder.

Impulshammeren som ble benyttet i forbindelse med forsøkene er vist i Figur 6.1, mens akselerometret og den transporterende boksen er vist i Figur 6.2 og Figur 6.3. Testene ble utført med hammeren koblet til det robuste endestykke med oransje farge. Endestykket er vist i Figur 6.1 lengst til venstre og hadde en diameter 50 millimeter. Riktig utplassering av akselerometer har stor innvirkning på testresultatene, og det var derfor viktig at dette ble plassert slik at det kunne registrere flest mulige svingemoder.



Figur 6.1: Bildet viser impulshammeren. Foto: Privat.



Figur 6.2: Akselerometer. Foto: Privat.



Figur 6.3: Boks som transporterer målingene til akselerometret. Foto: Privat.

6.3 Stivhetsforsøk

Det ble utført stivhetsforsøk på testforbindelse 1 og 2, hvor testene fulgte "driving point method". Forbindelsens egenfrekvens og dempning ble registrert ved å gjøre impulsmålinger med hjelp av en hammer og et akselerometer. Metoden gikk ut på å måle vibrasjonsresponsen i samme punkt som det ble utført impulsslag med hammeren.

6.3.1 Beskrivelse av stivhetsforsøk

Stivhetsforsøket ble utført etter at forbindelsen var montert og klar for testing. For testforbindelse 1 ble målingene utført før forbindelsen ble pålastet, mens for testforbindelse 2 ble det i tillegg gjort målinger i punkt V2 etter at bjelken hadde blitt forhåndsbelastet opp til 40 prosent av maksimallast og dermed avlastet igjen før målingene ble utført.

Testprosedyren gikk ut på å måle konstruksjonens egenfrekvens og dempningsforhold i punktene V1, V2 og V3. Lokalisering av disse punktene, samt antall målinger og måleperiode er gitt i Tabell 6.1 og Tabell 6.2, for henholdsvis test 1 og test 2. En skruer ble plassert ut på aktuelt målested og en transporterende boks, som vist i Figur 6.3, ble deretter festet til skruen og koblet til akselerometret. I hvert punkt ble skruen plassert sentrisk på bjelken eller søylen. Impulshammeren ble også koblet til akselerometret og måledata ble deretter registrert gjennom en datamaskin.

Alle målinger ble utført med hammerens treffpunkt på bjelkens overside, i en avstand 65 millimeter fra bjelkeende. To målinger ble registrert på bjelken, henholdsvis V1 og V2, mens den siste målingen ble registrert på søylen, i punkt V3. I hvert punkt ble det gjennomført 2 målesett med 5 hammerslag hver, og etter tilpasninger i forbindelse med test 1 ble det valgt en måleperiode på 9 sekund.

Tabell 6.1: Oversikt over plassering og antall målinger og måleperiode for stivhetsforsøkene utført i test 1.

Punkt	Plassering	Antall målesett	Måleperiode (sek)
V1	6,5 cm fra bjelkeende (underside bjelke)	2	6
		1	9
V2	68 cm fra søylekant (underside bjelke)	2	9
V3	50 cm fra bjelkens overside (søylens framside, mot bjelken)	2	9

Tabell 6.2: Oversikt over antall målesett og måleperiode for test 2.

Punkt	Antall målinger	Måleperiode (sek)	Last
V1	2	9	Ingen
V2	2	9	Ingen
V3	2	9	Ingen
V2	2	9	Påført last opp til 40 % av maksimallast

I forbindelse med test 2 ble det gjort tilleggsmålinger i punkt V2. I dette tilfellet ble bjelken utsatt for en forhåndsbelastning, før den ble avlastet helt og det ble utført målinger med impulshammeren. Denne tilleggsmålingen vil si noe om forbindelsens stivhetsegenskaper i en mer realistisk situasjon hvor forbindelsen har blitt utsatt for belastning.

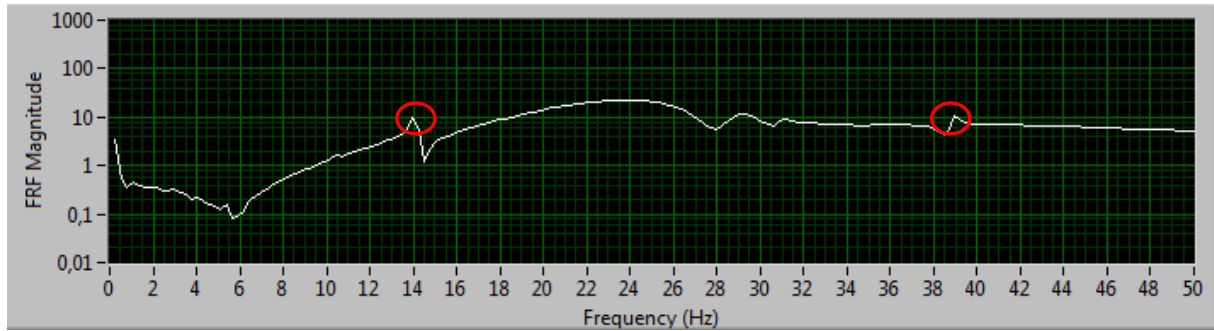
6.3.2 Testresultater

Testresultater fra stivhets- og svingningsforsøkene som ble utført på testforbindelse 1 til 4 er representert ved frekvensmålinger opp til 50 Hertz. Resultatene er representert ved figurer som viser responstopper, hvor det med bruk av kurvetilpassning, ga verdier for egenfrekvens og dempningstall. Hver responstopp beskriver en type svingemode, og det er ønskelig med spisse responstopper, da dette viser tegn på en tydelig svingemode.

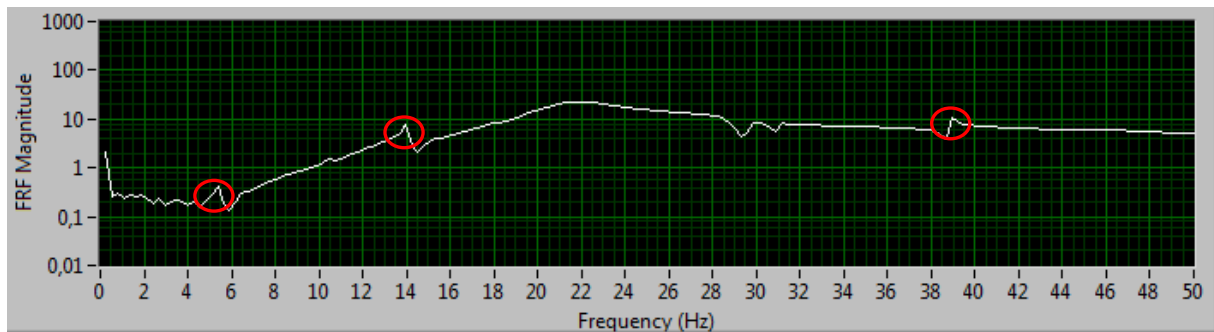
Testresultater, som viser egenfrekvenser og dempningstall, framstilt i figurer og tabeller er gitt for hvert punkt i test 1. Tilsvarende figurer for test 2 er gitt i Vedlegg 12, mens egenfrekvenser og dempningstall er framstilt i tabeller i rapporten.

Test 1

Figur 6.4, Figur 6.5 og Figur 6.6 viser responstopper som ble registrert ved begge målesettene i punkt V1. De røde sirkelene viser lokaliseringen av responstoppene. Hver responstopp representerer en svingeform for systemet. Tabell 6.3, Tabell 6.4 og Tabell 6.6 viser egenfrekvenser og dempningstall ved hver responstopp. Den første kolonnen i tabellene beskriver antall målesett som ble utført i punktet og tilhørende måleperiode. Kolonne to og tre viser registrerte egenfrekvenser og dempningstall, mens de to siste kolonnene viser beregnet gjennomsnitt, basert på antall målesett.

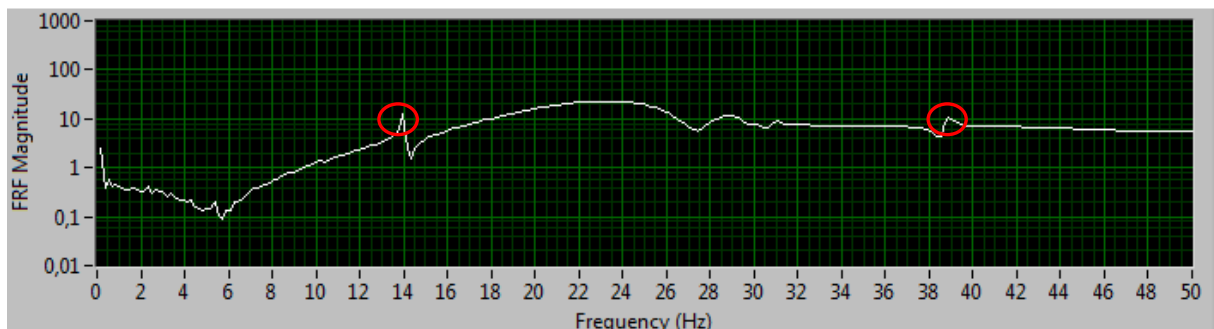


Figur 6.4: Responstopper for test 1, i punkt V1, første målesett.



Figur 6.5: Responstopper for test 1, i punkt V1, andre målesett.

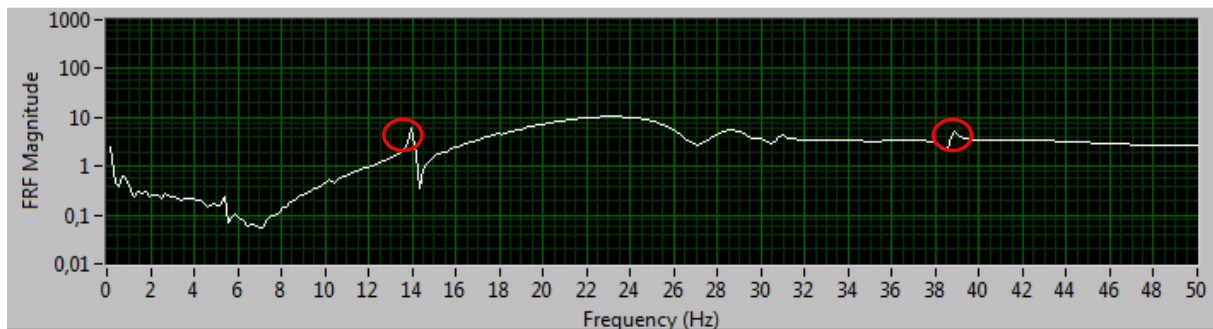
Figur 6.5 viser tegn til en responstopp ved 5 Hertz. Da denne ikke er like framtreddende i Figur 6.5 og Figur 6.7, og for få målepunkter gjør at det ikke er mulig å gjennomføre en kurvetilpassning i dette punktet, er denne ikke tatt med i oppsummeringstabellen.



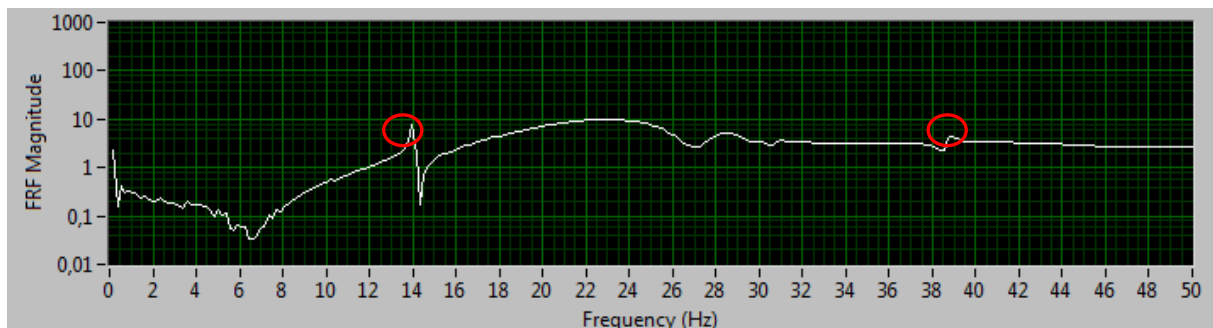
Figur 6.6: Responstopper for test 1, i punkt V1, tredje målesett.

Tabell 6.3: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V1, test 1.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
1/6 sek	14,133	0,223	14,140	0,234
1/6 sek	14,236	0,284		
1/9sek	14,050	0,195		
1/6 sek	39,074	0,517	39,364	0,442
1/6 sek	39,104	0,199		
1/9sek	39,914	0,611		



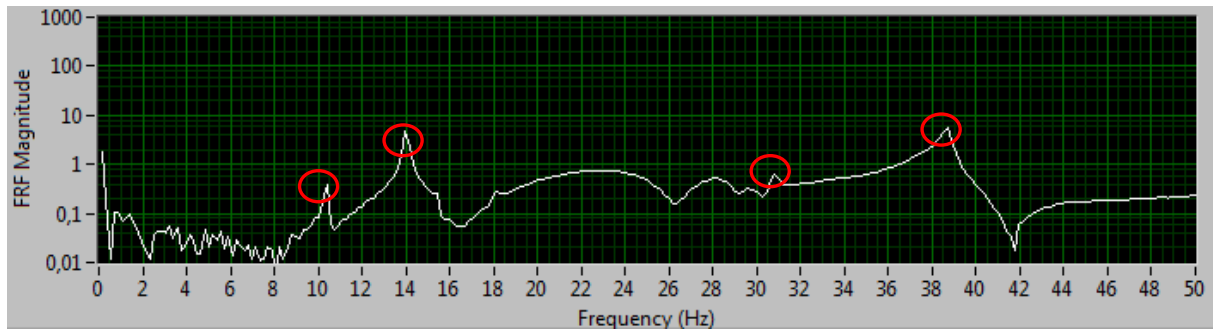
Figur 6.7: Responstopper for test 1, i punkt V2, første målesett.



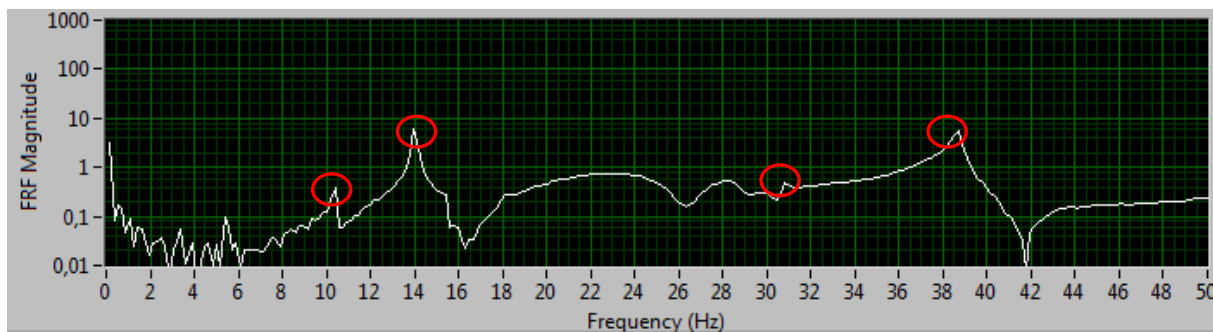
Figur 6.8: Responstopper for test 1, i punkt V2, andre målesett.

Tabell 6.4: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V2, test 1.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,063	0,245	14,050	0,261
	14,037	0,277		
2/9sek	38,895	0,615	38,873	0,675
	38,850	0,736		



Figur 6.9: Responstopper for test 1, i punkt V3, første målesett.



Figur 6.10: Responstopper for test 1, i punkt V3, andre målesett.

Tabell 6.5: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punkt V3, test 1.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	10,362	0,551	10,357	0,502
	10,351	0,452		
2/9sek	14,032	0,222	14,032	0,217
	14,032	0,212		
2/9sek	30,842	0,769	30,803	0,740
	30,763	0,711		
2/9sek	38,726	0,510	38,725	0,539
	38,725	0,569		

Test 2

Tabell 6.6: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punkt V1, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,419	0,398	14,423	0,434
	14,427	0,470		
2/9sek	39,370	0,435	39,369	0,421
	39,368	0,408		

Tabell 6.7: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V2, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,411	0,391	14,378	0,404
	14,345	0,417		
2/9sek	39,364	0,480	39,227	0,509
	39,090	0,537		

Tabell 6.8: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V3, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,390	0,256	14,388	0,256
	14,385	0,256		
2/9sek	41,272	0,315	41,257	0,323
	41,242	0,331		

Figurene som er vist i Vedlegg 12, viser responstopper for den andre målingen i V3, viser tegn til små responstopper ved 10,5 og 15 hertz, men på grunn av for få punkter i analyseprogrammet, var det ikke mulig å fange opp disse og utføre kurvetilpassning.

V2 – etter forhåndsbelastning

Tabell 6.9: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V2 etter forhåndsbelastning, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,428	0,396	14,427	0,413
	14,426	0,430		
2/9sek	39,403	0,408	39,397	0,447
	39,390	0,486		

6.3.3 Observasjoner og kommentarer til forsøk

Testresultatene viser en tydelig responstopp ved 14 Hertz både for begge testene. Responstoppen er spiss, noe som indikerer et lavt dempningstall. Kurvetilpassning gjør at tilhørende dempningstall ble vurdert til 0,2-0,4. Et lavt dempningstall indikerer en stiv forbindelse, og at vibrasjoner raskt vil overføres mellom elementer i knutepunktet. Det observeres i tillegg en tydelig responstopp ved 39 Hertz, samt noen mindre responstopper i ved målinger i punkt V3 i test 1. Hver responstopp representerer forbindelsens tilhørende svingemode, og ut i fra resultatene kan det registreres to tydelige svingemoder, hvor svingemoden ved 14 Hertz er den mest framtrædende.

I forbindelse med test 2 ble det observert at skruen som ble benyttet til å feste den transporterende boksen, hadde en liten skjevstilling i forhold til treet. Det skal derfor ikke ses bort i fra at dette kan ha påvirket resultatene.

På bakgrunn av testresultatene ble det observert en jevnere stivhet for test 2 sammenlignet med test 1. Årsaken til dette kan trolig ha hatt sammenheng med at bjelken og søylen i test 2 hadde kontakt langs hele flaten av bjelkens ende, mens det i test 1 ble registret en tydelig åpning mellom elementene ved den nedre delen av bjelketverrsnittet.

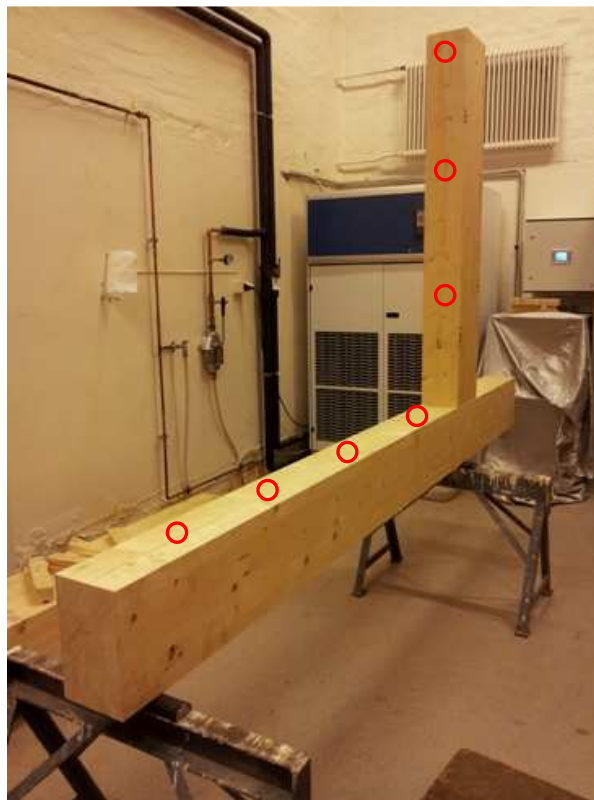
For å være i stand til å vurdere stivheten til knutepunktet vil det være nødvendig å modellere knutepunktet i en abaqus modell og gjennomføre analyser på forbindelsen.

6.4 Svingningsforsøk

6.4.1 Beskrivelse av svingningsforsøk

Det ble gjennomført svingningsforsøk på testforbindelse 3 og 4 før disse ble kjørt til brudd. Hensikten med forsøkene var å finne egenfrekvens, dempningstall og forbindelsens tilhørende svingform. Testene ble utført i samsvar med "Roving hammer" metoden, som går ut på å flytte hammerens treffpunkt ulike steder på forbindelsen. Metoden er i utgangspunktet tiltenkt målinger på plate, og for at metoden skulle gjelde denne forbindelsen, ble det antatt en flat linje mellom søylens lengste del og bjelken.

Testene ble utført med forbindelsen liggende på høykant, med bjelkens ende pekende opp i luften. Søylene ble opplagret ved bruk av to stålbukker, plassert sentrisk ved overgangen bjelke/søyle og 10 centimeter inn på søylens lengste del. Orienteringen av forbindelsen ved utførelse av svingningsforsøkene er vist i Figur 6.11. Det understrekes at søylen og bjelken omtales på lik linje med de andre kapitlene, til tross for orienteringsendringen. Søylene er opplagret på halvmåner som ligger på hver stålbukk. Funksjonen til disse var å skape rene opplagerbetingelser.



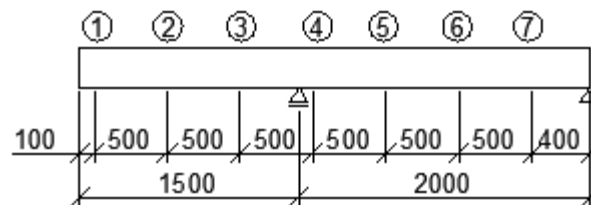
Figur 6.11: Orientering av testforbindelse ved utføring av svingningsforsøk. De røde sirkelene viser hvor det ble utført målinger med hammeren. Foto: Privat.

Det ble gjennomført to forsøk per testforbindelse, hvor forskjellen mellom forsøkene var akselerometerets plassering. En oversikt over tilhørende målesett og måleperiode er gitt i Tabell 6.10. I det første forsøket ble akselerometerets transporterende boks festet i senter av

bjelkens underside i en avstand på 100 millimeter, målt fra bjelkens frie ende. I det andre forsøket ble boksen flyttet til senter av søylens bakside, og plassert i en avstand $0,35L$ (700 millimeter) fra bjelkens overside.

Impulsslag med hammere ble utført i totalt sju punkter, hvorav fire av disse befant seg på den lengste delen av den liggende søylen, og tre på oversiden til bjelken. Disse er vist i Figur 6.11 hvor de røde sirkler representerer hvert punkt hvor det ble gjennomført impulsmålinger. Punktene hadde et mellomrom på 500 millimeter, hvor det første punktet ble satt i en avstand på 400 millimeter fra søylens ende og deretter og siste punktet ble satt i en avstand på 100 millimeter fra bjelkens ende, på bjelkens overside.

Modellen som ble benyttet i svingningsanalysen er vist i Figur 6.12, og antar en rett linje mellom søylens lengste del og bjelken. Den utkragede delen av modellen, representerer bjelken, mens søylen spenner mellom to opplager. Punkt 1 til 7 viser hvor det ble utført impulsslag med hammeren.



Figur 6.12: Oversikt over modellen som ble benyttet ved svingningsanalysene. Figur: Privat.

Tabell 6.10: Oversikt over antall målesett og måleperiode for test 3 og 4

Plassering av akselerometer	Punkt for impulsslag	Måleperiode (sek)	Antall målinger
Bjelke	1-7	5	1
Søyle	1-7	5	1

Under gjennomføringen av svingningsforsøkene ble det avdekket en del moment som er verd å merke seg:

- Nødvendig med harde slag for at akselerometeret skal fange opp signaler fra impulsslagene. Dette gjelder spesielt ved store avstander mellom akselerometer og impulsslag.
- Vær oppmerksom på forflytningsproblem som kan oppstå i forbindelse med harde slag med hammeren. Bjelken hadde en tendens til å forskyve seg og førte til en endring av opplagingsbetingelser.
- Ledningen mellom akselerometer og den transporterende boksen må behandles med stor forsiktighet, da den lett kan gå i stykker. Det er spesielt viktig at ledningen ikke blir vridd i forhold til innfestingen til boksen.

6.4.2 Testresultater

Det henvises til Vedlegg 12 for oversikt over frekvenser som ble målt for test 3 og 4.

Resultatene fra svingingsmålingene ble vurdert i et område opp til 50 Hertz. Både på test 3 og 4 ble det gjort målinger med akselerometeret plassert ved bjelkeende og på søylen.

Ingen av frekvensfunksjonene viste tegn til responstopper. Dette tyder dermed på at målingene som ble utført mest sannsynlig ikke ble registrert, og at det burde blitt tatt i bruk en impulslegge i stedet for hammeren. Problemet som ville oppstått i en slik situasjon, er imidlertid at forbindelsen ville forskjøvet seg etter slagene, og at opplagerbetingelsene og målingene dermed ikke lenger ville vært gyldige.

6.4.3 Observasjoner og kommentarer til forsøk

Erfaringer fra gjennomføringen av forsøkene viste at harde slag med hammeren, førte til at testforbindelsen forflyttet seg på stålbuksene, og at opplagringspunktene dermed ble forandret. Det ble observert en forflyttelse på 2 centimeter, som trolig vil ha hatt innvirkning på resultatene. For at resultatene skal kunne regnes som gyldige, bør denne forflytningen unngås. I denne sammenhengen kan det være interessant å se på nye alternative måter å løse opplagringsproblematikken i forbindelse med gjennomføring av svingningsforsøk på skrueforbindelsen.

7 Konklusjon

I forbindelse med dette konseptstudiet ble det foretatt testing av seks knutepunkt i limte med lange aksialbærende skruer. Seks av forsøkene ble utført i normaltemperatur (referanseforsøk) mens to av forsøkene ble gjennomført med brannbelastning. Det var ønskelig å øke kunnskapen rundt kapasiteten og brannmotstanden til denne typen knutepunkt. Det ble også utført stivhets- og svingningsforsøk på alle referanseforsøk, som ga informasjon om knutepunktets stivhetsegenskaper.

Knutepunktene besto av en bjelke som var festet til en søyle med skråstilte skruer. Bjelketverrsnittet ble utført med dimensjoner 165x270 millimeter og med en søylelengde på 3 meter og en bjelkelengde på 1,5 meter (referanseforsøk) og på 0,7 meter (brannforsøk). Halvparten av forsøkene ble utført med en kantavstand mellom senter skruer og bjelkekant på 59 millimeter, mens resten ble utført med en kantavstand på 43 millimeter. To skruer med diameter 20 millimeter og en lengde på 1004 millimeter ble plassert i den øvre delen av bjelketverrsnittet, med en vinkel på 15 grader mellom skruerakse og bjelkens fiberretning. En skruer med diameter 16 millimeter og en lengde på 748 millimeter ble plassert i den nedre delen av bjelketverrsnittet, med en vinkel på 45 grader mellom skruerakse og bjelkens fiberretning.

Bjelken ble i alle forsøk påkjent en punktlast. Et egendesignet lastpåføringsystem ble produsert for å påføre punktlasten i brannforsøkene. Lastsystemet ble utført i stål, ved bruk av kvadratiske hulprofil, som tillot forskyvning av systemet.

Resultater fra referanseforsøk viser at:

- ❖ Knutepunktene klarer å motstå en lastpåkjenning på mellom 40 til 54 kilonewton før de mister sine lastbærende egenskaper.
- ❖ Knutepunktene med minst kantavstand gir høyest kapasitet.
- ❖ Jevne forskyvningsgrafer og observasjoner i forbindelse med testingen viser tegn til en duktil oppførsel og bruddform.
- ❖ Produksjonsavvik, i form av åpninger i innfestningen mellom bjelken og søylen eller feil ved forboring og innskruing av skruene, har stor innvirkning på knutepunktets kapasitet.

Resultater fra brannforsøk viser at:

- ❖ Begge knutepunktene har en brannmotstand på over 60 minutt.
- ❖ Knutepunktet med størst kantavstand opprettholder en konstant last i 79 minutt, mens knutepunktet med mist kantavstand opprettholder lasten i 71 minutt.
- ❖ Ingen av bjelkene har synlige tegn til forskyvning eller noen form for åpning i innfestningen mellom søylen og bjelken etter at testene avsluttes.
- ❖ Knutepunktet viser tydelige tegn til at knusning under påkjent punktlast har inntruffet.

- ❖ Temperaturer som ble målt midt på de lastbærende skruene viser at temperaturen ligger under 300 grader.
- ❖ Observasjoner av forkullet tverrsnitt i et snitt ved overgang bjelke/søyle ikke viser noen tegn til at de strekkpåkjennte skruene var i kontakt med treets forkullingszone.
- ❖ Usikre grensebetingelse gjør det vanskelig å si noe om varmespredningen i skruene.

Testene ble stoppet etter at forskyvningsmåleren hadde brent av og ikke lenger viste gyldige verdier.

Den største utfordringen med dette knutepunktet er produksjonsmetoden. For at knutepunktet skal kunne tas i bruk i bygging av høye trehus og andre trekonstruksjoner, vil det bli nødvendig å utforme en produksjonsmetode som forenkler byggeprosessen. Dette kan for eksempel skje ved at det utvikles spesialverktøy som bore/skruejigg og at elementene prefabrikeres før de kommer til byggeplass. Dette gjør det enkelt å sammenføye elementene på plassen. Det kan også være hensiktsmessig å utforme et spesialverktøy som kan benyttes på byggeplass. Dette vil bidra til å sikre kvaliteten på knutepunktene og forenkle montasjen.

En annen utfordring ligger i dimensjoneringen av knutepunktet. Det er behov for modifisering av beregningsmetoder for lange skruer med stor diameter. Innenfor dette temaet må det lages nye regler for kantavstander og kombinasjonen tverrbelastning og uttrekk av skruene.

Det kan konkluderes med at alle forsøkene viser at knutepunkt i limtre med lange aksialbærende treskruer, har gode lastbærende egenskaper og en tilstrekkelig brannmotstand i et 60 minutters brannforløp. Det bemerkes at det ble gjennomført et begrenset antall forsøk på disse knutepunktene, og at det er behov for ytterligere testing for å bekrefte resultatene. Det tas derfor forbehold om usikkerhet ved resultatene. Det vil også være hensiktsmessig å foreta en modifisering av punktlastens utforming, for å hindre knusning av bjelken, og dermed oppnå bedre kjennskap til knutepunktets stivhetsegenskaper i en brannsituasjon. En forenkling av produksjonsfasen og monteringen på byggeplass, vil legge til rette for at denne knutepunktsutformingen kan tas i bruk i byggingen av store trekonstruksjoner i framtiden.

8 Videre arbeid

Oppgavens tidsbegrensning gjør at det kun ble gjennomført fire referanseforsøk og to brannforsøk på knutepunktet i limtre med lange aksialbærende skruer. Det er ønskelig å gjennomføre flere forsøk, for å bekrefte resultatene fra forsøk som allerede er gjennomført.

I sammenheng med gjennomføringen av videre forsøk, vil det være naturlig å se på ny og alternative måter å utforme punktlasten på. Dette gjelder brannforsøkene hvor det vil være nødvendig med en større oppleggsflate for at lasten skal føre til forskyvning av bjelken. Dette vil videre kunne gi informasjon angående knutepunktets stivhetsegenskaper i brann.

Det vil også være interessant å gjennomføre flere forsøk og teste ut mindre kantavstander. Dette vil gi et tydeligere bilde av effekten av kantavstandene, samtidig som det kan bidra til å optimalisere knutepunktet med tanke på kapasitet og brannmotstand.

I forbindelse med dimensjoneringsgrunnlag og beregningsmetoder som er tilknyttet knutepunktet, vil det være behov for å utarbeide nye dimensjoneringsregler for lange aksialbærende skruer med stor diameter.

For å oppnå bedre forståelse av knutepunktets stivhet og temperaturutviklingen i skruene, vil det være behov for å framstille en analysemodell og gjennomføre numeriske beregninger.

Videre arbeid vil være å utvikle spesialverktøy som forenkler montering og sikrer kvaliteten på knutepunktet. Et slikt verktøy vil optimalisere byggeprosessen med tanke på kvalitet og rasjonalitet. Det vil også ha mye å si for den økonomiske delen av prosessen og at dette skal bli et knutepunkt som tas i bruk i fremtidens trekonstruksjoner.

Vedlegg

VEDLEGG 1:	Produksjon av testforbindelser
VEDLEGG 2:	Testoversikt
VEDLEGG 3:	Testresultater
VEDLEGG 4:	Observasjoner i forbindelse med brannforsøk
VEDLEGG 5:	Billedokumentasjon fra forsøk
VEDLEGG 6:	Densitet og fuktinnhold
VEDLEGG 7:	Formler og omregningsfaktorer
VEDLEGG 8:	Karakteristiske fastheter limtre
VEDLEGG 9:	Beregninger
VEDLEGG 10:	Tegninger
VEDLEGG 11:	Ansvarsfordeling SINTEF NBL/NTNU
VEDLEGG 12:	Stivhets- og svingningsforsøk
VEDLEGG 13:	CD

Referanseliste

1. SP Technical Research Institute of Sweden. Fire safety in timber buildings. Stockholm: 2010.
2. Sweco. Verdens høyeste trehus bygges i Bergen: Sweco; 2013 [cited 2013 08.06]. Available from: <http://www.sweco.no/no/norway/Markedsomraader/Bygninger/Boliger/NYSKAPENDE-TRELOSNINGER--PA-VAR-MATE/>.
3. Bergen og Omegn Boligbyggelag. Verdens høyeste trehus nærmere realisering 2013 [cited 2013 02.06]. Available from: http://www2.bob.no/index.php?mapping=14&kategori_nr=107&nyhet=7139.
4. Liv Solli Okkenhaug ELH. Klart for verdens høyeste trehus 2013 [cited 2013 05.06]. Available from: <http://www.bt.no/bolig/Klart-for-verdens-hoyeste-trehus-2904126.html#.UbM4SJy1t5E>.
5. Glasø G, Landrø H. Tre og brann. Fokus på tre [Internet]. 2012; 37. Available from: 07. februar 2013, <http://www.trefokus.no/fullstory.aspx?m=1174&amid=15454>.
6. Linville JD. Timber Construction Manual. Hoboken: John Wiley & Sons; 2012.
7. Buchanan AH. Structural Design for Fire Safety. England: John Wiley & Sons, LTD; 2002.
8. Moelven. Om limtre: Moelven; [cited 2013 01.05]. Available from: <http://www.moelven.com/no/Produkter-og-tjenester/Limtre/Bygge-med-Limtre/Hvorfor-bruke-Limtre/>.
9. Direktoratet for byggekvalitet. Veiledning om tekniske krav til byggverk. Direktoratet for byggekvalitet; 2010.
10. Buchanan AH. Fire performance of timber construction. Progress in Structural Engineering and Materials [Internet]. 2000; 2(3):[278-89 pp.]. Available from: [http://dx.doi.org/10.1002/1528-2716\(200007/09\)2:3<278::AID-PSE33>3.0.CO;2-P](http://dx.doi.org/10.1002/1528-2716(200007/09)2:3<278::AID-PSE33>3.0.CO;2-P).
11. Friquin KL. Material properties and external factors influencing the charring rate of solid wood and glue-laminated timber. Fire and Materials [Internet]. 2011; 35(5):[303-27 pp.]. Available from: <http://dx.doi.org/10.1002/fam.1055>.
12. Standard Norge. Eurokode 5 : Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger. Oslo: Standard Norge; 2010.
13. Standard Norge. Eurokode 5 : Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-2, Brannteknisk dimensjonering. Lysaker: Standard Norge; 2010.
14. Audebert M, Dhima D, Taazount M, Bouchair A. Behavior of dowelled and bolted steel-to-timber connections exposed to fire. Engineering Structures [Internet]. 2012 6//; 39(0):[116-25 pp.]. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612000685>.
15. Madsen B, Leijten AJM. Behaviour of timber connections. North Vancouver, B.C.: Timber Engineering Ltd.; 2000. X, 434 s. : ill. p.

16. Blass HJ. Timber engineering. Almere: Centrum Hout; 1995. 2 b. : ill. p.
17. Larsen H, Enjily V. Practical design of timber structures to Eurocode 5. London: Thomas Telford; 2009. IV, 268 s. : ill. p.
18. Ozelton EC, Baird JA. Timber designers' manual. Oxford: Blackwell Science; 2006. XIII, 542 s. : ill. p.
19. American society of civil engineers. Mechanical connections in wood structures. engineers Assoc, editor. New York: The Society.; 1996. XII, 231 s. : ill. p.
20. Dorn M, de Borst K, Eberhardsteiner J. Experiments on dowel-type timber connections. Engineering Structures [Internet]. 2013 2//; 47(0):[67-80 pp.]. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612004889>.
21. Mischler A. Multiple Shear Steel-to-Timber Connections with Self-Drilling Dowels. Joints in Timber Structures: Stuttgart, Germany, 12-14 September 2001. p. 143-52.
22. Larsen H. Momentbærende forbindelser i limtrebjelker [Masteroppgave]. Trondheim: NTNU; 2012.
23. Opazo AV, Bustos CA. Study of the lateral strength of timber joints with inclined self-tapping screws. Proceedings of the 51st International Convention of Society of Wood Science and Technology [Internet]. 2008 11.02.13. Available from: <http://www.swst.org/meetings/AM08/>.
24. Erchinger C, Frangi A, Fontana M. Fire design of steel-to-timber dowelled connections. Engineering Structures [Internet]. 2010 2//; 32(2):[580-9 pp.]. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609003496>.
25. Racher P, Laplanche K, Dhima D, Bouchaïr A. Thermo-mechanical analysis of the fire performance of dowelled timber connection. Engineering Structures [Internet]. 2010 4//; 32(4):[1148-57 pp.]. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609004350>.
26. Tlustochowicz G, Serrano E, Steiger R. State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods. Materials and structures [Internet]. 2011; 44(5):[997-1020 pp.]. Available from: <http://link.springer.com/article/10.1617/s11527-010-9682-9/fulltext.html>.
27. Xu BH, Bouchaïr A, Racher P. Analytical study and finite element modelling of timber connections with glued-in rods in bending. Construction and Building Materials [Internet]. 2012 9//; 34(0):[337-45 pp.]. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061812001663>.
28. Bovim NI. Mekaniske treforbindelser : dimensjonering. Oslo: Norsk treteknisk institutt; 2007. 134 s. : ill. p.
29. Buchanan AH, Barber DJ, editors. Fire resistance of epoxied steel rods in glulam timber. Proceedings of Pacific timber engineering conference, Gold Coast, Australia; 1994.
30. Baroth J, Bodé L, Bressolette E, Fournely E, Racher P, editors. Glued-in rod connections in bending: experiment and stochastic finite-element modelling. World Conference on Timber Engineering (WCTE), Lahti, Finlande; 2004.

31. Standard Norge. Eurokode 0 : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Lysaker: Standard Norge; 2008.
32. Benjamin JR, Cornell CA. Probability, statistics, and decision for civil engineers. New York: McGraw-Hill; 1970.
33. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). JCSS Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance Models Properties of Timber: Joint Committee on Structural Safety (JCSS); 2006.
34. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance models: Joint Committee on Structural Safety (JCSS); 2000.
35. König J, Fontana M. The performance of timber connections in fire test results and rules of Eurocode 5. Joints in Timber Structures: Stuttgart, Germany, 12-14 September 2001. p. 639-48.
36. Standard Norge. Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-2: Allmenne laster. Laster på konstruksjoner ved brann.: Standard Norge; 2002.
37. König J, Winter S, editors. The Eurocode 5 Fire part—EN 1995-1-2. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Finland; 2004.
38. Frangi A, Fontana M. Charring rates and temperature profiles of wood sections. Fire and Materials. 2003;27(2):91-102.
39. SPAX. Spax Threaded rod: SPAX; 2013 [04.06.2013]. Available from: <http://www.spax.com/uk/craftsmen/screw-finder/products/specials/spax-for-timber-construction/spax-threaded-rod-with-hex-head/>.
40. SFS. Simple solution for lateral tensile reinforcements - WB fastening system for economical and secure reinforcements for glulam timber structures. 2013.
41. Standard Norge. NS-ISO 6891: Trekonstruksjoner. Mekaniske forbindelsesmidler. Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper.: Standard Norge; 1991.
42. International Organization for Standardization. ISO 834-1: Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements. Sveits 1999.
43. Salvesen LK. Termoelementer (TC): Pyro Control AS; 2009 [25.05.2013]. Available from: http://www.pyrocontrol.no/temperaturkatalogen/index_temperaturkatalog.htm.
44. Labonnote N. Modal hammer for dummies 2012.

Vedlegg 1

Produksjon av testforbindelser

Innhold

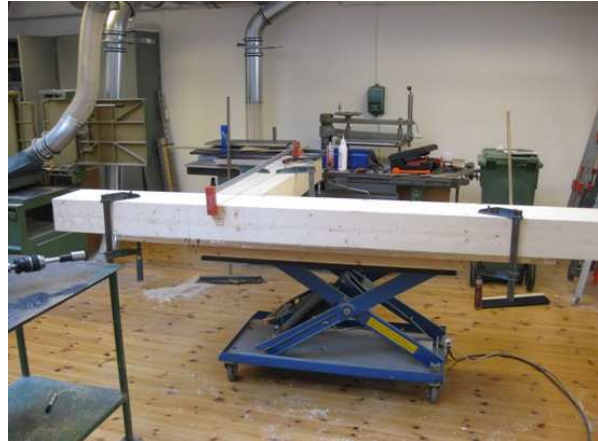
1	BESKRIVELSE AV PRODUKSJONSMETODE	1
2	OBSERVASJONER VED PRODUKSJON AV TESTFORBINDELSER	3
2.1	Testforbindelse 1.....	3
2.2	Testforbindelse 2.....	3
2.3	Testforbindelse 3.....	3
2.4	Testforbindelse 4.....	3
2.5	Testforbindelse 5.....	4
2.6	Testforbindelse 6.....	4
2.7	Testforbindelse 7.....	5
2.8	Testforbindelse 8.....	5
2.9	Oppsummering	6

1 Beskrivelse av produksjonsmetode

Bildemontasjen under beskriver metoden som ble benyttet ved produksjon av testforbindelsene. Bildene med tilhørende forklaring er framstilt i kronologisk rekkefølge.



1. Limtrebjelker kappes ved bruk av en klyvsag.



2. Limtrebjelkene monteres deretter på et heve/senke bord. Bjelkene sammenføres og festes i bordplaten ved hjelp av skruetvinger.



3. Montering av vinkel over opptegnet strek for skruelassering.



4. Etter vinkelen er montert, føres boret gjennom to opplager som justeres i ønskelig høyde på bjelken.



5. Forboring ved bruk av luftbor gjennomføres for alle skruene. Boremaskinen ligger på et rullebord som flyttes etter hvert som boret flytter seg inn i bjelken.



6. Forboring ved bruk av trebor for skruene plassert i bjelketverrsnittets strekkside (skruer øst og vest).



7. Tre skruetvinger holder bjelken og søylen sammen for å unngå åpning mellom elementene i forbindelse med innskruingen.



8. Skruene blir dermed skrudd inn på frihånd. Heve/senkebordet justeres slik at skruen er i vater før innskruingen starter.



9. Etter skruene er skrudd inn, stikker skruendeer ut av bjelken.



10. Tilslutt kappes de utstikkende endene, slik at disse ikke står i veien for monteringen av testforbindelsen i laboratoriet.

2 Observasjoner ved produksjon av testforbindelser

Observasjoner som ble gjort i forbindelse med produksjonen av testforbindelse 1 til 8 er beskrevet i underkapitler. Testforbindelse 5 og 7 ble produsert som reserveforbindelser i tilfelle noe skulle gå galt under gjennomføringen av brannforsøkene. Det ble ikke aktuelt å benytte disse forbindelsene i sammenheng med denne oppgaven, men tilhørende observasjoner er likevel valgt å inkluderes i dette kapitlet.

2.1 Testforbindelse 1

Før produksjonen av testforbindelse 1, ble det registrert en 30 millimeter lang sprekk i bjelkens ende. Denne ble vurdert å ikke være av betydning, da den befant seg i et området uten lastbærende egenskaper.

Testforbindelse 1 ble satt sammen ved at det først ble forboret hull til skrue sør, før denne ble skrudd inn. Deretter ble det forboret hull til skrue øst og vest. Ved forboringen av det ene hullet kom boret i kontakt med skrue sør. Dette var trolig et resultat av at boret hadde truffet en kvist inne i trematerialet, og dermed vridd seg ut mot den ene siden. Det ble gjort en vurdering som førte til at det da ble forboret fra den andre siden. Resultatet av dette ble at skruen kom ut noe skjevt i forhold til hvor det ble forboret første gang. Testforbindelsen ble likevel vurdert gyldig, men det må tas hensyn til dette ved vurdering av testresultatene til denne forbindelsen.

Under produksjon av testforbindelse 1, ble det observert en åpning på 3 millimeter i innfestingen mellom søyle og bjelke. Åpningen var lokalisert på bjelkens trykkside, og oppsto som følge av at skrue vest presset elementene fra hverandre. Åpningen ble ikke vurdert å være noe stort problem, da lasten som påføres under testingen, vil presse elementene sammen igjen.

2.2 Testforbindelse 2

Før produksjon av testforbindelse 2, ble det observert en 90 millimeter lang sprekk langs fiberretningen på oversiden av bjelken. Sprekken ble målt fra bjelkens ende. Etter klimatisering av bjelkene, var imidlertid denne forsvunnet. Ved innskruing av skrue øst og vest i testforbindelse 2, kom begge skruene til syne ved overgangen mellom bjelken og søylen. Det ble ikke observert noe avvik i skruenes plassering i bjelken eller søylen.

2.3 Testforbindelse 3

Under innskruingen av skrue øst og vest ble det registrert høye knirkelyder fra treet. Lydene kan komme av at skruen kjørte seg litt ut i forhold til forboret hull. Det er likevel vanskelig å fastslå bakgrunnen for dette, da skruen ikke ble skrudd igjennom treet. Skrue sør kom ut på bjelkens overside, nøyaktig der den skulle i forhold til opptegning.

2.4 Testforbindelse 4

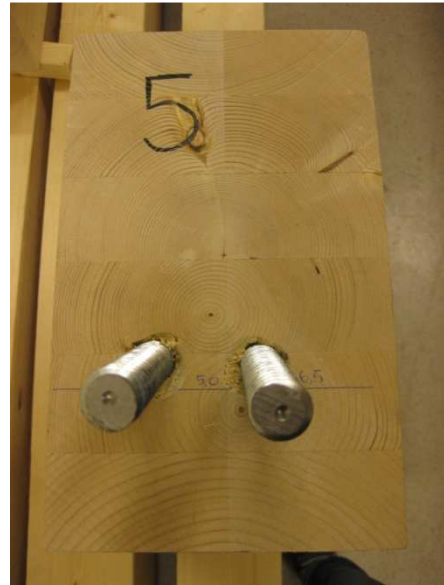
Testforbindelse 4 ble produsert uten spesielle avvik. Skrue sør kom så vidt til syne i overgangen søyle/bjelke, mens ved innskruingen av skrue øst og vest ble trefiber presset ut. Skrue sør kom ut av bjelkens overside på opptegnet strek.

2.5 Testforbindelse 5

Figur 1 viser et bilde av testforbindelse 5, sett fra bjelken ende. Under forboringen av hull til skruer øst og vest, ble det observert et avvik på 15 millimeter mellom forborede hull og opptegning, i retning øst.

Ved innskruing av skruer øst og vest ble tatt i bruk en skruer med ujevn skruende. Dette førte til et forstørret skruerhull, da skruen ble dratt rundt og rundt på samme sted og ikke skrudde seg inn i treet. Forboret hull for skruer vest, fikk et forstørret hull i en dybde på 50 millimeter, mens forboret hull for skruer øst fikk et forstørret hull i en dybde på 30 millimeter. Løsningen ble å kappe skruende så den ble jevn. Deretter ble det tatt en vurdering som endte med at skruene ble skrudd inn fra den andre siden. Dette ble gjort som en forsikring på at skruen skulle følge forborede hull, og ikke grave seg ut i ytterkanten av det forstørrede hullet. Resultatet ble at skruen kom ut litt skjevt ved enden, i forhold til forboret hull.

Det ble observert en åpning mellom bjelke og søyle, under innskruingen av skruer øst og vest. Bakgrunnen for dette var bruk av for få skruetvinger for å holde bjelken og søylen sammen.



Figur 1: Testforbindelse 5, sett fra bjelkeenden. Foto: Privat.

2.6 Testforbindelse 6

Et avvik på 7 millimeter ble observert mellom forboret hull til skruer øst og vest ved bjelkeende. Avviket oppsto i forhold til bjelkehøyden. Skruerhull vest traff nøyaktig på opptegnet strek, mens skruerhull øst kom 7 millimeter lenger ned. Skruerhull vest ble forboret med en hastighet på 210 omdreininger i minuttet, mens skruerhull øst ble boret med en hastighet på 330 omdreininger i minuttet. Dette kan ha hatt betydning på resultatet, men avviket kan også komme av at boret kom i kontakt med en kvist.

Før produksjonen av testforbindelse 6, ble det observert en sprekk i bjelkeenden. Sprekken er vist med rød ring i Figur 2 og ble målt å ha en lengde på 40 millimeter, og en maksimal bredde på 5 millimeter. Etter produksjonen, ble det registrert skruer øst kom ut av bjelkeende, helt i nærheten av sprekken. Målinger viste at sprekken ikke hadde blitt større etter at skruene ble skrudd inn. Det ble gjort en vurdering av at denne sprekken ikke vil ha noen betydning for kapasiteten til forbindelsen, da den er lokalisert i et område hvor forbindelsen ikke har betydelige lastbærende egenskaper.



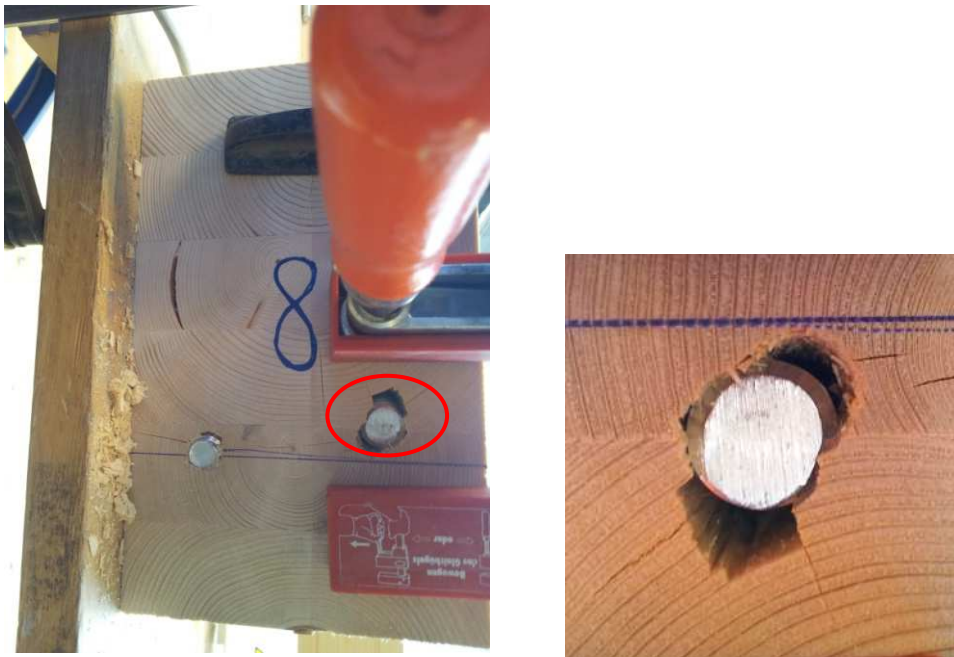
Figur 2: Bildet viser en tydelig sprekk i nærheten av skruerhull øst. I tillegg viser bildet at forborede hull avviker noe fra hverandre. Foto: Privat.

2.7 Testforbindelse 7

I produksjonen av testforbindelse 7, ble det forboret med luftbor med en hastighet på 470 omdreininger i minuttet. Innskruingen ble utført med en hastighet på 210 omdreininger i minuttet. Dette førte til en større effektivitet, bruk av mindre kraft og like, om ikke mer, nøyaktighet sammenlignet med tidligere testforbindelser. Det ble ikke observert noe avvik mellom skruelassering og opptegnede streker.

2.8 Testforbindelse 8

Skrue øst i testforbindelse 8, kom ut 10 millimeter over skruve vest, som kom ut på opptegnet sted. Avviket ble observert i høyderetningen. Da skruve vest nesten hadde kommet ut på den andre siden, presset den med seg trefiber i nærheten av hullet som kom ut som en pinne. Dette resulterte i et større hull ved skruveenden. Figur 3 viser illustrasjoner av dette. Dette ble vurdert å ha liten betydning på testen, da trefiber ble presset ut i bjelkeenden, et område som ikke er kritisk med tanke på bjelkens lastbærende egenskaper.



Figur 3: Bildet til venstre viser skruelasseringen i testforbindelse 8. Utpressing av trefiber nært skrukehull, skaper et større skrukehull for skruve vest, som er vist nærmere i figuren til høyre. Foto: Privat.

2.9 Oppsummering

Tabell 1 gir en oppsummering av observerte avvik i forbindelse med produksjon av testforbindelse 1 til 8.

Tabell 1: Oppsummering av observasjoner ved produksjon av testforbindelser.

Test	Åpning mellom bjelke/søyle (mm)		Synlig skrue ved overgang bjelke/søyle			Avvik skruende (mm)			Andre observasjoner
	TS	SS	V	Ø	S	V	Ø	S	
1	3	-	x			←7	-	-	
2	-	-	x	x			-	-	
3	-	-					-	-	
4	-	-			x		-	-	
5	-	3	x	x		→15	→15		
6	-	-			x		7↓		Sprekken ved skrue øst, endret ikke størrelse under produksjonen.
7	-	-	x	x	x				
8	-	-		x	x		↑10		10x10mm ² terning ble presset ut i treet nært skrue vest

Kommentar til tabell:

TS: Bjelketverrsnittet trykksone.

SS: Bjelketverrsnittets strekksone.

← Indikerer at avviket er målt fra opptegning og i retning vest.

→ Indikerer at avviket er målt fra opptegning og i retning øst.

↓ Indikerer at avviket er målt fra opptegning og i retning sør.

Vedlegg 2

Testoversikt

Tabell 1 viser en samlet oversikt over dato og stede for utførelse av forsøk. Det ble gjennomført totalt seks testforsøk på forbindelsen, henholdsvis fire referanseforsøk i normaltemperatur og to brannforsøk. Alle testforbindelsene er påkjent mekanisk belastning i form av en punktlast med lastangrepspunkt 680 millimeter, målt fra søylekant, men i tillegg er to av testforbindelsene utsatt for standard brannforløp på tre av bjelkens sider. Kantavstandene til skruene er den variable parameteren, hvor denne måles fra ytterkant skruer til bjelkekant. Alle forsøkene ble kjørt til brudd, og hensikten bak forsøkene var å fastslå kapasiteten til knutepunktet.

Tabell 1: Testoversikt

Test	Forsøksdato	Temperatur	Bjelkelengde	Kantavstand	Testlaboratoriet
1	19.04.13	Normal temperatur	1500	59 mm	Materialteknisk laboratorium, NTNU, Trondheim
2	22.04.13			43 mm	
3	21.03.13				
4	22.03.13				
5	-	Brann	700	59 mm	Norges branntekniske laboratorium, SINTEF NBL, Trondheim
6	13.05.13			43mm	
7	-				
8	14.05.13				

Kommentar til tabell:

Element R: Bjelke i referanseforsøk
 Element B: Bjelke i brannforsøk
 Element S: Søyle

Referanseforsøk

Adresse	NTNU Gløshaugen – Materialteknisk laboratorium Adresse: Richard Birkelands vei 1a, 7034 Trondheim
Til stede	Nina Westerheim (mastergradsstudent) Terje Pettersen (laboratorieansvarlig) Gøran Loraas (laboratorieansvarlig)

Brannforsøk

Adresse	SINTEF NBL as – Norges branntekniske laboratorium Adresse: Tillerbruvegen 2020, 7092 Trondheim
Til stede	Nina Westerheim (mastergradsstudent) Vidar Olsen (laboratorieansvarlig ved SINTEF NBL) Gøran Loraas (laboratorieansvarlig fra NTNU)

Vedlegg 3

Grafisk framstilling av testresultater

Innhold

1	TESTRESULTATER FRA REFERANSEFORSØK.....	1
1.1	Forskyvning.....	1
1.1.1	Forskyvning av lastjekk.....	1
1.1.2	Knusning av treverk under punktlast	2
1.1.3	Søylens utbøyning	3
1.2	Rotasjon	4
1.2.4	Rotasjon av søylen.....	4
1.2.5	Rotasjon av bjelken	4
1.3	Uttrekk av skruer	6
2	TESTRESULTATER FRA BRANNFORSØK.....	8
2.1	Temperatur i hall.....	8
2.2	Temperatur i avtrekksrør.....	9
2.3	Trykk i pilotovn	10
2.4	Temperaturutvikling i termoelement T1-T9.....	11

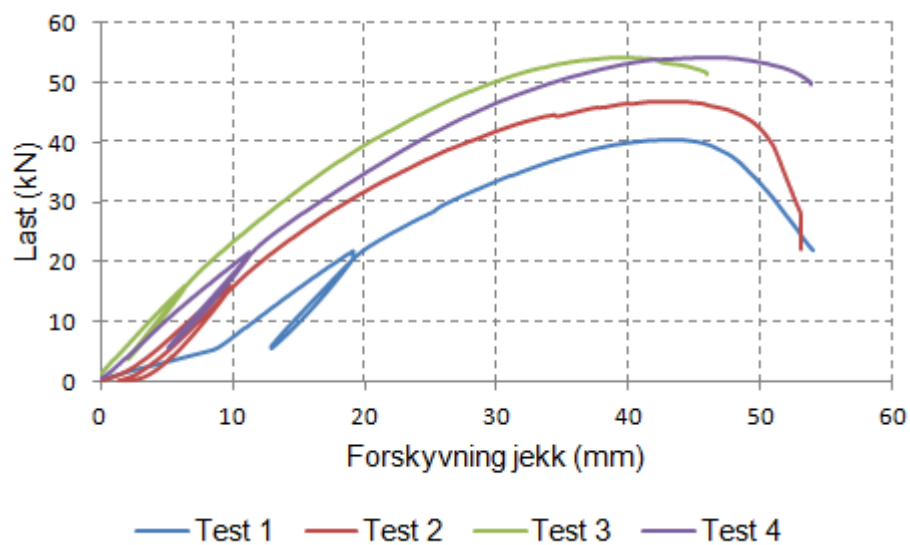
1 Testresultater fra referanseforsøk

Dette kapitlet inneholder framstilling av testresultater som er hentet direkte fra loggdata i forbindelse med referanseforsøk 1-4.

1.1 Forskyvning

1.1.1 Forskyvning av lastjekk

Figur 1 viser jekkens forskyvningsform som funksjon av påkjent last. En oppsummering av forskyvningsverdier ved maksimal last er gitt i Tabell 1.



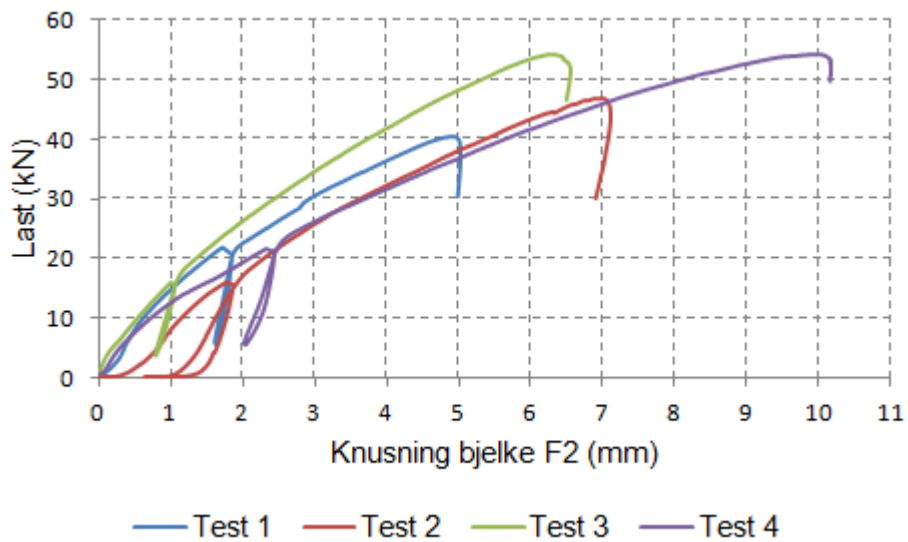
Figur 1: Forskyvning av lastjekk.

Tabell 1: Jekkens forskyvning ved maksimal last.

Test	Forskyvning jekk (mm)
1	43,5
2	43,3
3	39,9
4	46,4

1.1.2 Knusning av treverk under punktlast

Figur 2 viser hvordan jekkens lastflate knuste seg gjennom oversiden av bjelken, og oppsumerte maksimalverdier er gitt i Tabell 2.



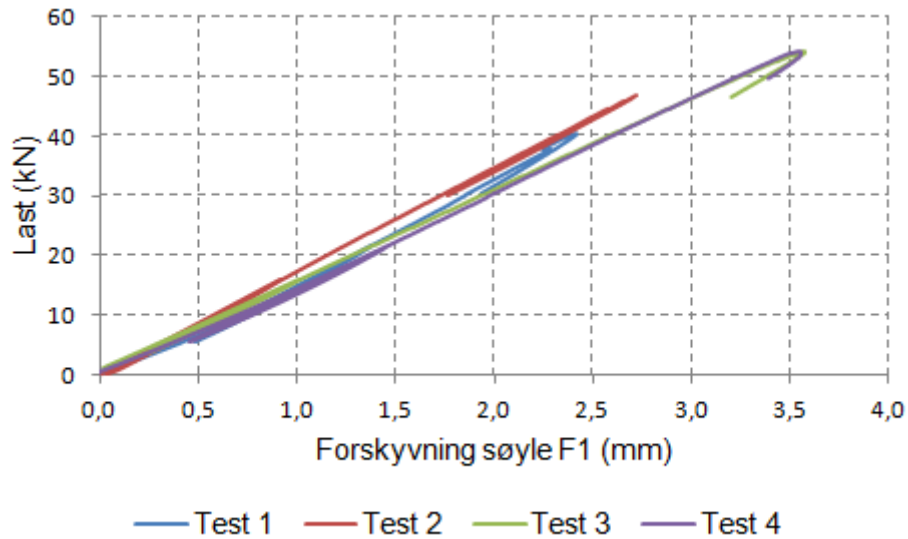
Figur 2: Grafene fremstiller knusning av treet under punktlasten.

Tabell 2: Knusning av bjelkens overside under jekk.

Test	Knusning bjelke (mm)
1	4,9
2	7,0
3	6,3
4	10,0

1.1.3 Søyrens utbøyning

Søyrens utbøyning er framstilt i Figur 3 og den maksimale utbøyningen som ble registrert for de ulike testene er oppsummert i Tabell 3.



Figur 3: Forskyvning (utbøyning) av limtresøyren ved innfestning til bjelken.

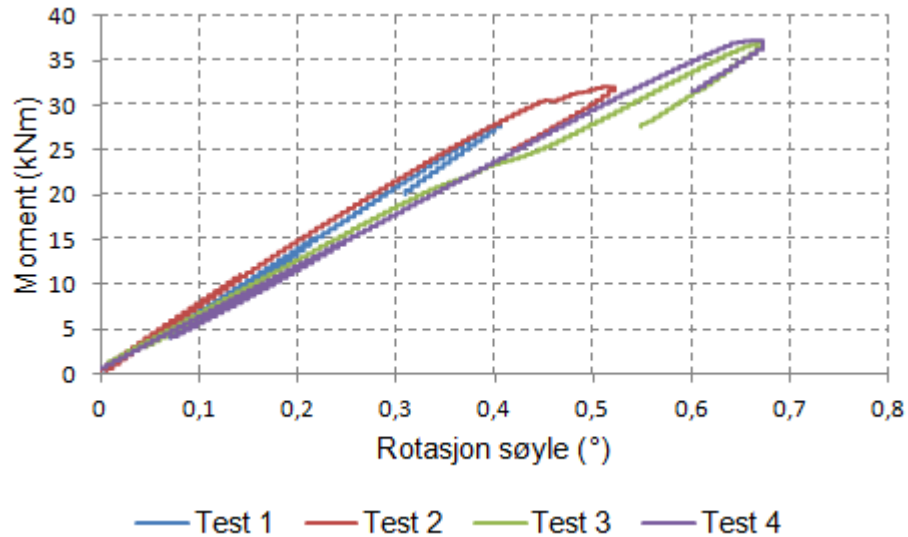
Tabell 3: Utbøyning av søyle.

Test	Utbøyning søyle (mm)
1	2,4
2	2,7
3	3,6
4	3,5

1.2 Rotasjon

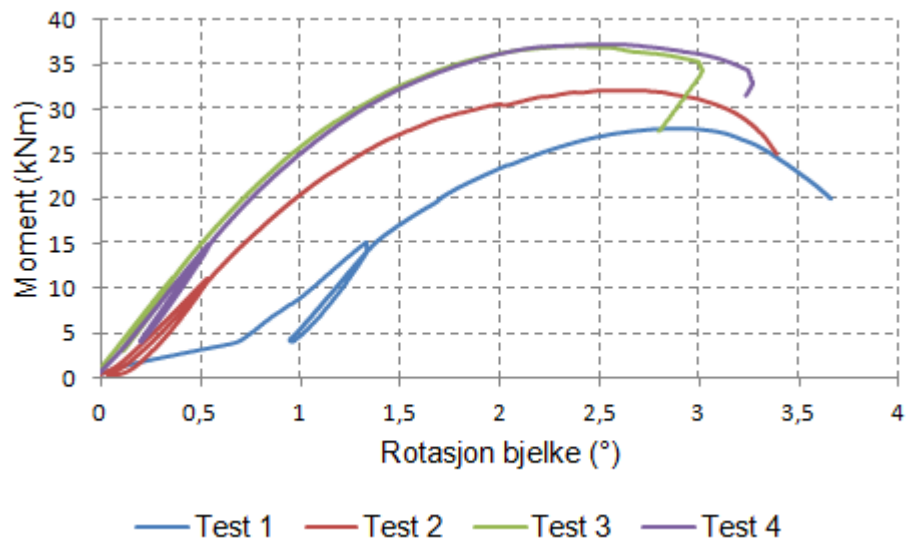
Figur 4 og Figur 5 viser rotasjon av søylen og bjelken og Tabell 4 gir en oppsummering av de største rotasjonsverdiene som ble registrert for hver referansetest.

1.2.4 Rotasjon av søylen



Figur 4: Rotasjon målt på søylen.

1.2.5 Rotasjon av bjelken



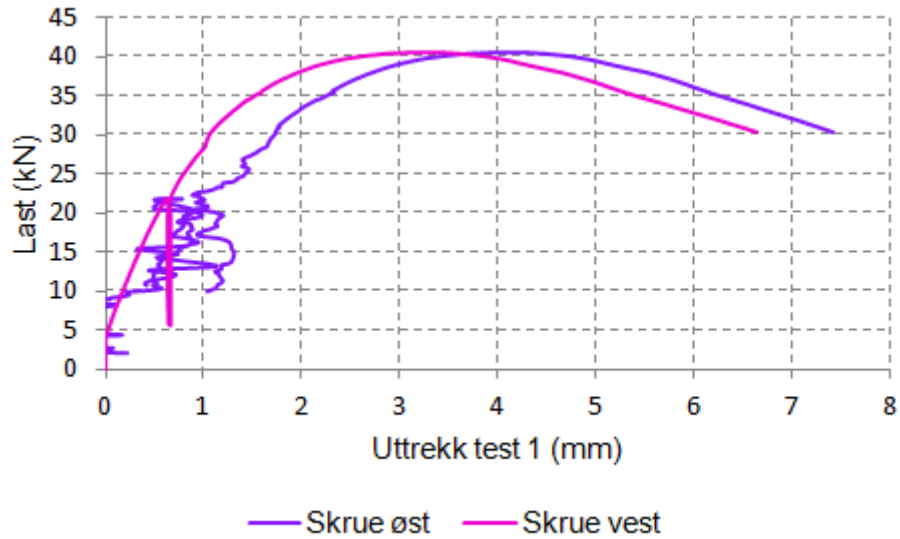
Figur 5: Rotasjon målt på bjelken.

Tabell 4: Rotasjoner.

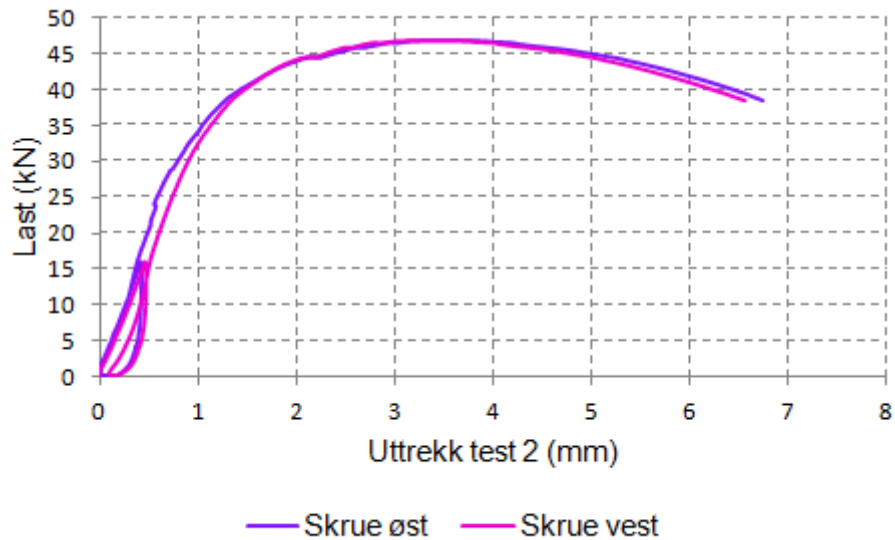
Test	Søyle (°)	Bjelke (°)
1	0,41	2,94
2	0,52	2,63
3	0,67	2,40
4	0,67	2,56

1.3 Uttrekk av skruer

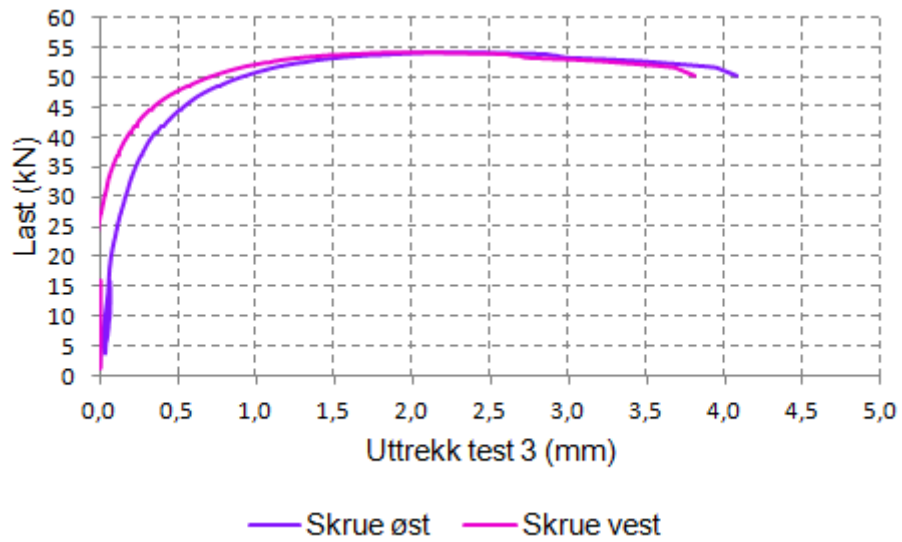
Figurene 6-9 fremstiller forskyvningen (uttrekk) av begge skruene, plassert i bjelkens strekksone (skrue øst og vest), for referansetest 1 til 4. Samme diagram er også vist under testresultater fra referanseforsøk i rapporten, men i et mindre format.



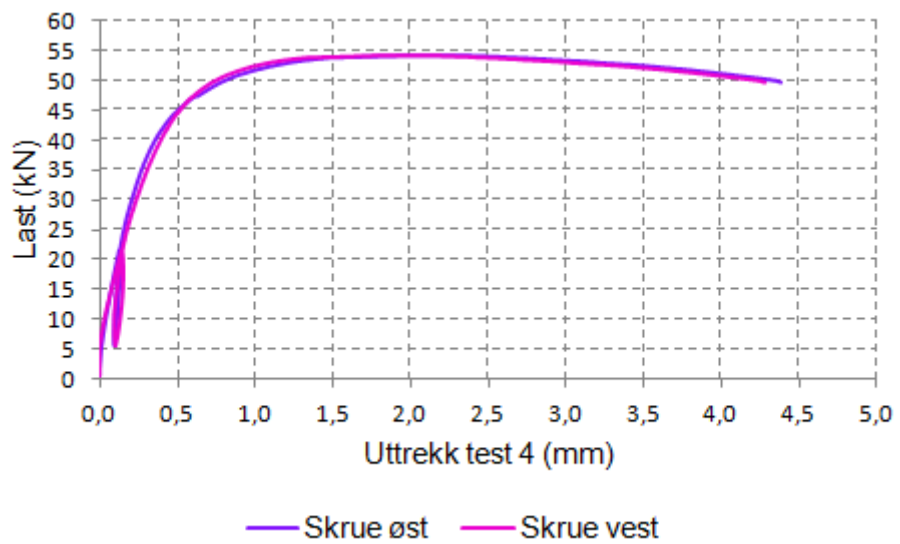
Figur 6: Uttrekk av skruer for test 1.



Figur 7: Uttrekk av skruer for test 2.



Figur 8: Uttrekk av skruer for test 3.

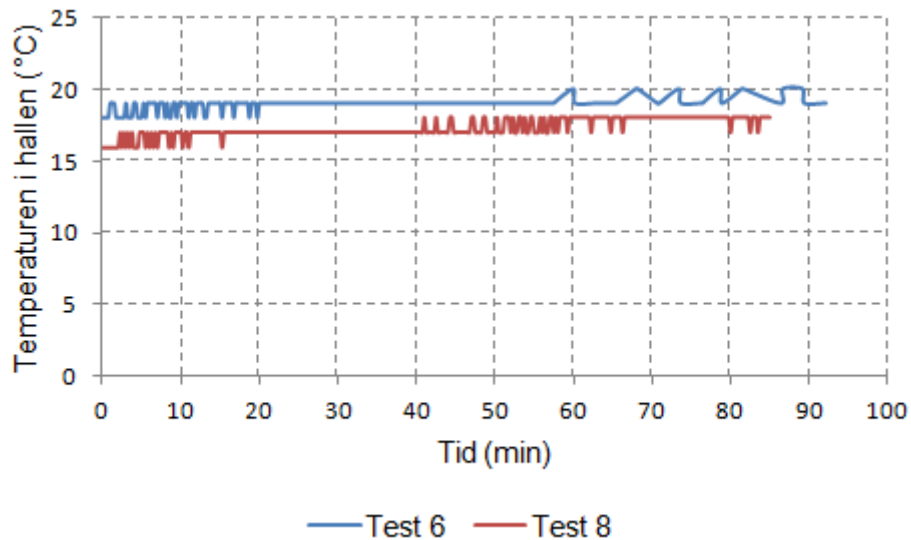


Figur 9: Uttrekk av skruer for test 4.

2 Testresultater fra brannforsøk

2.1 Temperatur i hall

Figur 10 viser temperaturutviklingen i hallen hvor brannforsøkene ble gjennomført.

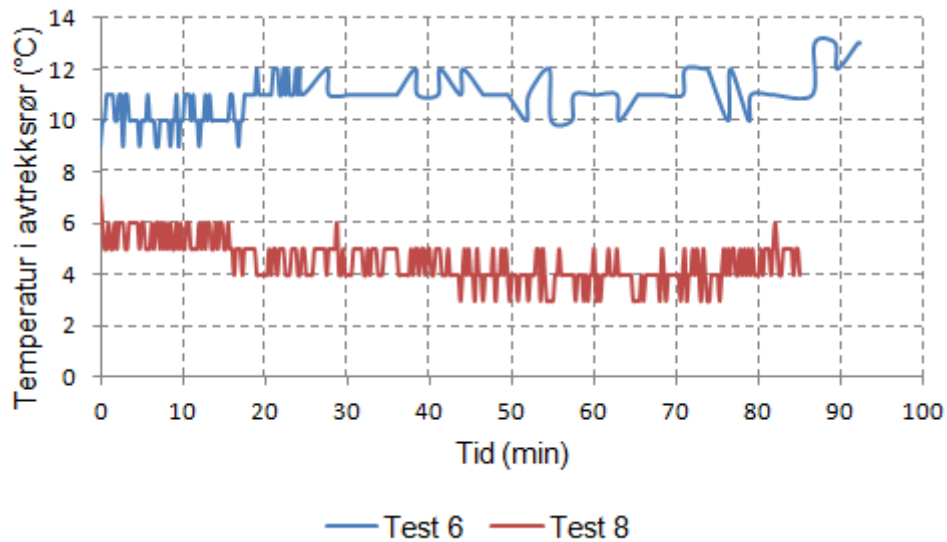


Figur 10: Temperatur i hall.

Temperaturen i hallen holdt en tilnærmet konstant verdi ved gjennomføringen av begge brannforsøkene. Under test 6, varierte temperaturen mellom 18 og 20 grader celsius, mens den for test 8 varierte mellom 16 og 18 grader celsius. Halltemperaturen faller innenfor kravet til omgivelsenes lufttemperatur som må finnes seg i område 20 ± 10 grader celsius.

2.2 Temperatur i avtrekksrør

Figur 11 viser temperaturer i ovnens avtrekksrør i tidsperioden branntestene foregikk. Dette tilsvarer en måling av utetemperaturen.



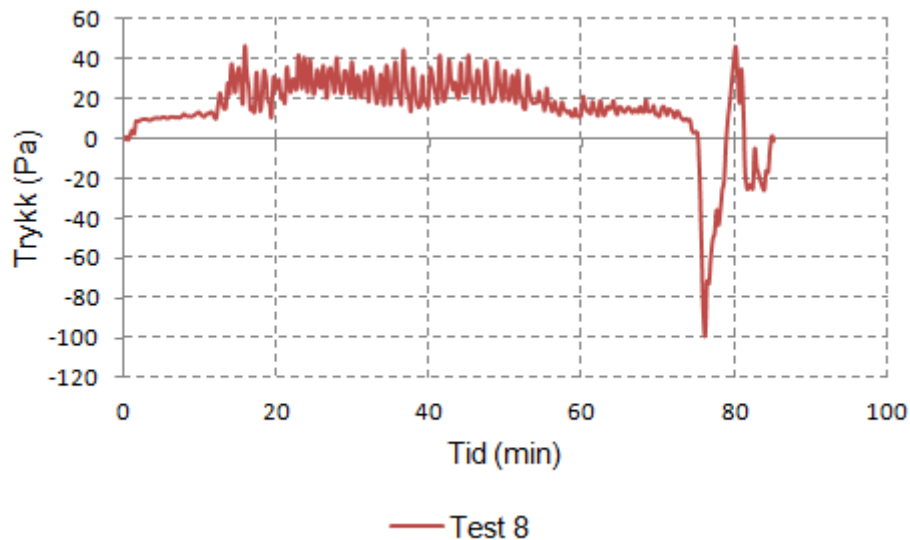
Figur 11: Temperatur i avtrekksrør.

Temperaturen i avtrekksrøret, tilsvarer temperaturen ute. Denne befant seg i området 9 til 13 grader celsius for test 6 og 3 til 6 grader celsius for test 8. Da temperaturene er såpass lave har de ingen betydning for gjennomføringen av branntestene.

2.3 Trykk i pilotovn

Under gjennomføringen av test 6 ble det gjort en feil i forbindelse med loggingen av trykket i pilotovnen, noe som førte til at det ikke ble registret trykkmålinger for denne testen. Figur 12 viser hvordan trykket i pilotovnen endret seg som funksjon av tid for test 8. I størsteparten av testen ble trykket holdt i et område mellom 20 og 40 pascal, før det oppsto kraftige trykksprang ved et tidsforløp av 70-80 minutt.

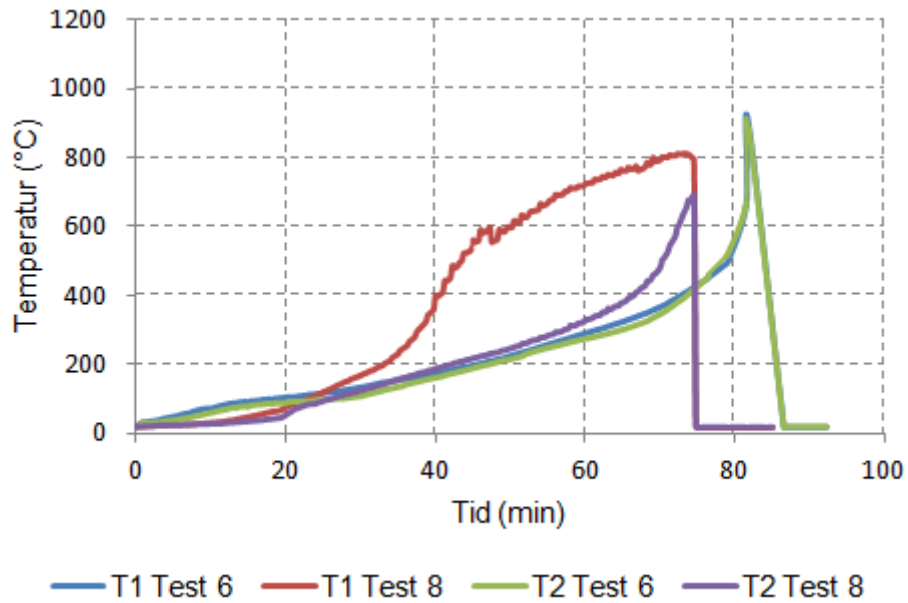
I forbindelse med branntestingen ble det gjort en muntlig informering fra laboratorieansvarlig ved SINTEF NBL om at trykket i ovnen ikke fulgte krav til ISO 834 (1999), og at trykkjusteringer underveis ble gjort i form av en luke i avtrekksrøret.



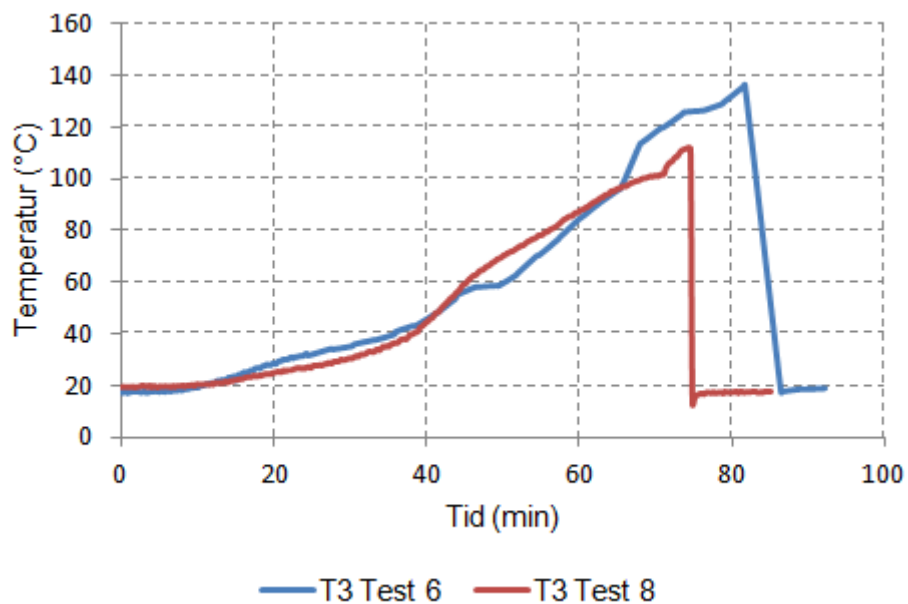
Figur 12: Trykk i pilotovn for test 8.

2.4 Temperaturutvikling i termoelement T1-T9

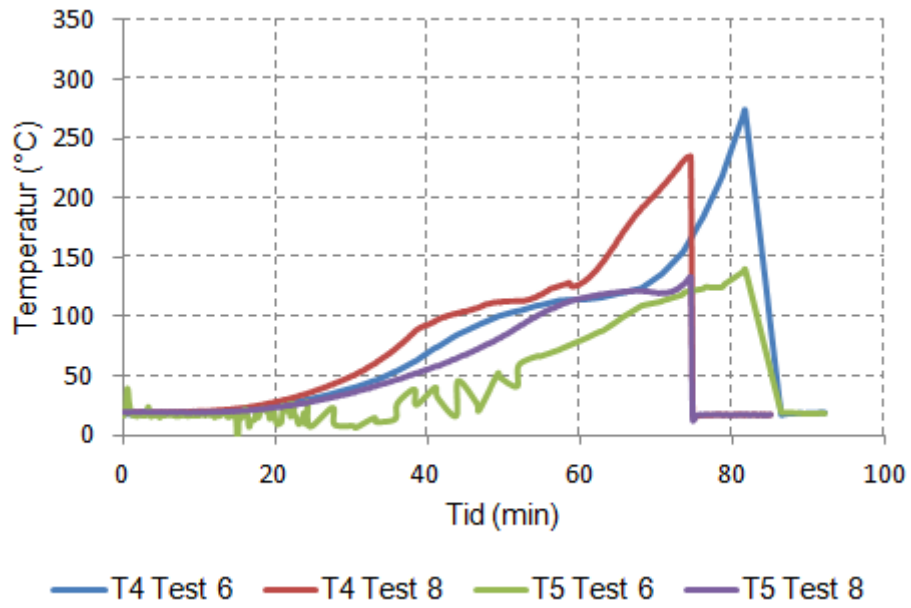
Figurene 13-18 fremstiller temperaturutviklingen i termoelement T1-T9. Samme diagram er også vist under testresultater fra brannforsøk i rapporten, men i et mindre format.



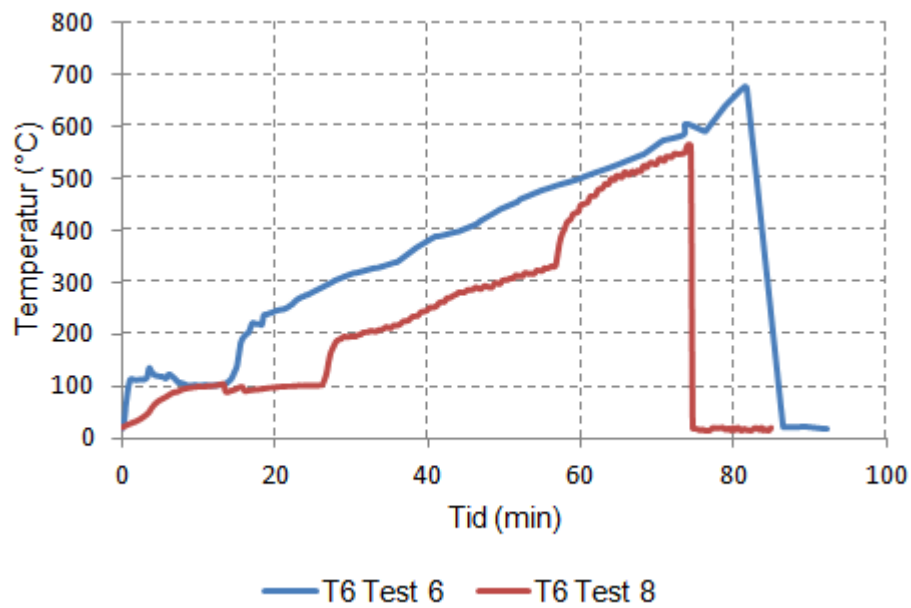
Figur 13: Termoelement T1 og T2.



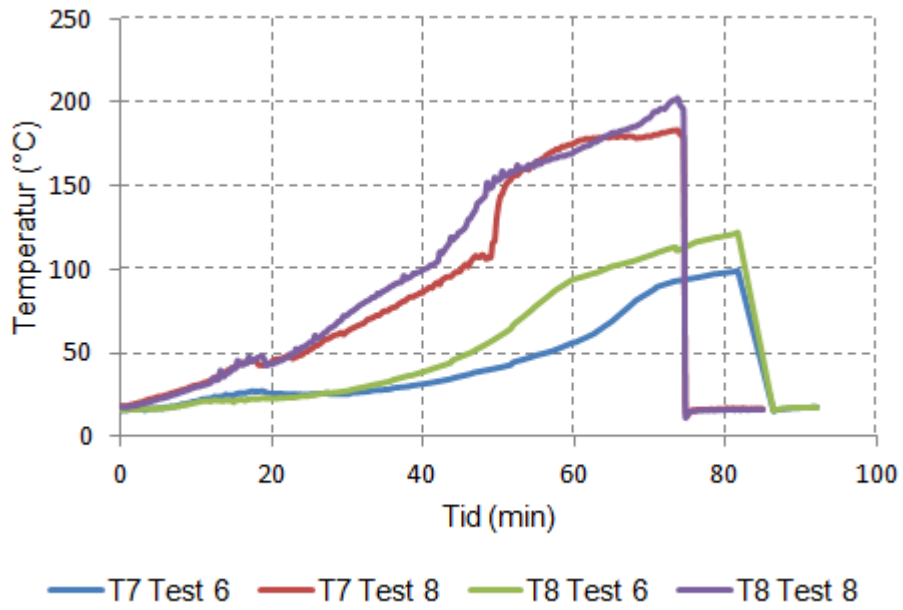
Figur 14: Termoelement T3.



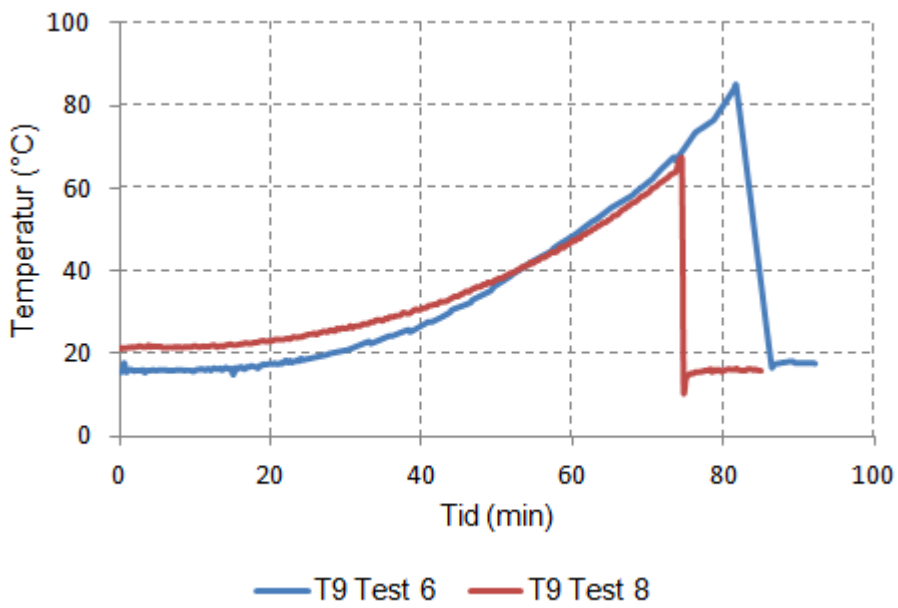
Figur 15: Termoelement T4 og T5.



Figur 16: Termoelement T6.



Figur 17: Termoelement T7 og T8.



Figur 18: Termoelement T9.

Vedlegg 4

Observasjoner i forbindelse med brannforsøk

Innhold

1	DETALJOVERSIKT OVER AKTUELLE MÅLINGER OG OBSERVASJONER ..	1
2	OBSERVASJONER I FORBINDELSE MED BRANNTTESTING	2
2.1	Montering.....	2
2.2	Branntest 6	3
2.2.1	Observasjoner som ble gjort underveis i branntesten.....	3
2.2.2	Observasjoner etter branntest.....	4
2.3	Branntest 8	5
2.3.3	Observasjoner som ble gjort underveis i branntesten.....	5
2.3.4	Observasjoner etter branntest.....	6

1 Detaljoversikt over aktuelle målinger og observasjoner

Tabell 1, 2 og 3 gir en oversikt over målinger og observasjoner i forbindelse med gjennomføringen av brannforsøkene.

Tabell 1: Fremgangsmetode for lastpåføring, trykk- og temperaturkontroller.

Testforløpet	Hendelse/kontroll	Målinger
15 min før teststart	Påføring av testlast	Registrere og måle deformasjoner
5 min før teststart	Temperaturkontroll	Kontroll av opprinnelig temperatur registrert av alle termoelementer. Lufttemp = 20 ± 10 grader, målt i en avstand $1,0 \pm 0,5$ meter fra beskyttet flate. Temperatur i ovn må være mindre enn 50 grader.
Teststart	Påføring av temperaturlast	
Første 5 min etter teststart Første 10 min etter teststart	Trykkkontroll	± 5 Pa ± 3 Pa
Først 10 min	Temperaturkontroll	Avvik temp termoelement vs. tid/temp kurve < 100 grader

Tabell 2: Oversikt over målinger.

Målinger	Plassering	
Temperatur	Termoelement i ovn Termoelement i bjelken	Intervaller < 1 min av varigheten til oppvarmingsperioden
Trykk	Ovn	Kontinuerlig eller ved intervaller som < 5 min ved kontrollpunktet
Deformasjon	Ved bjelkeende	Før, etter påført last og ved intervaller på 1 minutt under oppvaringsperioden.

Tabell 3: Observasjoner.

Observasjoner	
Integritet	Tiden ved antennelse Hyppighet, varighet og lokalisering av flammer på beskyttet overflate
Last og kapasitet	Bruddlast og tid
Generell oppførsel	Deformasjoner Oppsprekninger Forkulling Røyk

2 Observasjoner i forbindelse med branntesting

2.1 Montering

<i>Dato:</i>	13.05.2013
<i>Sted:</i>	SINTEF Norges Brann tekniske Laboratorium (SINTEF NBL), Trondheim
<i>Tilstede ved montering:</i>	Nina Westerheim, Gøran Loraas, Vidar Olsen.

Det ble nødvendig å gjøre en del tilpassninger ved montering av testforbindelser og lastsystem. Årsaken til dette var at det hadde blitt utdelt tegninger av pilotovn som var mangelfulle, og viste feil dimensjoner av ovnen.

Av sikkerhetsmessige årsaker burde last- og avstivningssystem monteres foran og i en avstand på minimum 800 millimeter fra ovnens sidevegger. For å kunne gjennomføre testene i forhold til planen, ble lastsystemet montert foran ovnen, og avstivningsstagene plassert ut mot sidene bak ovnen. I tillegg ble søylen sikret ved at en kran ble festet i toppen av søylen. Det ble tatt en vurdering av laboratorieansvarlig som anså dette som en sikker løsning. En annen tilpassning ble å bygge ut den flyttbare veggen i ovnen, ved å legge inn et ekstra lag med isolasjonsmatter, type firemaster.

Under festing av stålplaten til strekksøylen i betonggulvet kom ekspansjonsboltene i kontakt med armeringsjern, og boltene måtte festes på skrå for å oppnå tilstrekkelig styrke.

Skjevstilling av lastsystem som ble observert under test 6, førte til at det ble montert to avstivende stag på strekksøylen i test 8.

Av praktiske og sikkerhetsmessige årsaker ble testforbindelsene ble heist inn i ovnen ved bruk av en kran.

2.2 Branntest 6

<i>Dato:</i>	13.05.2013
<i>Sted:</i>	SINTEF Norges Branntekniske Laboratorium (SINTEF NBL), Trondheim
<i>Tilstede under testing:</i>	Nina Westerheim, Gøran Loraas, Vidar Olsen.

2.2.1 Observasjoner som ble gjort underveis i branntesten

Observasjoner i forbindelse med branntestene, er gitt i Tabell 1, og kommenteres i forhold til orienteringen av ovnen i brannlaboratoriet. Den flyttbare veggen omtales som framsiden av ovnen, med sider mot venstre og høyre.

Tabell 4: Observasjoner i forbindelse med branntest 6.

Tid etter teststart (min)	Observasjoner
-	Teststart
4	Røyk fra høyre side av lokket, rundt søylen og i området hvor punktlasten var plassert.
15	Forkulling oppover søylens høyre sideflate
20	Ingen synlig røyk eller forkulling av treet. Trykket i ovnen hadde stabilisert seg.
40	Ingen synlig røyk eller forkulling.
70	Røyk fra lastsystem og området hvor punktlasten var lokalisert. Synlig skjevstilling av lastsystem.
74	Justering av skjevstilling ved å flytte stålsøylen som var montert i jekken, bakover i forhold til ovnen. I den forbindelse ble trykket på jekken sluppet helt opp.
79	Forskyvningsmåleren viste negativ verdi. Det oppsto vanskeligheter ved å opprettholde konstant last.
82	Ovnen ble skrudd av og testen ble avsluttet.
-	Etter at ovnen var skrudd av, ble testforbindelsen heist ut av ovnen og fraktet på utsiden av brannlaboratoriet, og avkjølt med vann.

2.2.2 Observasjoner etter brannstest

- Forskyvningsmåleren hadde brent av.
- Økt forkulling av treet i området av søylen hvor stikkflammene var lokalisert.
- Søylen hadde forkullet 15 centimeter opp fra bjelkens overside.
- Forkullede deler av treet løsnet og rydde av ved fraktig av testforbindelsen ut av ovnen.
- Mye av det forkullede området under punktlasten ble revet av etter testen, da skruen som festet punktlasten i treet ble revet av før testen ble fraktet bort. Det forkullede trelaget som var igjen viste tegn på at punktlasten hadde presset sammen treet under havmånen.
- Bjelken hadde ingen synlig nedbøyning, men ved måling med vinkel, viste den en nedbøyning på noen få millimeter.
- Den delen av skruene som hadde vært direkte branneksonert hadde fått en hvitaktig overflate, men var ellers ikke skadet.
- 10 centimeter synlig av skrue sør ved overgangen bjelke/søyle.
- Tydelig forkulling på av hele bjelken, også der den hadde vært isolert (bjelkens overside, og et område på støyen hvor stikkflammen sto direkte mot treet).

2.3 Branntest 8

<i>Dato:</i>	14.05.2013
<i>Sted:</i>	SINTEF Norges Branntekniske Laboratorium (SINTEF NBL), Trondheim
<i>Tilstede under testing:</i>	Nina Westerheim, Gøran Loraas, Vidar Olsen.

2.3.3 Observasjoner som ble gjort underveis i branntesten

Tabell 5: Observasjoner i forbindelse med branntest 8.

Tid etter teststart (min)	Observasjoner
-	Teststart
5	Røyk rundt søylen og ved kantene til lokket.
8	Små knakelyder fra testforbindelsen. Røyk fra stålsystem og langs kantene til den flyttbare veggen.
13	Forkulling av søylen. Kraftig røyk, på grunn av at brannisolasjonen ble bruk for andre gang. Røyken var i hovedsak lokalisert fra den delen av ovnen som var nærest testforbindelsen.
39	Gnister fra søylens bakside. Økende røykmengde fra hele ovnen.
42	Skjevstilling av lastsystem. Nedre del av stålsøylen som var festet til jekken pekte inn mot strekksøylen.
48	Deler av isolasjonen i lokket løftet seg opp.
49	Isolasjonen ble dyttet ned igjen. Flere knakelyder.
51	Glødning i sprekken mellom isolasjonen som løftet seg opp. Isolasjonen så ut til å gi etter og bøye seg ned. Områder på isolasjonen fikk en mørkebrun farge. Økende forkulling oppover søylen.
55	Et nytt lag med isolasjon ble plassert over sprekken. Lettere røyk rundt søyle og punktlast.
64	Isolasjonen seg ned
73	Forskyvningsmåleren viste negative verdier.
74	Ovnen ble skrudd av og testen avsluttet.
-	Etter at ovnen var skrudd av, ble testforbindelsen heist ut av ovnen og fraktet på utsiden av brannlaboratoriet, og avkjølt med vann.

2.3.4 Observasjoner etter branntest

- Forskyvningsmåleren hadde brent av.
- Oppsprekking langs trefibrene i søylen ved skrue vest ved overgangen bjelke/søyle, kan ha ført til at skrue vest på et tidspunkt ble direkte brannekspontert. Ellers ingen tegn til at bjelken hadde bøyd seg ned.
- 3 centimeter synlig av skrue sør ved overgangen bjelke/søyle.
- Ingen tegn til at skrue vest og øst ble eksponert i overgangen bjelke/søyle.
- Tydelig forkulling på av hele bjelken, også der den hadde vært isolert (bjelkens overside, og et område på støyen hvor stikkflammen sto direkte mot treet).
- Tegn til knusning av treet i området halvmånen var plassert.

Vedlegg 5

Billedokumentasjon fra forsøk

Innhold

1	REFERANSEFORSØK	1
1.1	Hydraulisk jekk.....	1
1.2	Montering av testforbindelse i laboratoriet.....	2
1.3	Test 1.....	4
1.4	Test 2.....	4
1.5	Test 3.....	5
1.6	Test 4.....	5
2	BRANNFORSØK	6
2.1	Montering av testforbindelse	6
2.2	Lastpåføringssystem.....	8
2.3	Test 6.....	9
2.4	Test 8.....	10

1 Referanseforsøk

1.1 Hydraulisk jekk



Figur 1: Hydraulisk jekk for lastpåføring.

1.2 Montering av testforbindelse i laboratoriet



Figur 2: Testforbindelse sett fra siden.



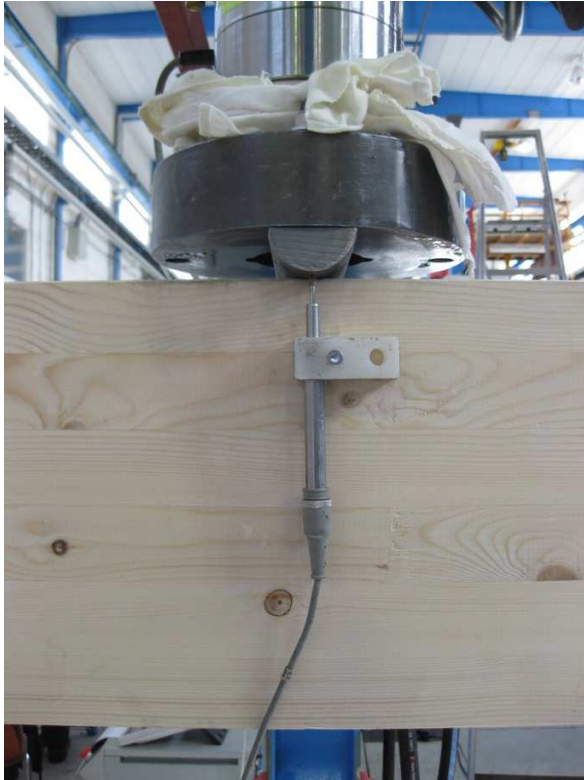
Figur 3: Testforbindelse sett forfra.



Figur 4: Opplagring av limtresøyle i bunn.



Figur 5: Opplagring av limtresøyle i topp, innfesting av strekkstag i stålsøylen.



Figur 6: Passering av punktlast på bjelkens overside. Forskyvningsmåler ferdig montert.



Figur 7: Punktlasten plassert mot høyre, for å komme i kontakt med forskyvningsmåler.



Figur 8: Avstivvende stag på hver side av jekk.

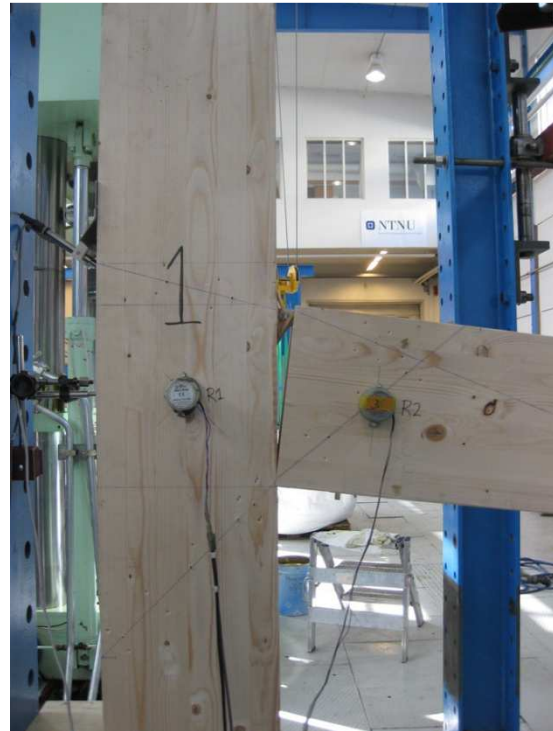


Figur 9: Opplagring av jekk i stålbejelke.

1.3 Test 1



Figur 10: Forskyvning av bjelken etter brudd.



Figur 11: Åpning mellom bjelke og søyle som et resultat av uttrekk.

1.4 Test 2



Figur 12: Åpning mellom søyle og bjelke.



Figur 13: Oppsprekking langs søylens fiberretning.

1.5 Test 3



Figur 14: Sammenfestingen mellom bjelke og søyle før lastpåkjenning.



Figur 15: Synlig åpning mellom bjelke og søyle ved brudd.

1.6 Test 4



Figur 16: Åpning mellom bjelke og søyle.



Figur 17: Oppsprekking langs søylens fiberretning.

2 Brannforsøk

2.1 Montering av testforbindelse



Figur 18: Plassering av testforbindelse i ovn.



Figur 19: Brannisolering av bjelkens ende.



Figur 20: Ovn med testforbindelse sett ovenfra.



Figur 21: Innfesting av strekkstag i søyletopp.



Figur 22: Utsparing til søyle.



*Figur 23: Ferdig montert testsystem.
Forskyvningsmåler er vist til venstre i bildet.*

2.2 Lastp ringssystem



Figur 24: Punklast (Detalj A).



Figur 25: Forankring av strekkstag (Detalj F).



Figur 26: Stålplate mot fundament (Detalj D).



Figur 27: Forankring av strekkstag mot søylen (Detalj E).



Figur 28: Ledd mellom stålsøyle og stålbejelke (Detalj C). Samme prinsipp for detalj B og G.



Figur 29: Overgang trykkstag/jekk (Detalj H).

2.3 Test 6



Figur 30: Skjevstilling i lastpåringsystem.



Figur 31: Bilde av testforbindelse 6 like etter lokket ble løftet av.



Figur 32: Testforbindelse 6 etter branntest.



Figur 33: Forkulling av testforbindelse 6.

2.4 Test 8



Figur 34: Skjevstilling i lastpføringsssystemet som oppsto underveis i test 8.



Figur 35: Forkulling av testforbindelse 8.



Figur 36: Vinkel mellom bjelkens overside og søylekant etter testen var over.

Vedlegg 6

Densitet og fuktinnhold

Innhold

1	METODE FOR BESTEMMELSE AV TREETS FUKTINNHOOLD.....	1
1.1	Prøvestykker	1
1.2	Måling av fuktinnhold	3
1.3	Måling av densitet.....	4
2	RESULTATER FRA FUKT- OG DENSITETSMÅLINGER.....	5
2.1	Densitet	5
2.2	Fukt	7

1 Metode for bestemmelse av treets fuktinnhold

Trevirkets fuktinnhold og densitet bestemmes og kontrolleres i henhold til ISO 3130 og ISO 3131. Prøvestykker i forbindelse med disse testene, er utarbeidet i henhold til ISO 3129.

1.1 Prøvestykker

Teststykkene som benyttes i bestemmelsen av fuktinnhold og densitet, klargjøres i henhold til ISO 3129, og utformes gjerne som rette terninger med tverrsnittsdimensjon 20x20 millimeter og en lengde langs fiberretningen på 25 ± 5 millimeter. Prøvestykkene klimatiseres og lagres under forhold som gjør at fuktinnholdet holdes konstant. Før utarbeidelsen av prøvestykkene, skal treet være klimatisert ved en temperatur på 20 ± 2 grader celsius og ved en relativ fuktighet på 65 ± 3 prosent. Minimum antall teststykker, benyttet i bestemmelsen av gjennomsnittlig fuktinnhold er 3. Figur 1 viser en oversikt over alle prøvestykkene som ble brukt under målingen av treets fukt- og densitetsinnhold.



Figur 1: Oversikt over prøvestykkene.

Leveransen av limtrebjelker foregikk i to stadier, hvor den ene leveransen ble levert flere uker før den andre og muligheten for at treets opprinnelse hadde ulik tilknytning var stor. På grunn av dette ble det valgt å ta densitetsprøver fra begge materialleveransene. Densitetsprøvene ble tatt fra to testforbindelser produsert av to ulike leveransere. Prøvene ble hentet fra indre og ytre lamell, da limtre har store variasjoner i egenskaper i disse områdene. For å skape representative densitetsmålinger, ble det tatt 10 densitetsprøver fra den indre

lamellen og 10 fra den ytre lamellen for hver av leveransene. Til sammen 40 densitetsprøver. Oversikt over hvilke tester som ble produsert av hver leveranse og antall densitetsprøver er gitt i tabell 1 og tabell 2.

Tabell 1: Testproduksjon fra leveranse 1 og 2.

Leveranse	Produksjon av
1	Test 1, Test 2, Test 5, Test 6.
2	Test 3, Test 4, Test 7, Test 8.

Tabell 2: Oversikt over prøvestykker for fukt- og densitetsmålinger.

Densitetsprøver	Fra test	Prøvestykker fra	Antall prøvestykker
1 leveranse	2	Ytre lamell	10 stk
		Indre lamell	10 stk
2 leveranse	4	Ytre lamell	10 stk
		Indre lamell	10 stk

1.2 Måling av fuktinnhold

Prinsippet bak bestemmelsen av treets fuktinnhold, er å fastslå, ved hjelp av veiing, massetapet av teststykkene ved tørking til konstant masse. Massetapet beregnes som en prosentdel av massen til teststykket etter tørking. Testprosedyren går ut på å veie teststykkene med en nøyaktighet på 0,5 prosent av massen tørr tilstand. Deretter tørkes teststykkene til en konstant masse ved en temperatur på 103 ± 2 grader celsius. Konstant masse er nådd når tap i massen mellom to etterfølgende målinger utført i et intervall på 6 timer er likt eller mindre enn 0,5 prosent av massen til teststykket. Etter teststykkene har tørket i et tørkeapparat, skal det veies så raskt at det unngås en økning i fuktinnholdet på mer enn 0,1 %. Nøyaktigheten til veiingen skal være minst 0,5 prosent av massen til teststykket.

Fuktinnholdet, W , for hvert teststykke, som prosentdel av massen, beregnes med en nøyaktighet på 1 prosent ut i fra formel (1.1).

$$W = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \cdot 100 \quad (1.1)$$

Hvor:

m_1 er massen, i gram, av teststykket før tørking
 m_2 er massen, i gram, av teststykket etter tørking

1.3 Måling av densitet

Prinsippet bak målingen av treets densitet, går ut på å veie og måle dimensjonene til alle prøvestykkene i tørr tilstand. Vektmålingene må utføres med en nøyaktighet på 0,01 gram. Volumet bestemmes på bakgrunn av målte dimensjoner, og det stilles krav til en nøyaktighet på 0,01 kubikkcentimeter.

Densiteten, ρ , for hvert teststykke beregnes med en nøyaktighet på 0,005 g/cm³ ut i fra formel (1.2).

$$\rho_W = \frac{m_W}{a_W \cdot b_W \cdot l_W} = \frac{m_W}{V_W} \quad (1.2)$$

Hvor:

m_W	er massen, i gram eller kilogram, av teststykket i tørr tilstand
a_W, b_W, l_W	er dimensjonene, i millimeter eller meter, av prøvestykkene i tørr tilstand
V_W	er volumet, i kubikkcentimeter eller kubikkmeter

2 Resultater fra fukt- og densitetsmålinger

Det gjort målinger på totalt 40 prøvestykker, 20 fra hver testforbindelse. Det ble laget 10 prøvestykker av trebjelkens ytre lamell (Y) og 10 fra indre lamell (I) for hver av testene.

2.1 Densitet

Tabell 3 og 4 viser dimensjoner og tilhørende vekt av prøvestykker hentet fra testforbindelse 2 og 4. Den siste kolonnen i tabellene viser beregnet densitet på bakgrunn av disse målingene.

Tabell 3: Densitetsmålinger for test 2.

Element	Vekt (g)	Bredde (mm)	Høyde (mm)	Lengde (mm)	Volum (mm ³)	Densitet (kg/m ³)
2-1-Y	4,71	20,24	20,26	25,03	10263,86	458,892
2-2-Y	4,63	20,29	20,22	25,01	10260,70	451,236
2-3-Y	4,72	20,16	20,08	25,02	10128,42	466,016
2-4-Y	4,73	20,20	20,28	25,02	10249,59	461,482
2-5-Y	4,73	20,25	20,16	25,03	10218,25	462,897
2-6-Y	4,67	20,26	20,29	24,99	10272,77	454,600
2-7-Y	4,67	20,20	20,27	25,09	10273,20	454,581
2-8-Y	4,65	20,19	20,16	25,02	10183,90	456,603
2-9-Y	4,66	20,17	20,25	25,10	10251,91	454,550
2-10-Y	4,74	20,20	20,21	25,03	10218,30	463,874
Gjennomsnittlig densitet i ytre lamell:						458,473
2-1-I	4,22	20,24	20,13	25,10	10226,52	412,652
2-2-I	4,24	20,28	20,16	25,17	10290,62	412,026
2-3-I	4,24	20,32	20,04	25,07	10208,82	415,327
2-4-I	4,28	20,33	20,13	25,02	10239,26	417,999
2-5-I	4,32	20,22	19,95	25,02	10092,79	428,028
2-6-I	4,33	20,06	20,25	25,04	10171,62	425,694
2-7-I	4,25	20,17	20,32	25,03	10258,66	414,284
2-8-I	4,28	20,05	20,27	25,14	10217,24	418,900
2-9-I	4,29	20,05	20,32	25,02	10193,55	420,854
2-10-I	4,35	20,32	20,07	25,22	10285,28	422,934
Gjennomsnittlig densitet i indre lamell:						418,870

Tabell 4: Densitetsmålinger for test 4.

	Vekt	Bredde	Høyde	Lengde	Volum	Densitet
Element	(g)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ³)	kg/m ³
4-1-Y	4,37	20,16	20,28	25,03	10233,39	427,034
4-2-Y	4,35	20,33	20,14	25,25	10338,52	420,757
4-3-Y	4,43	20,19	20,33	25,01	10265,67	431,535
4-4-Y	4,51	20,15	20,12	25,07	10163,83	443,730
4-5-Y	4,35	20,13	20,26	25,03	10208,08	426,133
4-6-Y	4,34	20,24	20,11	25,12	10224,50	424,471
4-7-Y	4,32	20,13	20,28	25,02	10214,07	422,946
4-8-Y	4,77	20,20	20,11	25,24	10253,04	465,228
4-9-Y	4,29	20,00	20,31	25,01	10159,06	422,283
4-10-Y	4,36	20,18	20,10	25,14	10197,24	427,567
Gjennomsnittlig densitet i ytre lamell:						431,168
4-1-I	3,86	20,12	20,24	25,30	10302,89	374,652
4-2-I	3,82	20,43	20,10	25,03	10278,39	371,653
4-3-I	3,83	20,47	20,06	25,08	10298,56	371,897
4-4-I	3,82	20,08	20,41	25,15	10307,29	370,611
4-5-I	3,81	20,41	20,10	25,39	10416,02	365,783
4-6-I	3,88	20,10	20,40	25,16	10316,61	376,093
4-7-I	3,85	20,12	20,42	25,14	10328,78	372,745
4-8-I	3,84	20,41	20,12	25,05	10286,76	373,295
4-9-I	3,91	20,47	20,09	25,19	10359,19	377,443
4-10-I	3,85	20,45	20,10	25,04	10292,57	374,056
Gjennomsnittlig densitet i indre lamell:						372,823

2.2 Fukt

Tabell 5 og 6 viser beregnet fuktinnhold på bakgrunn av vektmålinger i klimatisert og tørket tilstand.

Tabell 5: Fuktmålinger for test 2.

TEST 2	Vekt, m1	Vekt, m2	Fuktinnhold, W
Element	(g)	(g)	(%)
2-1-Y	4,71	3,77	24,934
2-2-Y	4,63	3,80	21,842
2-3-Y	4,72	3,81	23,885
2-4-Y	4,73	3,84	23,177
2-5-Y	4,73	3,88	21,907
2-6-Y	4,67	3,88	20,361
2-7-Y	4,67	3,82	22,251
2-8-Y	4,65	3,85	20,779
2-9-Y	4,66	3,86	20,725
2-10-Y	4,74	3,89	21,851
Gjennomsnittlig fuktinnhold:			22,171
2-1-I	4,22	4,21	0,238
2-2-I	4,24	4,14	2,415
2-3-I	4,24	4,23	0,236
2-4-I	4,28	4,23	1,182
2-5-I	4,32	4,23	2,128
2-6-I	4,33	4,18	3,589
2-7-I	4,25	4,18	1,675
2-8-I	4,28	4,18	2,392
2-9-I	4,29	4,18	2,632
2-10-I	4,35	4,25	2,353
Gjennomsnittlig fuktinnhold:			1,884

Tabell 6: Fuktmålinger for test 6.

TEST 4	Vekt, m1	Vekt, m2	Fuktinnhold, W
Element	(g)	(g)	(%)
2-1-Y	4,37	3,40	28,529
2-2-Y	4,35	3,36	29,464
2-3-Y	4,43	3,38	31,065
2-4-Y	4,51	3,37	33,828
2-5-Y	4,35	3,36	29,464
2-6-Y	4,34	3,42	26,901
2-7-Y	4,32	3,40	27,059
2-8-Y	4,77	3,39	40,708
2-9-Y	4,29	3,45	24,348
2-10-Y	4,36	3,39	28,614
Gjennomsnittlig fuktinnhold:			29,998
2-1-I	3,86	3,87	-0,258
2-2-I	3,82	3,85	-0,779
2-3-I	3,83	3,92	-2,296
2-4-I	3,82	4,01	-4,738
2-5-I	3,81	3,86	-1,295
2-6-I	3,88	3,84	1,042
2-7-I	3,85	3,82	0,785
2-8-I	3,84	4,23	-9,220
2-9-I	3,91	3,80	2,895
2-10-I	3,85	3,86	-0,259
Gjennomsnittlig fuktinnhold:			-1,412

Kilder:

International Organization for Standardization 2012. ISO 3129. *Wood – Sampling methods and general requirements for physical and mechanical testing of small clear wood specimens*. Sveits: International Organization for Standardization.

International Organization for Standardization 1975 (a). ISO 3130. *Wood – Determination of moisture content for physical and mechanical tests*. Sveits: International Organization for Standardization.

International Organization for Standardization 1975 (b). ISO 3131. *Wood – Determination for physical and mechanical tests*. Sveits: International Organization for Standardization.

Vedlegg 7

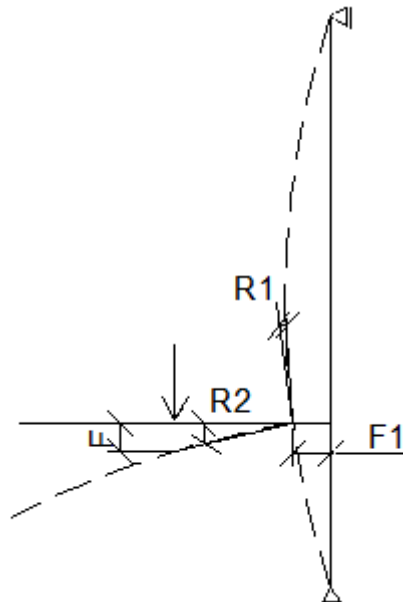
Formler og omregningsfaktor

Innhold

1	FORMLER FOR FORSKYVNING OG ROTASJON AV LIMTREBJELKEN.....	1
1.1	Forskyvning av bjelke	1
1.2	Rotasjon av bjelke	2
2	FORMEL FOR BEREGNING AV R-KVADRAT	3
3	OMREGNINGSFAKTORER FOR LAST I BRANNFORSØK.....	4

1 Formler for forskyvning og rotasjon av limtrebjelken

Dette kapitlet viser formeler for beregning av bjelkens forskyvning og rotasjon. Figur 1 viser en skisse av forbindelsens forskyvningsform, hvor relevante forskyvninger og rotasjoner er gitt på figuren. Knusning av bjelken, $F2$, er ikke vist på figuren.



Figur 1: Forbindelsens utbøyning med tilhørende forskyvninger og rotasjoner.

1.1 Forskyvning av bjelke

Formel for beregning av bjelkens forskyvning under punktlasten:

$$\Delta = F - F2 - \frac{F1}{\tan(R1)}$$

Hvor:

- Δ er bjelkens forskyvning (mm)
- F er forskyvningen av jekken (mm)
- $F1$ er søylens utbøyning ved innfestingen til bjelken (mm)
- $F2$ er avstanden jekkens oppleggsflate forskyver seg ned i bjelkens, målt fra bjelkens overside (mm)
- $R1$ er rotasjon av søylen, målt ved innfestingen til bjelken (°)

1.2 Rotasjon av bjelke

Formel for beregning av bjelkens rotasjon under påkjent punktlast:

$$\theta = R2 - R1$$

Hvor:

- θ er bjelkens rotasjon (°)
- $R1$ er rotasjonen av søylen under påkjent punktlast (°)
- $R2$ er total rotasjon av bjelke og søyle under påkjent punktlast (°)

Rotasjonen fremstilles grafisk som funksjon av tilhørende moment. Dette momentet er beregnet på bakgrunn av formelen:

$$M = \frac{gl^2}{2} + Pl_p$$

Hvor:

- M er momentet i feste mellom bjelken og søylen (kNm)
- g er bjelkens egenvekt (kN/m)
- P er punktlasten fra jekken (kN)
- l er total lengde av bjelken (m)
- l_p er avstanden fra søylekant til punktlastens angrepspunkt på bjelken (m)

2 Formel for beregning av R-kvadrat

R-Kvadrat er en funksjon som kan benyttes i excel for å finne korrelasjonen mellom to datasett. Den kvadrerte r-verdien kan tolkes som andelen av varians i y som kan tilskrives varians i x.

RKVADRAT(kjente_y;kjente_x)

Kjente_y matrise eller område som inneholder datapunkt
Kjente_x matrise eller område som inneholder datapunkt

Ligning for produktmomentrelasjonskoeffisienten Pearsons Rthe Pearson, r, er gitt ved ligningen:

$$r = \frac{\sum(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x - \bar{x})^2 \sum(y - \bar{y})^2}}$$

Hvor:

x, y er utvalgsgjennomsnittet GJENNOMSNIITT(kjente_x) og GJENNOMSNIITT(kjente_y)

RKVADRAT returnerer r^2 , som er kvadratet av denne produktkorrelasjonskoeffisienten.

Kilde:

Funksjonen RKVADRAT (2013) Tilgjengelig fra: <http://office.microsoft.com/nb-no/excel-help/funksjonen-rkvadrat-HP010062536.aspx> (Hentet: 26.06.13).

3 Omregningsfaktorer for last i brannforsøk

I forbindelse med påføring av konstant last i brannforsøkene ble det benyttet en manuell jekk. Jekken ble koblet opp mot et elektronisk system i brannlaboratoriet, som påførte lasten i millivolt. Dette vedlegget viser omregning fra last i kilonewton, som benyttes i beregninger og grafisk framstilling av testresultater, til spenning i milivolt, som framgår av loggfiler. Omregningsfaktorene ble muntlig framlagt av SINTEF NBL.

Forholdet mellom kraft og trykk (NTNU jekk):

$$1 \text{ bar} = 0,477 \text{ kN}$$

Nødvendig trykkraft:

$$14,5 \text{ kN} = \frac{14,5}{0,477} = 30,4 \text{ bar}$$

Forholdet mellom trykk og spenning (SINTEF elektroniske loggsystem system):

$$30,4 \text{ Bar} = 250,2 \cdot V - 250,8$$

Nødvendig spenning:

$$V = \frac{30,4 + 250,8}{250,2} \cdot 10^3 = 1124 \text{ mV}$$

Vedlegg 8

Karakteristiske fastheter for limtre

KARAKTERISTISKE FASTHETER LIMTRE OG SMALT LIMTRE

	Egenskap/enhet		Limtre CE L40C	Smalt Limtre - spiltet i to deler	Smalt Limtre - spiltet i tre deler
Bøyning	$f_{m,k}$	N/mm ²	30,8	28	24
Strekk	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	17,6	17,6	17,6
	$f_{t,90,k}$	N/mm ²	0,4	0,4	0,4
Trykk	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	25,4	25,4	25,4
	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	2.7 (5.7*)	2.7 (5.7*)	2.7 (5.7*)
Skjær	$f_{v,k}$	N/mm ²	3.5 **	3.5 **	3.5 **
Elastisitetsmodul	$E_{0, \text{mean}}$ deformasjonsberegning	N/mm ²	13 000	12 500	12 500
	$E_{0, 05}$ stabilitetsberegning	N/mm ²	10 500	10 000	10 000
	$E_{90, \text{mean}}$ deformasjonsberegning	N/mm ²	410	410	410
Skjærmodul	$G_{0, \text{mean}}$	N/mm ²	760	760	760
Densitet	ρ_k styrkeberegning	kg/m ³	400	400	400
	ρ_{mean} lastberegning	kg/m ³	470	470	470

*) skal KUN benyttes sammen med NS3470-1:1999/A1:2008 pkt. 12.1.4 Trykk på tvers av fiberretning. Dette som alternativ metode til EK5 pkt. 6.1.5

**) sprekkfaktor k_{cr} iht EK5 pkt 6.1.7 settes lik 0.80

For fasthetsverdier for våre øvrige produkter; Moelven S-bjelken og Kerto henviser vi til gjeldende Tekniske Godkjenninger:

S-bjelken **TG 20040**

Kerto-S **TG 2142**



Gode rom

Vedlegg 9

Beregninger

Innhold

- 1. Midlere verdier for materialegenskaper**
- 2. Tverrsnittsdimensjoner og bjelkelengde**
- 3. Kapasitetsberegninger for referanseforsøk**
- 4. Kapasitetsberegninger for brannforsøk**
- 5. Temperaturberegninger**
- 6. Dimensjonering av lastpåføringssystem i brannforsøk**

1. Midlere verdier for materialeegenskaper

Dimensjonering i bruddgrensetilstand regner med en 5 % fraktil av fasthetsverdier, mens dimensjonering i ulykkesgrensetilstand regner med en 20 % fraktil av fasthetsverdiene. I forbindelse med laboratorieforsøk benyttes midlere fasthetsverdier både i brudd- og ulykkesgrensetilstand. Dette for å kunne sammenligne beregninger med resultater fra laboratoriet. I beregningen av midlere verdier for limtre og stål benyttes logaritmisk normal fordeling.

1.1 INNDATA

Karakteristiske fastheter, GL32c:

*NS-EN 1194,
tab.2*

$$f_{mk} := 32\text{MPa}$$

$$f_{c0k} := 26.5\text{MPa}$$

$$f_{c90k} := 3.0\text{MPa}$$

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

$$f_{vk} := 3.2\text{MPa}$$

Karakteristisk flytespenning, f_{yk} , og karakteristisk strekkfasthet, f_{uk} , for stål:

$$f_{yk.stål} := 355\text{MPa}$$

$$f_{uk.stål} := 500\text{MPa} \quad (\text{Stålprofiler og festemiddel})$$

*NS-EN 1993-1-1,
tab. 3.1*

$$f_{uk} := 800\text{MPa} \quad (\text{Stålskruer fra SFS})$$

Moelven, 2012

1.2 MIDLERE VERDIER FOR LIMTRE

Kovarianser til GL32c:

$$\text{COV}_m := 0.15$$

$$\text{COV}_c := 0.15$$

$$\text{COV}_t := 0.18$$

$$\text{COV}_v := 0.15$$

JCSS, 2006

Midlere bøyefasthet

$$\xi_m := \sqrt{\ln(\text{COV}_m^2 + 1)} = 0.15$$

$$\lambda_m := \ln\left(\frac{f_{mk}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_m^2 + 1)} = 3.71$$

$$f_{mm} := e^{\left(\lambda_m + \frac{\xi_m^2}{2}\right)} \cdot \text{MPa} = 41.326 \cdot \text{MPa}$$

Midlere trykkfasthet

$$\xi_{c0} := \sqrt{\ln(\text{COV}_c^2 + 1)} = 0.15$$

$$\lambda_{c0} := \ln\left(\frac{f_{c0k}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_c^2 + 1)} = 3.52$$

$$f_{c0m} := e^{\left(\lambda_{c0} + \frac{\xi_{c0}^2}{2}\right)} \cdot \text{MPa} = 34.223 \cdot \text{MPa}$$

$$\xi_{c90} := \sqrt{\ln(\text{COV}_c^2 + 1)} = 0.15$$

$$\lambda_{c90} := \ln\left(\frac{f_{c90k}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_c^2 + 1)} = 1.34$$

$$f_{c90m} := e^{\left(\lambda_{c90} + \frac{\xi_{c90}^2}{2}\right)} \cdot \text{MPa} = 3.874 \cdot \text{MPa}$$

Midlere strekkfasthet

$$\xi_{t0} := \sqrt{\ln(\text{COV}_t^2 + 1)} = 0.18$$

$$\lambda_{t0} := \ln\left(\frac{f_{t0k}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_t^2 + 1)} = 3.26$$

$$f_{t0m} := e^{\left(\lambda_{t0} + \frac{\xi_{t0}^2}{2}\right)} \text{MPa} = 26.555 \cdot \text{MPa}$$

Midlere skjærfasthet

$$\xi_v := \sqrt{\ln(\text{COV}_v^2 + 1)} = 0.15$$

$$\lambda_v := \ln\left(\frac{f_{vk}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_v^2 + 1)} = 1.41$$

$$f_{vm} := e^{\left(\lambda_v + \frac{\xi_v^2}{2}\right)} \text{MPa} = 4.133 \cdot \text{MPa}$$

1.3 MIDLERE VERDIER FOR STÅL

Kovariansen til et stålmateriale beskriver summen av variasjoner i stålet innad og mellom produsenter.

$$\text{Konstruksjonsstål} \quad \text{COV}_s := 0.07$$

$$\text{Høyfast stål} \quad \text{COV}_{\text{hfs}} := 0.1$$

JCSS, 2006

Midlere flytespenning for konstruksjonsstål

$$\xi_{\text{ys}} := \sqrt{\ln(\text{COV}_s^2 + 1)} = 0.07$$

$$\lambda_{\text{ys}} := \ln\left(\frac{f_{\text{yk.stål}}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_s^2 + 1)} = 5.99$$

$$f_{\text{ym.stål}} := e^{\left(\lambda_{\text{ys}} + \frac{\xi_{\text{ys}}^2}{2}\right)} \text{MPa} = 399.104 \cdot \text{MPa}$$

Midlere strekkfasthet for konstruksjonsstål

$$\xi_{\text{us}} := \sqrt{\ln(\text{COV}_s^2 + 1)} = 0.07$$

$$\lambda_{\text{us}} := \ln\left(\frac{f_{\text{uk.stål}}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_s^2 + 1)} = 6.33$$

$$f_{\text{um.stål}} := e^{\left(\lambda_{\text{us}} + \frac{\xi_{\text{us}}^2}{2}\right)} \text{MPa} = 562.118 \cdot \text{MPa}$$

Midlere strekkfasthet for stål med høy fasthet (stålskruer fra SFS)

$$\xi_{\text{u}} := \sqrt{\ln(\text{COV}_{\text{hfs}}^2 + 1)} = 0.10$$

$$\lambda_{\text{u}} := \ln\left(\frac{f_{\text{uk}}}{\text{MPa}}\right) + 1.64 \sqrt{\ln(\text{COV}_{\text{hfs}}^2 + 1)} = 6.85$$

$$f_{\text{um}} := e^{\left(\lambda_{\text{u}} + \frac{\xi_{\text{u}}^2}{2}\right)} \text{MPa} = 946.886 \cdot \text{MPa}$$

2. Tverrsnittsdimensjoner og bjelkelengde

Alle henvisninger har tilknytning til bjelkens tverrsnittsdimensjoner, og bestemmes på bakgrunn av aktuell forkullingsdybde og krav til avstander for aksialbelastede skruer gitt i NS-EN 1995-1-2.

Det er ikke valgt å ta hensyn til kravene til kantavstander for skrueforbindelser, som er gitt i NS-EN 1995-1-1, da disse ikke er egnet for denne typen forbindelse, samtidig som tidligere forskning, utført på tilsvarende forbindelse, viser at det ikke er nødvendig å ta hensyn til disse kravene.

2.1 INNDATA

Diameter skruer $d := 20\text{mm}$

Brannforløpets tidsperspektiv $t := 60\text{min}$

2.2 TVERRSNITSDIMENSJONER

Krav til kantavstander med tanke på forkullingsdybde

Pkt. 3.4

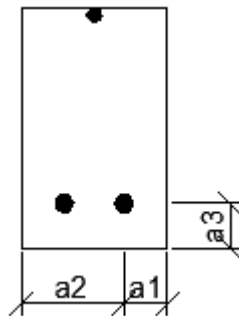
Nominell forkullingsrate for limtre	$\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$	Tab 3.1
For $t > 20$ min og ubeskyttet tverrsnitt	$k_0 := 1.0$	Tab. 4.1
	$d_0 := 7 \text{ mm}$	Pkt. 4.2.2(1)
Nominell forkullingsdybde	$d_{\text{char.n}} := \beta_n \cdot t = 42 \cdot \text{mm}$	Lign. 3.2
Effektiv forkullingsdybde	$d_{\text{ef}} := d_{\text{char.n}} + d_0 = 49 \cdot \text{mm}$	Lign. 4.1

Den effektive forkullingsdybden i treet etter 60 minutt er på 49 millimeter, og for at skruene skal opprettholde sin kapasitet i denne perioden, bør de derfor plasseres innenfor denne forkullingsdybden.

Krav til kantavstander for aksialbelastede skruer

Pkt. 6.4

Avstanden mellom skruene samt avstand fra skruer til bjelkekant må oppfylle krav til kantavstander for aksialbelastede skruer. Figur 1 viser kantavstandene som kravene gjelder for.



Figur 1: Tverrsnitt av testbjelke ved bjelkeende

Kantavstanden a_1 er definert som avstanden fra senter skruer til bjelkekant, og for at skruen skal befinne seg innenfor beregnet forkullingsdybde, legges derfor halvparten av skruen til nødvendig kantavstand, a_1 .

$$a_1 := d_{\text{ef}} + \frac{d}{2} = 59 \cdot \text{mm}$$

Krav til kantavstander:

$$a_2 \geq a_1 + 40$$

Lign. 6.9

$$a_3 \geq a_1 + 20$$

Lign. 6.10

Dette kravet betyr at avstanden mellom skruene ikke kan være mindre enn 40mm. Det er ikke nødvendig å ta hensyn til kravet til kantavstanden a_3 , da denne kun blir gjeldende for enden av skruene, og disse i dette området har neglisjerbare lastbærende egenskaper.

Minimum tverrsnittsbredde blir dermed:

$$b_{\min} := 2 \cdot a_1 + 40\text{mm} = 158\text{mm}$$

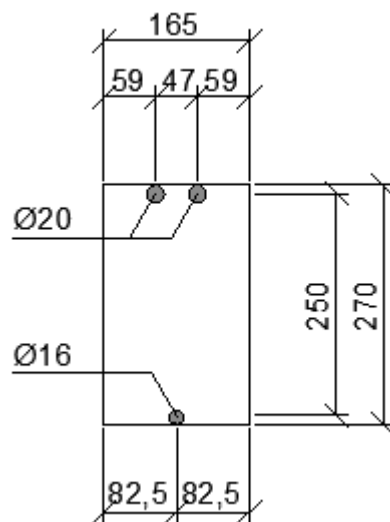
Dette gir en standard breddedimensjon på:

$$b := 165\text{mm}$$

Velger tilhørende høyde på:

$$h := 270\text{mm}$$

Tverrsnittsdimensjoner med tilhørende kantavstander er vist i Figur 2. Kantavstandene er målt fra ytterkant skruer til bjelkekant.



Figur 2: Tverrsnittsdimensjoner

2.3 BJELKELENGDE

Valgt bjelkelende i referanseforsøk:

$$L_{\text{ref}} := 1.5\text{m}$$

Bjelkelengden i brannforsøkene bestemmes på bakgrunn av innvendige dimensjoner på pilotovn søylehøyde samt en innlagt sikkerhetsavstand mellom bjelkeende og ovnsvegg. Denne skal gi plass til brannbeskyttelse, samt tilate at bjelken forskyver seg.

Bredde på testovn: $L_{\text{Ovn}} := 1.0\text{m}$

Søylehøyde: $h_{\text{søyle}} := h = 0.27 \cdot \text{m}$

Sikkerhetsavstand: $y := 0.030\text{m}$

Bjelkelengde i brannforsøk:

$$L_{\text{b}} := L_{\text{Ovn}} - h_{\text{søyle}} - y = 0.70\text{m}$$

3. Kapasitetsberegninger for referanseforsøk

Alle henvisninger i forbindelse med kapasitetsberegninger er gjort i henhold til NS-EN 1995-1-1.

3.1 INNDATA

Tverrsnittsdimensjoner og bjelkelengde

Bredde	$b := 165\text{mm}$
Høyde	$h := 270\text{mm}$
Lengde	$L_{\text{ref}} := 1.5\text{m}$

Limtre GL32C

Midlere densitet:	$\rho_m := 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	<i>Moelven (2012)</i>
Midlere E-modul:	$E_{0,\text{mean}} := 13000\text{MPa}$	
Tyngdetettheten:	$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$	
Midlere bøyefasthet	$f_{\text{mm}} := 41.3\text{MPa}$	
Midlere trykkfasthet	$f_{\text{c}0\text{m}} := 34.2\text{MPa}$	
	$f_{\text{c}90\text{m}} := 3.9\text{MPa}$	
Midlere strekkfasthet	$f_{\text{t}0\text{m}} := 26.6\text{MPa}$	
Midlere skjærfasthet	$f_{\text{vm}} := 4.1\text{MPa}$	

Konstruksjonsstål

Midlere flytespenning	$f_{\text{ym.stål}} := 399.1\text{MPa}$
Midlere strekkfasthet	$f_{\text{um.stål}} := 562.1\text{MPa}$

Stålskruer fra SFS

Diameter	$d := 20\text{mm}$
Skruereale (2 skruer)	$A_s := 2\pi \cdot \frac{d^2}{4} = 628.3 \cdot \text{mm}^2$
Vinkel mellom skrueakse og fiberretning for skruer på strekkside	$\varphi := 15\text{deg}$
Midlere strekkfasthet	$f_{\text{um}} := 946.9\text{MPa}$

Stålskrue fra SPAX

Diameter

$$d_1 := 16\text{mm}$$

Skrueareal (1 skrue)

$$A_{s1} := \pi \cdot \frac{d_1^2}{4} = 201.1 \cdot \text{mm}^2$$

3.2 KAPASITETER I BRUDDGRENSETILSTAND

Alle kapasitetene i bruddgrensetilstand er basert på midlere fasthetsverdier. Kapasitetsberegningene innebærer tverrsnittets moment- og skjærkapasitet, uttrekkskapasitet i søyle og bjelke, samt skruens strekkapasitet.

Momentkapasitet

$$W_y := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = 2.00 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Rm} := W_y \cdot f_{mm} = 82.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet

$$b_{\text{eff}} := 0.67 \cdot b = 110.6 \cdot \text{mm}$$

$$A_y := \frac{3}{2} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h = 44773 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{Rm} := A_y \cdot f_{vm} = 183.6 \cdot \text{kN}$$

Uttrekkskapasitet

Skruenes uttrekkskapasitet beregnes etter formel 8.38 i EC5-1-1. Formelen gjelder for skruer med diameter fra 6 til 12 millimeter, men tidligere forsøk har vist at reglene også kan benyttes for skruer med større diameter (Larsen, 2012). Uttrekkskapasiteten beregnes for skruene som er innfestet på bjelkens strekkside, både for skruedelen som befinner seg i bjelken og skruedelen som befinner seg i søylen. Uttrekkskapasiteten benyttes videre til å beregne et innspenningsmoment.

Uttrekkskapasiteten i bjelken

Gjengede delens inntrengningsdybde i bjelken: $l_{\text{ef}} := 725 \text{mm}$

Effektivt antall skruer (konservativ tilnærming): $n_{\text{ef}} := 2$

Vinkel mellom skruerakse og fiberretning: $\varphi = 15 \cdot \text{deg}$ $\varphi \geq 30 \text{deg}$

Dermed regnes uttrekkskapasiteten med en vinkel: $\varphi_b := 180 \text{deg} - \varphi = 165 \cdot \text{deg}$

Midlere uttrekkskapasitet i en vinkel α på fiberretningen:

$$f_{\text{ax.m}} := 0.52 \cdot \left(\frac{d}{\text{mm}} \right)^{-0.5} \cdot \left(\frac{l_{\text{ef}}}{\text{mm}} \right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{\rho_m}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \right)^{0.8} \text{MPa} = 8.3 \cdot \text{MPa}$$

$$k_d := \min \left[\frac{\left(\frac{d}{\text{mm}} \right)}{8}, 1 \right] = 1.0$$

Midlere uttrekkskapasitet blir dermed:

$$F_{ax.\varphi.Rm} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax.m} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(\varphi_b))^2 + (\sin(\varphi_b))^2} = 201.9 \cdot \text{kN}$$

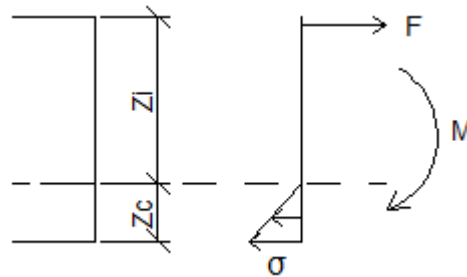
Finner uttrekkskapasitetens horisontale komponent (for 2 skruer):

$$F_i := F_{ax.\varphi.Rm} \cdot \cos(\varphi) = 195.1 \cdot \text{kN}$$

Nøytralaksen beregnes ved å ta horisontal likevekt på kreftene som virker over tverrsnittet. Figur 1 viser tilhørende krefter og momentet som oppstår i bjelketverrsnittet. Gjør en forenkling og beregner at skruene i toppen av tverrsnittet representerer en strekkraft, mens bjelketverrsnittet i bunn påkjennes trykkspenninger. Neglisjerer altså trykkbidraget fra skruen.

$$z_c := \frac{F_i}{f_{c0m} \cdot b \cdot \frac{1}{2}} = 69.1 \cdot \text{mm}$$

$$z_i := h - \frac{d}{2} - z_c = 190.9 \cdot \text{mm}$$



Figur 1: Krefter og moment i bjelketverrsnitt

z_c er avstanden fra tyngdepunktaksen til plassering av skruen på trykksiden.

z_i er avstanden fra tyngdepunktaksen til plassering av skruene på strekksiden.

Innspenningsmoment:

$$M_{ax.Rm} := \frac{b \cdot f_{c0m} \cdot z_c^2}{3} + F_i \cdot z_i = 46.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer forenklingen som ble gjort ved å neglisjere trykkbidraget fra skruen i bunn av tverrsnittet.

$$z_{c2} := \frac{F_i - f_{um} \cdot A_{s1}}{f_{c0m} \cdot \frac{1}{2} \cdot b} = 1.7 \cdot \text{mm}$$

$$z_{i2} := h - \frac{d}{2} - z_{c2} = 258.3 \cdot \text{mm}$$

$$M_{ax.Rm,2} := \frac{f_{c0m} \cdot (b \cdot z_{c2} - A_{s1}) \cdot z_{c2}}{3} + F_i \cdot z_{i2} + f_{um} \cdot A_{s1} \cdot z_{c2} = 50.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Beregningene viser at det utgjør en liten kapasitetsøkning dersom det tas hensyn til trykkbidraget. Dette er ikke valgt å tas med videre, men benyttes kun som en kontroll på beregningene.

Uttrekkskapasiteten i søylen

Gjengede delens inntregningsdybde i søylen: $l_{ef,s} := 280\text{mm}$

Vinkel mellom skrueakse og fiberretningn: $\varphi_s := 75\text{deg}$

$$f_{ax,s,m} := 0.52 \cdot \left(\frac{d}{\text{mm}}\right)^{-0.5} \cdot \left(\frac{l_{ef,s}}{\text{mm}}\right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{\rho_m}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}\right)^{0.8} \text{MPa} = 9.1 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{ax,\varphi..s,Rm} := \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,s,m} \cdot d \cdot l_{ef,s} \cdot k_d}{1.2 \cdot (\cos(\varphi_s))^2 + (\sin(\varphi_s))^2} = 100.4 \cdot \text{kN}$$

$$F_{i,s} := F_{ax,\varphi..s,Rm} \cdot \cos(\varphi) = 97 \cdot \text{kN}$$

$$z_{c,s} := \frac{F_{i,s}}{f_{c0m} \cdot b \cdot \frac{1}{2}} = 34.4 \cdot \text{mm}$$

$$z_{i,s} := h - \frac{d}{2} - z_{c,s} = 225.6 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittets trykkapasitet representerer hele tverrsnittet, og avstandene blir dermed:

$$M_{ax,s,Rm} := \frac{b \cdot f_{c0m} \cdot z_{c,s}^2}{3} + F_{i,s} \cdot z_{i,s} = 24.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av trykkbidraget:

$$z_{cs2} := \frac{F_{i,s} - f_{um} \cdot A_{s1}}{f_{c0m} \cdot b \cdot \frac{1}{2}} = -33.1 \cdot \text{mm}$$

$$z_{is2} := h - \frac{d}{2} - z_{cs2} = 293.1 \cdot \text{mm}$$

$$M_{ax,Rm,s2} := \frac{f_{c0m} \cdot (b \cdot z_{cs2} - A_{s1}) \cdot z_{cs2}}{3} + F_{i,s} \cdot z_{is2} + f_{um} \cdot A_{s1} \cdot z_{cs2} = 24.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utførte beregninger viser en negativ z_{cs2} verdi, noe som tyder på at rotasjonspunktet befinner seg under bjelketverrsnittet. Samtidig viser kontrollberegningen at kapasiteten øker noe ved å ta hensyn til dette trykkbidraget. Dette er ikke valgt å tas med videre, og benyttes kun som en kontroll på beregningene over.

Skruenes strekkapasitet

$$f_{\text{um}} = 947 \cdot \text{MPa} \quad A_s = 628.3 \cdot \text{mm}^2$$

$$F_{\text{ax.m}} := f_{\text{um}} \cdot A_s = 595 \cdot \text{kN}$$

Bruddkapasiteten til strekkpåkjennte skruer:

$$M_{\text{s.Rm}} := \frac{b \cdot f_{\text{c0m}} \cdot z_{\text{c.s}}^2}{3} + F_{\text{ax.m}} \cdot z_{\text{i.s}} = 136.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet

Bjelkens momentkapasitet: $M_{\text{Rm}} = 82.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Skruenes uttrekkskapasitet i bjelken: $M_{\text{ax.Rm}} = 46.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Skruenes uttrekkskapasitet i søylen: $M_{\text{ax.s.Rm}} = 24.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Skruenes bruddkapasitet: $M_{\text{s.Rm}} = 136.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$M_{\text{brudd}} := \min(M_{\text{Rm}}, M_{\text{ax.Rm}}, M_{\text{ax.s.Rm}}, M_{\text{s.Rm}}) = 24.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Uttrekkskapasiteten til skruene blir dimensjonerende bruddform for skrueforbindelsen i bruddgrensetilstand.

3.3 LASTBEREGNING

Jevnt fordelt last

Den jevnt fordelte lasten er representert ved bjelkens egenlast.

$$g_{m,bjelke} := \rho_m \cdot g \cdot b \cdot h = 0.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast

Punktlasten bestemmes på bakgrunn av forbindelsens dimensjonerende kapasitet.

Dimensjonerende moment:	$M_{\text{maks}} := M_{\text{brudd}} = 24.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Bjelkens egenlast:	$g_{m,bjelke} = 0.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Bjelkelengde:	$L_{\text{ref}} = 1.5 \text{ m}$
Punktlastens angrepspunkt:	$L_{\text{pl}} := 0.68 \text{ m}$

$$p_m := \frac{\left(M_{\text{maks}} - g_{m,bjelke} \cdot \frac{L_{\text{ref}}^2}{2} \right)}{L_{\text{pl}}} = 35.12 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig punktlast i referanseforsøk er på 35,1 kN.

Nødvendig motlast

For at testeksperimentet skal være stabilt, må det påføres en motlast i toppen av søylen, som motvirker effekten av punktlasten påført bjelkeenden. Ved beregning av nødvendig motlast tas det utgangspunkt i søylens senterlinje. Statisk system av testforbindelsen er vist i Figur 2.

Avstand fra punktlast til senter søyle	$X_1 := L_{\text{pl}} + \frac{h}{2} = 0.815 \text{ m}$
--	--

Avstand fra bjelkens ende til senter søyle	$X_2 := L_{\text{ref}} + \frac{h}{2} = 1.635 \text{ m}$
--	---

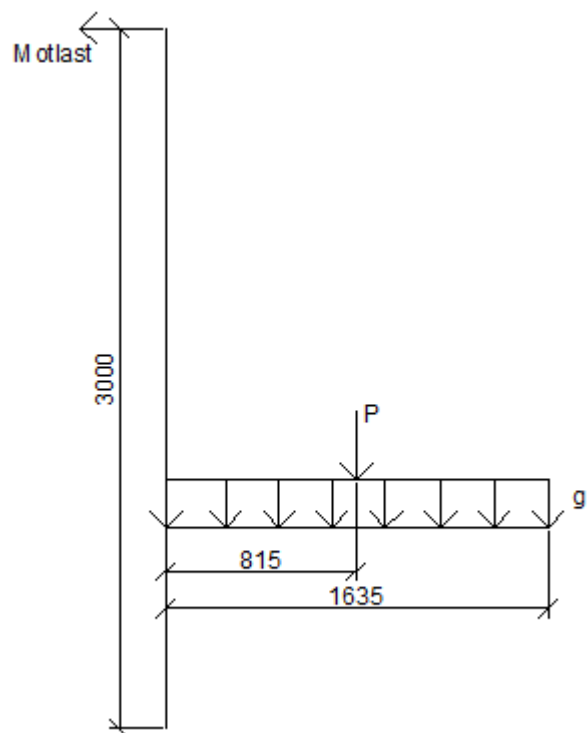
Avstand fra gulv til innfestingspunkt ved søyletopp	$Y := 3 \text{ m}$
---	--------------------

Vinkel mellom strekkstag og søyle	$\phi := 34 \text{ deg}$
-----------------------------------	--------------------------

Nødvendig motlast:

$$p_{\text{mot}} := \frac{g_{m,bjelke} \cdot \frac{X_2^2}{2} + p_m \cdot X_1}{\sin(\phi) \cdot Y} = 17.2 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig motlast i referanseforsøk er på 17,2 kN.



Figur 2: Statisk system i referanseforsøk.

3.4 KONTROLL AV OPLEGGSSFLATE FOR PUNKTLAST

I henhold til NS-EN 1995-1-1, punkt 6-1-5, stilles det krav til oppleggsflaten ved påføring av punktlast:

$$A_{ef} \geq \frac{F_{c.90.m}}{k_{c.90} \cdot f_{c90m}} \quad \text{Lign. 6.3}$$

$$k_{c.90} := 1.0 \quad (\text{Velger denne for å være på sikker side}) \quad \text{Pkt. 6.1.5.(4)}$$

$$f_{c90m} = 3.9 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{c.90.m} := p_m = 35.1 \cdot \text{kN}$$

$$A_{ef} := \frac{F_{c.90.m}}{k_{c.90} \cdot f_{c90m}} = 9004.8 \cdot \text{mm}^2$$

Velger en kvadratisk stålplate:

$$b_s := \sqrt{A_{ef}} = 94.9 \cdot \text{mm} \quad l_s := b_s$$

Ved en oppleggsflate på 95 x 95 mm vil kravet være tilfredsstilt, og ingen knusning av treet under lasten vil inntreffe. Denne knusningen vil ikke ha innvirkning på kapasitet i forbindelse med referanseforsøkene, og ses derfor bort i fra.

4. Kapasitetsberegninger for brannforsøk

Kapasiteter i ulykkestilstand beregnes på bakgrunn av midle fasthetsverdier og reduserte tverrsnittsdimensjoner i henhold til NS-EN 1995-1-2.

4.1 INNDATA

Gjennomsnittlig maksiallast fra referanseforsøk 1 og 2 er hentet testresultater i rapporten.

Gjennomsnittet av maksimal last fra referanseforsøk 1 og 2	$P_{lab} := 43.75 \text{ kN}$
Egenlast bjelke	$g_{m.bjelke} := 0.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Bjelkelengde	$L_b := 700 \text{ mm}$
Lastangrepspunkt	$L_{pl} := 680 \text{ mm}$
Bredde	$b := 165 \text{ mm}$
Høyde	$h := 270 \text{ mm}$
Karakteristisk densitet GL32c	$\rho_m := 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Tyngdetetthet	$g = 9.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$
Effektiv bredde	$b_{ef} := 67 \text{ mm}$
Effektiv høyde	$h_{ef} := 221 \text{ mm}$
Midlere trykkfasthet	$f_{c0m} := 34.2 \text{ MPa}$
Midlere skjærfasthet	$f_{vm} := 4.1 \text{ MPa}$
Midlere strekkfasthet	$f_{um} := 947 \text{ MPa}$
Diameter skrue	$d := 20 \text{ mm}$
Areal skrue	$A_s := 2\pi \cdot \frac{d^2}{4} = 628.3 \cdot \text{mm}^2$
Vinkel mellom skrue og fiberretning	$\varphi := 15 \text{ deg}$
Bjelkens uttrekkskapasitet	$F_{ax.\varphi.Rm} := 201.9 \text{ kN}$
Søylens uttrekkskapasitet	$F_{ax.\varphi.s.Rm} := 100.4 \text{ kN}$
Uttrekkskapasitetens horisontale komponent i bjelken	$F_{ax.h} := F_{ax.\varphi.Rm} \cdot \cos(\varphi) = 195 \cdot \text{kN}$
Uttrekkskapasitetens horisontale komponent i søylen	$F_{ax.s.h} := F_{ax.\varphi.s.Rm} \cdot \cos(\varphi) = 97 \cdot \text{kN}$

4.2 KAPASITETER I ULYKKESGRENSETILSTAND

Momentkapasitet

$$W_{y.fi} := \frac{1}{6} \cdot b_{ef} \cdot h_{ef}^2 = 5.45 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Rm.fi} := W_{y.fi} \cdot f_{c0m} = 18.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet

$$b_{eff.fi} := 0.67 \cdot b_{ef} = 44.9 \cdot \text{mm}$$

$$A_{y.fi} := \frac{3}{2} \cdot b_{eff.fi} \cdot h_{ef} = 14881 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{Rm.fi} := A_{y.fi} \cdot f_{vm} = 61 \cdot \text{kN}$$

Uttrekkskapasitet

Skruenes uttrekkskapasitet eller aksialkapasitet kan beregnes på bakgrunn av forenklede regler for aksialbelastede skruer gitt i pkt. 6.4 i EC5-1-2. Det er ikke utført kontroll av skruens trykkbidrag i disse beregningene, da tilsvarende beregninger i bruddgrensetilstand, viser at dette har liten innvirkning på momentkapasiteten.

Konverteringsfaktoren η for aksialbelastede forbindelser kan beregnes etter pkt. 6.4 (forenklede regler), dersom krav til kantavstandene under er oppfylt. Disse er tatt hensyn til ved valg av tverrsnittsdimensjoner som er vist tidligere og er dermed tilfredsstillt. Reduksjonsfaktor kan dermed beregnes etter formel 6.11 og blir:

$$t_{d.fi} := 60 \text{min} \quad a_1 := 59 \text{mm}$$

Konverteringsfaktor η :

$$0.8 \cdot t_{d.fi} + 5 \text{min} = 53 \cdot \text{min} < a_1 = 59 \cdot \text{mm} < t_{d.fi} + 28 \text{min} = 88 \cdot \text{min}$$

$$\eta_3 := \frac{0.56 \cdot \left(\frac{a_1}{\text{mm}} \right) - 0.36 \cdot \left(\frac{t_{d.fi}}{\text{min}} \right) + 7.32}{0.2 \cdot \left(\frac{t_{d.fi}}{\text{min}} \right) + 23} = 0.5$$

Bjelkens uttrekkskapasitet

Redusert uttrekkskapasitet for bjelken i brann:

$$F_{ax.fi} := \eta_3 \cdot F_{ax.h} = 104.5 \cdot \text{kN}$$

Tilhørende innspenningsmoment:

$$z_{c.fi} := \frac{F_{ax.fi}}{f_{c0m} \cdot b_{ef} \cdot \frac{1}{2}} = 91.2 \cdot \text{mm}$$

$$z_{i.fi} := h_{ef} - \frac{d}{2} - z_{c.fi} = 119.8 \cdot \text{mm}$$

$$M_{ax.fi.Rm} := \frac{b_{ef} \cdot f_{c0m} \cdot z_{c.fi}^2}{3} + F_{ax.fi} \cdot z_{i.fi} = 18.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer at forenklete regler gjelder, ved å beregne innspenningsmomentet på grunn av uttrekkskapasiteten til skruene med reduserte tverrsnittsdimensjoner etter NS-EN 1995-1-1.

$$z_{c.fi.2} := \frac{F_{ax.h}}{f_{c0m} \cdot b_{ef} \cdot \frac{1}{2}} = 170.2 \cdot \text{mm}$$

$$z_{i.fi.2} := h_{ef} - \frac{d}{2} - z_{c.fi.2} = 40.8 \cdot \text{mm}$$

$$M_{ax.fi.Rm.2} := \frac{b_{ef} \cdot f_{c0m} \cdot z_{c.fi.2}^2}{3} + F_{ax.h} \cdot z_{i.fi.2} = 30.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Resultatet viser at innspenningsmomentet beregnet på et konverteringstall på 0,5 gir et noe konservativt resultat og fører til mindre momentkapasitet, enn om uttrekkskapasitet beregnes etter regler i NS-EN 1995-1-1 basert på reduserte tverrsnittstørrelser. Sistnevnte benyttes dermed videre i beregningene.

Søylens uttrekkskapasitet

$$F_{ax.s.h} = 97 \cdot \text{kN}$$

$$z_{c.fi.s} := \frac{F_{ax.s.h}}{f_{c0m} \cdot b_{ef} \cdot \frac{1}{2}} = 84.6 \cdot \text{mm}$$

$$z_{i.fi.s} := h_{ef} - \frac{d}{2} - z_{c.fi.s} = 126.4 \cdot \text{mm}$$

$$M_{ax.fi.Rm.s} := \frac{b_{ef} \cdot f_{c0m} \cdot z_{c.fi.s}^2}{3} + F_{ax.s.h} \cdot z_{i.fi.s} = 17.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skruenes strekkapasitet

$$F_{ax.fi.m} := f_{um} \cdot A_s = 595 \cdot \text{kN}$$

$$M_{ax.s.fi.Rm} := \frac{b_{ef} \cdot f_{c0m} \cdot z_{c.fi.2}^2}{3} + F_{ax.fi.m} \cdot z_{i.fi.2} = 46.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet

Bjelkens momentkapasitet:	$M_{Rm.fi} = 18.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Uttrekkskapasitet i bjelken:	$M_{ax.fi.Rm.2} = 30.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Uttrekkskapasitet i søylen:	$M_{ax.fi.Rm.s} = 17.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Skruenes strekkapasitet:	$M_{ax.s.fi.Rm} = 46.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$M_{fi} := \min(M_{Rm.fi}, M_{ax.fi.Rm.s}, M_{ax.s.fi.Rm}) = 17.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Beregninger viser at uttrekkskapasiteten i søylen blir dimensjonerende faktor i en brannsituasjon.

4.3 LASTBEREGNING

Karakteristiske laster

Egenlast gulv	$g_{k,\text{gulv}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	<i>Byggedetaljbland 471.031, pkt. 51</i>
Nyttelast, kategori B. Kontorlokaler	$g_{k,\text{kontor}} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	<i>NS-EN 1991-1 (2002), tab. NA.6.2</i>

Lastreduksjonsfaktor

Lastreduksjonsfaktoren beregnes på bakgrunn av karakteristisk egenlast og nyttelast.

Bruddgrensetilstand:

Lastfaktorer	$\gamma_G := 1.2$
bruddgrense:	$\gamma_{Q,1} := 1.5$

$$g_{Ed} := \gamma_G \cdot g_{k,\text{gulv}} + \gamma_{Q,1} \cdot g_{k,\text{kontor}} = 5.70 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ulykkesgrensetilstand:

Kombinasjonsfaktoren ψ_{fi} er gitt som $\psi_{2,1}$. Settes lik 0,3 for nyttelastkategorier i bygninger: kategori A (boliger), kategori B (kontorer).

Lastfaktorer	$\psi_{fi} := 0.3$	<i>NS-EN 1990 (2002), tab. A1.1.</i>
ulykkesgrense:		

$$g_{Ed,fi} := g_{k,\text{gulv}} + \psi_{fi} \cdot g_{k,\text{kontor}} = 1.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastreduksjonsfaktoren blir dermed:

$$\eta_{\text{last}} := \frac{g_{Ed,fi}}{g_{Ed}} = 0.33$$

Dvs. at lasten punktlasten som skal påføres bjelken i brannforsøket kan reduseres til 33 % av påført last i referanseforsøk.

Punktlast i brannforsøk

Beregner av nødvendig punktlast i brannforsøk gjøres på bakgrunn av gjennomsnittlig maksimal last som ble oppnådd i tilsvarende referanseforsøk. På tidspunktet branntestene ble utført var kun referansetest 1 og 2 utført, og punktlasten fra referanseforsøk er derfor tatt som middelveiden mellom disse forsøkene.

$$P_{fi} := \eta_{last} \cdot P_{lab} = 14.58 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer beregningene ved å beregne nødvendig punktlast basert på dimensjonerende moment i brannsituasjon (bjelkens momentkapasitet):

$$P_{m.fi.k1} := \frac{\left(M_{fi} - g_{m.bjelke} \cdot \frac{L_b^2}{2} \right)}{L_{pl}} = 26 \cdot \text{kN}$$

Beregningene viser at dette gir en større punktlast, som vil si at lastreduksjonsfaktoren gir konservative resultat og benyttes derfor videre i gjennomføringen av forsøk, og i beregninger.

Nødvendig punktlast i brannforsøkene blir på 14,5 kilonewton.

Momentpåkjening etter 60 minutt

$$\text{Egenlast bjelke etter 60 min} \quad g_{fi.bjelke} := \rho_m \cdot g \cdot b_{ef} \cdot h_{ef} = 0.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Bjelkens lastvirkning:} \quad M_{Ed} := g_{fi.bjelke} \cdot \frac{L_b^2}{2} + P_{fi} \cdot L_{pl} = 9.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

På bakgrunn av påkjent punktlast vil det oppstå et moment i knutepunktet på 10 kilonewtonmeter. Dette momentet er mindre enn beregnet kapasitet etter 60 minutt.

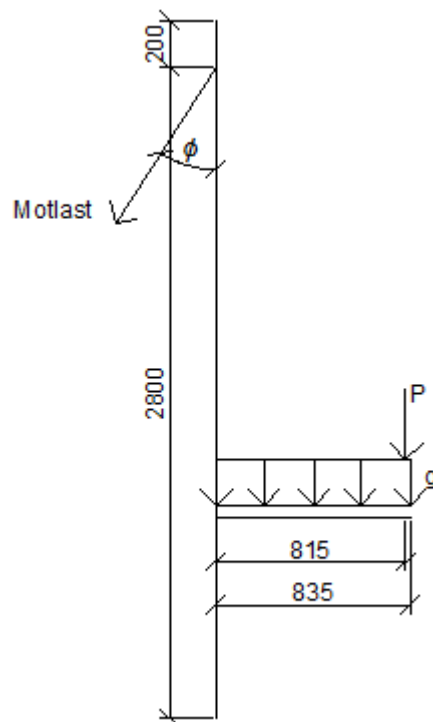
Motlast

Figur 1 viser forbindelsens statiske system i et brannforsøk. Avstandene baserer seg på utførte målinger i forbindelse med testsystemet i brannlaboratoriet.

Høyden av søylen	$h_s := 3\text{m}$
Montering av strekkstag i avstanden	$h_t := 200\text{mm}$
Høyden fra underkant søyle til gulv	$h_b := 380\text{mm}$
Vinkel mellom strekkstag og søyle	$\phi_{fi} := 22\text{deg}$
Avstand fra gulv til festet i topp av søylen	$Y_{fi} := h_s - h_t + h_b = 3180 \cdot \text{mm}$
Avstand fra punktlast til senter søyle	$X_{fi.1} := L_{pl} + \frac{h}{2} = 0.815 \text{m}$

Avstand fra bjelkeende til senter søyle

$$X_{fi.2} := L_b + \frac{h}{2} = 0.835 \cdot m$$



Figur 1: Statisk system i brannforsøk.

Nødvendig motlast blir dermed:

$$P_{mot.fi} := \frac{g_{m.bjelke} \cdot \frac{X_{fi.2}^2}{2} + P_{fi} \cdot X_{fi.1}}{\sin(\phi_{fi}) \cdot Y_{fi}} = 10.0 \cdot kN$$

Horizontal komponent $P_{fi.mot.h} := P_{mot.fi} \cdot \sin(\phi_{fi}) = 3.8 \cdot kN$

Vertikal komponent $P_{fi.mot.v} := P_{mot.fi} \cdot \cos(\phi_{fi}) = 9.3 \cdot kN$

Nødvendig motlast i brannforsøk blir på 10,0 kN

5. Temperaturberegninger

Beregning av temperaturprofil i limtreforbindelsen baserer seg på ligning for todimensjonal forkulling utledet av Frangi og Fontana (2003). Det er valgt å tilpasse ligningen etter en 300-grader isoterm i forkullingsjiktet, og ikke en 200-grader isoterm, som ligningen opprinnelig tar utgangspunkt i.

Alle henvisninger er gjort i henhold til NS-EN 1995-1-2.

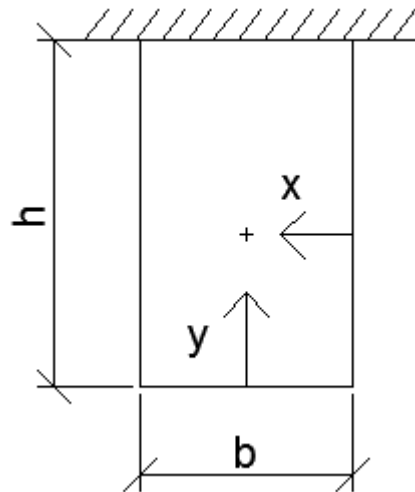
5.1 INNDATA

Bredde	$b := 165\text{mm}$
Høyde	$h := 270\text{mm}$
Diameter skruer (strekkside)	$d := 20\text{mm}$
Diameter skruer (trykkside)	$d_1 := 16\text{mm}$

5.2 TEMPERATURPROFIL

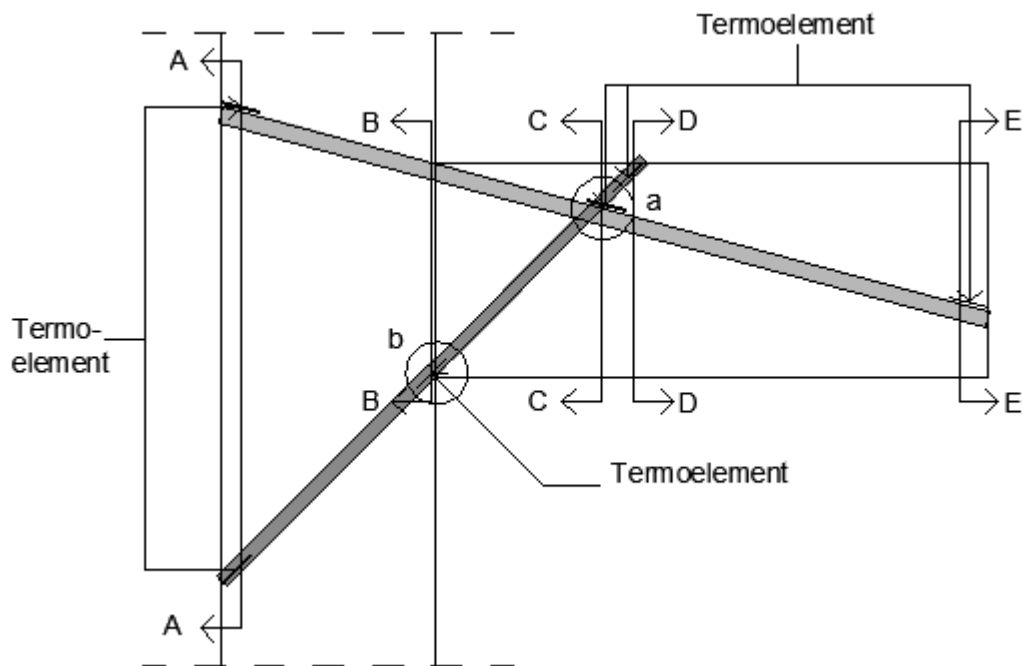
Figur 1 viser et bjelketverrsnitt, utsatt for brann på 3 sider. Avstandene x og y representerer punkter for temperaturberegning. Formelene baserer seg på en forkullingsrate på $0,7 \text{ mm/min}$, som det også er valgt å regne med her.

Forkullingsrate	$\beta_0 := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$	<i>Tab. 3.1</i>
20 minutt etter teststart	$t_{20} := 20\text{min}$	
40 minutt etter teststart	$t_{40} := 40\text{min}$	
60 minutt etter teststart	$t_{60} := 60\text{min}$	
Testslutt test 6	$t_{82} := 82\text{min}$	
Testslutt test 8	$t_{73} := 73\text{min}$	
Temperaturfaktor (20 minutt)	$\alpha_{20} := 0.025 \cdot \left(\frac{t_{20}}{\text{min}} \right) + 1.75 = 2.3$	
Temperaturfaktor (40 minutt)	$\alpha_{40} := 0.025 \cdot \left(\frac{t_{40}}{\text{min}} \right) + 1.75 = 2.8$	
Temperaturfaktor (60 minutt)	$\alpha_{60} := 0.025 \cdot \left(\frac{t_{60}}{\text{min}} \right) + 1.75 = 3.3$	
Temperaturfaktor (73 minutt)	$\alpha_{73} := 0.025 \cdot \left(\frac{t_{73}}{\text{min}} \right) + 1.75 = 3.6$	
Temperaturfaktor (82 minutt)	$\alpha_{82} := 0.025 \cdot \left(\frac{t_{82}}{\text{min}} \right) + 1.75 = 3.8$	

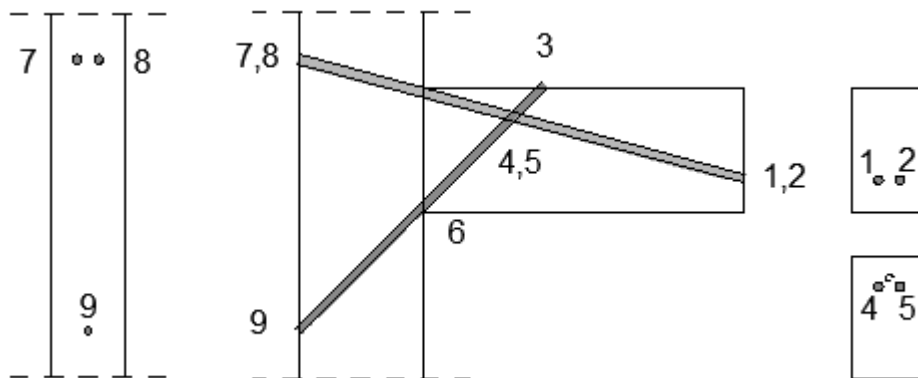


Figur 1: Prinsippskisse for beregning av temperaturprofil.

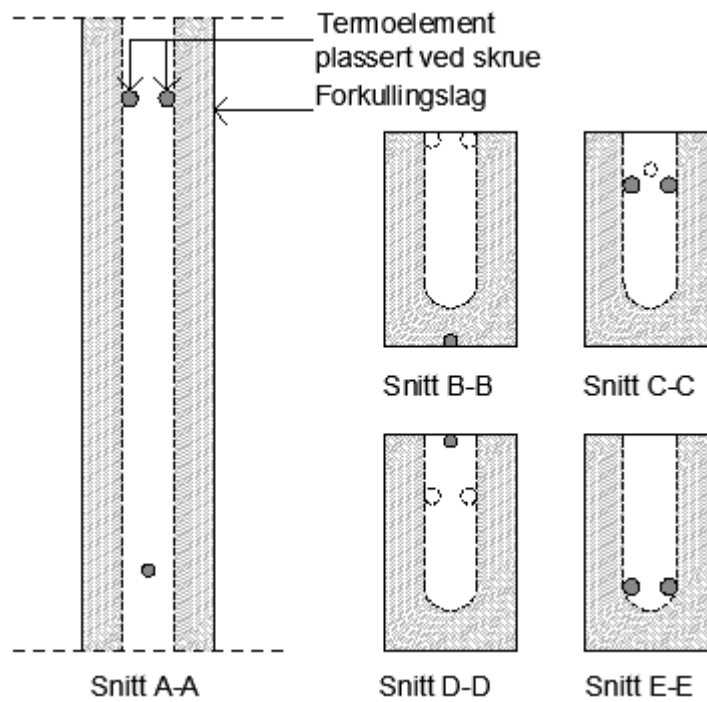
Figur 2 viser oppriss av skrueforbindelsen, med tilhørende snitt i områdene hvor termoelementene var plassert og det ble gjort temperaturmålinger. Figur 3 viser plassering av termoelement i forbindelse med brannforsøk. Figur 4 viser tilhørende snitt som er tatt i søylen og bjelken. Snitt A-A er tatt langs kanten av søylens bakside, snitt B-B er tatt lang bjelken.



Figur 2: Oppriss av skrueforbindelse, men tilhørende snitt i områdene hvor termoelementene var utplassert.



Figur 3: Oppriss av skruetilknytning, med plassering av termoelement i forbindelse med brannforsøk.



Figur 4: Snitt ved utplasserte termoelementer i søyle og bjelke.

Temperaturberegninger i test 6

Temperaturprofil basert på todimensjonal forkulling og formelen er kun gyldig for en bjelke utsatt for brann på 3 av bjelkesidene. Indeksen 1-9 representerer plasseringen av hvert termoelement i skruetilknytningen.

Avstand fra bjelkens ytterkant til senter skrue (strekkside)

$$x_1 := 59\text{mm}$$

Avstand fra bjelkens ytterkant til senter av skrue (trykkside)

$$x_2 := \frac{b}{2} = 82.5 \cdot \text{mm}$$

Vertikal avstand fra bjelkens underkant opp opp til aktuelt termoelement:

$$y_1 := 72\text{mm}$$

$$y_2 := y_1$$

$$y_3 := h - \frac{d_1}{2} = 262 \cdot \text{mm}$$

$$y_9 := y_3$$

$$y_4 := h - 62\text{mm} = 208 \cdot \text{mm}$$

$$y_5 := y_4$$

$$y_6 := \frac{d_1}{2} = 8 \cdot \text{mm}$$

Temperatur etter 20 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{20.1} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{20})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{20}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{20}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{20.1} = 41 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{20.3} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{20})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{20}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_3} \right)^{\alpha_{20}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{20.3} = 30.7 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{20.4} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{20})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{20}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{20}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{20.4} = 34.6 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{20.6} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{20})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{20}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_6} \right)^{\alpha_{20}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{20.6} = 1016.6 \cdot \text{deg}$$

Temperatur etter 40 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{40.1} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{40})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{40}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{40}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{40.1} = 84.1 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{40.3} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{40})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{40}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_3} \right)^{\alpha_{40}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{40.3} = 49.3 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{40.4} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{40})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{40}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{40}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{40.4} = 64.4 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{40.6} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{40})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{40}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_6} \right)^{\alpha_{40}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{40.6} = 8825.7 \cdot \text{deg}$$

Temperatur etter 60 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{60.1} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{60})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{60}} \cdot \left[\left(\frac{1\text{mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1\text{mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1\text{mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{60}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{60.1} = 175.2 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{60.3} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{60})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{60}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_3} \right)^{\alpha_{60}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{60.3} = 83.1 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{60.4} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{60})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{60}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{60}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{60.4} = 128.1 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{60.6} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{60})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{60}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_6} \right)^{\alpha_{60}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{60.6} = 61412.8 \cdot \text{deg}$$

Temperatur etter 82 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{82.1} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{82})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{82}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{82}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{82.1} = 417.8 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{82.3} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{82})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{82}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_3} \right)^{\alpha_{82}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{82.3} = 162 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{82.4} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{82})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{82}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_1} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_1} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{82}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{82.4} = 301.5 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{82.6} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{82})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{82}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{82}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_6} \right)^{\alpha_{82}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{82.6} = 500519.6 \cdot \text{deg}$$

Temperaturberegninger i test 8

Det henvises til punkt 2.1 for avstander i vertikal retning og for avstander i forhold til skruen ved trykksiden.

Avstand fra bjelkens ytterkant til senter skruer (strekkside) $x_{11} := 43 \text{ mm}$

Temperatur etter 20 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{20.11} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{20})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{20}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{20}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{20.11} = 51.6 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{20.31} := \Theta_{20.3} = 30.7 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{20.41} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{20})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{20}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{20}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{20}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{20.41} = 45.2 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{20.61} := \Theta_{20.6} = 1016.6 \cdot \text{deg}$$

Temperatur etter 40 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{40.11} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{40})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{40}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{40}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$
$$\Theta_{40.11} = 131.8 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{40.31} := \Theta_{40.3} = 49.3 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{40.41} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{40})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{40}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{40}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{40}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$
$$\Theta_{40.41} = 112.1 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{40.61} := \Theta_{40.6} = 8825.7 \cdot \text{deg}$$

Temperatur etter 60 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{60.11} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{60})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{60}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{60}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$
$$\Theta_{60.11} = 336.7 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{60.31} := \Theta_{60.3} = 83.1 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{60.41} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{60})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{60}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{60}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{60}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{60.41} = 289.7 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 6

$$\Theta_{60.61} := \Theta_{60.6} = 61412.8 \cdot \text{deg}$$

Temperatur etter 73 minutt

Termoelement 1 og 2

$$\Theta_{73.11} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{73})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{73}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_1} \right)^{\alpha_{73}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{73.11} = 633.6 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 3 og 9

$$\Theta_{73.3} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{73})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{73}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_3} \right)^{\alpha_{73}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{73.3} = 121.8 \cdot \text{deg}$$

Termoelement 4 og 5

$$\Theta_{73.41} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{73})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{73}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_{11}} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_{11}} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_4} \right)^{\alpha_{73}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{73.41} = 553.3 \cdot \text{deg}$$

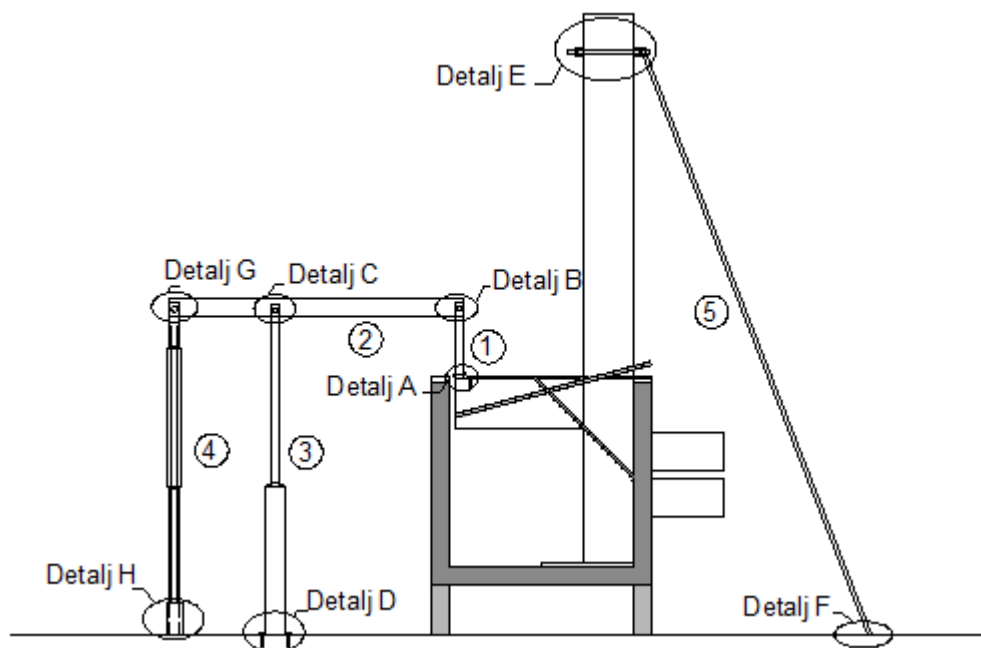
Termoelement 6

$$\Theta_{73.6} := \left[20 + 280 \cdot \left[\frac{(\beta_0 \cdot t_{73})}{\text{mm}} \right]^{\alpha_{73}} \cdot \left[\left(\frac{1 \text{ mm}}{x_2} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{b - x_2} \right)^{\alpha_{73}} + \left(\frac{1 \text{ mm}}{y_6} \right)^{\alpha_{73}} \right] \right] \cdot \text{deg}$$

$$\Theta_{73.6} = 212062.6 \cdot \text{deg}$$

6. Dimensjonering av lastpåføringssystem i brannforsøk

Dimensjonering av lastpåføringssystemet gjøres på bakgrunn av krefter som oppstår når systemet påkjennes last. Beregningene er forenklet ved at de tar utgangspunkt i system uten forskyvning. Der kraftkomponentene som kan oppstå er av betydning, er de likevel tatt høyde for og kontrollert. Figur 1 viser en oversikt over alle deltaker og element som er kontrollert. Det henvises til vedlegg 10 for tilhørende detaljtegninger.



Figur 1: Figuren viser en oversikt over knutepunkt detaljer i lastsystemet til punktlasten i brannforsøkene.

6.1 INNDATA

Bredde	$b := 165\text{mm}$
Forkullingsdybde	$d_{\text{ef}} := 49\text{mm}$
Effektiv tverrsnittshøyde	$h_{\text{ef}} := 221\text{mm}$
Sikkerhetsavstand mellom bjelkeende og innervegg i pilotovn	$y := 30\text{mm}$
Midlere densitet GL32c	$\rho_{\text{m}} := 470 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Midlere trykkfasthet	$f_{\text{c}90\text{m}} := 3.9\text{MPa}$
Midlere flytespenning til konstruksjonsstål	$f_{\text{ym.stål}} := 399.1\text{MPa}$
Midlere strekkfasthet til konstruksjonsstål	$f_{\text{um.stål}} := 562.1\text{MPa}$
Midler strekkfasthet for stålskruer fra SFS	$f_{\text{um}} := 946.9\text{MPa}$
Konstant lastpåkjenning	$P_{\text{fi.lab}} := 14.5\text{kN}$
Vinkel mellom last og fiberretning	$\phi_{\text{fi}} := 22\text{deg}$
Motlast	$P_{\text{mot.fi}} := 10\text{kN}$
Horisontal komponent	$P_{\text{fi.mot.h}} := P_{\text{mot.fi}} \cdot \sin(\phi_{\text{fi}}) = 3.7 \cdot \text{kN}$
Vertikal komponent	$P_{\text{fi.mot.v}} := P_{\text{mot.fi}} \cdot \cos(\phi_{\text{fi}}) = 9.3 \cdot \text{kN}$
Bjelkelengde	$L_{\text{b}} := 700\text{mm}$

6.2 DIMENSJONERING

Søyle 1

Stålsøyle (1) festes til bjelkeenden, og regnes derfor som fastholdt i punkt A og fritt opplagt i punkt B. Lengden av søylen regnes fra senter bolt i punkt B til topp stålplate i punkt A.

Velger et kvadratisk hulprofil (HUP40x40x2,6):

Bredde/høyde:	$b_1 := 40\text{mm}$
Tykkelse:	$t_1 := 2.6\text{mm}$
Areal:	$A_1 := 386\text{mm}^2$
Arealtrehetsmoment:	$I_1 := 0.0894 \cdot 10^6 \text{mm}^4$
Søylelengde:	$l_1 := 360\text{mm}$
Kneklengde:	$L_{k,1} := 0.7 \cdot l_1 = 252 \cdot \text{mm}$
E-modul stål:	$E_{\text{stål}} := 210000\text{MPa}$

*Stålkonstruksjoner.
Profil og formler.
Tab. 1.4*

Kontrollerer knekking av søylen:

*NS-EN 1993-1-1.
Pkt. 6.3.1.1*

$$N_{\text{cr},1} := \frac{\pi^2 \cdot E_{\text{stål}} \cdot I_1}{L_{k,1}^2} = 2917.8 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_1 := \sqrt{\frac{A_1 \cdot f_{\text{ym, stål}}}{N_{\text{cr},1}}} = 0.23$$

Knekkurve a (kvadratisk varmvalset hulprofil)

$$\alpha_{\text{imp},1} := 0.21$$

$$\Phi_{i,1} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{imp},1} \cdot (\lambda_1 - 0.2) + \lambda_1^2 \right] = 0.53$$

$$\chi_1 := \frac{1}{\Phi_{i,1} + \sqrt{\Phi_{i,1}^2 - \lambda_1^2}} = 0.993$$

$$N_{\text{b,Rm},1} := \chi_1 \cdot A_1 \cdot f_{\text{ym, stål}} = 153 \cdot \text{kN} \quad > \quad N_{\text{Em}} := p_{\text{fi, lab}} = 14.5 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Knekking av stålsøylen vil ikke inntreffe med valgte tverrsnittsdimensjoner.

Detalj A

Ved enden av stålsøylen i detalj A, sveises det på en halvmåne. I tillegg sveises det fast en vinkel som festes i limtrebjelken med en skrue. Dette vil hindre at lasten forskyver seg i forhold til lastangrepspunktet. I punkt 4.5.2.(2) står det at a-målet for en kilsveis ikke bør være mindre enn 3mm. Velger en kilsveis med a-mål 4mm.

Kontrollerer nødvendig opplagsflate

I henhold til NS-EN 1995-1-1, punkt 6-1-5, stilles det krav til opplagsflaten ved påføring av punktlast:

$$A_{ef} \geq \frac{F_{c,90,m}}{k_{c,90} \cdot f_{c90m}}$$

$$k_{c,90} := 1.0 \quad (\text{Konservativt})$$

$$f_{c90m} = 3.9 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{c,90,m,fi} := 14.5 \text{ kN}$$

$$A_{ef,fi} := \frac{F_{c,90,m,fi}}{k_{c,90} \cdot f_{c90m}} = 3718 \cdot \text{mm}^2$$

$$l_{fi} := \sqrt{A_{ef,fi}} = 61 \cdot \text{mm}$$

Beregningene viser at det vil være tilstrekkelig med en opplagsflate med dimensjon 61x61mm til å fordele punktlasten over bjelken. Kontrollerer om denne er tilfredsstillende ved å beregne redusert tverrsnittsbredde etter 60 minutters brannforløp:

$$b_{ref} := b - 2 \cdot d_{ef} = 67 \cdot \text{mm} \quad > \quad l_{fi} = 61 \cdot \text{mm} \quad \text{OK!}$$

Redusert tverrsnitt etter 60 minutters brannforløp er større enn nødvendig opplagsflate. Halvmånen som sveises fast i søyle (1) gjør imidlertid at lastangrepspunktet treffer i senter av bjelkens tverrsnittsbredde. Altså blir opplagsflaten mindre enn nødvendig opplagsflate, og noe knusning vil oppstå.

Bjelke 2

Stålbjelke (2) dimensjoneres etter moment- og skjærkapasitet, i henhold til punkt 6.2.5 og 6.2.6 i NS-EN 1993-1-1.

Bjelken utføres med et kvadratisk stålprofil (HUP100x100x4) med dimensjoner:

Bredde/høyde: $b_2 := 100\text{mm}$

Tykkelse: $t_2 := 4\text{mm}$

Plastisk motstandsmoment: $W_{pl,2} := 54,9 \cdot 10^3 \text{mm}^3$

Skjærareal: $A_{v,2} := 2 \cdot b_2 \cdot t_2 = 800 \cdot \text{mm}^2$

*Stålkonstruksjoner.
Profiler og formeler.
Tab. 1.4*

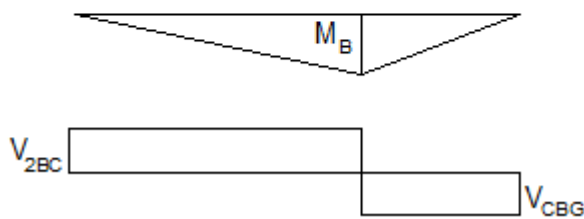
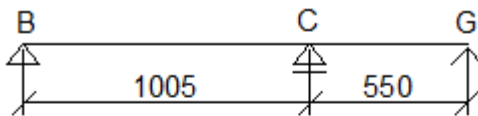
Bjelkens lastvirkning

Bjelken, vist i Figur 2, regnes som en 2-felts bjelke med spennlengder:

$$l_{2BC} := 1005\text{mm}$$

$$l_{2CG} := 550\text{mm}$$

Det er sett bort i fra bjelkens egenvekt, da denne er svært liten i forhold til påkjent last.



Figur 2: Bjelke (2)

$$M_B := p_{fi,lab} \cdot l_{2BC} = 14,6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{2BC} := p_{fi,lab} = 14,5 \cdot \text{kN}$$

$$V_{2CG} := \frac{M_B}{l_{2CG}} = 26,5 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet

$$M_{c,Rm} := W_{pl,2} \cdot f_{ym,stål} = 21,9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} > M_B = 14,6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

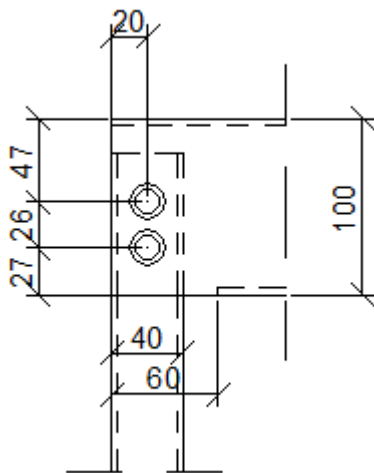
Skjærkapasitet

$$V_{c,Rm} := A_{v,2} \cdot f_{ym,stål} \cdot \sqrt{3} = 553 \cdot \text{kN} > V_{2CG} = 26,5 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Et kvadratisk hulprofil i stål med dimensjoner 100x100x4 er tilfredsstillende ut i fra påkjent last.

Detalj B

Detalj B, vist i Figur 3, er en leddet forbindelse mellom en stålbjelke (2) og en stålsøyle (1). Bolten som forbinder disse elementene, kontrolleres for hullkantrykk og avskjæring.



Figur 3: Detalj B

Diameter bolt i ledd B: $d_{0B} := 12\text{mm}$

Areal bolt: $A_{s,B} := 84\text{mm}^2$

Stålkonstruksjoner.
Profil og formler.
Tab. 6.1

Avskjæringskapasitet per snitt

$$\alpha_v := 0.6$$

$$f_{um} = 946.9 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{v.Rm.B} := \alpha_v \cdot f_{um} \cdot A_{s,B} = 47.7 \cdot \text{kN} > \frac{P_{fi.lab}}{2} = 7.3 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Kapasitet for hullkantrykk per snitt

Kantavstander:

$$e_{1.B} := 26\text{mm} \quad e_{2.B} := \frac{b_1}{2} = 20 \cdot \text{mm} \quad p_{2.B} := 0$$

$$k_{1.B} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_{2.B}}{d_{0B}} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$\alpha_{d.B} := \frac{e_{1.B}}{3 \cdot d_{0B}} = 0.7$$

$$\alpha_{b.B} := \min\left(\alpha_{d.B}, \frac{f_{um}}{f_{um.stål}}, 1.0\right) = 0.7$$

$$F_{b.Rm.B} := k_{1.B} \cdot \alpha_{b.B} \cdot f_{um.stål} \cdot d_{0B} \cdot t_1 = 31.7 \cdot \text{kN} > \frac{P_{fi.lab}}{2} = 7.3 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Avskjæringskapasitet og kapasitet for hullkantrykk er tilfredsstillende.

Søyle 3

Bjelkens lastvirkningsdiagram som er vist i Figur 2, viser at søyle (3) blir påkjent opplagerreaksjonen i punkt C. Søylene må sjekkes for knekking i henhold til NS-EN 1993-1-1.

Velger et kvadratisk hulprofil (HUP50x50x3,2) med dimensjoner:

Bredde/høyde:	$b_3 := 50\text{mm}$
Tykkelse:	$t_{s,3} := 3.2\text{mm}$
Areal:	$A_3 := 594\text{mm}^2$
Arealtreghetsmoment:	$I_3 := 0.216 \cdot 10^6 \text{mm}^4$
Søylelengde:	$L_3 := 1446\text{mm}$
Knekk lengde:	$L_{k,3} := 2 \cdot L_3 = 2892 \cdot \text{mm}$
E-modul stål:	$E_{\text{stål}} = 210000 \cdot \text{MPa}$

*Stålkonstruksjoner.
Profiler og formler.
Tab. 1.4*

Kontrollerer knekking av søylen

*NS-EN 1993-1-1.
Pkt. 6.3.1.1*

$$N_{\text{cr},3} := \frac{\pi^2 \cdot E_{\text{stål}} \cdot I_3}{L_{k,3}^2} = 53.5 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_3 := \sqrt{\frac{A_3 \cdot f_{\text{ym, stål}}}{N_{\text{cr},3}}} = 2.1$$

Knekkurve a (kvadratisk varmvulset hulprofil)

$$\alpha_{\text{imp},3} := 0.21$$

$$\Phi_{i,3} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{imp},3} \cdot (\lambda_3 - 0.2) + \lambda_3^2 \right] = 2.914$$

$$\chi_3 := \frac{1}{\Phi_{i,3} + \sqrt{\Phi_{i,3}^2 - \lambda_3^2}} = 0.2$$

$$N_{\text{b,Rm},3} := \chi_3 \cdot A_3 \cdot f_{\text{ym, stål}} = 48.1 \cdot \text{kN} > V_{2\text{BC}} + V_{2\text{CG}} = 41 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Beregninger viser at HUP50x50x3,2 er tilfredsstillende. Velger HUP80x80x3,6 for å sikre at kapasiteten holder også ved forskyvning.

Detalj C og detalj G

Detalj C og detalj G utføres på samme måte som i detalj B med bolt med diameter 12 mm. Forskjellen på detaljene er ulik kantavstanden e_2 , men dette har neglisjerbar innvirkning på kapasitet for hullkanttrykk.

Søyle 4

Søyle 4 dimensjoneres for maksimal estimert punktlast, da denne lasten skal overføres fra jekken som søylen er montert fast i, til limtrebjelken. Søyles regnes som fast innspent festpunktet til jekken, og fritt opplagret i topp. Søylen lengde regnes fra senter bolt i delta j G til overgangen søyle/jekk.

Velger et kvadratisk hulprofil (HUP50x50x3,2) med dimensjoner:

$$\text{Bredde/høyde: } b_4 := 50\text{mm}$$

$$\text{Tykkelse: } t_{s,4} := 3.2\text{mm}$$

$$\text{Areal: } A_4 := 594\text{mm}^2$$

$$\text{Arealtreghetsmoment: } I_4 := 0.216 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

$$\text{Søylelengde: } L_4 := 1600\text{mm}$$

$$\text{Knekk lengde: } L_{k,4} := 0.7 \cdot L_4 = 1120 \cdot \text{mm}$$

$$\text{E-modul stål: } E_{\text{stål}} = 210000 \cdot \text{MPa}$$

*Stålkonstruksjoner.
Profil og formler.
Tab. 1.4*

Fridtjov Irgens, 1999

Kontrollerer knekking av søylen

*NS-EN 1993-1-1.
Pkt. 6.3.1.1*

$$N_{\text{cr},4} := \frac{\pi^2 \cdot E_{\text{stål}} \cdot I_4}{L_{k,4}^2} = 356.9 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_4 := \sqrt{\frac{A_4 \cdot f_{\text{ym, stål}}}{N_{\text{cr},4}}} = 0.82$$

Knekkurve a (kvadratisk varmvalset hulprofil)

$$\alpha_{\text{imp},4} := 0.21$$

$$\Phi_{i,4} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{imp},4} \cdot (\lambda_4 - 0.2) + \lambda_4^2 \right] = 0.897$$

$$\chi_4 := \frac{1}{\Phi_{i,4} + \sqrt{\Phi_{i,4}^2 - \lambda_4^2}} = 0.787$$

$$N_{\text{b,Rm},4} := \chi_4 \cdot A_4 \cdot f_{\text{ym, stål}} = 186.6 \cdot \text{kN} > V_{2\text{BC}} + V_{2\text{CG}} = 41 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Dette betyr at søylen har mer en god nok kapasitet, og at tverrsnittet i utgangspunktet kan reduseres noe, velger likevel et tverrsnitt på 50x50x3,2 for å være på den sikre siden.

Detalj D

Detalj D består av en stålplate sveis fast i det kvadratiske hulprofilet (søyle 3). Platen forankres i gulvet ved bruk av 4 ekspansjonsbolter. Stålplaten påkjennes trykkraft fra stålsøylen og det vil oppstå momentet som følge av forskyvning av systemet.

Velger en kvadratisk fotplate med dimensjoner:

Bredde /høyde: $b_D := 200\text{mm}$

Areal: $A_D := 40000\text{mm}^2$

Tykkelse: $t_D := 10\text{mm}$

Avstand mellom bolter: $z_D := \sqrt{2 \cdot b_D^2} - 2 \cdot \sqrt{2 \cdot (30\text{mm})^2} = 198 \cdot \text{mm}$

Sjekker utnyttelsen av stålplaten:

$\theta := 45\text{deg}$ (vinkel for lastutbredelse i stålet)

$$b_{\text{last.D}} := b_3 + \frac{2 \cdot t_D}{\tan(\theta)} = 70 \cdot \text{mm} < b_D = 200 \cdot \text{mm}$$

Ser at stålplaten ikke er fullstendig utnyttet, men dette er heller ikke nødvendig, og breddedimensjonene til stålplata avhenger av plass til boltene.

Kontrollerer momentet som vil oppstå ved en forskyvning. Forenkler beregningene av den maksimale forskyvningen som kan oppstå med tanke på tilgjengelige avstander inne i pilotovnen. Antar maskimal estimert last i brannforsøk virker vinkelrett på bjelkeenden og beregner rotasjonsvinkelen til bjelken:

Limtrebjelkens rotasjonsvinkel: $\alpha_{fi} := \text{asin}\left(\frac{y}{h_{ef}}\right) = 7.8 \cdot \text{deg}$

Vertikal forskyvning av limtrebjelke: $w_{fi} := \sin(\alpha_{fi}) \cdot L_b = 95 \cdot \text{mm}$

Lengde av stålbejelke (2) mellom opplager: $L_2 := l_{2BC} + l_{2CG} = 1555 \cdot \text{mm}$

Stålbejelkens (2) rotasjonsvinkel: $\alpha_s := \text{atan}\left(\frac{w_{fi}}{L_2}\right) = 3.5 \cdot \text{deg}$

Horisontal kraft pga limtrebjelkens forskyvning: $H_D := p_{fi.lab} \cdot \sin(\alpha_{fi}) = 1.97 \cdot \text{kN}$

Dette vil skape et moment i detalj D: $M_D := H_D \cdot L_3 = 2.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Momentet skaper tilhørende trykk- og strekkrefter i boltene: $S_D := \frac{M_D}{z_D} = 14.4 \cdot \text{kN}$

Kontrollerer fundamentboltenes strekkapasitet

NS-EN
1993-1-8,
tab. 3.4

$$k_2 := 0.9 \quad (\text{ikke senkskrue})$$

$$f_{\text{um}} = 946.9 \cdot \text{MPa}$$

$$A_{\text{s.D}} := 84 \text{mm}^2 \quad (\text{bolt M12})$$

$$F_{\text{t.Rm.D}} := k_2 \cdot f_{\text{um}} \cdot A_{\text{s.D}} = 71.6 \cdot \text{kN} > S_{\text{D}} = 14.4 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

Beregningene viser at boltene strekkapasitet er mer en tilstrekkelig.

Detalj E

Detalj E utføres med to gjengestag festet rundt limtresøylen. Gjengestagene festes sammen av to kvadratiske hulprofil. To vinkler sveises på det ene hulprofilet, som festepunkt for tilhørende strekkstag. Det antas at avskjæringskapasiteten til boltene som festes i strekkstagene er tilfredsstillende.

Strekkstag 5

Strekkstaget utformes ved bruk av et sirkulært ståltverrsnitt og må kontrolleres for strekk.

$$\text{Diameter: } D_5 := 20 \text{mm}$$

$$\text{Areal: } A_5 := \pi \cdot \left(\frac{D_5}{2} \right)^2 = 314.2 \cdot \text{mm}^2$$

NS-EN
1993-1-1,
Pkt. 6.2.3

Strekkapasitet:

$$N_{\text{pl.Rm}} := A_5 \cdot f_{\text{ym.stål}} = 125.4 \cdot \text{kN} > P_{\text{mot.fi}} = 10 \cdot \text{kN} \quad \text{OK!}$$

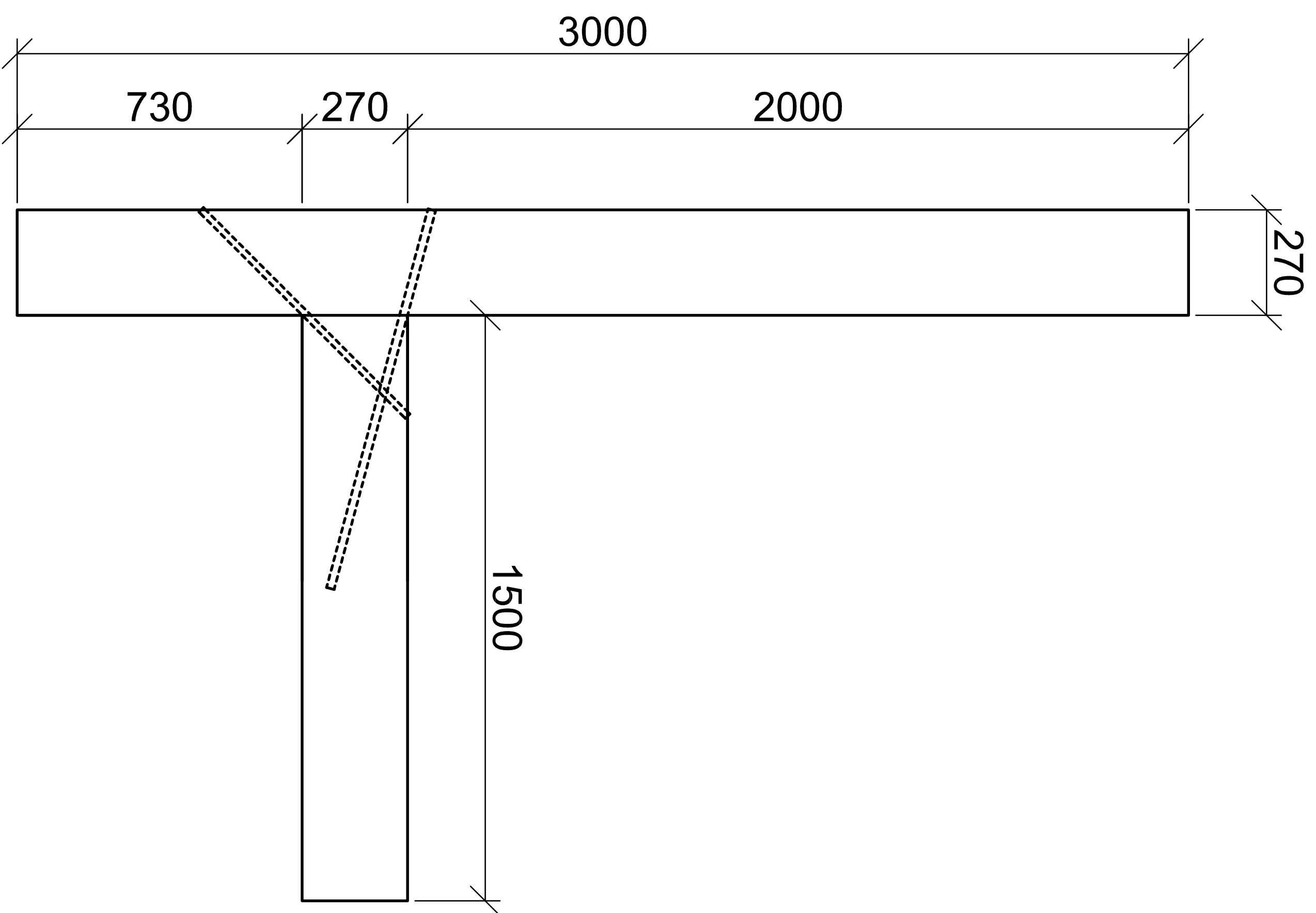
Et strekkstag med diameter 20 millimeter har mer enn god nok strekkapasitet sammenlignet med påkjent strekkraft.

Vedlegg 10

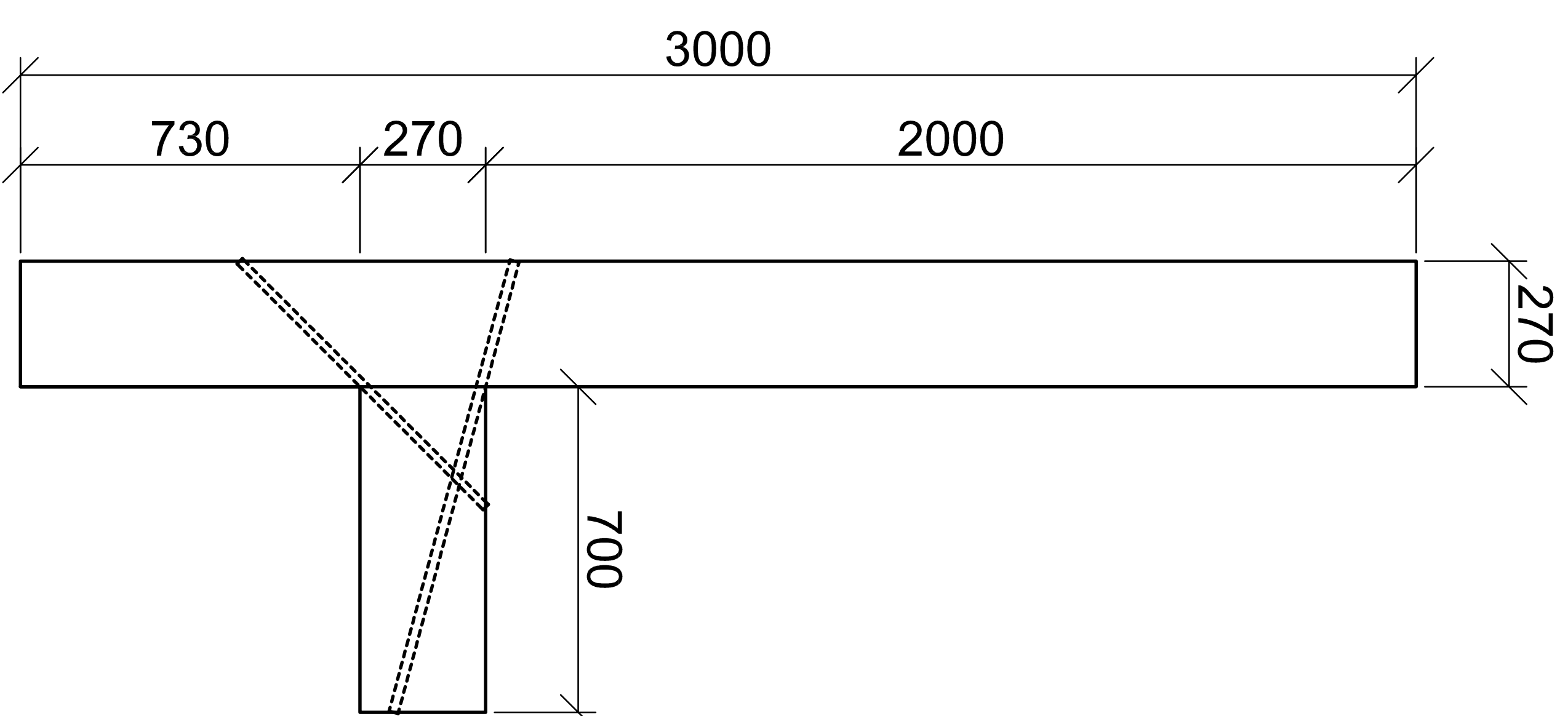
Tegninger

Innhold

TEGNING 1:	Utforming av testforbindelser
TEGNING 2:	Detaljtegning av skrueplassering i oppriss
TEGNING 3:	Tverrsnittstegninger
TEGNING 4:	Elementoversikt
TEGNING 5:	Testsystem i referanseforsøk (1)
TEGNING 6:	Testsystem i referanseforsøk (2)
TEGNING 7:	Oppriss og plantegning av testforbindelse i pilotovn
TEGNING 8:	Testsystem i brannforsøk
TEGNING 9:	Plantegning av lastpåførings- og avstivningssystem
TEGNING 10:	Detalj A
TEGNING 11:	Detalj B og C
TEGNING 12:	Detalj D og G
TEGNING 13:	Detalj E
TEGNING 14:	Detalj F og H
TEGNING 15:	Elementoversikt lastsystem

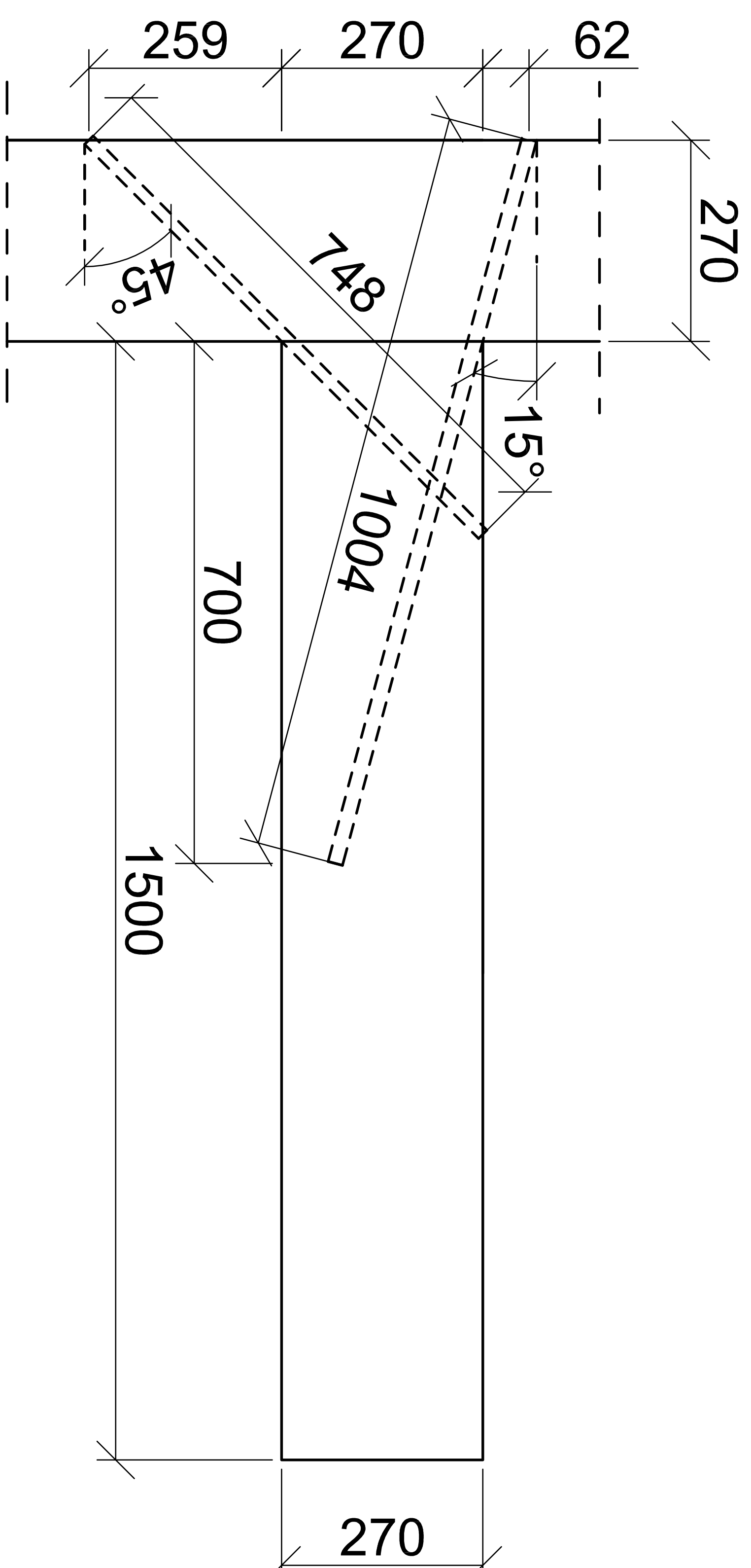


Oppriss av testforbindelse i referanseforsøk

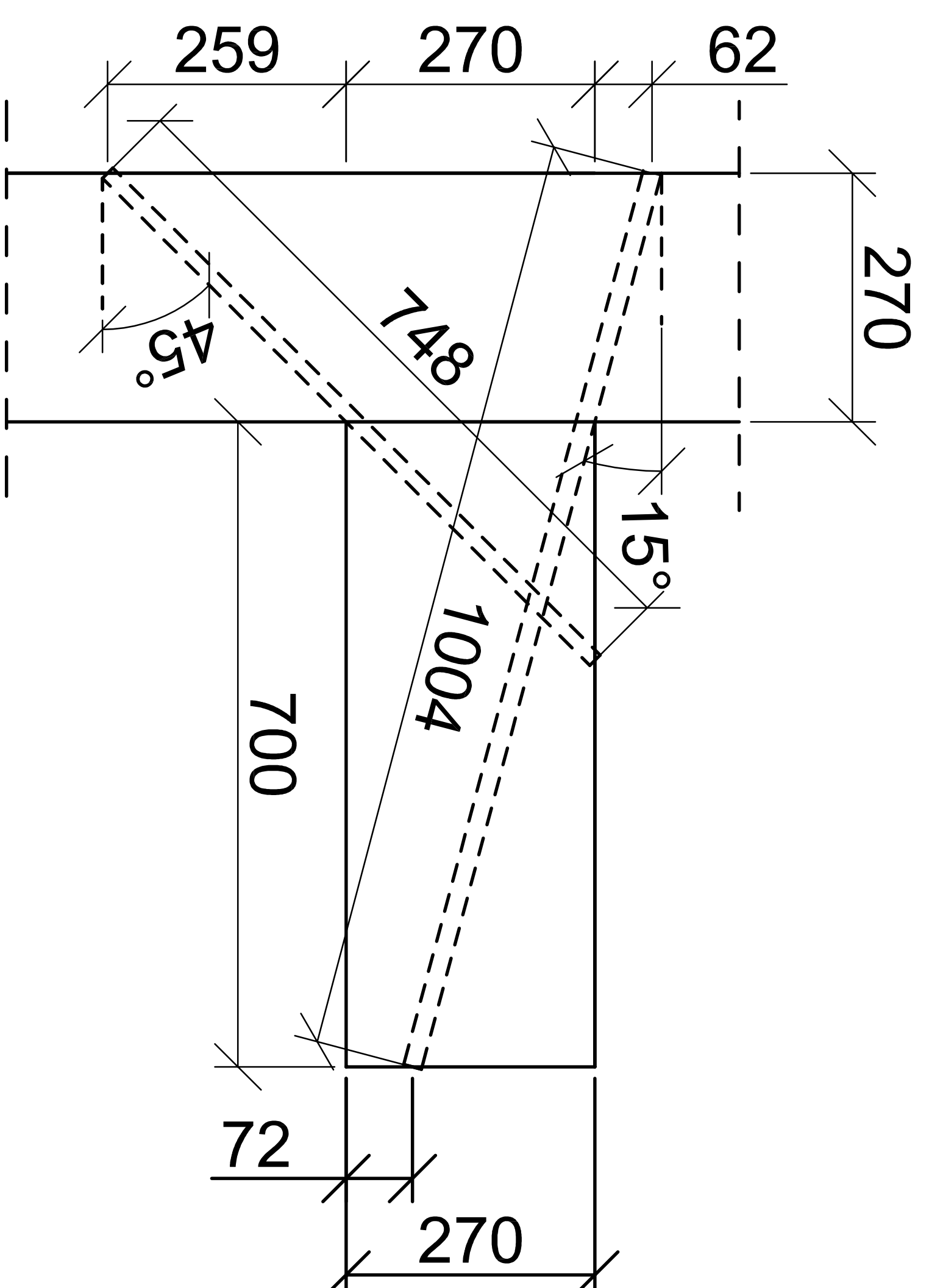


Oppriss av testforbindelse i brannforsøk

TitteI:	
Utforming av testforbindelser	
Mastergradsstudent:	
Nina Westerheim	
Målestokk:	Dato:
1:10	03.06.13

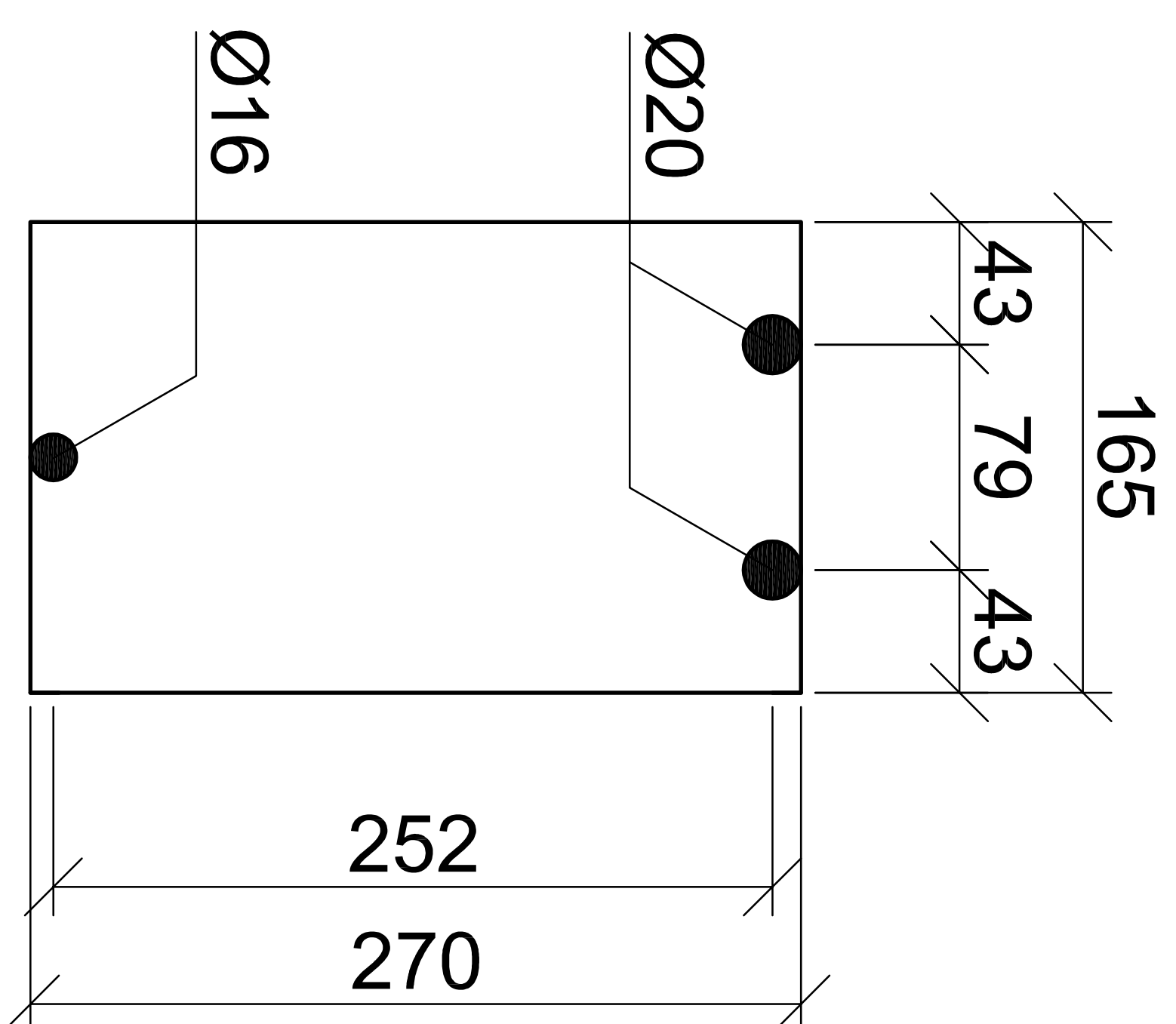
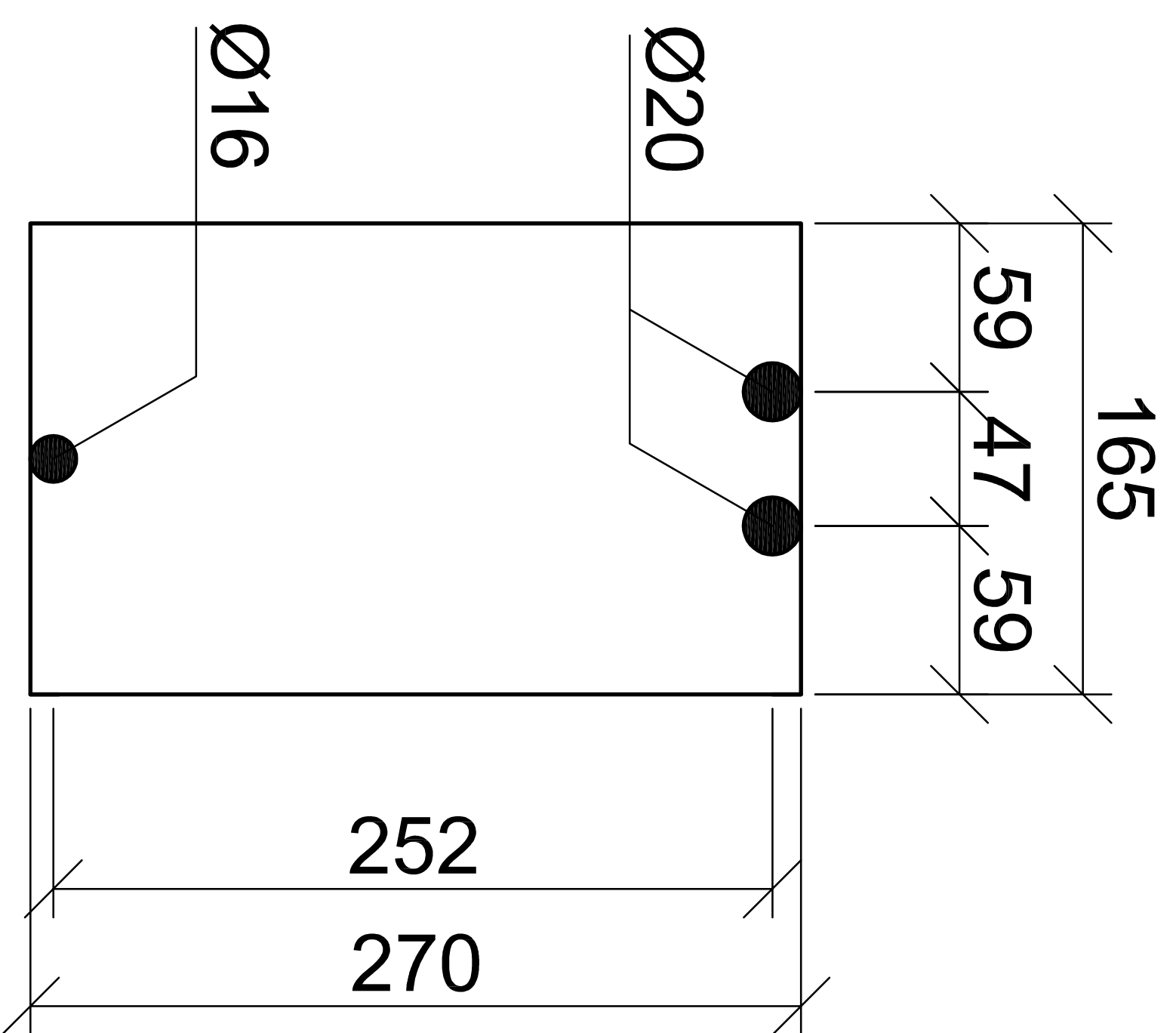


Oppriss av testforbindelse i referanseforsøk



Oppriss av testforbindelse i brannforsøk

Tittel: Detaljtegning av skruelassering i oppriss	
Mastergradsstudent: Nina Westerheim	
Målestokk: 1:5	Dato: 04.06.13



Titel:
Tversnitstegninger

Mastergradsstudent:

Nina Westerheim

Målestokk:

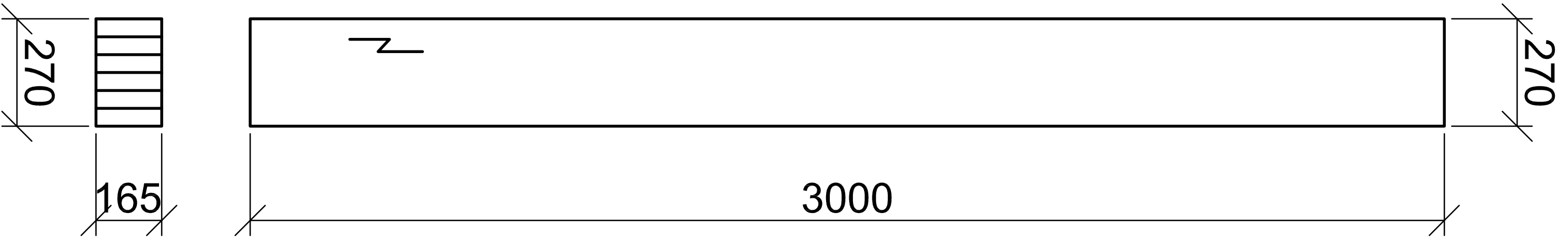
Dato:

1:2

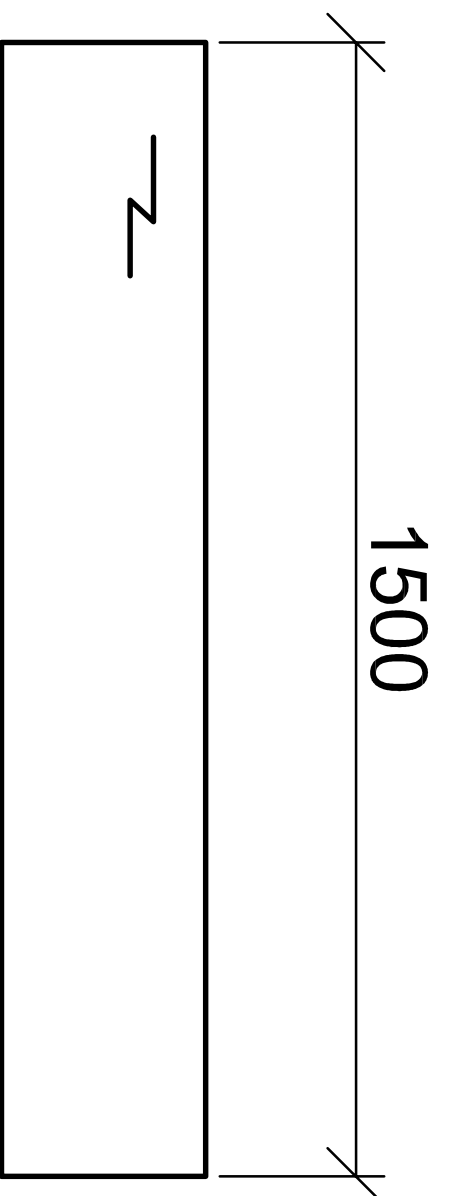
04.06.13

Merknader:

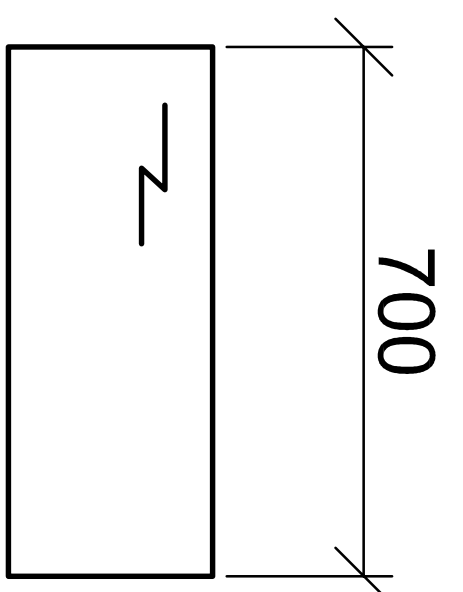
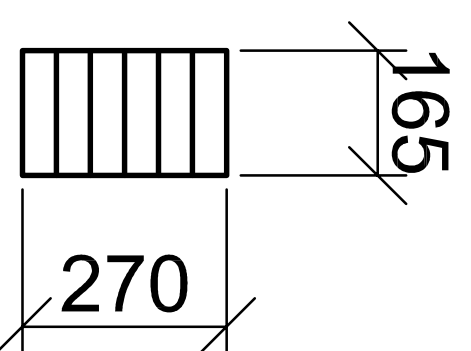
- Element A: Limtresøyle.
- Element B: Limtrebjelke i referanseforsøk.
- Element C: Limtrebjelke i brannforsøk.
- Element D: 2 stk skruer plassert i bjelketverrsnittets strekksone.
- Element E: 1 stk skru plassert i bjelketverrsnittets trykksone.



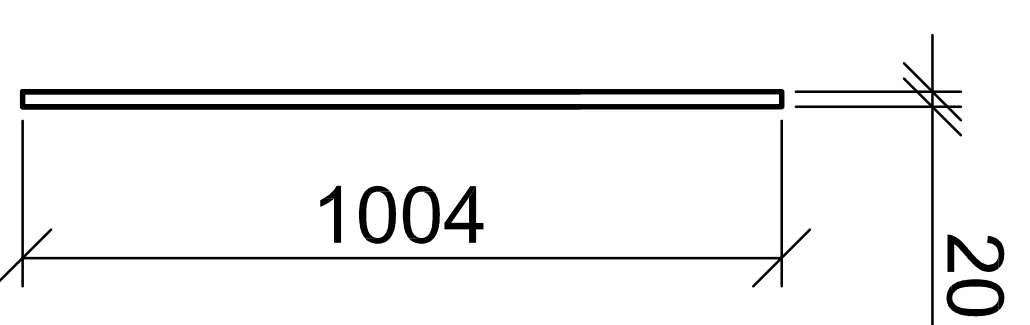
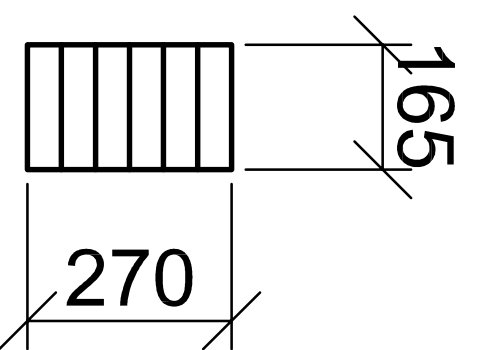
Element A



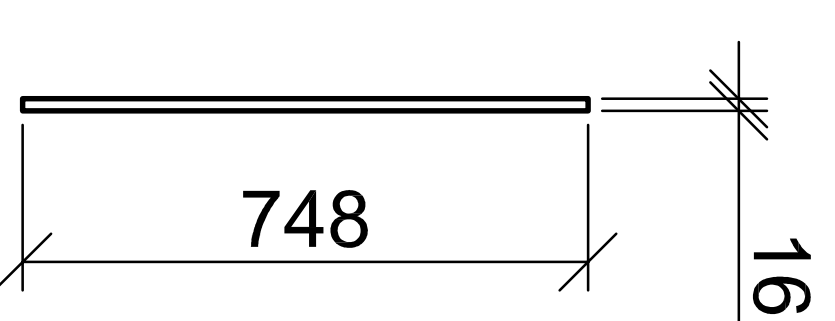
Element B



Element C

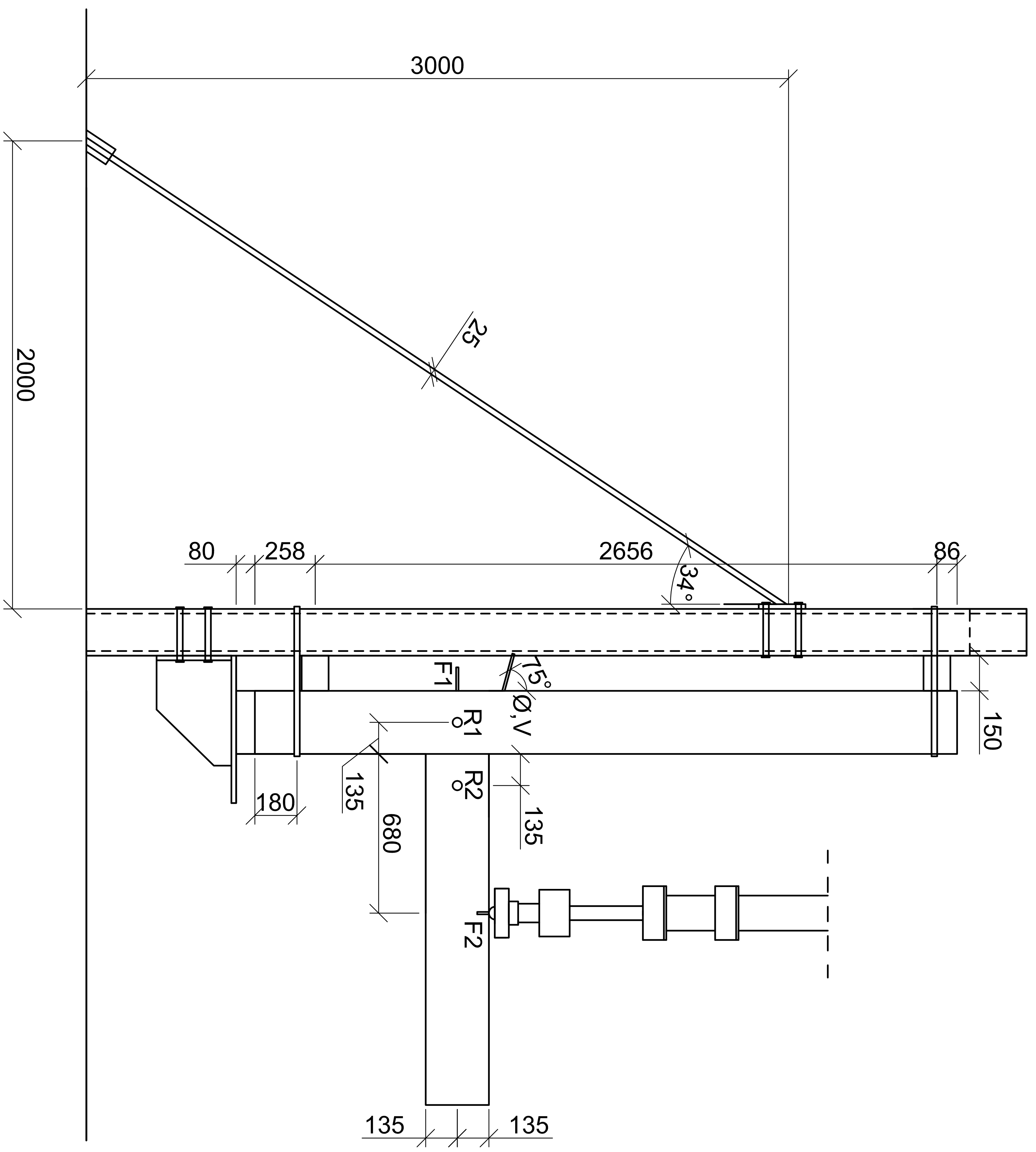


Element D



Element E

TitteI:	
Elementoversikt	
Mastergradsstudent:	
Nina Westerheim	
Målestokk:	Dato:
1:10	04.06.13



Titel:

Testsystem i referanseforsøk (1)

Mastergradsstudent:

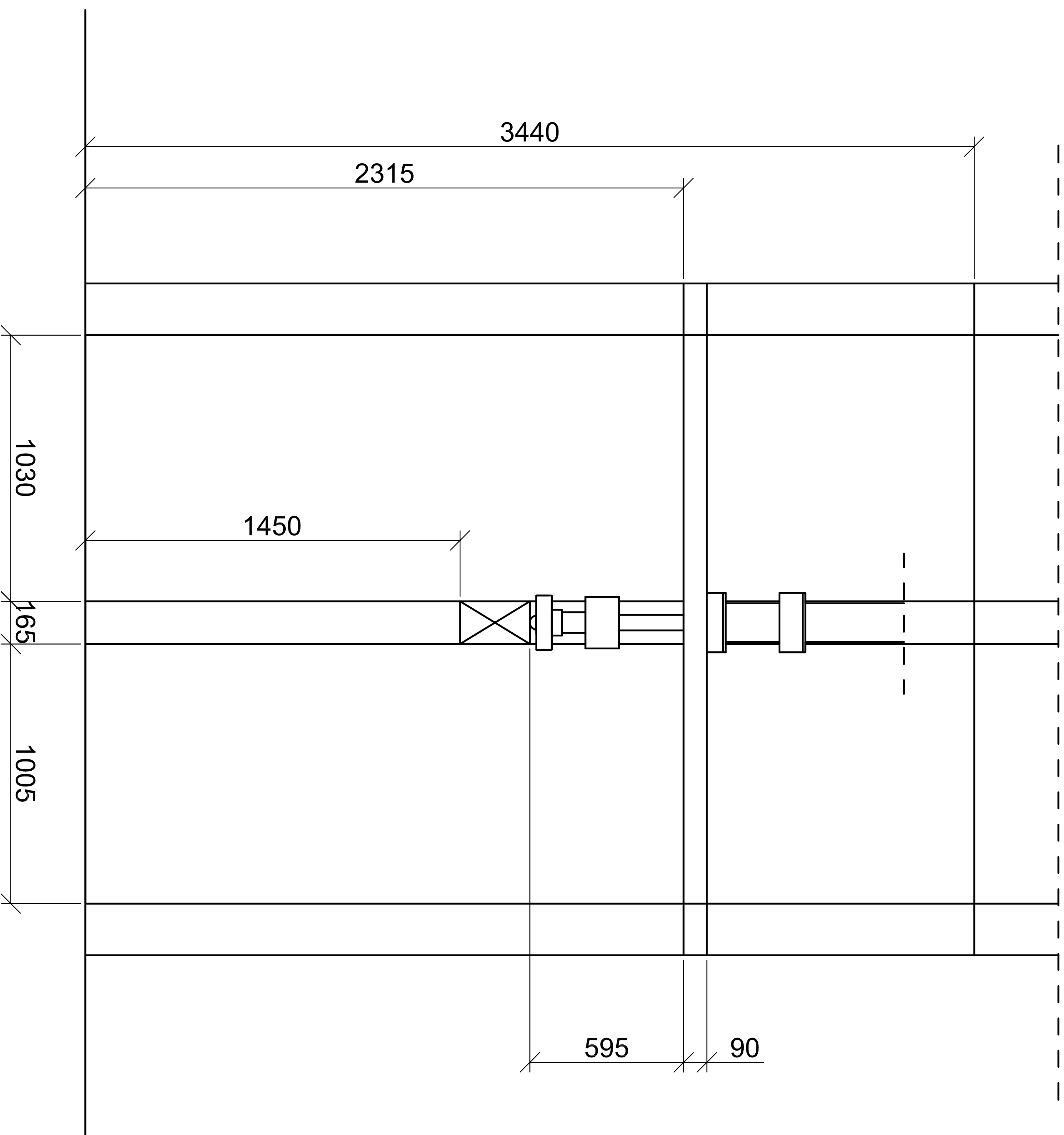
Nina Westerheim

Målestokk:

Dato:

1:10

03.06.13



Merknad:
Den hydrauliske jekken er festet i en stålbjelke som er opplagret mellom to stålsøyler.

Stålbjelken som spenner foran jekken, har som funksjon å avstive jekken sideveis. Jekken er også avstivet av to ståprofil (orientert inn i planet) som er festet i stålbjelken på hver side av jekken. Disse er ikke vist her.

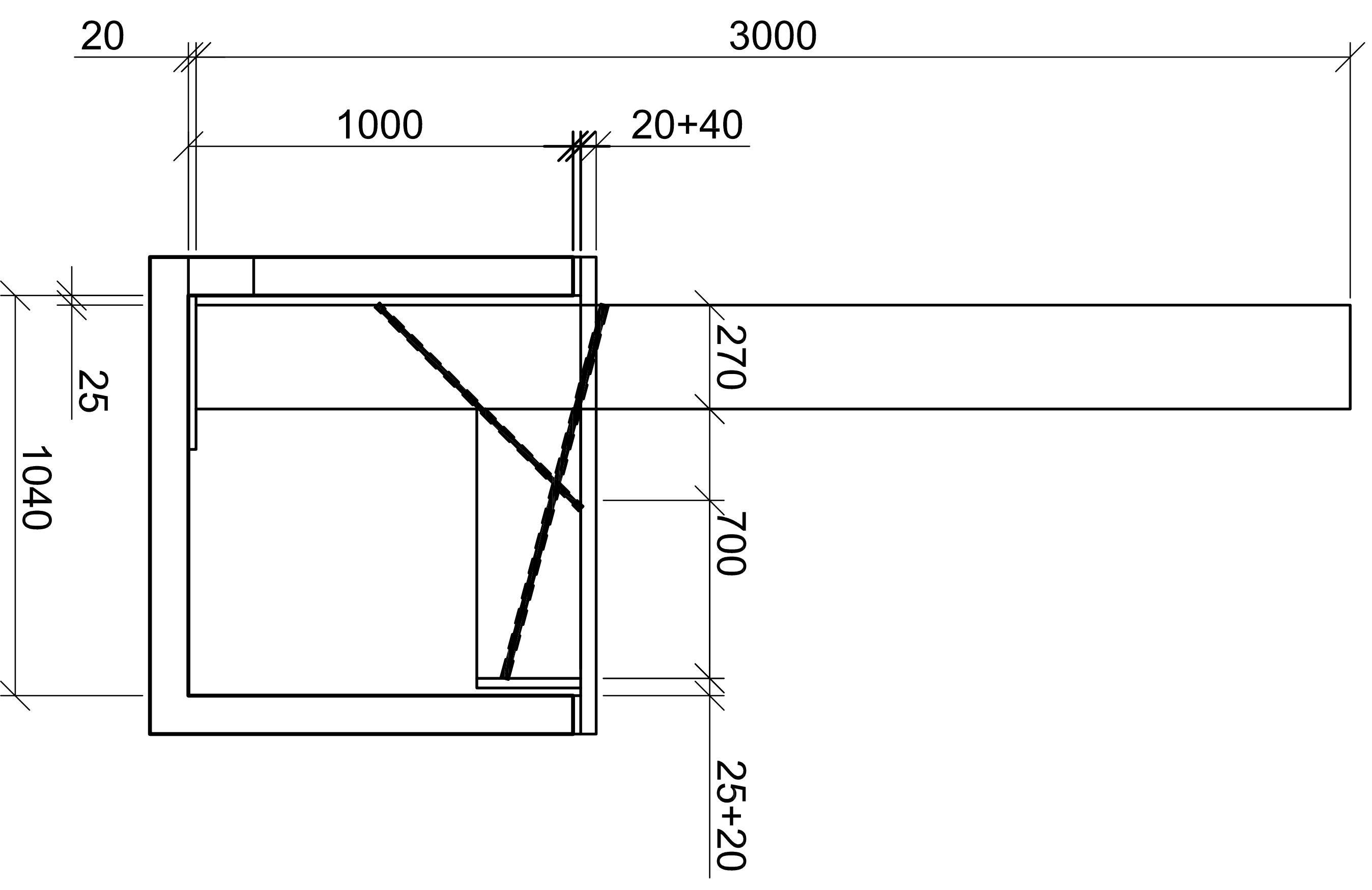
Titte:
Testsystem i referanseforsøk (2)

Mastergradsstudent:

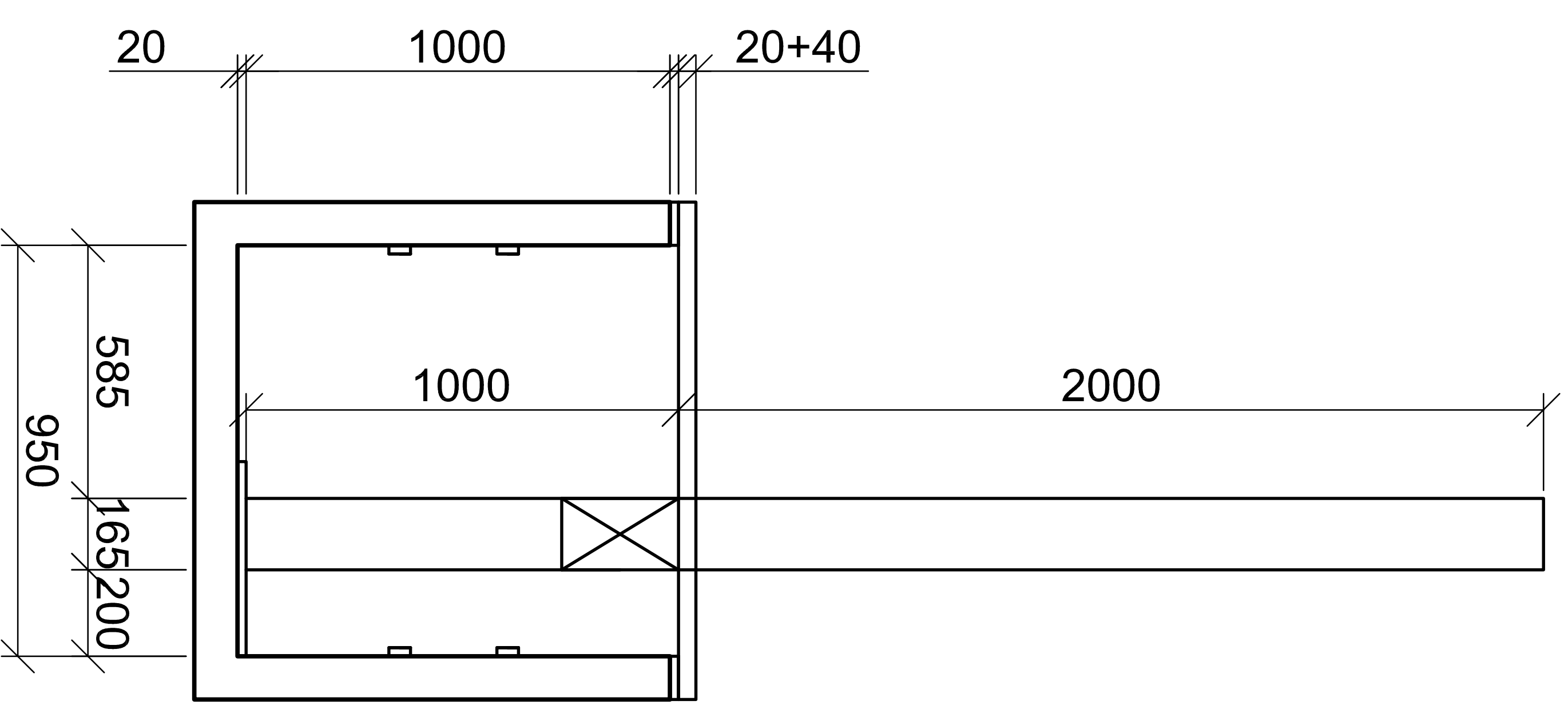
Nina Westerheim

Målestokk: Dato:

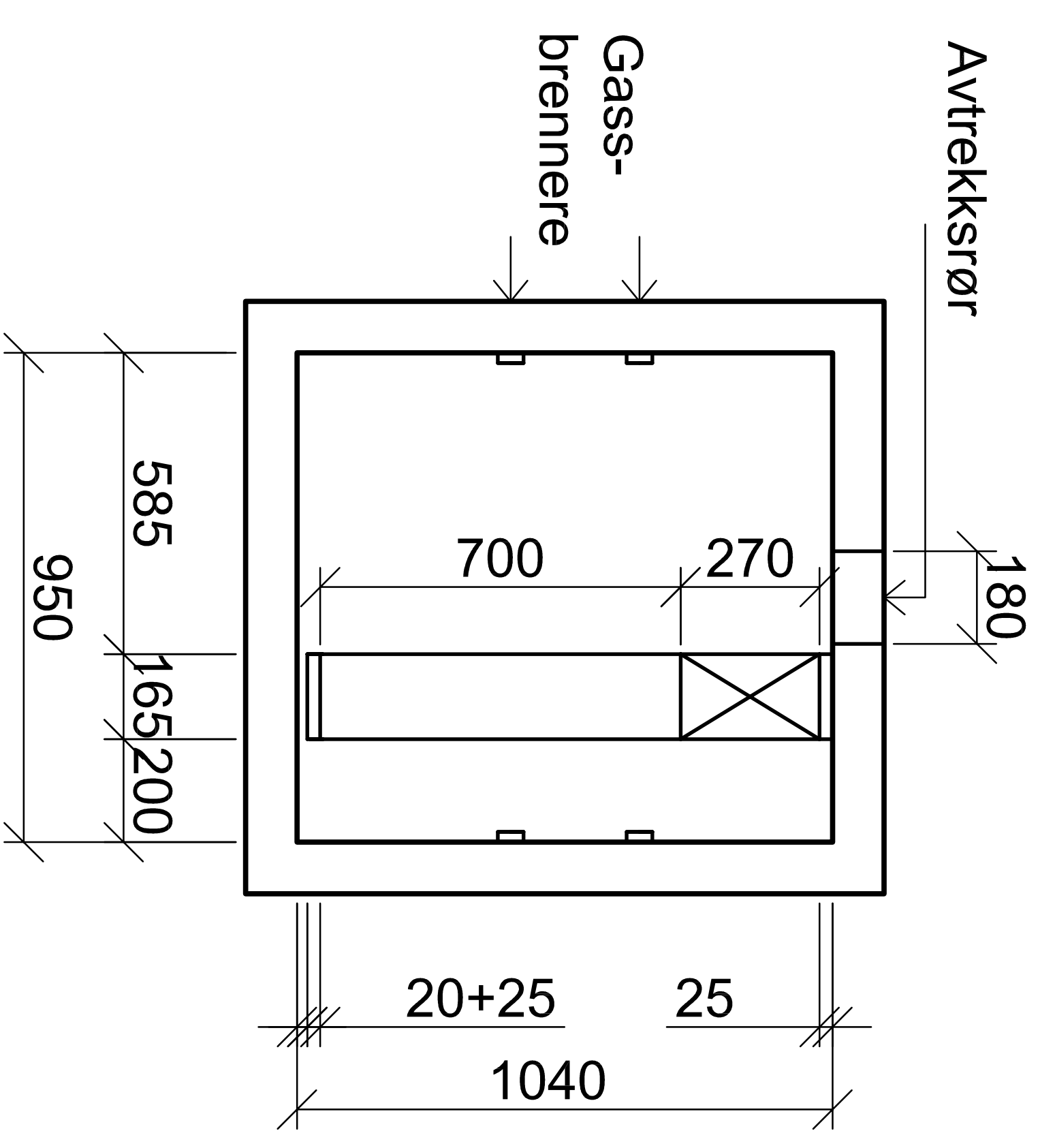
1:10 **04.06.13**



Oppriss av testforbindelse i pilotovn sett fra siden

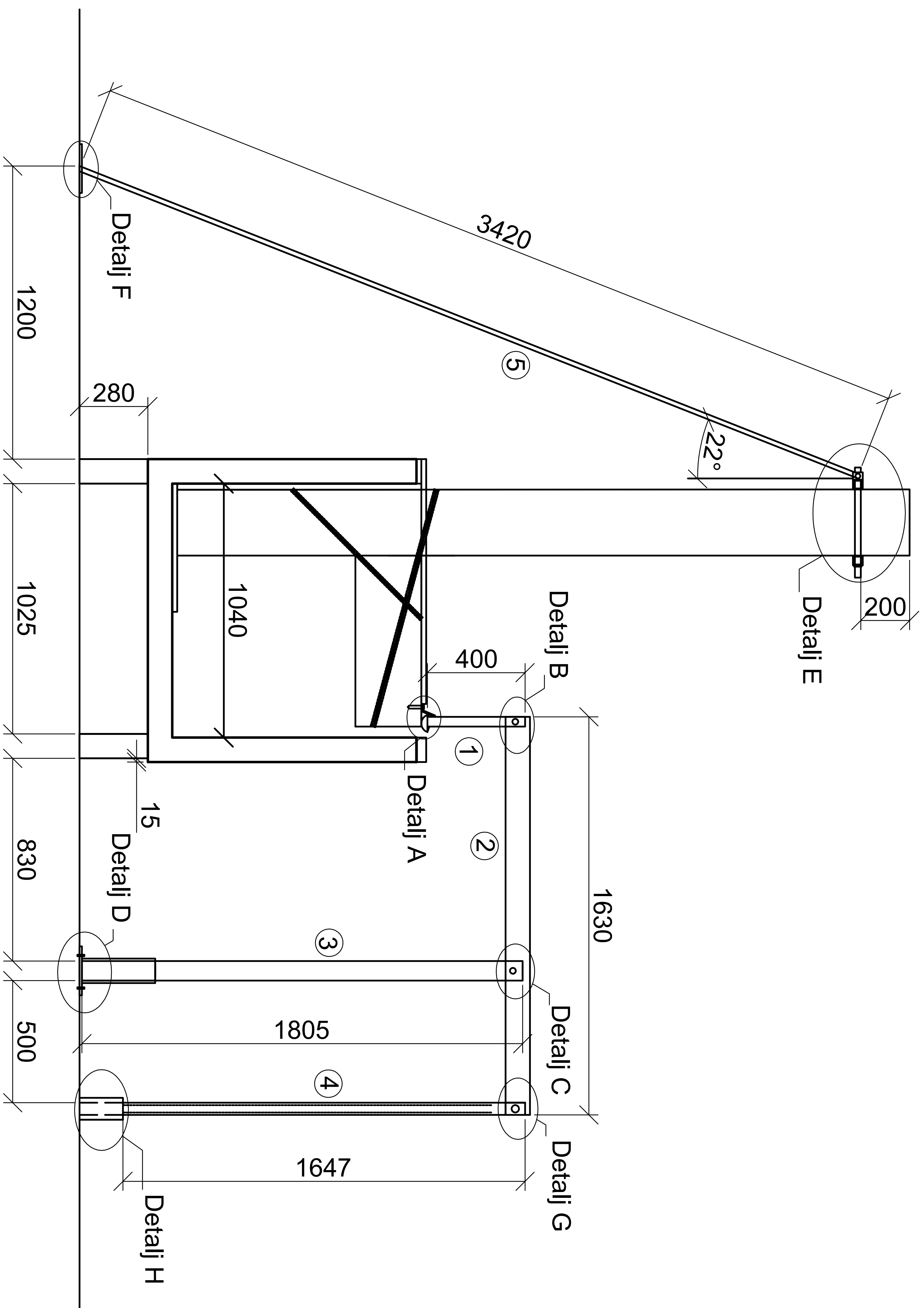


Oppriss av testforbindelse i pilotovn sett forfra

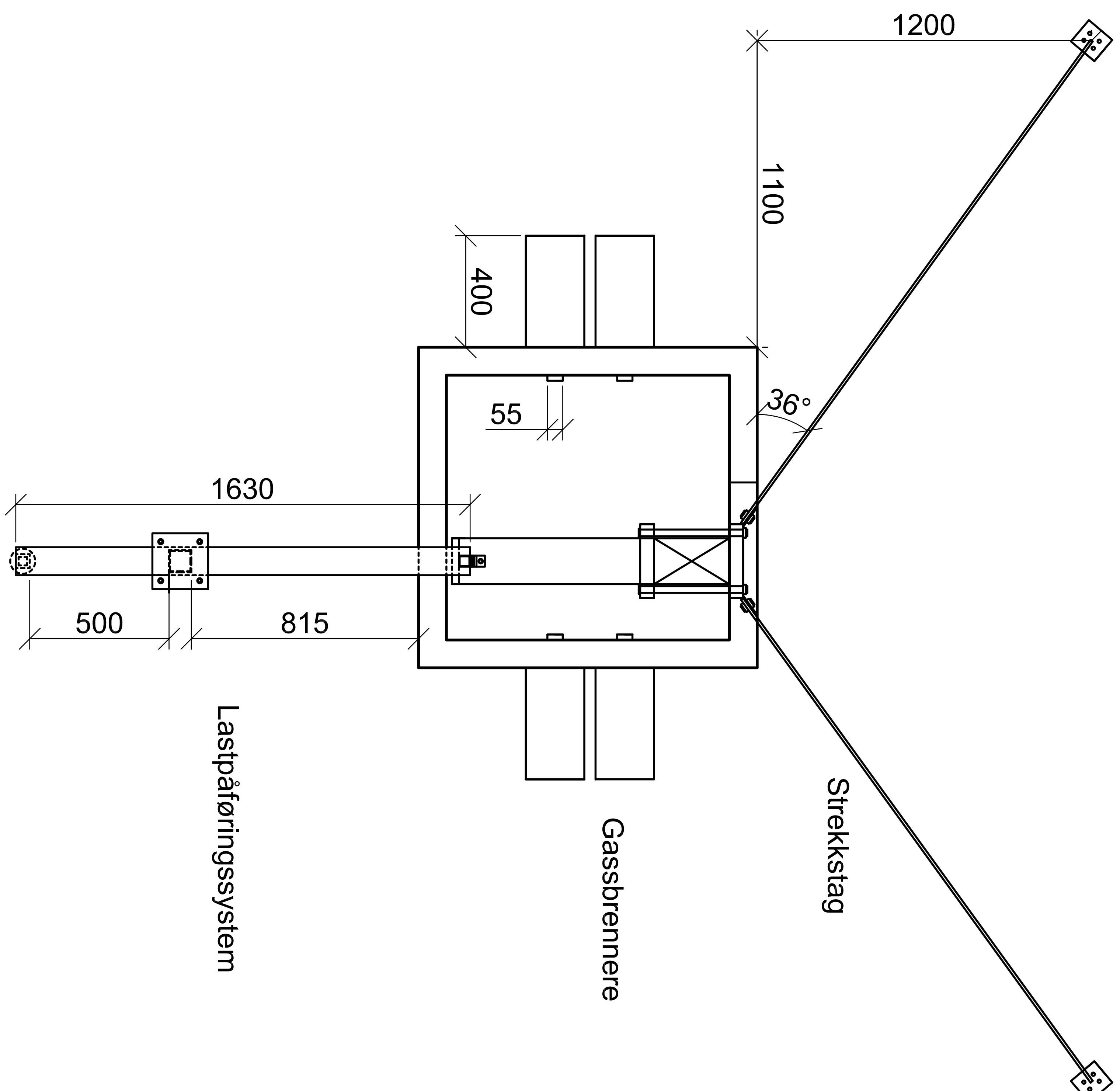


Plantegning av testforbindelse i pilotovn

Tittel: Oppriss og plantegning av testforbindelse i pilotovn	
Mastergradsstudent: Nina Westerheim	
Målestokk: 1:10	Dato: 04.06.13



Titel: Testsystem i brannforsøk	
Mastergradsstudent: Nina Westerheim	
Målestokk: 1:10	Dato: 04.06.13



Titel:

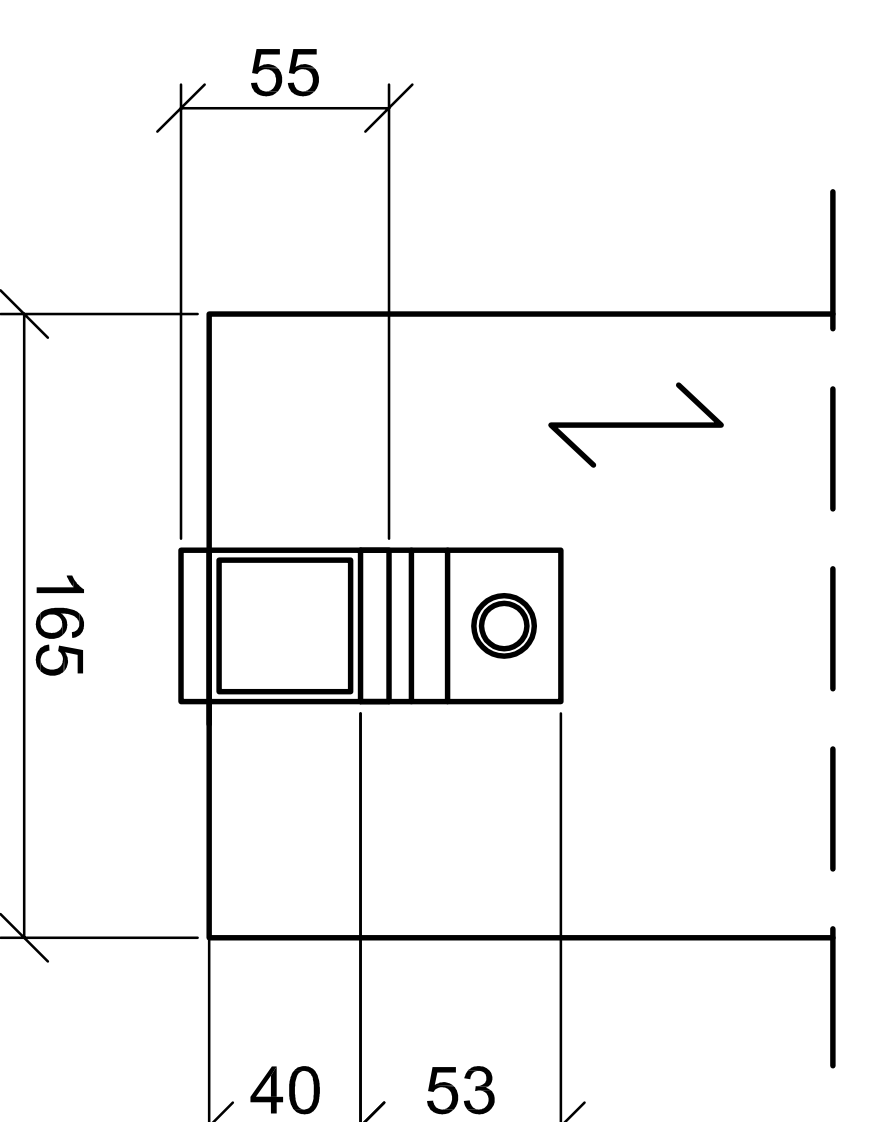
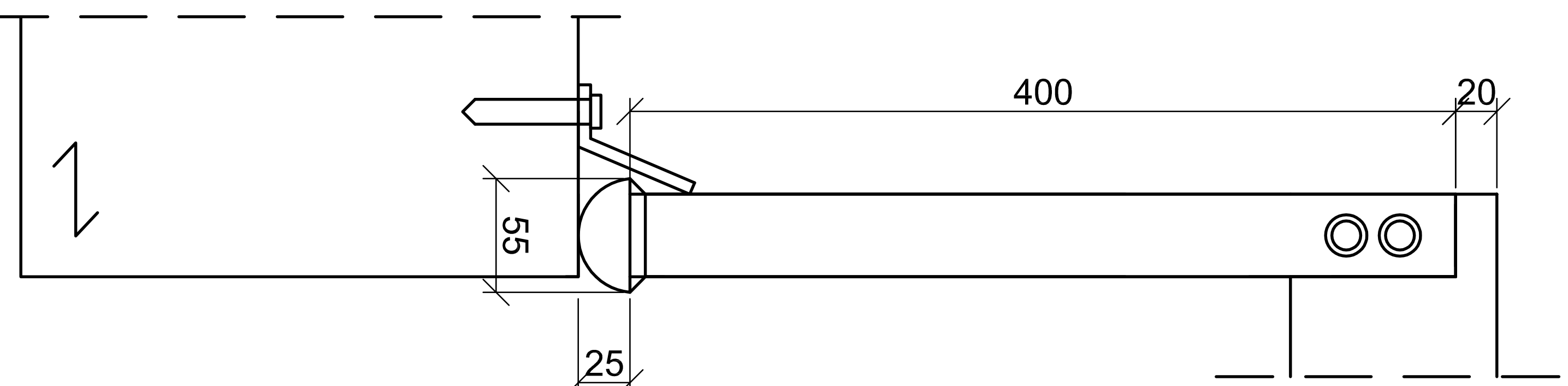
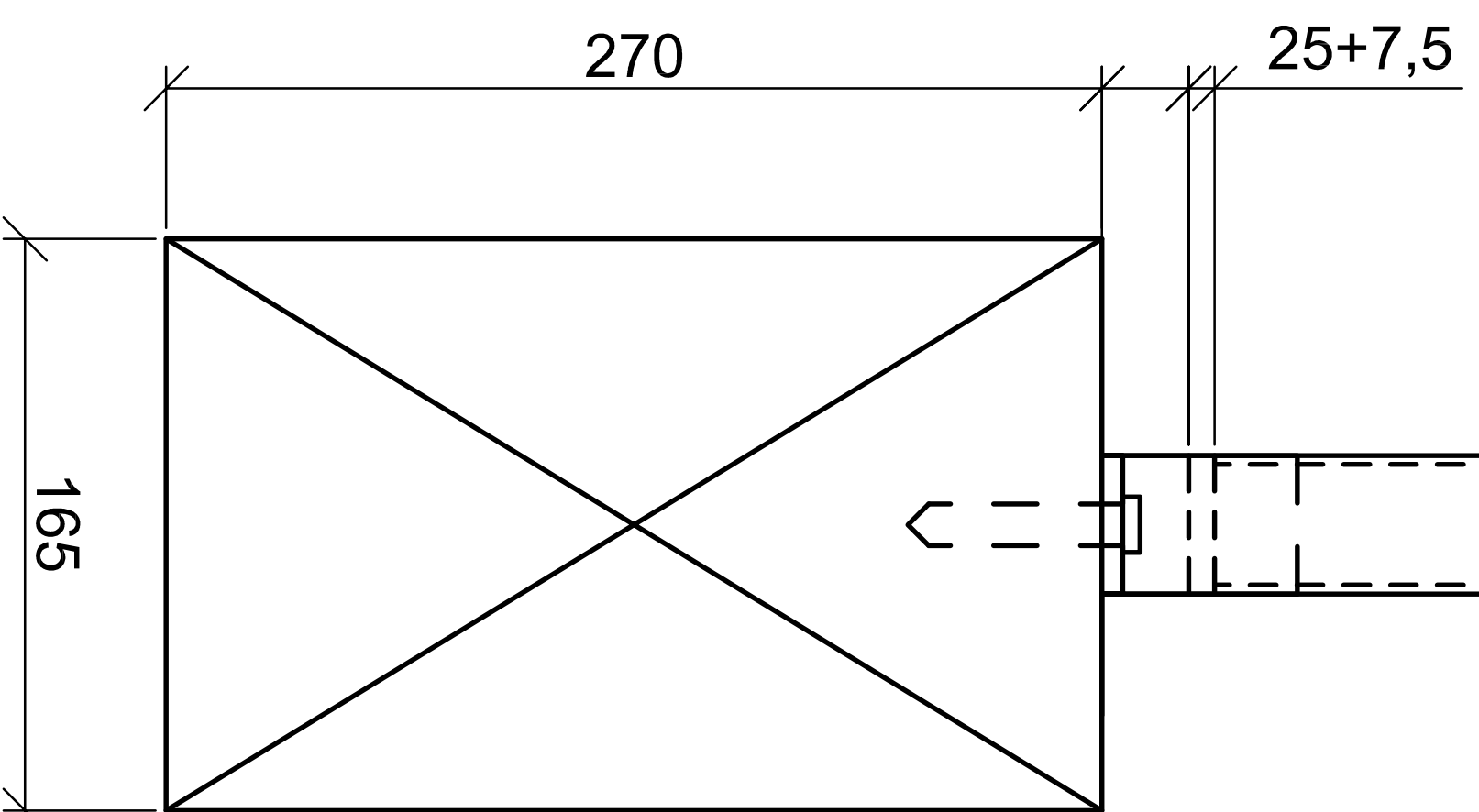
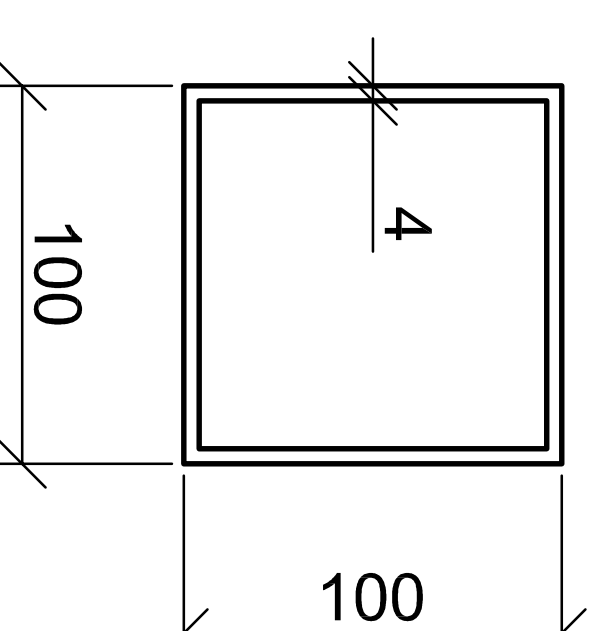
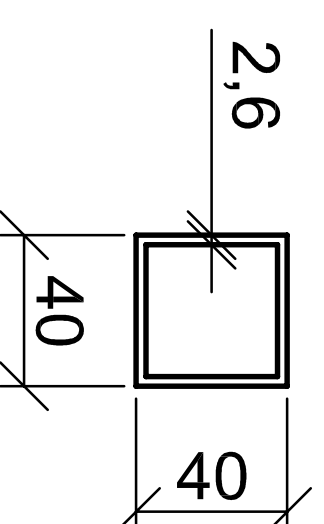
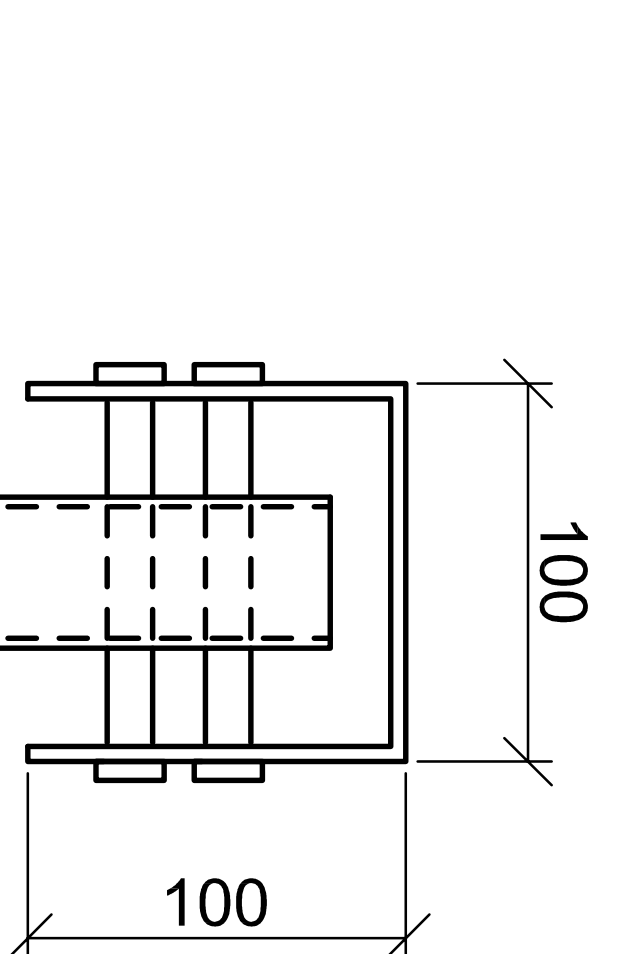
Plantegning av lastpårings- og avstivningssystem

Mastergradsstudent:

Nina Westerheim

Målestokk: Dato:

1:10 04.06.13



Merknad:
 Det benyttes 1 bolt M12 i leddet mellom ståbjelke og stålsøyle.

To hull er skjært ut, slik at det er mulig å justere eventuelle skjevstillingsproblemer ved montering av lastpåringsystem.

En vinkel er sveist fast i søylen og festet i limtrebjelken ved hjelp av en skrue.

Halvmånen er sveist fast i stålsøylen.

Oppriss framside

Oppriss side

Plan

Tittel:
Detalj A

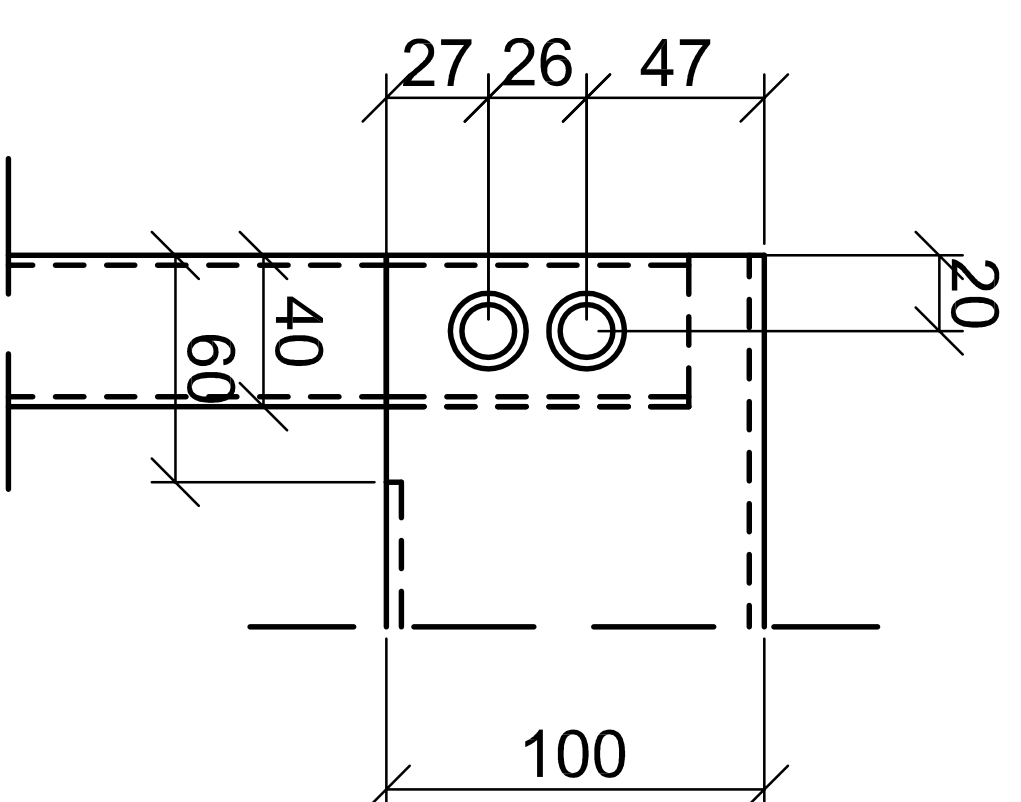
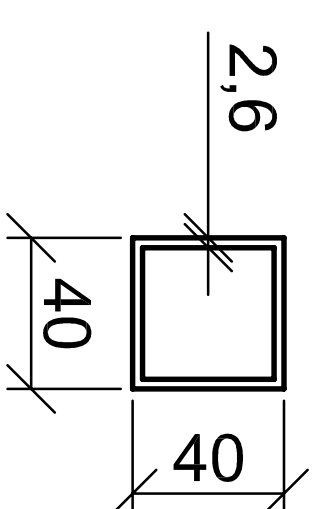
Mastergradsstudent:

Nina Westerheim

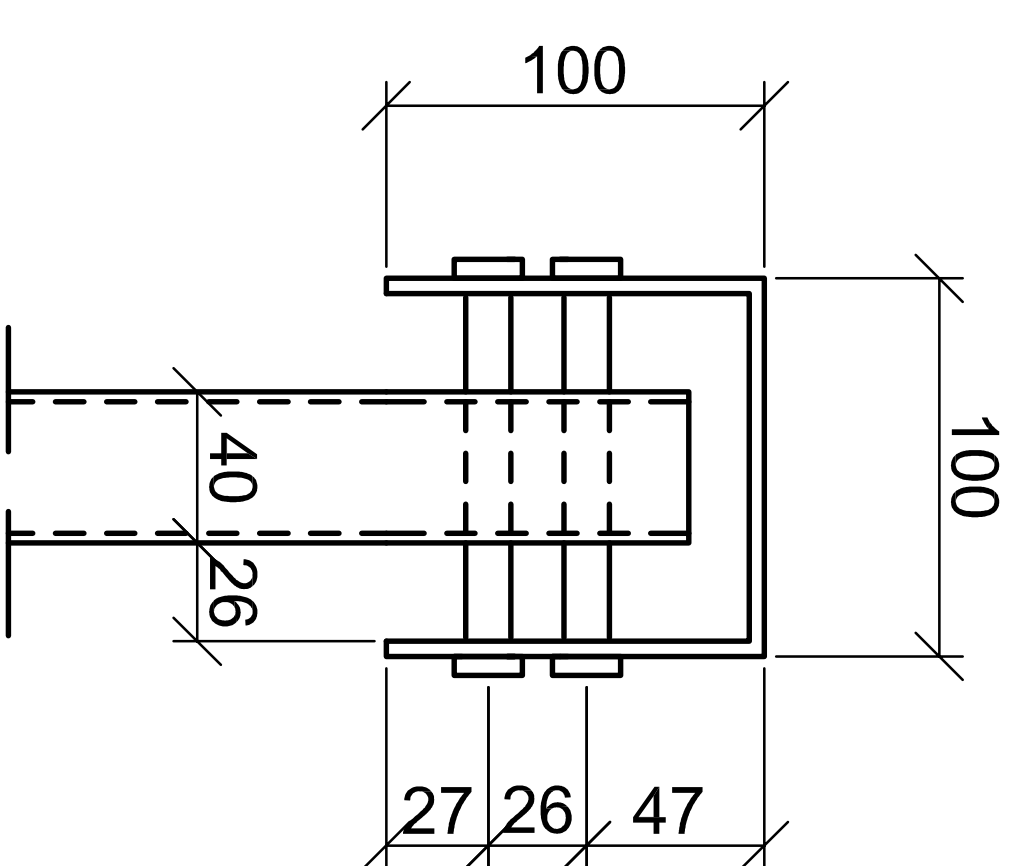
Målestokk: Dato:

1:2 04.06.13

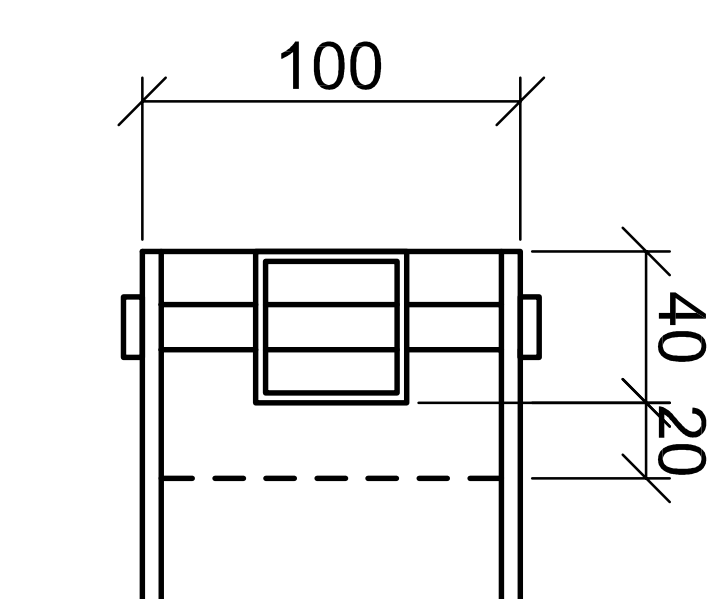
Merknad:
 Det benyttes 1 bolt M12 i hvert ledd mellom stålbejle og stålsøyle. To hull er skjært ut, slik at det er mulig å justere eventuelle skjevstillingsproblem ved montering av lastpåføringssystem.



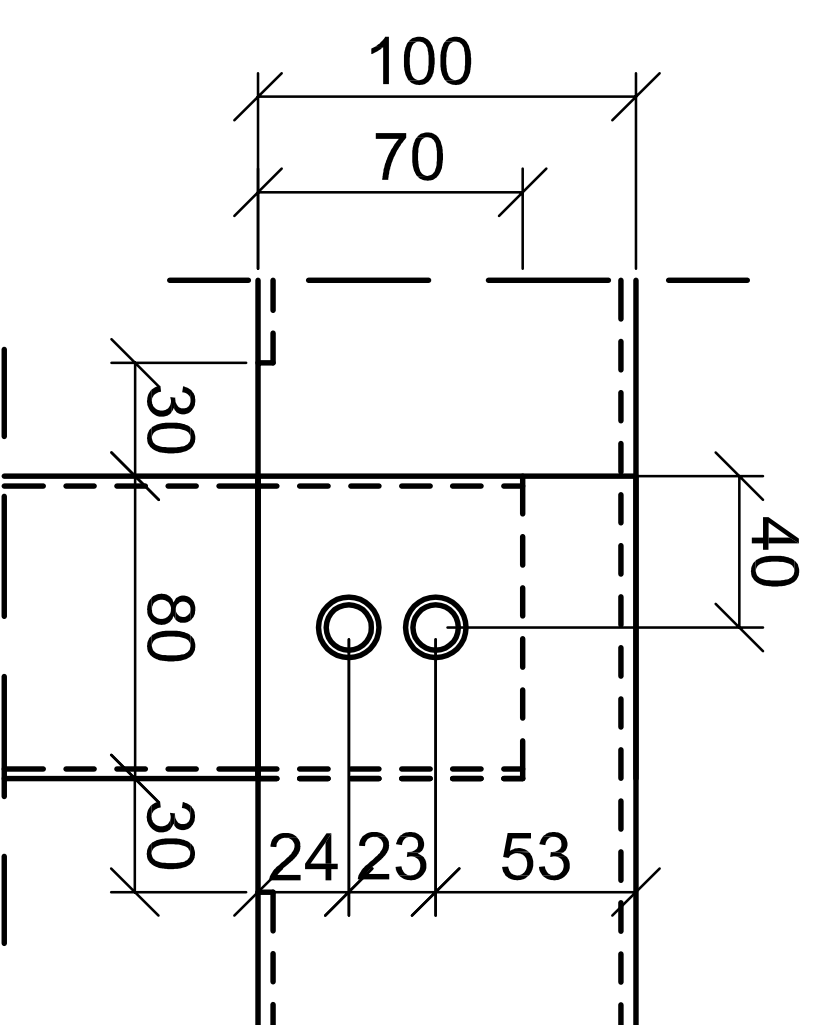
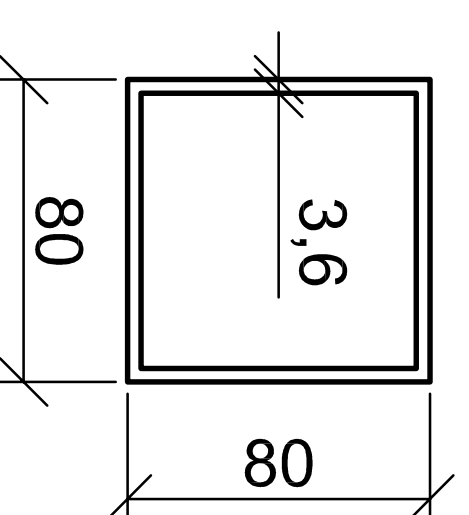
Detail B: Oppriss side



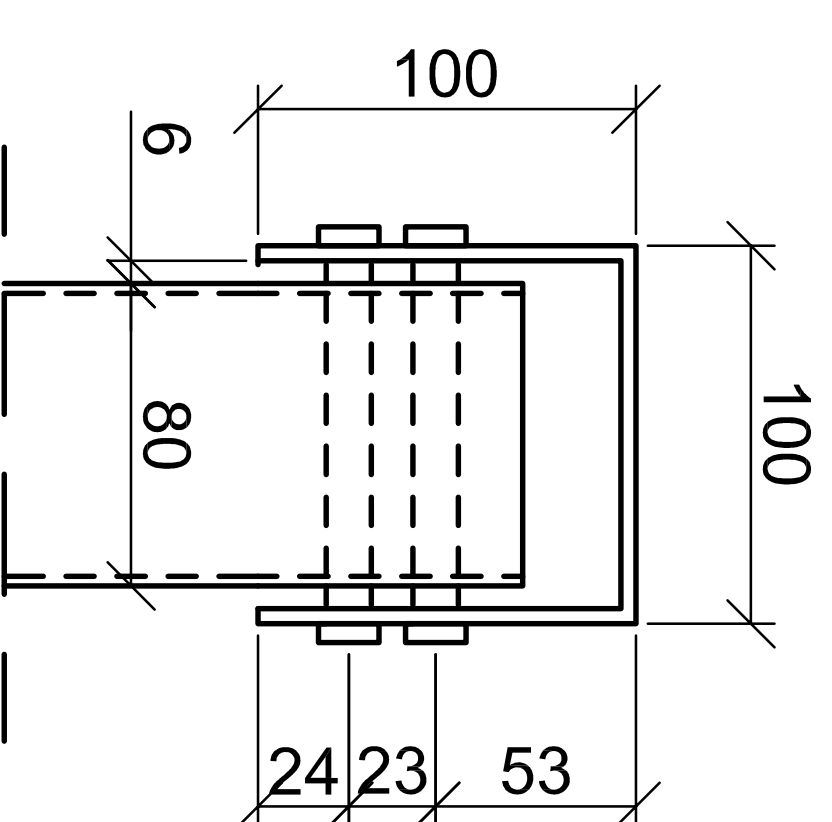
Detail B: Oppriss framside



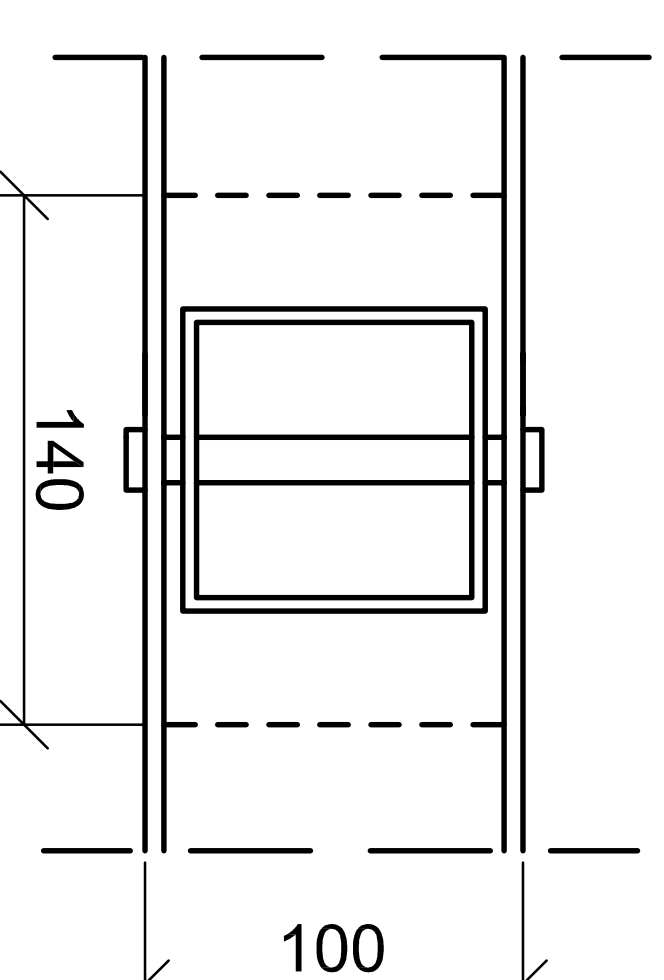
Detail B: Plan



Detail C: Oppriss side



Detail C: Oppriss framside



Detail C: Plan

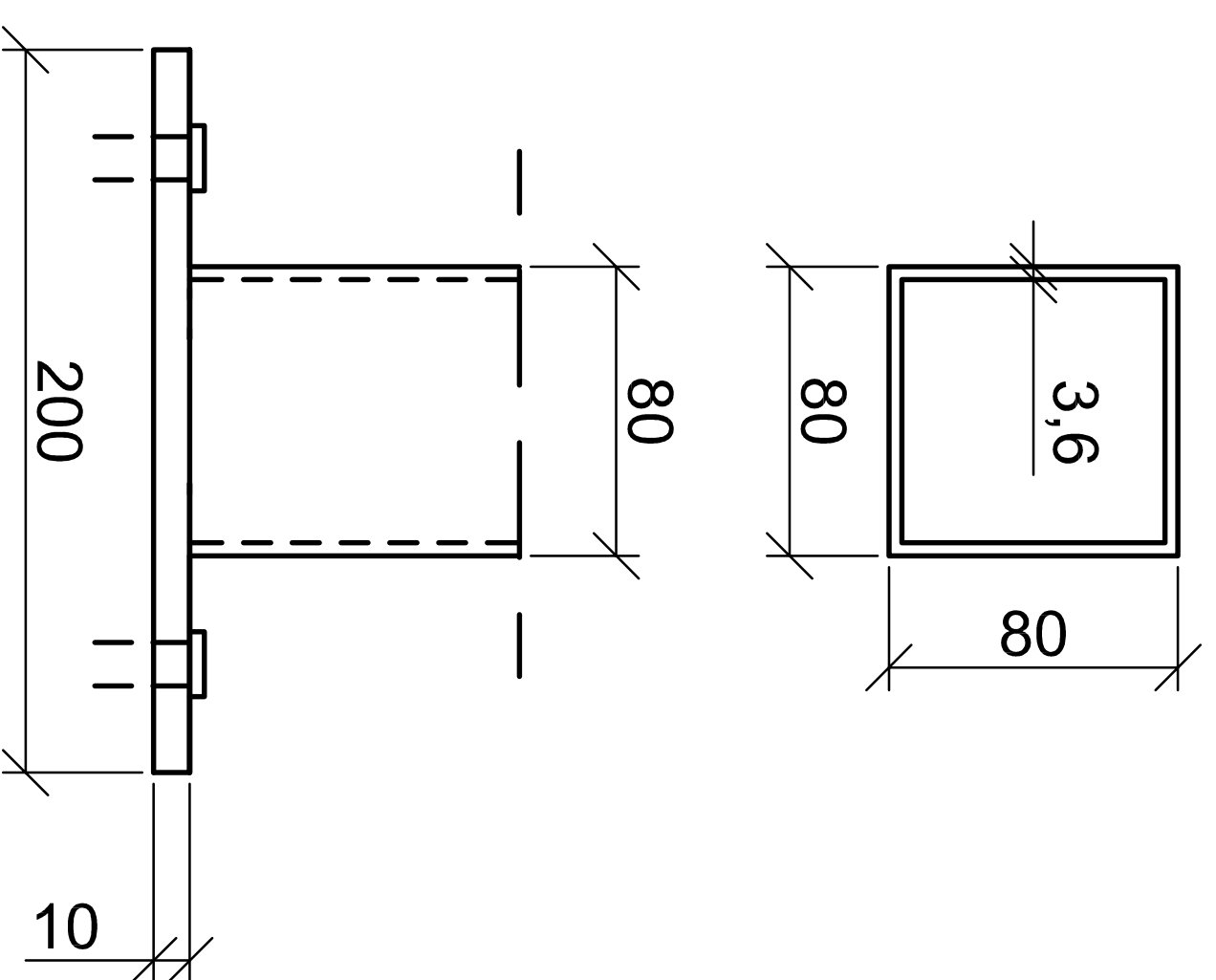
Tittel:
 Detalj B og Detalj C

Mastergradsstudent:

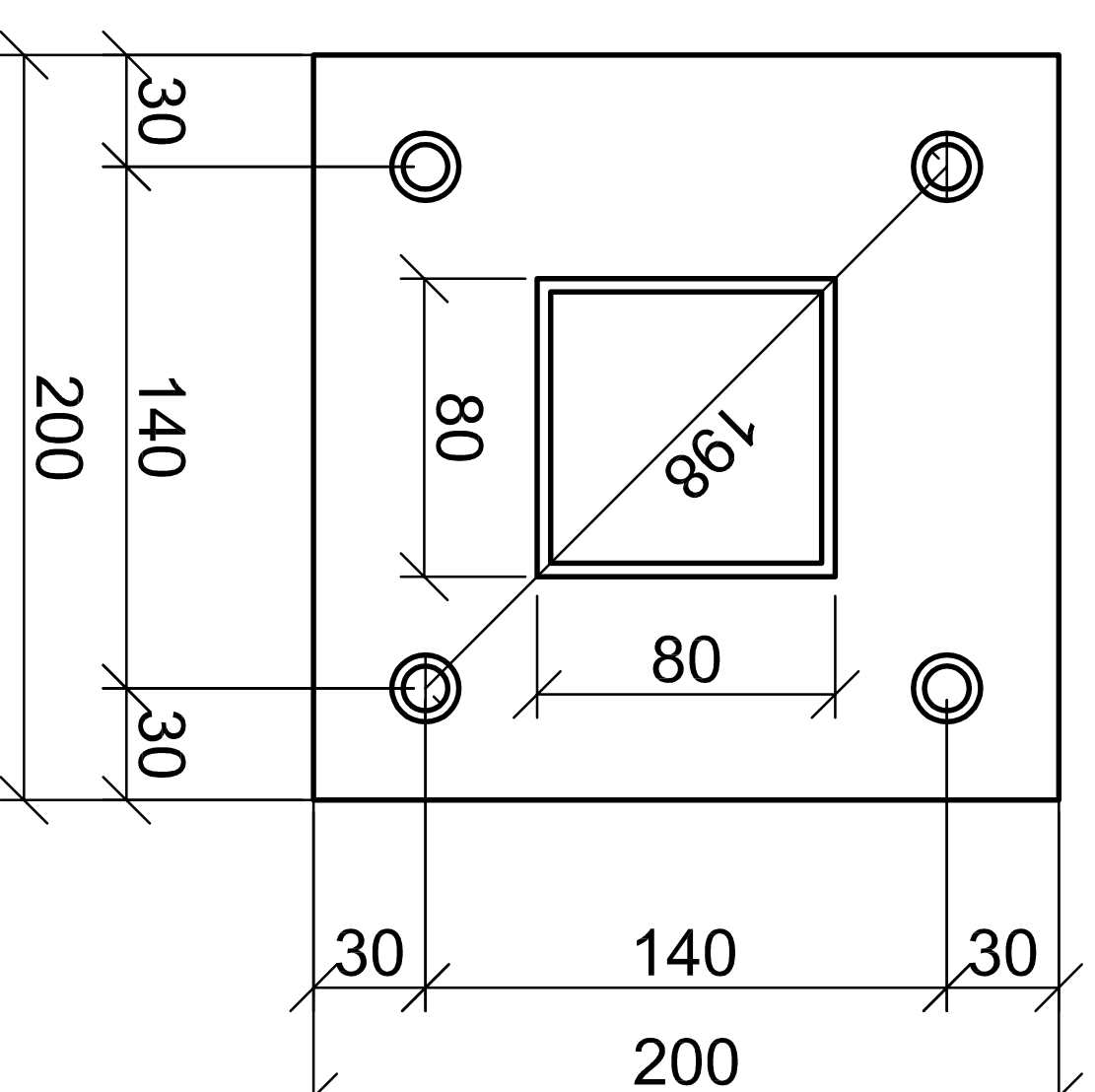
Nina Westerheim

Målestokk: Dato:

1:2 04.06.13

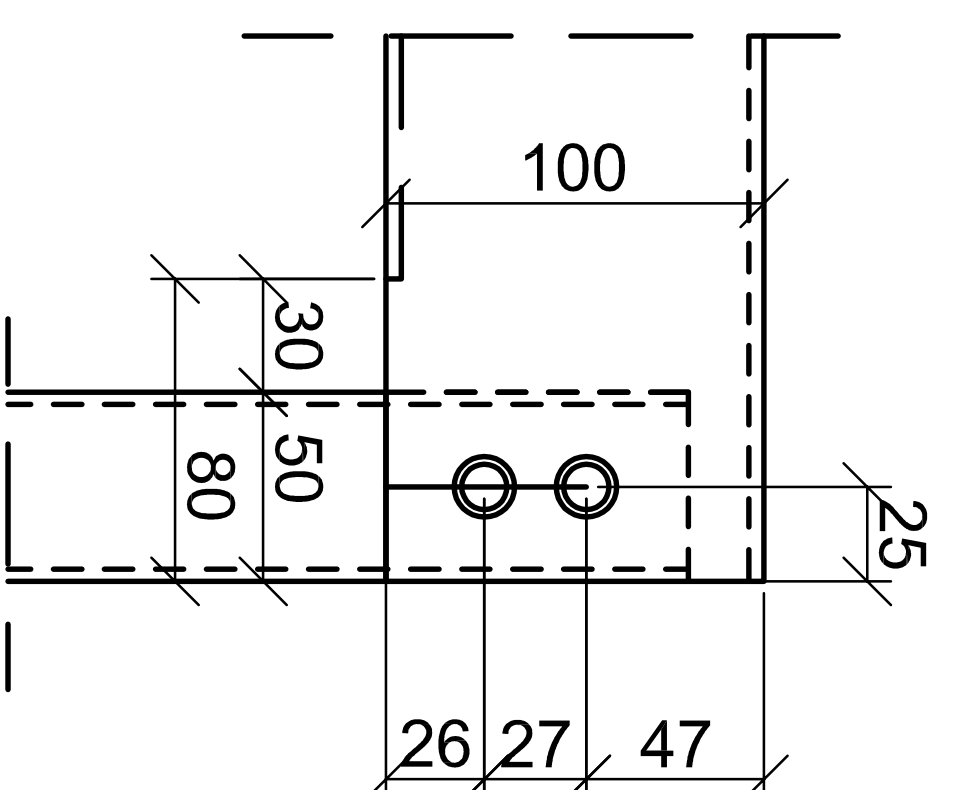
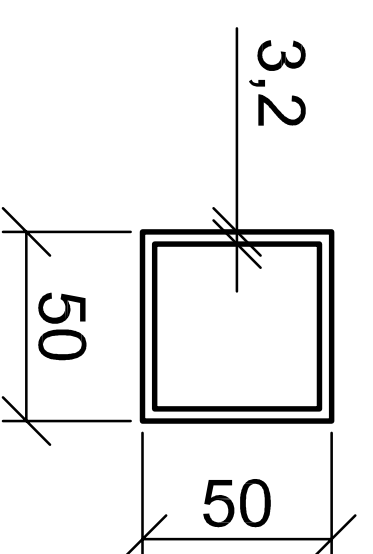


Detalj D: Oppriss

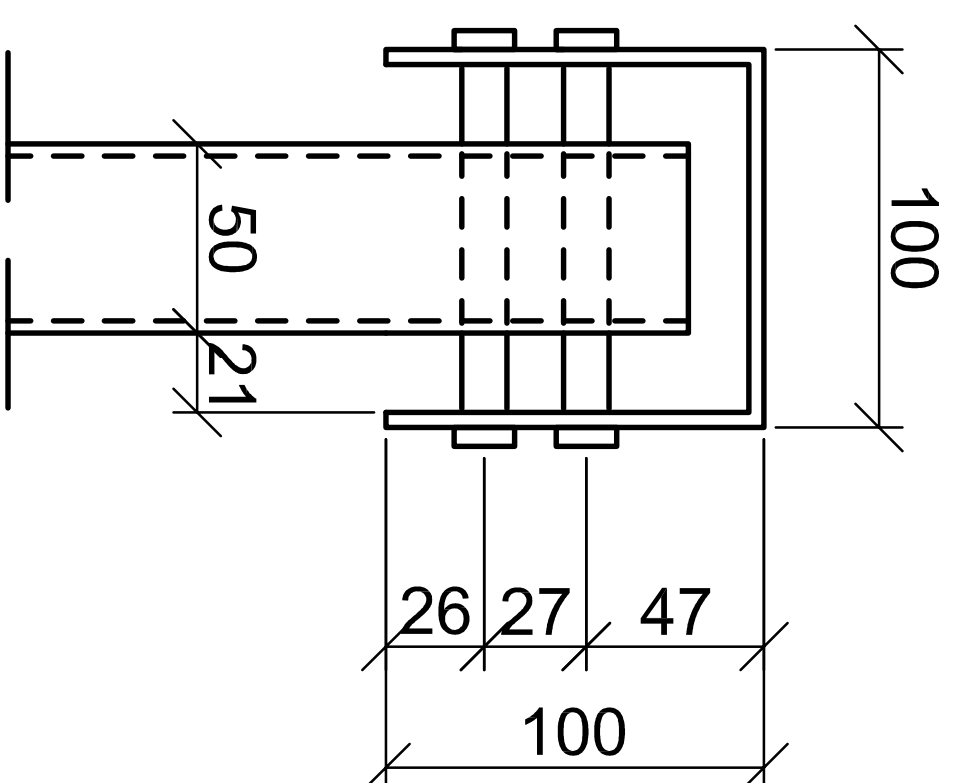


Detalj D: Plantegning av søyle med fotplate

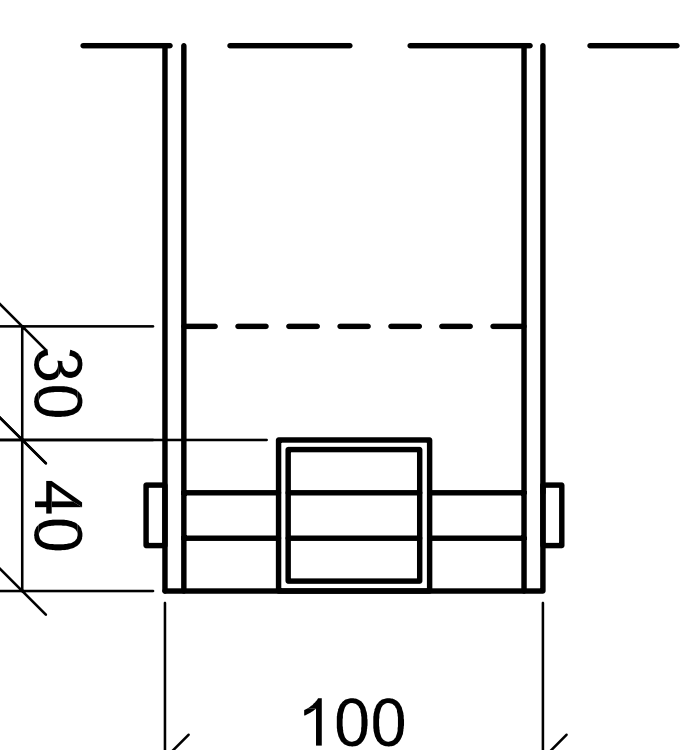
Merknad:
 4 stk M16
 ekspansjonsbolter
 festes i betonggulvet i
 detalj D.
 Stålplaten er sveist fast i
 søylen.
 Det benyttes 1 bolt M12
 i leddet mellom
 stålbejelke og stålsøyle.
 To hull er skjært ut, slik
 at det er mulig å justere
 eventuelle
 skjevstillingsproblem
 ved montering av
 lastpåføringssystem.



Detalj G: Oppriss side



Detalj G: Oppriss framside

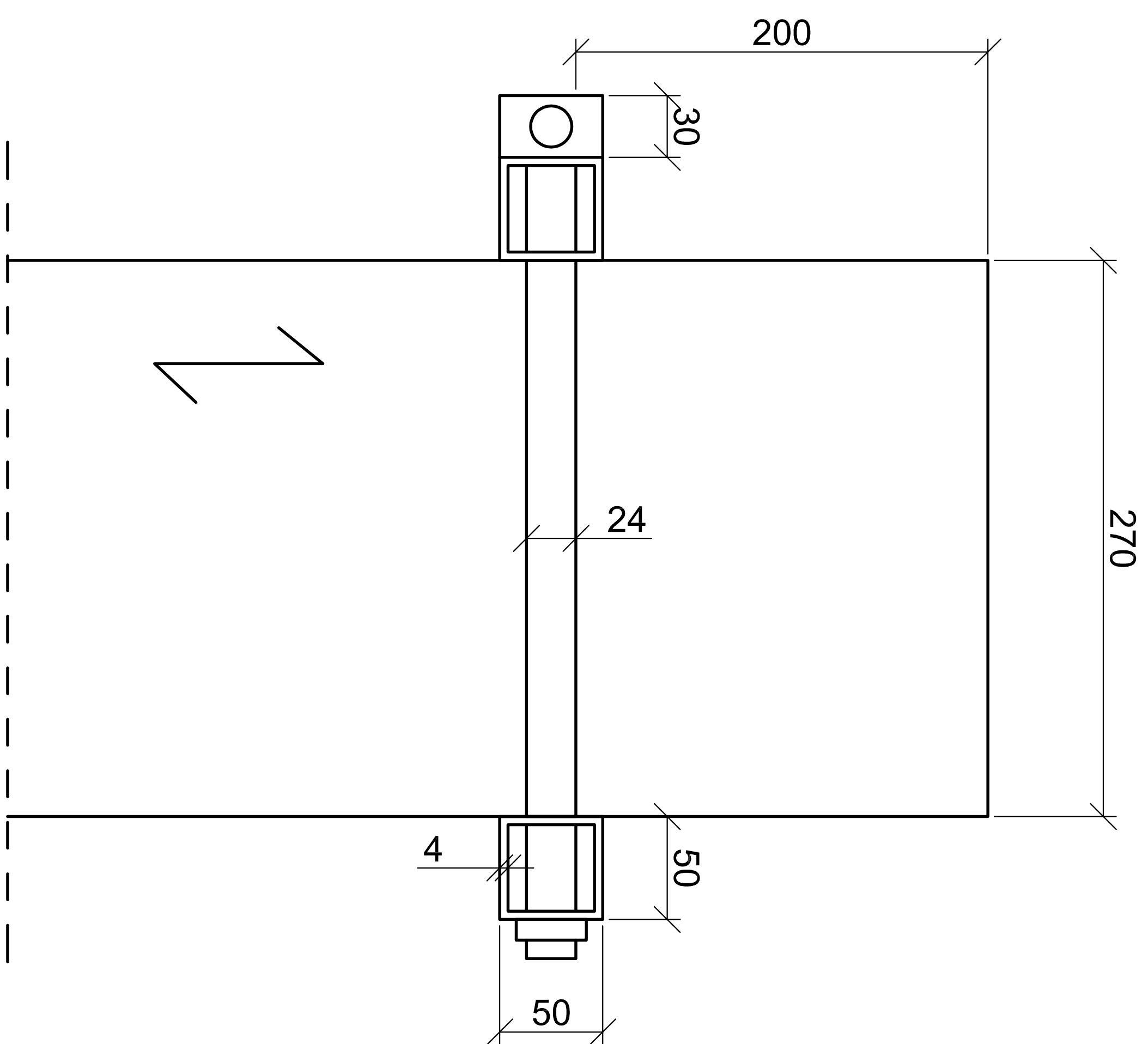


Detalj G: Plan

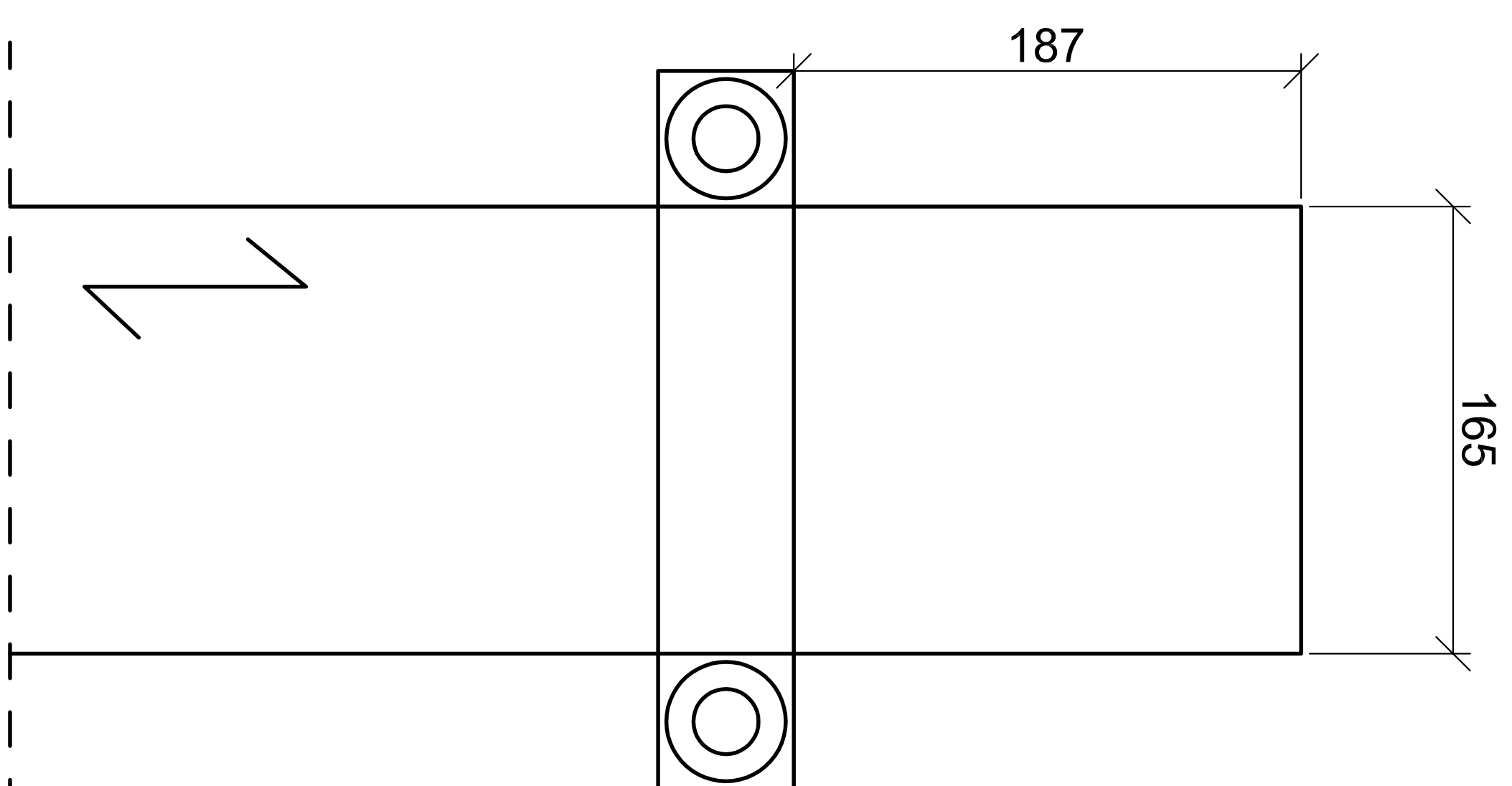
Tittel: Detalj D og Detalj G	
Mastergradsstudent: Nina Westerheim	
Målestokk: 1:2	Dato: 04.06.13

Merknad:
Det benyttes to
gjengestag med
diameter M24.

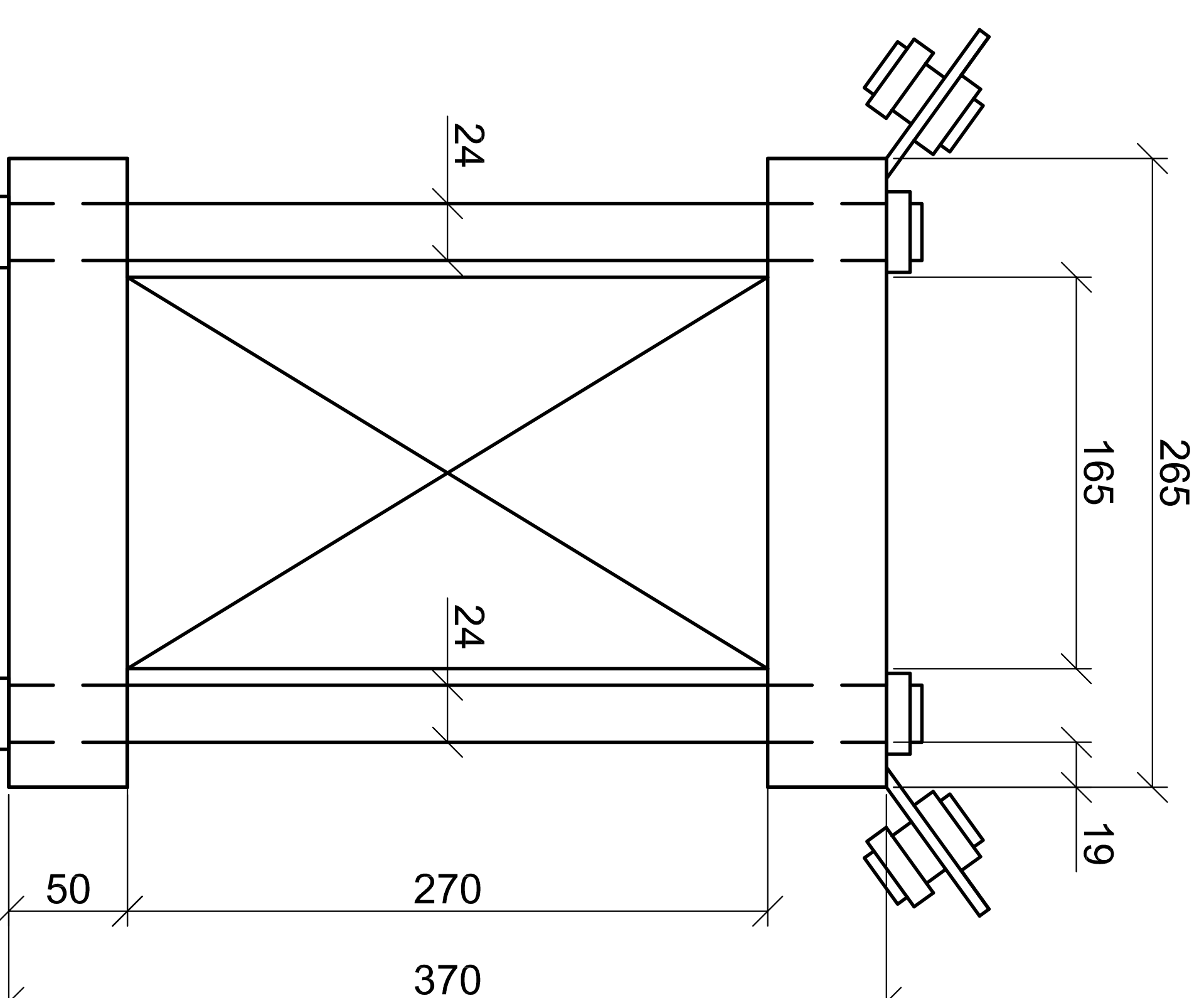
Strekkestag festes i hver
festeanordning som er
sveist fast i det ene
hulprofillet.



Oppriss side



Oppriss framside



Oppriss side

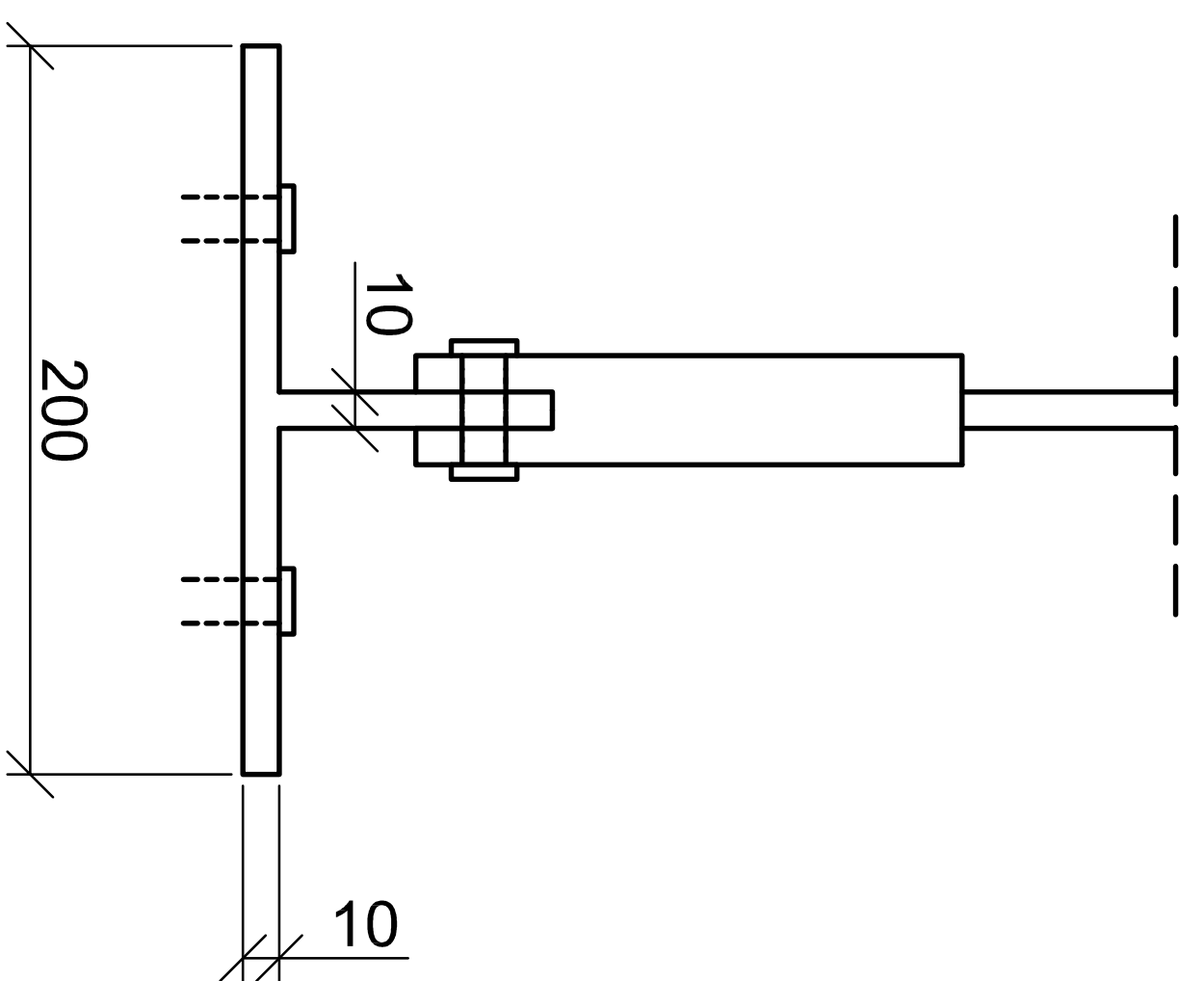
Tittel:
Detalj E

Mastergradsstudent:

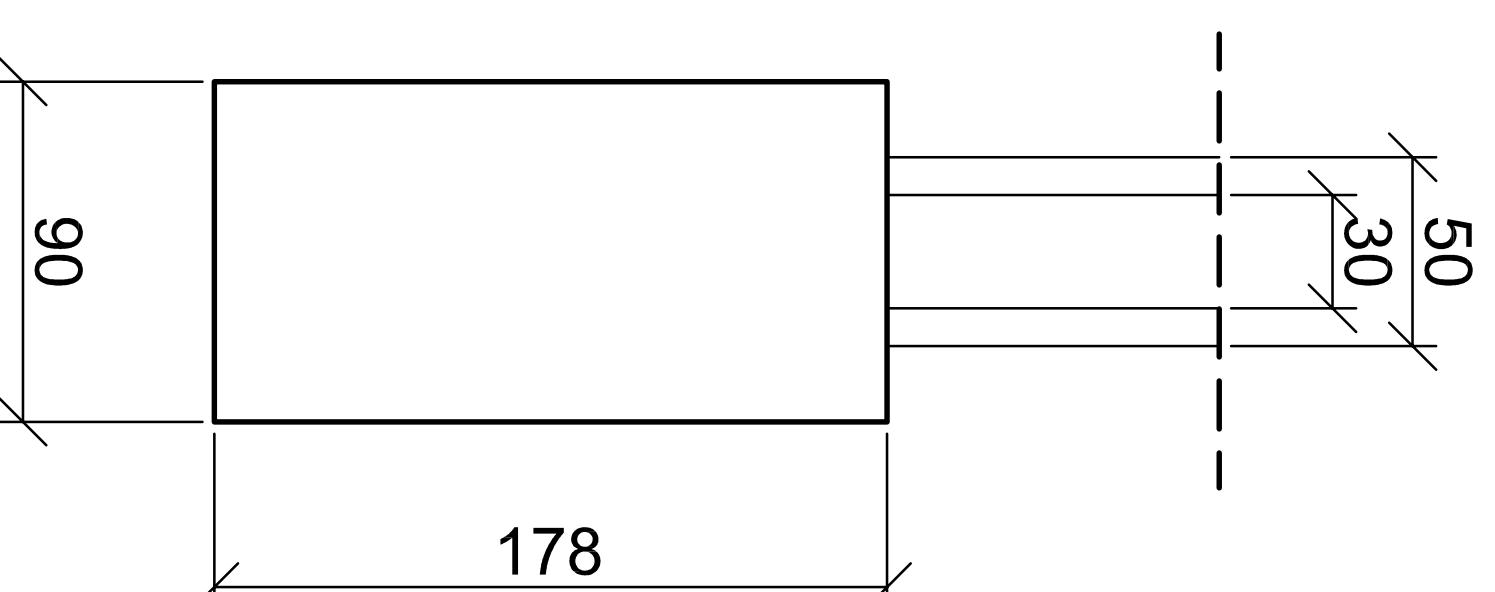
Nina Westerheim

Målestokk: Dato:

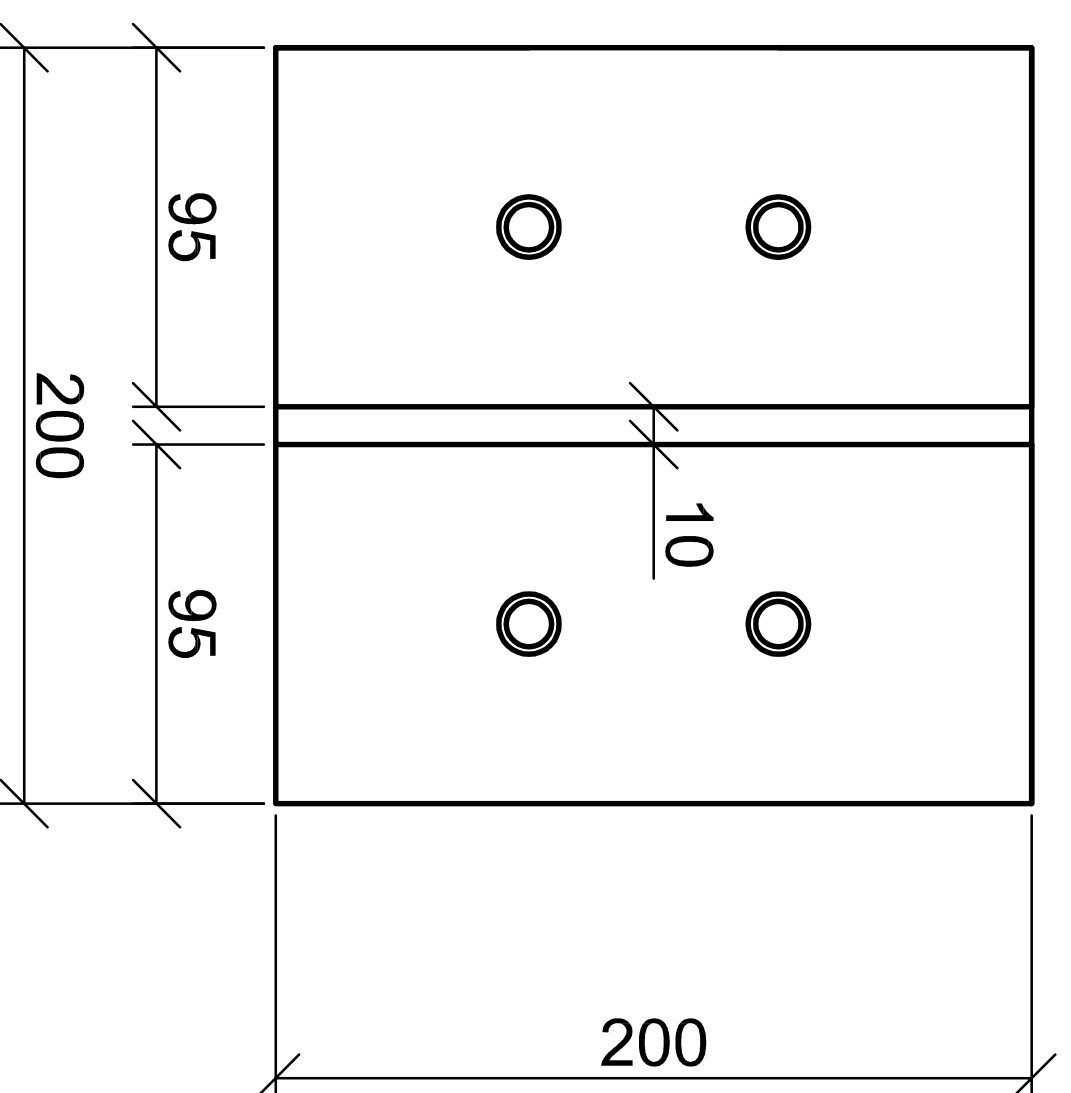
1:2 04.06.13



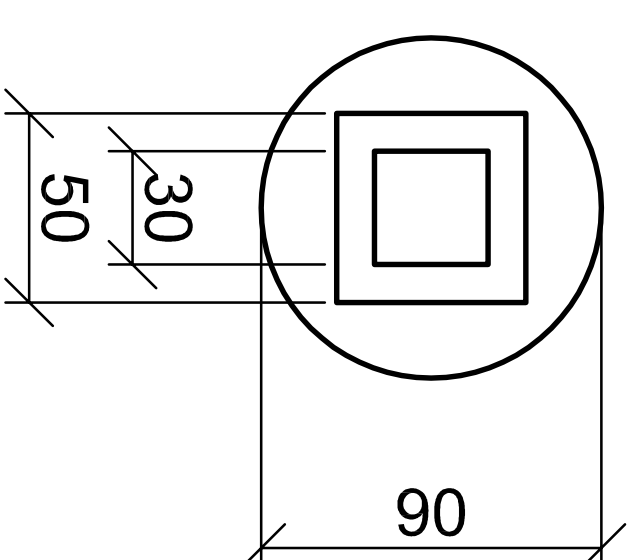
Detailj F: Oppriss av vinkel feste til strekksstag



Detailj H: Oppriss av stålsøyle med jekk



Detailj E: Plantegning av vinkelfeste til strekksstag



Detailj H: Plantegning av stålsøyle med jekk

Merknad:

Det benyttes 2 stk ekspansjonsbolter M16 til feste av hver vinkelplate i betonggulv.

Strekksstag festes i vinkelplaten som vist i detalj F.

Stålsøyle med diameter 30 mm monteres fast i jekken og tres inn i kvadratisk stålsøyle med dimensjoner 50x50 mm.

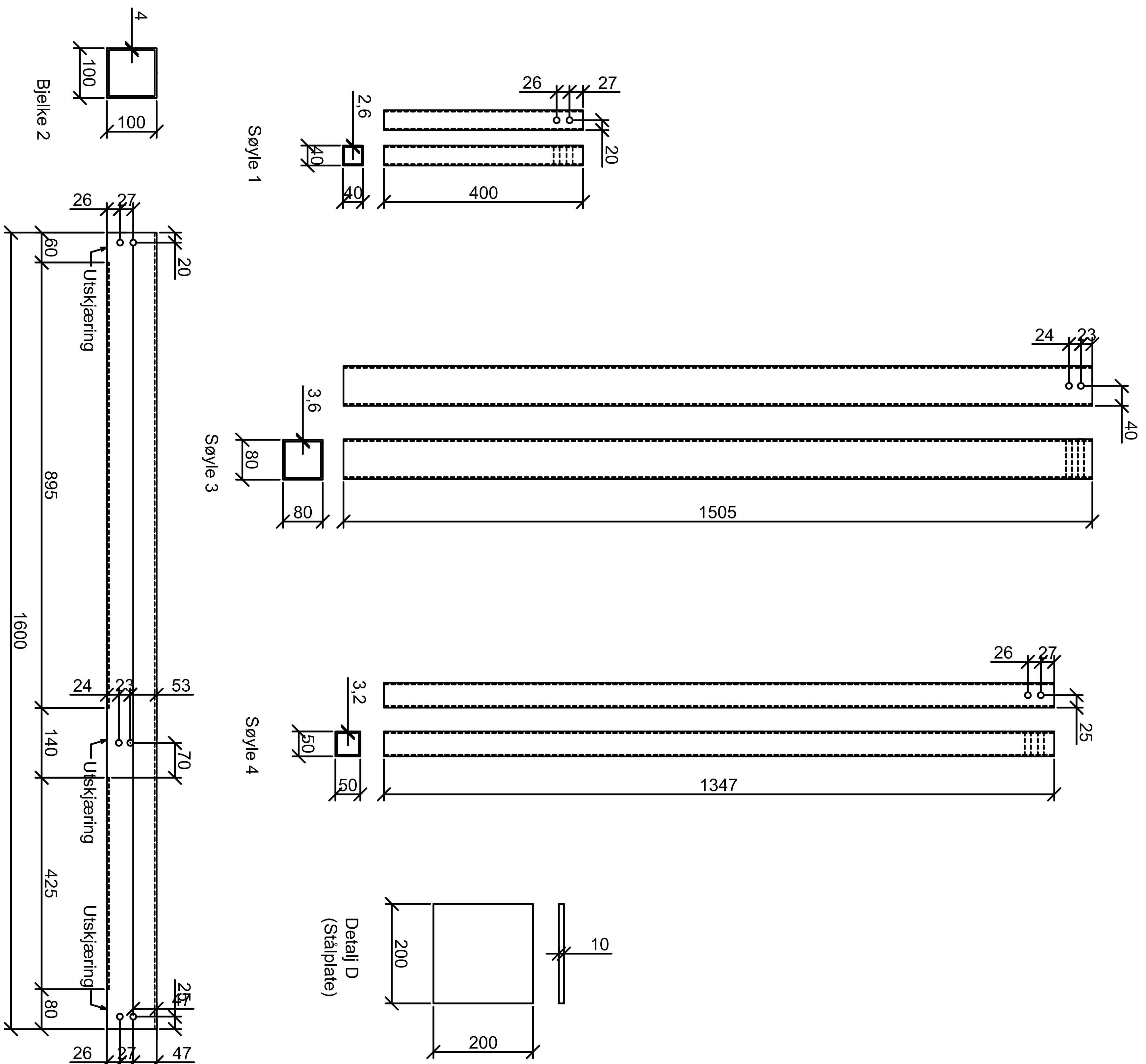
Tittel:
Detailj F og H

Mastergradsstudent:

Nina Westerheim

Målestokk: Dato:

1:2 04.06.13



Merknad:
 3 bolter M12 (ledd B, C og G).
 8 ekspansjonsbolter M12 (4 stk: stålplate, 2x2 stk: strekkstag).

2 gjengestenger, L=310mm (detalj E).
 2 bolter til feste av strekkstag i detalj E.

8 hylser for feste rundt bolter i detalj B, C og G.
 Sveis a-mål 4mm.

2 Strekkstag, d=20mm, L=3420mm.

Tittel:
 Elømtoversikt lastsystem

Mastergradsstudent:

Nina Westerheim

Målestokk:

1:5

Dato:

09.06.13

Vedlegg 11

Ansvarsfordeling SINTEF NBL/NTNU

1 Ansvarsfordeling for innskaffing av nødvendig utstyr

Listen under gir en oversikt over det nødvendige utstyret som det er behov for i forbindelse med gjennomføring av brannforsøk ved SINTEF NBL. Listen er delt opp etter hvilke aktører som skaffer til veie utstyret.

1.1 SINTEF NBL

- Pilotovn med innvendige dimensjoner: 1000x1000x950 mm.
- Brannbelastning etter ISO 843 i 60 minutt/til forbindelsen går til brudd.
- 1 m² brannbeskyttende dekke/lokk over ovn
- Bestiller opp og leverer 36 termoelement (12 kapselement, 12 quickdipelement og 12 vanlig overflateelement.)
- Keramisk lim for brannbeskyttelse av termoelement
- Aluminiumsteip til brannbeskyttelse av termoelementenes ledninger
- Brannisolasjonsmatter for brannbeskyttelse av bjelkeende, bjelkens overside og baksiden av søylen.
 - Firemaster 120 kg/m³
 - Rockwool firebatts 120 kg/m³
- Loggsystem
- Forskyvningsmåler

1.2 NTNU

- 2 testforbindelser
- 2 reserveforbindelser
- Lastpåføringssystem til påføring av punktlast
- Strekkstag til sideveis avstivning av søyle
- Manuell jekk til påføring av punktlast

2 Ansvarsfordeling ved gjennomføringen av brannforsøkene

2.1 SINTEF NBL

- Kobler opp og loggfører termoelement
- Montering av testforbindelse i ovn
- Loggfører last, forskyvning og temperaturer
- Kontrollerer og styrer temperatur og trykk i ovnen

2.2 NTNU

- Produksjon av testforbindelser
- Montering av lastpåføringssystem og avstivning
- Montering av termoelement

Vedlegg 12

Resultater fra stivhets- og sviningsforsøk

Innhold

1	RESULTATER FRA STIVHETSFORSØK	1
1.1	V1.....	1
1.2	V2.....	2
1.3	V3.....	3
1.4	V1 etter forhåndsbelastning	4
2	RESULTATER FRA SVINGNINGSFORSØK	5
2.1	Akselerometer ved bjelkeende	5
2.2	Akselerometer på søylen	6

1 Resultater fra stivhetsforsøk

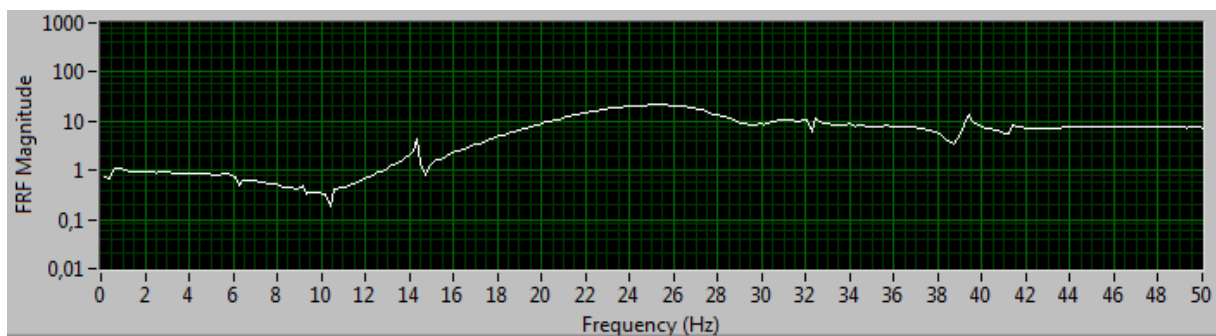
Det henvises til rapport for resultater og kommentarer i forbindelse med test 1.

Tabell 1 gir en oversikt over plassering av målepunkter, antall målinger, måleperiode og lasten som ble påført i forbindelse med test 2. Oversikt over frekvensfunksjonen i hver måling er gitt i Figur 1-8. Tabell 2-5 gir en oversikt over tilhørende egenfrekvenser og dempningsstall som et resultat av kurvetilpasningen. Det henvises til rapport for utfyllende forklaring og kommentarer rundt forsøket.

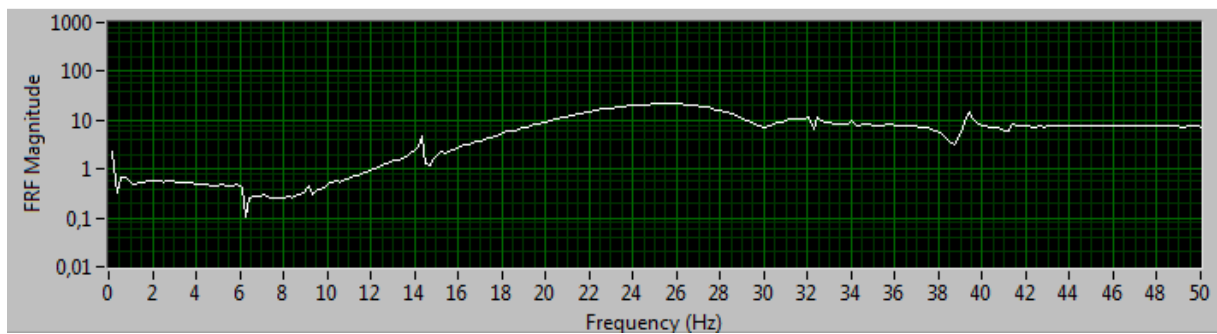
Tabell 1: Oversikt over antall målesett og måleperiode for test 2.

Punkt	Plassering	Antall målinger	Måleperiode (sek)	Last
V1	6,5 cm fra bjelkeende (underside bjelke)	2	9	Ingen
V2	68 cm fra søylekant (underside bjelke)	2	9	Ingen
V2		2	9	Påført last opp til 40 % av maksimallast
V3	50 cm fra bjelkens overside (søylens framside, mot bjelken)	2	9	Ingen

1.1 V1



Figur 1: Frekvensfunksjon i punkt V1-1.

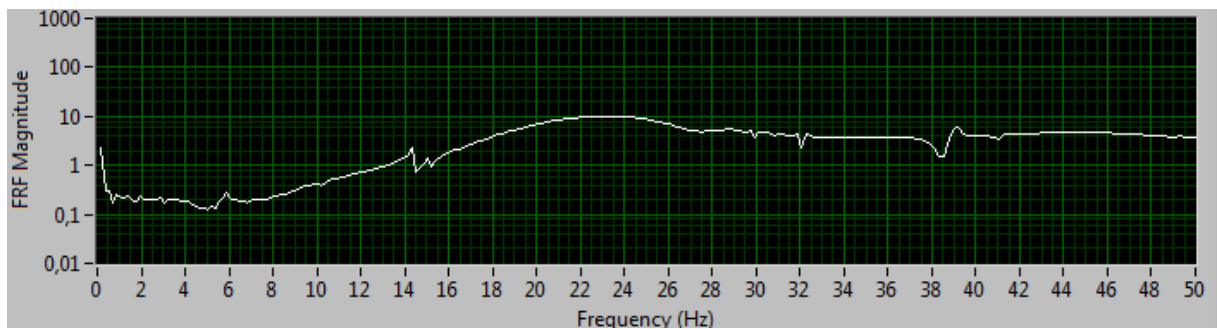


Figur 2: Frekvensfunksjon i punkt V1-2.

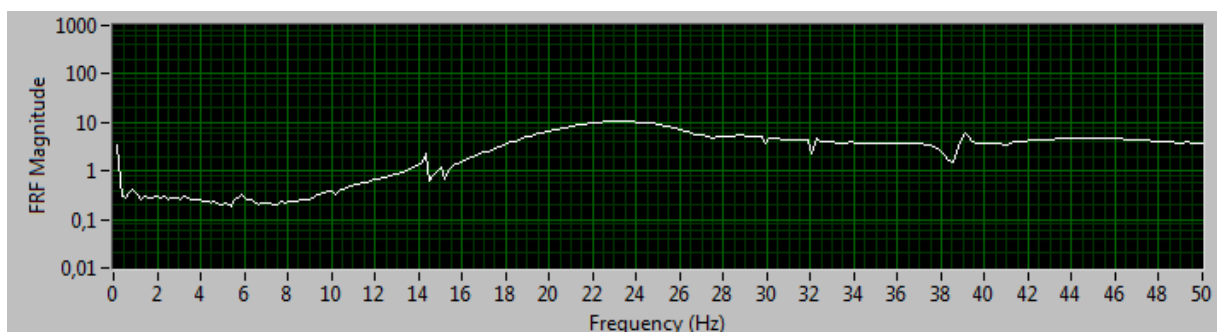
Tabell 2: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V1, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,419	0,398	14,423	0,434
	14,427	0,470		
2/9sek	39,370	0,435	39,369	0,421
	39,368	0,408		

1.2 V2



Figur 3: Frekvensfunksjon i punkt V2-1.

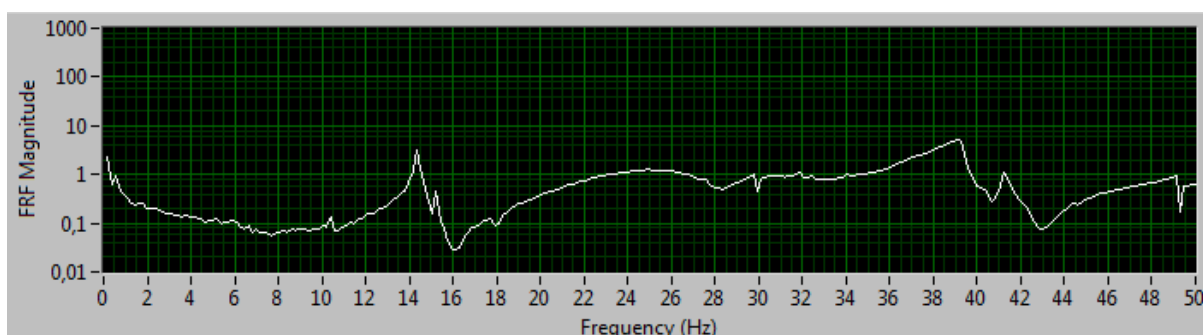


Figur 4: Frekvensfunksjon i punkt V2-2.

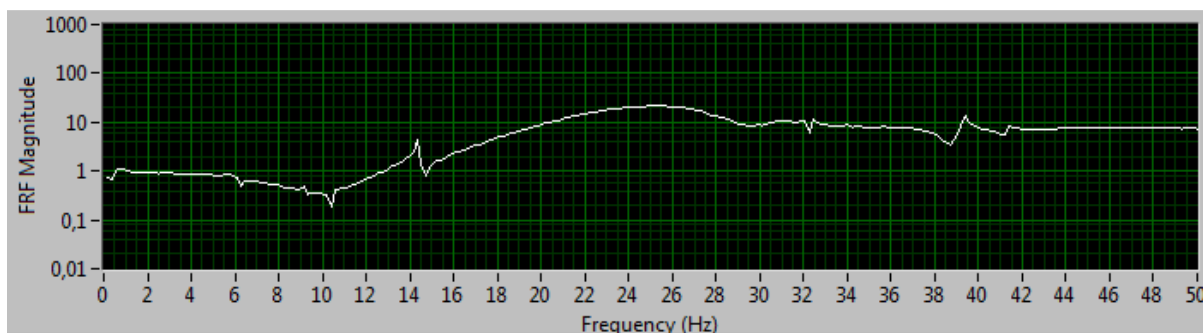
Tabell 3: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V2, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,411	0,391	14,378	0,404
	14,345	0,417		
2/9sek	39,364	0,480	39,227	0,509
	39,090	0,537		

1.3 V3



Figur 5: Frekvensfunksjon i punkt V3-1.

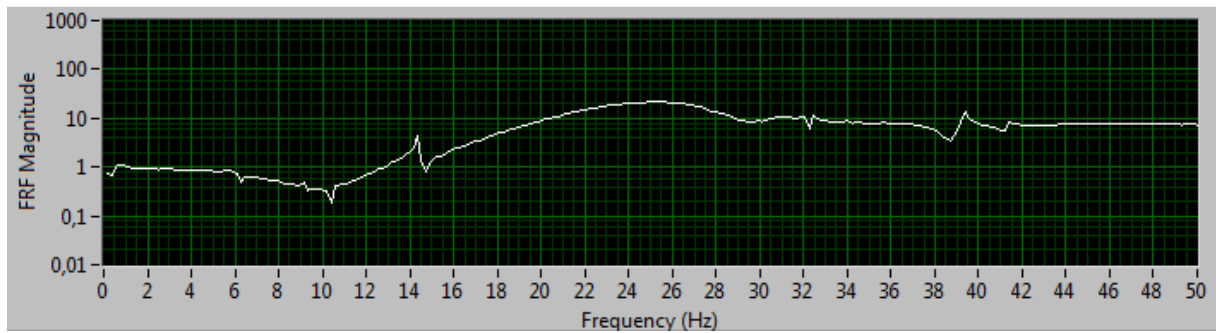


Figur 6: Frekvensfunksjon i punkt V3-2.

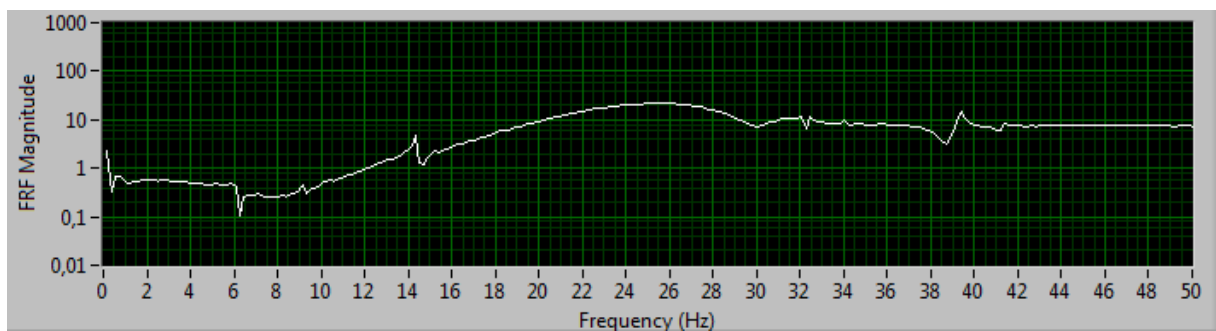
Tabell 4: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V3, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,390	0,256	14,388	0,256
	14,385	0,256		
2/9sek	41,272	0,315	41,257	0,323
	41,242	0,331		

1.4 V1 etter forhåndsbelastning



Figur 7: Frekvensfunksjon i punkt V1-1 etter forhåndsbelastning.



Figur 8: Frekvensfunksjon i punkt V1-2 etter forhåndsbelastning.

Tabell 5: Oversikt over egenfrekvens og dempning i punk V2 etter forhåndsbelastning, test 2.

Antall/periode	Målinger		Gjennomsnitt	
	Egenfrekvens	Dempning	Egenfrekvens	Dempning
2/9sek	14,428	0,396	14,427	0,413
	14,426	0,430		
2/9sek	39,403	0,408	39,397	0,447
	39,390	0,486		

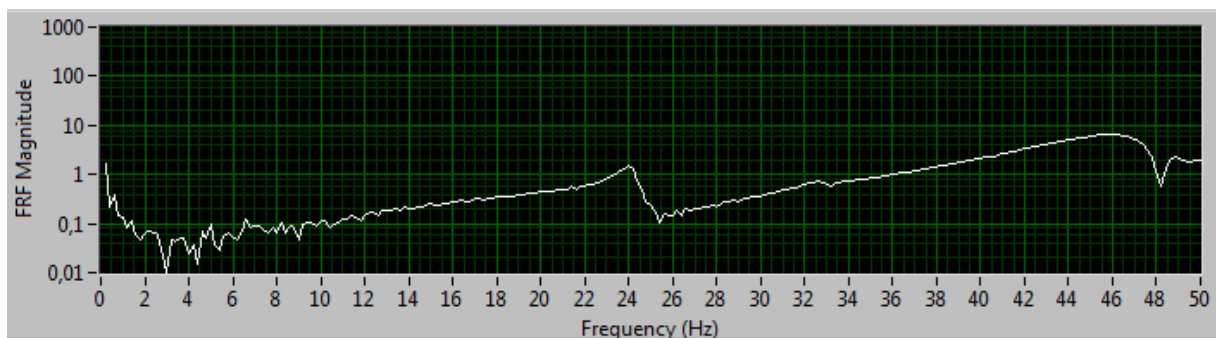
2 Resultater fra svingningsforsøk

Tabell 6 viser en oversikt over plassering av akselerometer, antall punkt, måleperiode og målinger for test 3 og 4. Figur 9 og 10 viser frekvensfunksjonene som oppsto i test 3 og 4 ved akselerometer utplassert ved bjelkeende. Figur 11 og 12 viser frekvensfunksjonene som oppsto i test 3 og 4 ved akselerometer utplassert på søylen. Det henvises til rapport for utfyllende forklaring og kommentarer til forsøk 3 og 4.

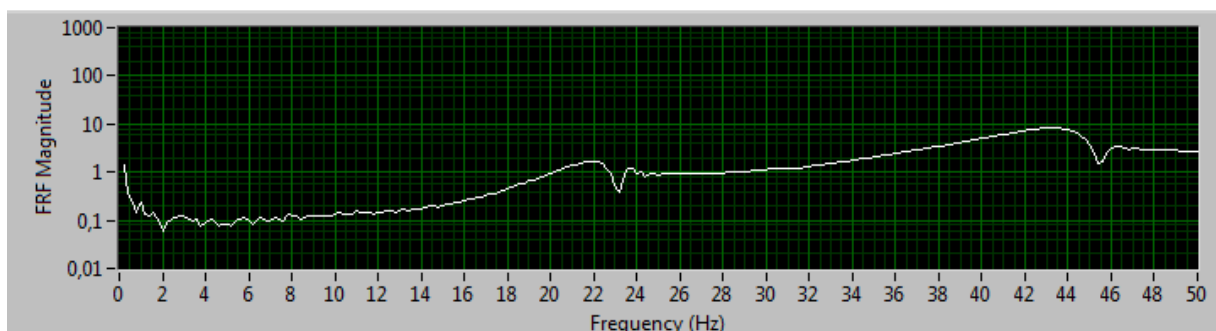
Tabell 6: Oversikt over antall målesett og måleperiode for test 3 og 4

Plassering av akselerometer	Punkt for impulslag	Måleperiode (sek)	Antall målinger
Bjelke	1-7	5	1
Søyle	1-7	5	1

2.1 Akselerometer ved bjelkeende

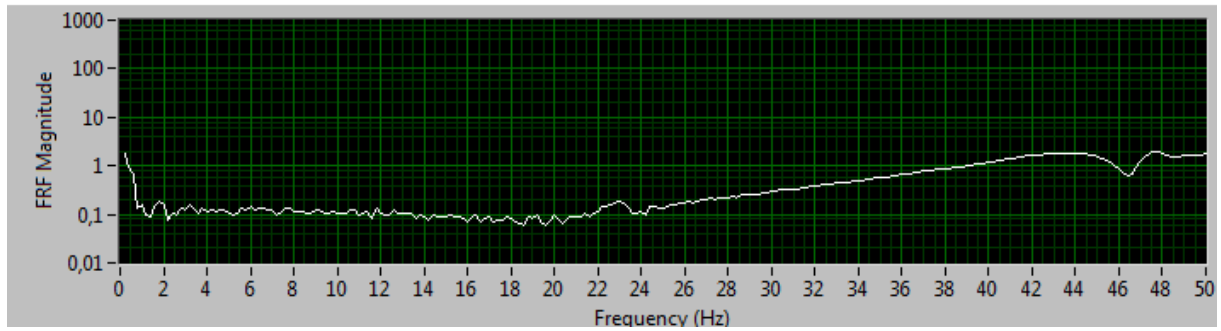


Figur 9: Frekvensfunksjon målt av akselerometer utplassert ved bjelkeende, for test 3.

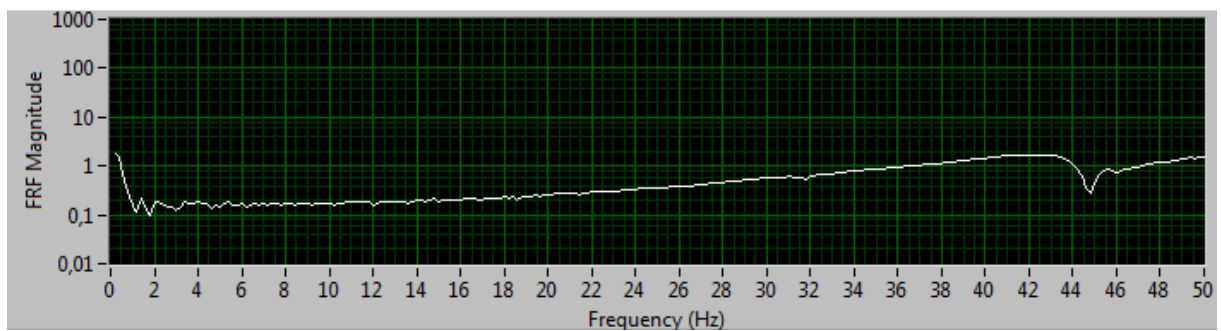


Figur 10: Frekvensfunksjon målt av akselerometer utplassert ved bjelkeende, for test 4.

2.2 Akselerometer på søylen



Figur 11: Frekvensfunksjon målt av akselerometer utplassert på søylen, for test 3.



Figur 12: Frekvensfunksjon målt av akselerometer utplassert på søylen, for test 4.

Ingen av frekvensfunksjonene viste tegn til responstopper. Dette tyder dermed på at målingene som ble utført mest sannsynlig ikke ble registrert, og at det burde blitt tatt i bruk en impulslegge i stedet for hammeren. Problemet som ville oppstått i en slik situasjon, er imidlertid at forbindelsen ville forskjøvet seg etter slagene, og at opplagerbetingelsene og målingene dermed ikke lenger ville vært gyldige.

Vedlegg 13

CD

Innhold

Vedlagt CD er bygd opp av en mappestruktur, som er gjengitt nedenfor. Innholdet på CD-en omfatter loggfiler, bearbejdede testresultater, beregninger, bilder og arbeidstegninger tilknyttet hvert av forsøkene. I forbindelse med brannstestene er det lagt ved film av siste del av et brannforsøk. CDen inneholder også en mappe med alle bilder og figurer som er benyttet i rapporten, samt en presentasjon av oppgaven i power-point.

1. Produktinformasjon skruer

Mappen inneholder produktinformasjon til skruene som ble benyttet i forsøkene, henholdsvis SFS (skruediameter: 20 millimeter) og SPAX (skruediameter: 16 millimeter).

2. Produksjon av testforbindelser

Mappen inneholder bilder fra produksjonen av testforbindelsene. Bildene er sortert for hver testforbindelse.

3. Forsøk

3.1. Referanseforsøk

Tre mapper:

- Loggdata
- Testresultater
- Bilder fra forsøk

Loggfiler:

Mappen inneholder til sammen fire loggfiler, en for hver test. Oppbygningen og forklaring av loggfilene er gitt her:

- Kolonne A: Tid
- Kolonne B: Forskyvning jekk
- Kolonne C: Last jekk
- Kolonne D: R1 (Søylens rotasjon like ved innfesting til bjelken)
- Kolonne E: R2 (Bjelkens rotasjon like ved innfestingen til søylen)
- Kolonne F: F1 (Søylens utbøyning ved innfestingen til bjelken)
- Kolonne G: F Vest (Forskyvning (uttrekk) av skrue øst)
- Kolonne H: F Øst (Forskyvning (uttrekk) av skrue vest)
- Kolonne I: F2 (Forskyvning av jekkens lastflate i trebjelken (knusning))

Testresultater framstilt direkte fra loggdata:

- Lastprosedyre
- Forskyvning jekk, søyle, knusning
- Uttrekk
- Rotasjon søyle, bjelke

Bearbejdede testresultater:

- Forskyvning bjelke
- Rotasjon bjelke

- Fukt- og densitetsmålinger

Bilder:

- Hydraulisk jekk
- Test 1
- Test 2
- Test 3
- Test 4
- Fukt- og densitetsmålinger

3.2. Brannforsøk

Tre mapper:

- Loggdata
- Testresultater
- Bilder fra forsøk

Loggfiler:

Mappen inneholder til sammen to loggfiler, en for hver test. Oppbygningen og forklaring av loggfilene er gitt her:

- Kolonne A: Tid
- Kolonne B: Trykket i ovnen
- Kolonne C: Temperaturen i ovnen i termoelement TO3
- Kolonne D: Temperaturen i ovnen i termoelement TO4
- Kolonne E: Temperaturen i hallen (brannlaboratoriet)
- Kolonne F: Temperaturen ute (i avtrekksrøret)
- Kolonne G: Temperatur i termoelement T1
- Kolonne H: Temperatur i termoelement T2
- Kolonne I: Temperatur i termoelement T3
- Kolonne J: Temperatur i termoelement T4
- Kolonne K: Temperatur i termoelement T5
- Kolonne L: Temperatur i termoelement T6
- Kolonne M: Temperatur i termoelement T7
- Kolonne N: Temperatur i termoelement T8
- Kolonne O: Temperatur i termoelement T9
- Kolonne P: Trykket på jekken
- Kolonne Q: Forskyvning fra forskyvningsmåler plassert ved bjelkeende.

Testresultater framstilt direkte fra loggdata:

- Last
- Forskyvning
- Trykk
- Temperatur
 - Temperatur i termoelement T1-T9
 - Temperatur i ovn
 - Temperatur i hall
 - Temperatur i avtrekksrør

Bearbeidede testresultater og beregninger:

- Temperatur
 - Temperatur- og arealavvik i henhold til ISO 834
 - Temperaturutvikling i skruene
- Sammenligning av testresultater og beregninger i brannforsøk

Bilder:

- Pilotovn
- Montering av termoelement
- Lastsystem
- Test 6
- Test 8
- Forkulling test 6
- Bilder og film fra Gøran Loraas

Film fra test 8:

Denne filmen viser testforbindelse 8 like etter at branntesten ble avsluttet og forbindelsen ble fraktet ut av ovnen og slukket.

3.3. Svingningsforsøk

To mapper:

- Testresultater
- Bilder fra forsøk

I mappen for testresultater ligger det tre undermapper: Bilder av frekvensfunksjoner, Stivhetstest 1 og 2, Svingningstest 3 og 4.

4. Beregninger

1. Midlere verdier for materialeegenskaper
2. Tverrsnittdimensjoner og bjelkelende
3. Kapasitetsberegninger for referanseforsøk
4. Kapasitetsberegninger for brannforsøk
5. Temperaturberegninger
6. Dimensjonering av lastpåføringssystem i brannforsøk

5. Tegninger

1. Utforming av testforbindelser
2. Detaljtegning av skrueplassering i oppriss
3. Tverrsnittstegninger
4. Elementoversikt
5. Testsystem i referanseforsøk (1)
6. Testsystem i referanseforsøk (2)
7. Oppriss og plantegning av testforbindelse i pilotovn
8. Testsystem i brannforsøk
9. Plantegning av lastpåførings- og avstivningssystem
10. Detalj A
11. Detalj B og C
12. Detalj D og G
13. Detalj E
14. Detalj F og H
15. Elementoversikt lastsystem

