



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2017 30 stp
Institutt for matematiske realfag og teknologi (IMT)

Momentstive limtre rammer med lange selvboerende skruer

Moment resisting glulam frames with long self-tapping screws

Aleksander Jaroslaw Babola, Madis Pedai
Byggteknikk og arkitektur

Forord

Denne rapporten er et resultat av masteroppgaven til to avgangsstudenter ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU). Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med en hus-leverandør, og har konstruksjonsteknikk som hovedtema. Leverandøren ønsket å se på muligheter for bruk av momentstive rammer i deres boligprosjekter. På bakgrunn av dette ble det laget en problemstilling hvor muligheter for momentstive forbindelser av trerammer ble tema. Oppgaven går ut på å finne realistiske og lønnsomme løsninger til knutepunkter for en treramme i et småhus. Byggherren og arkitekten har satt begrensninger i form av materialvalg og dimensjoner. Det er blitt bestemt at avstivning systemet skal utføres av limtresøyler og -bjelker. På bakgrunn av en tidligere undersøkelse gjennomført av Bjørnfot et al. (2015) er det blitt valgt å fortsette med hovedfokus på selvboende treskruer i limtreforbindelser i denne masteroppgaven.

I forbindelse med løsning av oppgaven har gruppen benyttet seg av flere forskjellige profesjonelle programvarer (Mathcad, Sap 2000 og Excel) som også har blitt benyttet en del i løpet av studiet. For å kunne bruke disse programvarene på en tilfredsstillende måte har det vært behov for ekstra opplæring i form av selvstudie og diverse kurser. Målet var at gruppen skulle vise sin kompetanse innen den teoretiske kunnskapen i konstruksjonsteknikkfagene og gjennom læring på egenhånd ved å undersøke og vurdere de aktuelle løsningene for tiltaket. Arbeidet med oppgaven startet i januar 2017 og oppgaven ble levert i mai 2017.

Gruppen består av følgende medlemmer: Madis Pedai og Aleksander Babola. Gruppen har vært veiledet av Anders Bjørnfot fra NMBU's side og Gaute Frydendahl fra entreprenørens side (Bolig Partner AS). I tillegg til interne veiledere har gruppen også fått assistanse av flere eksterne aktører, blant annet til grunnleggende opplæring i Sap 2000 av firmaet EDR Medeso AS.

Det rettes en stor takk til Bolig Partner AS og alle som har veiledet og bistått i prosjektet med tilbakemeldinger, undervisning og veiledning underveis i prosjektet!

Sammendrag

Hovedoppgaven i prosjektet har vært å arbeide videre med den tidligere opparbeidete rapporten gjennomført av Bjørnfot et al. (2015) og å teste de forskjellige løsninger i laben. Det var et ønske fra utbyggeren å benytte treverk i størst mulig grad. Dette har resultert i en problemstilling for utforming av momentstive forbindelser mellom tresøyler og limtrebjelker. Disse danner hovedbæresystemet til deres boliger, slik at man i størst mulig grad kan unngå plasskrevende avstivningssystemer mellom aksene. Momentstive trerammer danner store frie arealer inne i boligene med ev. store glassflater for utsikt og lysforhold. Det finnes mange muligheter for utforming av slike knutepunkter og mange mulige geometrier, men oppgavens omfang har blitt begrenset til noen få interessante løsninger som allerede har vært drøftet i et tidligere oppdrag utført av Bjørnfot et al. (2015). Limtrerrammene er hovedsakelig tenkt til å være et alternativ til tradisjonell avstivning med veggskiver. En del av oppgaven har omhandlet dimensjonering av limtrerrammene etter NS-EN 1995-1-1 2008. Den andre delen av oppgaven har gått ut på testing av de forskjellige teoretiske løsninger, mens den tredje delen handler om sammenligning av testresultatene med de teoretisk utførte beregninger.

Beregninger er blitt utført i alle tilfeller. Disse inkluderer lastvirkning på søylen, takkonstruksjon og fundament. Beregninger av kapasiteter i de forskjellige knutepunktstilfellene er blitt gjort i PTC Mathcad og Excel iht. respektive Eurokoder og litteratur.

Det ble valgt å vurdere to forskjellige knutepunkter i limtrerrammer: knutepunkt mellom søyle og limtrebjelke over 1. etasje og knutepunkt mellom søyle og bjelke over 2. etasje. Det er vurdert forskjellige aspekter rundt knutepunktene, slike som konstruksjonssikkerhet og utførelse.

Gjennomførte beregninger viser at det er mulig å lage momentstive forbindelser ved bruk av limtre for prosjekter omhandlende småhus. Testgjennomføring har ikke bekreftet den teoretiske modellen, noe som åpner veien til videre forskning.

Abstract

The main task of this project has been to continue to work on a previously prepared report carried out by Bjørnfot et al. (2015) and test the various solutions in the lab. It was a request from the developer to use wood as much as possible by using glulam frames as main structure in their buildings. This has resulted in a problem regarding the design of moment resistant connections between glulam columns and beams that form the main bearing system of their catalogue houses and help them to avoid advanced stiffening systems between the axes. Thick wooden frames form large free areas inside the houses and give possibilities for large glass surfaces for the view and light conditions. There are many possibilities for the design of such frames and many possible geometries, but the group has limited the scope to a few interesting solutions that have already been discussed in a previous assignment. The glulam frames are principally intended to be an alternative to traditional stiffening with walls.

The first part of the task has been designing glulam frames according to scientific publications. The second part of the assignment was testing of the different theoretical solutions. The group came across several execution problems such as predrilling angle or use of powerful machines to set wooden frames together. This has resulted in small failures while execution. The final part has been to evaluate the calculation model and the real test results. Calculations have been made in all cases. Calculations of capacities in the various joints have been made in PTC Mathcad and Excel according to respective Eurocodes and scientific literature.

Two different nodes have been considered: the joint between the pillar and the glulam beam above the 1st floor and the joint between the column and the beam above the 2nd floor. Different aspects of the frame joints such as construction safety, design and execution on site were considered. Eight different test sets with different screw lengths and inclination angles were chosen. Each test set consisted of three frame corners.

Completed calculations confirm that it is possible to use glulam and long self-tapping screws to make moment resistant connections for the structural systems of small houses. However, test results cannot be directly compared with theoretical calculations.

Innhold

Innhold

Forord.....	1
Sammendrag	2
Abstract	3
Innhold	4
Figurliste.....	7
Tabelliste	8
1 Innledning.....	9
1.1 Bakgrunn	9
1.2 Problemstilling.....	10
2 Teori.....	11
2.1 Generelt om trevirke	11
2.2 Egenskaper	11
2.3 Fuktpåvirkning	12
2.4 Fiberretning	13
2.5 Limtre	13
2.6 Johansens teori og NS-EN1995-1-1-2008.....	14
2.7 Treforbindelser med skråstilte selvboende skruer	16
2.8 Forborede hull	16
2.9 Beregningsmodell for skråstilte selvboende skruer.....	17
3 Metode.....	21
3.1 Fremgangsmåte.....	21
3.2 Generelle forutsetninger	22
3.3 Testoppsett.....	22
3.3.1 Innledning.....	22
3.3.2 Materialer.....	23
3.3.3 Testgjennomføring	25
3.3.4 Forboring	26
3.4 Bruk av verktøy.....	28

3.4.1	Mathcad.....	28
3.4.2	ArchiCad 20	29
3.5	Bestemmelse av fuktinnhold og densitet.....	29
3.6	Bestemmelse av teoretisk kapasitet	30
3.7	Vurdering av testresultatene opp imot teorien	31
4	Resultater	31
4.1	Avvik ved boring	31
4.2	Resultater av fukt og densitets målinger	33
4.3	Resultater fra testing.....	34
4.3.1	Testsett nr. 1 (1A).....	34
4.3.2	Testsett nr. 2 (1B).....	36
4.3.3	Testsett nr. 3 (2A).....	38
4.3.4	Testsett nr. 4 (2B).....	40
4.3.5	Testsett nr. 5 (1A2).....	42
4.3.6	Testsett nr. 6 (2A2).....	44
4.3.7	Testsett nr. 7 (1B2).....	46
4.3.8	Testsett nr. 8 (2B2).....	48
5	Analyse og diskusjon	50
5.1	Analyse av resultater.....	50
5.1.1	Testsett nr. 1 (1A).....	50
5.1.2	Testsett nr. 2 (1B).....	51
5.1.3	Testsett nr. 3 (2A).....	51
5.1.4	Testsett nr. 4 (2B).....	51
5.1.5	Testsett nr. 5 (1A2).....	52
5.1.6	Testsett nr. 6 (2A2).....	52
5.1.7	Testsett nr. 7 (1B2).....	52
5.1.8	Testsett nr. 8 (2B2).....	53
5.2	Sammenligning av testresultatene med teori.....	53
5.3	Vurdering av forskjellige aspekter og valg av løsning	55
5.3.1	Valg av løsning.....	55
5.3.2	Utførelsen.....	56

6	Konklusjon	57
6.1	Videre forskning	57
7	Referanser	59
8	Vedlegg	61

Figurliste

FIGUR 1 BRUDDFORM - FEIL I TREVIRKE (R. JOCKWER, 2005). KAPASITETEN ER GITT I LIKNING 'A' OG 'B' I NS-EN 1995 KAPITEL 8.2.2(1)	14
FIGUR 2 BRUDDFORM - FEIL I TREVIRKEN OG FORBINDEREN (R. JOCKWER, 2005). KAPASITETEN ER GITT I LIKNING 'C', 'D' OG 'E' I NS-EN 1995 KAPITEL 8.2.2(1)	14
FIGUR 3 BRUDDFORM - DUKTIL FEIL I FORBINDEREN (R. JOCKWER, 2005). KAPASITETEN ER GITT I LIKNING 'F' I NS-EN 1995 KAPITEL 8.2.2(1)	14
FIGUR 4. DEL AV FORBINDELSEN MED PLASTISK FLYT I FORBINDEREN	15
FIGUR 5. TRE-MOT-TRE FORBINDELSER MED SKRÅSTILTE SKRUER (TOMASI ET AL., 2010)	17
FIGUR 6. KOMPONENTENE TIL FORSKYVNING I SKJÆRPLANET (TOMASI, CROSATTI, & PIAZZA, 2010)	18
FIGUR 7. KREFTENE SOM VIRKER PÅ SKJÆRPLANET (TOMASI ET AL., 2010)	18
FIGUR 8: FORPLANTING AV LASTER FRA TESTOPPSETTET	23
FIGUR 9: LIMTRE DELER TIL LANGVEGG HJØRNER	24
FIGUR 10: LIMTRE DELER TIL GAVL VEGG HJØRNER	24
FIGUR 11: SFS INTEC WR-T-13,0x1000MM	25
FIGUR 12: SFS INTEC WR-T-13,0x850MM	25
FIGUR 13: INTRON KKN300	25
FIGUR 14: MALENE TIL FORBORINGEN	27
FIGUR 15: FORBEREDELSE TIL FORBORING	27
FIGUR 16: FORBORING	28
FIGUR 17: FORBEREDELSE FOR DENSITETSMÅLING	29
FIGUR 18: AVVIK VED FORBORING DEL 1	32
FIGUR 19: AVVIK VED FORBORING – DEL 2	32
FIGUR 20: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 1A	34
FIGUR 21: 1A ETTER BRUDD	35
FIGUR 22: 1A BRUDD I SKRUEEN	35
FIGUR 23: KRAFT-DEFORMASJON DIAGRAM TIL 1A	36
FIGUR 24: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 1B	37
FIGUR 25: 1B ETTER BRUDD	37
FIGUR 26: 1B ETTER BRUDD	37
FIGUR 27: KRAFT-DEFORMASJON DIAGRAM TIL 1B	38
FIGUR 28: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 2A	39
FIGUR 29: 2A ETTER BRUDD	39
FIGUR 30: 2A ETTER BRUDD	39
FIGUR 31: KRAFTDEFORMASJON DIAGRAM TIL 2A	40
FIGUR 32: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 2B	41
FIGUR 33: 2B ETTER BRUDD	41
FIGUR 34: 2B ETTER BRUDD	41
FIGUR 35: KRAFT-DEFORMASJON DIAGRAM TIL 2B	42
FIGUR 36: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 1A2	43
FIGUR 37: 1A2 ETTER BRUDD	43
FIGUR 38: 1A2 ETTER BRUDD	43
FIGUR 39: KRAFT-DEFORMASJON DIAGRAM TIL 1A2	44

FIGUR 40: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 2A2	45
FIGUR 41: 2A2 ETTER BRUDD	45
FIGUR 42: 2A2 ETTER BRUDD	45
FIGUR 43: KRAFTDEFORMASJON DIAGRAM TIL 2A2	46
FIGUR 44: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 1B2	47
FIGUR 45: 1B2 ETTER BRUDD.....	47
FIGUR 46: 1B2 ETTER BRUDD.....	47
FIGUR 47: KRAFT-DEFORMASJON DIAGRAM TIL 1B2	48
FIGUR 48: SKISSE AV FORBINDELSEN FOR TESTSERIE 2B2	49
FIGUR 49: 2B2 ETTER BRUDD.....	49
FIGUR 50: 2B2 ETTER BRUDD.....	49
FIGUR 51: KRAFT-DEFORMASJON DIAGRAM TIL 2B2	50
FIGUR 52: TEORETISK MOTSTAND SAMMENLIKNET MED OPPTREDENDE BELASTNING	55

Tabelliste

TABELL 1: OVERSIKT OVER ANTALL PRØVESTYKKER OG ANTALL UTFØRTE TESTER.....	26
TABELL 2: DENSITET OG FUKTINNHOLD I PRØVENE	33
TABELL 3 : KAPASITET, BELASTNING OG UTNYTTELSE	53

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Momentvise forbindelser av stål og betong er mye brukt i dagens byggebransje. Dette gir oss ofte både kostnadseffektive og arkitektonisk sett fleksible løsninger i konstruksjoner. Treforbindelser i forskjellige konstruksjoner dimensjoneres vanligvis som «enkle» (leddet) forbindelser som ikke tar opp moment. Dette betyr ofte større forbruk av materialer eller tilstøtende forbindelser av stål eller betong.

Man kjenner til 3 grunnleggende prinsipper for vindavstivning av bygninger:

- Rammer
- Diagonalstaver
- Skiver (stive veggkonstruksjoner)

Det er ofte slik at man benytter seg av kombinerte løsninger. Dagens arkitektur er avhengig av flere undersøkelser og forskjellige løsninger til momentstive tre-forbindelser. Byggefirmaer over hele landet har lenge vært ute etter et alternativ til veggskiver for å avstive vegger/konstruksjoner. Det jobbes stadig med å finne nye momentstive løsninger ved bruk av limtre for å minske kostnader og tidsforbruk i byggeprosessen.

Momentstive forbindelser av trevirke er de viktigste delene i flere trekonstruksjoner, slike som for eksempel bueformede konstruksjoner, forskjellige rammer osv. Det finnes flere aspekter som må tas hensyn til ved dimensjonering av en momentstiv forbindelse av trevirke. Siden trevirke ikke er et homogent materiale må det alltid tas hensyn til hvordan bindemidler blir plassert i forhold til fibrene samt belastninger som påvirker forbindelser. Dermed er momentkapasiteten i et tre-forbindelse alltid svært avhengig av riktig valg og plassering av forbindelser (Hout, C. 1995).

Ifølge av Dinwoodie, J.M. (2012) er limtre regnet som et miljøvennlig og bestandig materiale som er blitt mer og mer populært i dagens konstruksjonsløsninger. Trevirkets lav masse og relativt høy stivhet gjør det mulig for å bruke dette i mange mulige måter i forskjellige konstruksjoner hvor tre-egenskaper kombineres med nye innovative løsninger for momentstivhet.

Et av hovedproblemene i trekonstruksjoner har vært store åpne arealer i bygninger hvor horisontale belastninger ikke kan støttes med noe annet enn momentstive rammer. Momentstive forbindelser av limtre har i generelt vært et interessant tema for ingeniører i mange år og dermed må det legges mye vekt på nye undersøkelser i dette området i framtiden. Denne rapporten tar tak i en av de løsningene som kan ev. brukes ved mange tilfeller i forbindelse med dagens arkitektur.

Rapporten handler om en løsning hvordan momentstive limtre-rammer kunne avstives ved bruk av

lange selvborende skruer fra SFS Intec. Rammene er ment for å ta opp horisontale krefter i et småbygg hvor det enten er store åpne innvendige arealer eller store glass-fasader i yttervegger. Rammene består av søyler og bjelker som blir skrudd fast med skruer type WR-T 13,0 enten i 800 mm eller 1000 mm lengder. Oppgaven inneholder både teoretiske beregninger og praktiske tester. For at oppgaven skal være gjennomførbar, med tanke på praktiske tester på laben, har rammene blitt delt i «hjørner». Kapasitetene til de limtre-hjørnene ble først beregnet ut og deretter testet for å sammenligne resultatene. I tester varieres limtre dimensjoner, skruelengder, skruevinkel i forhold til fiberretning til trevirket, og antall skruer. Dette for å få bedre forståelse på beregningsmodeller samt deres forhold til virkeligheten. Det ble gjort tre tester av hver kombinasjon av parametere til limtre-hjørnene. Til sammen ble det åtte forskjellige kombinasjoner og fire og tyve tester.

I denne rapporten er det blitt brukt flere anerkjente beregningsmodeller. Dette er grunnlaget til hele teoretiske delen av oppgaven. Det har blitt brukt beregninger fra NS-EN 1995-1-1 2008, Bejtka, I., & Blaß, H. J. (2002) og Tomasi, R., Crosatti, A., & Piazza, M. (2010). Rapporten kombinerer Johansens udatert teori fra 1949 som er grunnlaget til NS-EN 1995-1-1 2008 samt den oppdaterte beregningsmodellen utviklet av Bejtka, I., & Blaß, H. J. (2002).

Grunnlaget til ovenfor nevnte beregningsmodeller er Johansen's teori (1949) som tar utgangspunkt i det at kapasiteten til «dowel»-type forbindelser kan bestemmes ved bruk av forskjellige likninger som er basert på tre typer feil som kan skje i forbindelsen. De forskjellige feilene i tre- forbindelser er enten svikt av trevirke, duktil feil i festemiddel i den ene tredelen eller i festemiddel i begge tredeler (Jockwer R., 2005). Ifølge Jockwer (2005) tar Johansens teori ikke hensyn til tau-effekt. Tau-effekten blir tatt hensyn til i beregningsmodellen EN-1995-1-1 som har vært utviklet videre av Bejtka, I., & Blaß, H. J. (2002). Ved beregning av tre-forbindelser ved bruk av skruer kan tau-effekten ikke ses bort fra pga. bidraget den gir til kapasiteten.

1.2 Problemstilling

Basert på bakgrunnen av prosjektet beskrevet ovenfor er problemstillingen i denne oppgaven «Vurdering av kapasitet i momentstive trerammer med lange selvborende skruer».

Problemstillingen går utover følgende punkter:

- Hva er momentkapasiteten til tre-hjørner med lange selvborende skruer?
- Hvordan blir forbindelsen påvirket av skrueplasseringen?
- Hvordan egner denne løsningen seg ved utførelse på byggeplassen?

Materialer som brukes i oppgaven er limtre GL 24 i forskjellige dimensjoner, som kan tilpasses til standard yttervegg og tak- eller himlingtykkelser i bygninger.

Fundamentets kapasitetsberegninger er ikke en del av oppgaven. Det regnes at disse ikke påvirker rammeløsninger.

Oppgaven er begrenset til å vurdere hvordan momentstivheten til limtre-hjørner blir påvirket av kombinasjonen av skjær- og momentbelastninger ved bruk av lange selvborende skruer.

2 Teori

Dette kapitlet gir en oversikt over teorien som er relevant ved oppførselen til limtre-forbindelser. Grunnlaget til teorien er vitenskapelige publiseringer i dette området. Teorien handler om materialkunnskap under relevante forutsetninger, anerkjente beregningsmodeller samt test-metodikken som er grunnlaget til besvarelsen av problemstillingen.

2.1 Generelt om trevirke

Dette kapitlet er basert på Dinwoodie, J. M. (2000), «*Timber: Its nature and behaviour, Second Edition*».

Tre er et sterkt og lett materiale. Hvis man tenker på vekten til forskjellige byggematerialer, er trevirke mest gunstig. Tre ekspanderer noe ved økt fuktighet og krymper ved tørking. Når fuktighet går ned i 10 %, vil en 95mm bred planke krympe 2mm i bredderetningen. I lengderetningen krymper trevirket mye mindre – ca. 1 mm/m. Cellene i trevirke har ulik form og orientering, noe som gjør at materialet heter anisotropt. Dette betyr at treet har ulike egenskaper i de ulike retningene. Dette har stor betydning i denne oppgaven siden limtre-hjørner som undersøkes i oppgaven er sammensatt av to limtre-deler som har forskjellige fiberretninger i forhold til bindemidler.

2.2 Egenskaper

Ifølge Dinwoodie, J.M. (2000) er de mest brukte treartene i byggebransjen gran og furu. Disse har lang og rett stamme som har relativt få naturlige feil og samtidig har de den styrken som er ønskelig i

dagens produksjon. 95 % av bartreets volum består av lange celler som er rettet langs stammen. Langs de cellene transporteres vann via porene. Yteved som har vannfylte celler sørger for vanntransport til kronen. Kjerneved er satt ut av funksjon og har luftfylte celler. Dermed ved rått tre er yteved mye tyngre enn kjerneved. Ved tørking forsvinner først vannet fra cellene uten at dimensjoner endrer seg, men hvis tørkeprosessen fortsetter lengre enn fibermetningspunktet (ca. 30 % fuktighet) vil celleveggene krympe sammen som resulterer at selveste trestykket krymper også. Tilsvarende prosedyre skjer i motsatt retning når det blir ført fuktighet til trestykket, da heter det svelling. Krymping og svelling er de ulempene trematerialet har, men i dagens produksjon kan dette holdes under kontroll. Trevirke er sterkere ved lavere fuktighet. Dette er viktig å ta hensyn til både ved beregning av løsninger av trevirke og ved gjennomføring av praktiske tester, siden fuktinnholdet i luften kan være veldig varierende og kan ha store konsekvenser med en faktor som feil inndata.

Trevirkets styrke er også distraheret av kvist og andre virkefeil. Derfor sorteres trevirke i tidlig fase etter de naturlige feilene og deles inn i forskjellige styrkeklasser. Treets holdbarhet i tørr tilstand er meget god. Ved gunstige forhold som forhindrer sopp, insekter o.l. vil trematerialet brytes ned rimelig sake uten å være spesialbehandlet. De fleste forskjellige tresorter har sine spesielle egenskaper som vi kan benytte oss av ved nøyaktig valg av riktig materialet til riktig sted (Dinwoodie, J. M., 2000).

Som nevnt tidligere er trevirke et anisotrop materiale. Dvs. at styrkeegenskaper til et trestykke er forskjellige i forskjellige retninger. Strekkfastheten tvers fiberretningen er ca. 30-50 ganger mindre enn strekkfastheten parallelt med fibre. Anisotropien i trevirke gjelder også ved stivhetsegenskaper. E-modulen vinkelrett på fibre er ca. 50-80 ganger mindre enn parallelt med fibre (Thelanderson, 2003).

2.3 Fuktpåvirkning

Fuktighet påvirker trevirke i en stor grad. Økning av vanninnholdet reduserer styrken og elastisiteten til trevirke opp til fibermetningspunktet, alt over dette har den ingen effekt. (Bodig J. a., 1993). Forholdet mellom fuktighetsinnhold og treets egenskaper har vært antatt å variere lineært når fuktighetsinnholdet er mellom 8 % og 20 % (Hout, 1995) selv om det generelle forholdet ikke viser seg til å være lineært. Jo høyere fuktighet jo mer uttalt effekt vil det være (Bodig J. , 1991). Dette er redegjort i Eurokode 5, i form av forskjellige faktorer i service- og last varighets klasser. Pirnbacher & Schickhofer (2009) har i sine tester observert uttrekkskapasiteten av skruer i vinkelrett til trefibre, i forhold til fuktighetsinnholdet på 0 %, 9 %, 14 % og 19 %. Når fuktighetsinnholdet øker over 10 %, øker også faren til sprø brudd ganske dramatisk, samtidig som skjærstyrken minker bare med 5 % ved 20 % fuktighetsinnhold.

2.4 Fiberretning

Trevirket er sammensatt av fibre som løper vertikalt i stammen. Tre er et anisotrop materiale dermed dens styrke er avhengig av retningen av fibre som det fremgår av Bodig, J. (1991). For eksempel elastisitetsmodulen av trevirket er ca. 12 ganger større langs fibre enn tvers fibre. (Dinwoodie, 2000). Ifølge Hankinson (1921) er lasten i en vinkel mot fiberretningen gitt ved $n = pq / (p \sin^s \alpha + q \cos^s \alpha)$. Hvor n er styrke-enhet i en vinkel α i forhold til fibre, p er styrke-enhet parallelt med fibre og q er enhet vinkelrett mot fibre, mens forsøksresultater har vist $s = 2$ som det fremgår av Bodig, J. (1991).

2.5 Limtre

Dette kapitlet baserer seg på COST E24, (2004), «Probabilistic model code for timber. Glued laminated timber» og forklarer limtreets generelle grunnleggende styrkeegenskaper.

Limtre er et materiale hvor tre-lameller (ofte tykkere enn 50mm) er limt sammen for å øke styrkeegenskaper til materialet. Limet selv forbedrer ikke noen egenskaper i materialet. Egenskapene er avhengig av trevirket som er limt sammen (COST-E24, 2004).

Antagelsene at styrken til limtre kommer fra såkalte «lamineringseffekten», kan tolkes på forskjellige måter. Den mest brukte definisjonen til dette er: $k_{lam} = \frac{f_m}{f_t}$

Her f_m er bøyingskapasiteten til limtre basert på den vanlige bjelketeorien og f_t er strekkfastheten til de ytre lameller i limtre. Dette er basert på testene hvor det er blitt tatt hensyn til nedbøyninger sideveis pga. usymmetriske kvister og ev. andre feil i trevirke.

«Lamineringseffekten» er ofte forklart som følgende:

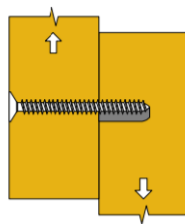
I en limtrebjelke blir defekter og feil "jevnet ut", noe som resulterer til at materialet blir mer homogent enn vanlig trevirke. Sannsynligheten for at en feil vil påvirke materialets styrkeegenskaper er mye mindre enn ved vanlig heltre som gjør at avviket mellom beregninger og virkeligheten kan anses til å være mye mindre enn ved bruk av vanlig heltre til forbindelser.

2.6 Johansens teori og NS-EN1995-1-1-2008

Dagens design av forbindelser i trekonstruksjoner er definert i NS-EN 1995-1-1 2008, kapittel 8.2.2 og er basert på Flytelinjemetoden (European Yield Theory) utviklet av K.W. Johansen i 1949. For å bestemme den karakteristiske kapasiteten til forbindelser med stavformede forbindere av metall (SFS skruer i denne oppgaven) skal bidragene fra flytegrensen, hullkantfastheten og uttrekksmotstanden vurderes (Jack Porteous, Abdy Kermani, 2007).

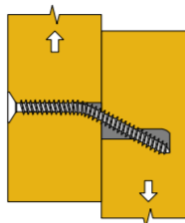
Metoden setter krav til vurdering av ulike mulige bruddformer for både enkel- og dobbeltsnittede forbindelser. Oppgaven handler om enkeltsnittede forbindelser i stive rammehjørner. Derfor er det blitt valgt å foreta en kortfattig beskrivelse av kun enkeltsnittede bruddformer:

1. Feil i trevirke



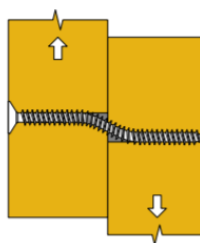
Figur 1 bruddform - feil i trevirke (R. Jockwer, 2005). Kapasiteten er gitt i likning 'a' og 'b' i NS-EN 1995 kapittel 8.2.2(1)

2. Kombinert feil i trevirket og forbindeeren



Figur 2 bruddform - feil i trevirken og forbindeeren (R. Jockwer, 2005). Kapasiteten er gitt i likning 'c', 'd' og 'e' i NS-EN 1995 kapittel 8.2.2(1)

3. Duktil feil i forbindeeren



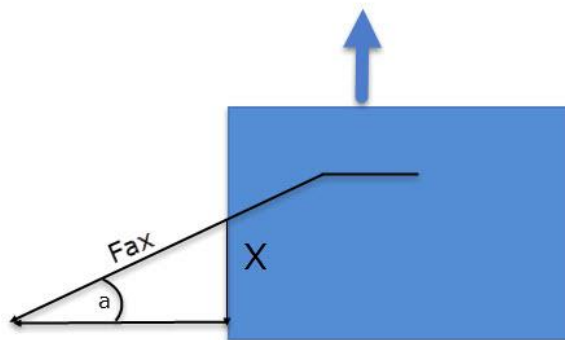
Figur 3 bruddform - duktil feil i forbindeeren (R. Jockwer, 2005). Kapasiteten er gitt i likning 'f' i NS-EN 1995 kapittel 8.2.2(1)

Generelt sett setter NS-EN 1995-1-1 2008 kapasiteten for bruddform «c» til «f», slik vist i likningen under:

$$R_{\text{forbindelse}} = R_{\text{Johansen}} + R_{\text{Tau effekt}} \quad (1)$$

R_{Johansen} er gitt som første del av de respektive likninger nevnt ovenfor i punkt 2-3 (venstre ledd i likning 8.6 (c-f), kapittel 8.2.2(1))

$R_{\text{Tau effekt}}$ er avhengig av uttrekkskapasiteten til skruen. Dette oppstår når forbinderen og dens lengdeakse ligger skrånstilt mellom tredelene, slik at det dannes strekkspenning langs forbinderens lengdeakse. Parallell kraftkomponenten til skjærflaten vil derfor gi et bidrag til kapasiteten av forbindelsen (Figur 4). Vertikalkomponenten som vist på figur 4 blir $x = \sin a * F_{ax}$



Figur 4. Del av forbindelsen med plastisk flyt i forbinderen

Skulle vinkelen «a» bli satt til 14,5 grader ville løsningen til «x» bli $0,25 * F_{ax}$. Dette viser at tillegget fra tau effekten er begrenset, ifølge NS-EN 1995-1-1 2008, når forbinderen deformeres med vinkel på 14,5 grader. I tillegg til dette skal bidraget videre begrenses slik at den ikke skal overstige Johansens Bruddteori delen (R_{Johansen}).

Alternative kilder (Tomas et al. 2010 – videre beskrevet i kapittel under) tilsier at tau effekten kan fortolkes som friksjonskoeffisient mellom tre elementene (2)

$$F_{ax}/4 = \mu * F_{ax} \quad (2)$$

μ - friksjonstallet til trevirke satt til 0,25

En slik oppfatning åpner veien til å vurdere taueffekten for alle skruevinkler, så lenge forbinde ren er utsatt til strekk og ikke trykk. NS-EN 1995-1-1 2008 og dens forenklet betraktning av taueffekten tar ikke hensyn til kombinert friksjon og høy uttrekkskapasitet.

2.7 Treforbindelser med skråstilte selvboende skruer

I 2002 har Bejtka, I., og Blaß, H. J. ved Universität Karlsruhe gjennomført en teoretisk og empirisk analyse av tre-mot-tre forbindelser ved bruk av skråstilte skruer. Målet med arbeidet var å foreslå en metode for utregning av lastekapasitet av skruer innstilt i vinkel mot skjærplanet.

Hvis skruene er stilt i vinkel mot skjærplanet foreslår NS-EN 1995-1-1 2008 at man benytter den kvadratiske formelen (likning 8.28) som tar for seg andelen av kapasiteten for aksial- og skjærbelastning.

2.8 Forborede hull

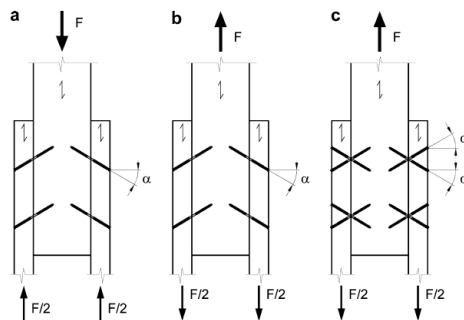
Ifølge Dietsche og Brander (2015) er det europeiske grunnlaget for utforming av selvboende skruer et designkonsept gitt i NS-EN 1995-1-1, i kombinasjon med bestemmelsene gitt i Europeiske Tekniske godkjenninger (ETA). En fordel med selvboende skruer er at i generelt kreves det ikke forboring, så lenge tettheten til trevirket ikke er for høyt (for eksempel $\rho < 550 \text{ kg / m}^3$). Men forskningsresultatene i rapporten til Pirnbacher et al. (2009) indikerer at ved bruk av selvboende skruer i trevirket med temperatur under null, kan det være nødvendig med forboring for å forhindre splitting av trevirket, som blir mer sprø ved lavt temperatur. I nyere tekniske godkjenninger kreves det forboring til selvboende skruer under visse betingelser som er beskrevet nærmere i det neste avsnittet. De fleste selvboende skruer har en spesiell boretopp som tillater bruk av reduserte avstander selv uten forboring.

Ifølge Porteous & Kermani (2007) brukes treskruer i stedet for spiker i forbindelsene som krever høyere kapasitet, spesielt i situasjoner der det kreves større uttrekkskapasitet. De kan brukes til tre-til-tre forbindelser, men er spesielt egnet for stål-til-tre forbindelser. Når skruer brukes til tre-forbindelser og skruens diameter er 6 mm eller mindre, er det ikke nødvendig med forboring. Når diameteren er større enn 6 mm og for skruer med hvilken som helst diameter i hardved-forbindelser, må det forbores. I dette tilfellet må følgende krav, som er nevnt i 10.4.5 i NS-EN 1995-1-1 2008, tilfredsstilles:

1. Det forboede hullet til skruen skal ha en diameter som er lik diameteren til stangen og må ha samme dybde som stanglengden.
2. Det forhåndsborede hullet for den gjengede delen av skruen skal ha en diameter på ca. 70 % av stangdiameteren.

2.9 Beregningsmodell for skråstilte selvboende skruer

Basert på ETA-12-0062 egner skruene seg til treforbindelser i bærende konstruksjoner. Ved bruk av beregningsmodellen i oppgaven er ETA-12-0062 blitt brukt for nødvendig inndata. Bruddformene som er blitt tatt for analysen er vist på figur 5.



Figur 5. Tre-mot-tre forbindelser med skråstilte skruer (Tomasi et al., 2010)

2.9.1.1 NS-EN 1995-1-1 2008

Ifølge NS-EN 1995-1-1 2008 skal kapasiteten for stivhet i en slik forbindelse beregnes som følgende:

$$\left(\frac{F_{axEd}}{F_{axRd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}}\right)^2 \leq 1 \quad (3)$$

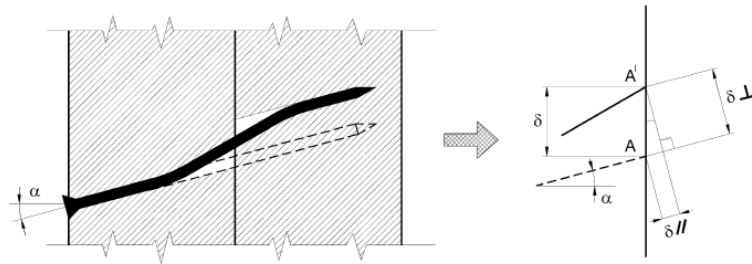
F_{axEd} - aksialbelastning

F_{axRd} - aksialstyrke

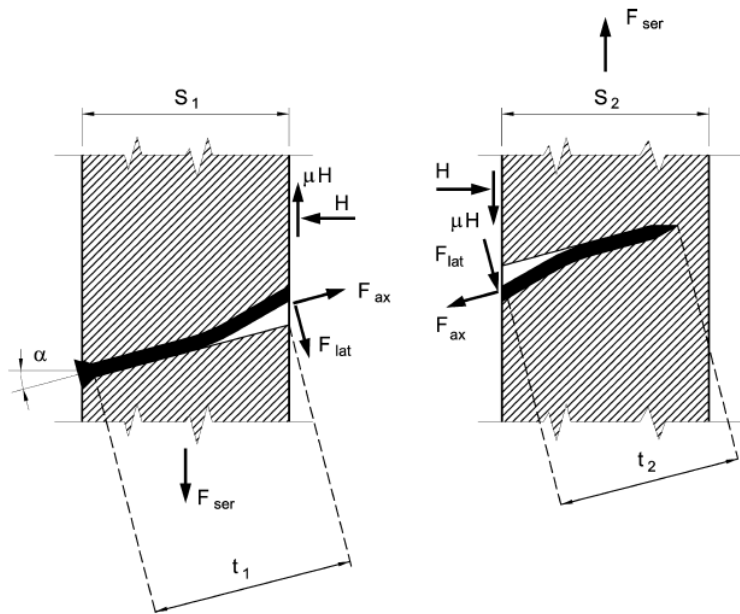
F_{vEd} - skjærbelastning

F_{vRd} - skjærstyrke

F_{axRd} er beregnet etter kapittel 8.7.2 og skjærstyrken til forbindelsen er beregnet iht. Johansens teori for tre-mot-tre forbindelser som beskrevet i kapittel over, eller tatt direkte fra respektive ETA bladene for forbindeeren.



Figur 6. Komponentene til forskyvning i skjærplanet (Tomasi, Crosatti, & Piazza, 2010)



Figur 7. Kraftene som virker på skjærplanet (Tomasi et al., 2010)

Figuren demonstrerer hvordan Tomasi et al. (2010) beskriver aksial- og lateralstyrken på følgende måte:

$$F_{ax,Rk} = F_{v,Rk} * \sin \alpha \quad (4)$$

$$F_{lat,Rk} = F_{v,Rk} * \cos \alpha \quad (5)$$

$$H = F_{ax} * \cos \alpha - F_l * \sin \alpha \quad (6)$$

Hvor $F_{ax, Rk}$ (4) er aksialstyrken, $F_{lat, Rk}$ (5) er lateralstyrke og H (6) er trykkraft mellom tredelene.

2.9.1.2 Forslag utarbeidet av Tomasi et al. (2010) for skråstilte selvboende skruer.

I rapporten sin foreslår Tomasi et al. (2010) at følgende bruddform beregnes iht.:

- a. For skruene utsatt for skjær- og trykkspenning (brudd form «a» i Figur 5) brukes det likning fra Eurokode 5 (Formel 1, som vist over) samt styrkene foreslått i Eurokode 5 som i likningen under: (Formel 7)

$$F_{v,Rk} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\sin \alpha}{F_{ax,Rk}}\right)^2 + \left(\frac{\cos \alpha}{F_{l,Rk}}\right)^2}} \quad (7)$$

- b. For skruer utsatt for skjær- og strekkspenning (bruddform 'b' i Figur 5), samt vinkelrett på skjærplanet, er det foreslått å bruke beregningsmodellen av (Bejtka & Blaß, 2002).
- c. For skruer i kryss (bruddform 'c', Figur 5), som er utsatt for både strekk og trykk, er det foreslått å bruke beregningsmodellen av (Bejtka & Blaß, 2002) utvidet slikt at det tas hensyn til at forbindelsen består av 2 skruer innstilt i kryss med hverandre.

Formler under, utviklet fra (4) og (5) ovenfor, åpner veien til å beregne karakteristisk kapasitet parallelt til skjærplanet til forbindelsen per forbinder per skjærflate for skruer utsatt for skjærstrekkbelastning.

$$R_a = R_{ax,k} * \sin \alpha + f_{h,1,k} * s_1 * d * \cos \alpha \quad (a)$$

$$R_b = R_{ax,k} * \sin \alpha + f_{h,2,k} * s_2 * d * \cos \alpha \quad (b)$$

$$R_c = R_{ax,k} * (\mu * \cos \alpha + \sin \alpha) + \frac{f_{h,1,k} * s_1 * d}{1 + \beta} * (1 - \mu * \tan \alpha) * \left[\sqrt{\beta + 2 * \beta^2 * \left(1 + \frac{s_1}{s_2} + \left(\frac{s_1}{s_2}\right)^2\right) + \beta^3 * \left(\frac{s_1}{s_2}\right)^2} - \beta * \left(1 + \frac{s_1}{s_2}\right) \right] \quad (c)$$

$$R_d = R_{ax,k} * (\mu * \cos \alpha + \sin \alpha) + \frac{f_{h,1,k} * s_1 * d}{2 + \beta} * (1 - \mu \tan \alpha) * \left[\sqrt{2\beta + (1 + \beta) * \frac{4\beta * (2 + \beta) * M_{y,k}}{f_{h,1,k} * s_1^2 * d}} - \beta \right] \quad (d)$$

$$R_e = R_{ax,k} * (\mu * \cos \alpha + \sin \alpha) + \frac{f_{h,1,k} * s_2 * d}{1 + 2\beta} * (1 - \mu \tan \alpha) * \left[\sqrt{2\beta^2 + (1 + \beta) * \frac{4\beta * (1 + 2\beta) * M_{y,k}}{f_{h,1,k} * s_2^2 * d}} - \beta \right] \quad (e)$$

$$R_f = R_{ax,k} * (\mu * \cos \alpha + \sin \alpha) + (1 - \mu \tan \alpha) * \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} * \sqrt{2M_{y,k} * f_{h,1,k} * d * \cos^2 \alpha} \quad (f)$$

Hvor:

- s_1 og s_2 - er inntrengningsdybden (vinkelrett til skjærplanet) i henhold til 1. og 2. tredelen
- $f_{h,1,k}$ og $f_{h,2,k}$ - er karakteristisk bruddfasthet i henhold til 1. og 2. tre elementet.
- β - er forholdet mellom $f_{h,1,k}$ og $f_{h,2,k}$ ($f_{h,1,k}/f_{h,2,k}$)
- $R_{ax,1,k}$ og $R_{ax,2,k}$ - er uttrekkskapasitet til skruen i henhold til 1. og 2. tre elementet.
- d - er den effektive skruediameteren
- M_{yk} - er den karakteristiske flytemoment til forbinderen
- μ - er friksjonskoeffisienten for tre-mot-tre forbindelser
- R_i - er den karakteristiske lastkapasiteten parallell til skjærplanet ($i = a-f$)
- α - er vinkelen mellom skrueraksen og normalen til skjærplanet

Med bakgrunn i likninger gitt overfor kan det bestemmes både aksial- (8) og skjærkapasitet (9) til forbindelsen parallell til skjærplanet ved bruk av skråstilte skruer med skjærstrekkbelastning.

$$F_{ax,Rk} = F_{ax,k} = \min \left\{ \begin{matrix} R_{ax,1,k} \\ R_{ax,2,k} \end{matrix} \right\} \quad (8)$$

$$F_{v,R} = \min \{ R_a, R_b, R_c, R_d, R_e, R_f \} \quad (9)$$

Det er viktig å legge merke til at Bejtka og Blaß (2002) har utvidet Johansens likningene gitt i NS-EN 1995-1-1 2008 i sitt arbeid i 2002 slik at forankringsdybden s_2 minker når vinkelen α øker. Leddet $F_{ax}/4$ (2) for taueffekten er blitt erstattet med en som betrakter vinkelen til skruen, uttrekkskapasiteten og friksjonen mellom tredelene. Likningene er utledet slik at ved trykkbelastningen av skruen skal μ (friksjonskoeffisient) settes lik 0, som er naturlig når tredelene presses fra hverandre. Bejtka og Blaß 2002 regner uttrekkskapasiteten med modifisert uttrekksparameter som kan antas forenklet til 70% av den karakteristiske verdien.

Hullkantfasthet avhenger av flere faktorer, blant annet trevirkets densitet samt vinkelen mellom forbinderen og fiberretningen. NS-EN 1995-1-1 2008 gir en formel for beregning av hullkantfasthet (10) med $d=d_{ef}$. Formelen tar ikke hensyn til vinkelen mellom forbinderen og fiberretningen.

$$f_{hk} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k \quad (10)$$

For kalkulasjonene i rapporten er det blitt brukt beregningsformelen (11) gitt av Blaß et al. som tar hensyn til ulike vinkler mellom skruene og fiberretningen.

$$f_{hak} = \frac{0.019 * \rho_k^{1.24} * d^{-0.3}}{2.5 * \cos^2 \phi + \sin^2 \phi} \quad (11)$$

Hvor $\phi = 0$ grader er parallell mot fiberretning og $\phi = 90$ grader er vinkelrett mot fiberretning. Ved bruk av formelen ovenfor (11) skal det, ifølge Tomasi et al. (2010), brukes følgende likninger for beregning av uttrekkskapasitet (12) i N og karakteristiske uttrekksparameter (13).

$$F_{ax,Rk} = f_{1,k} * l_{ef} * d \quad (12)$$

$$f_{1,k} = 100 * 10^{-6} * \rho_k^2 \quad (13)$$

Uttrekkskapasitetsparametere for beregningsmodellen i oppgaven er det blitt brukt godkjente verdier fra ETA (European Technical Approval) bladet til SFS Intec WR13xL skruene.

3 Metode

3.1 Fremgangsmåte

Utforming av prøver og valg av materialer ble basert på et tidligere forskningsprosjekt «Rammevirkning, Momentstive limtrerammer for horisontal avstivning» av Bjørnfot et al. (2015). Illustrasjoner av trerammer er vist på vedlegg 1 og 2. Ved utdyping i teorien, er det blitt gjort mindre endringer i designet. Endringene i designet ble gjort med tanke på beregningsmodellen og handlet om søyledimensjoner til rammene for langveggen. I den tidligere rapporten var søyletykkelsen på 245 mm som ikke er standardtykkelse hos limtreleverandører. Ønsket var å forenkle prosessen og da ble søyletykkelsene til langveggrammen endret til 225mm som er standarddimensjon. Samtidig ble det fjernet skruene som tok opp skjærbelastning fra egenlast i bjelken pga. svært lite skjærkraft som oppsto i beregningsmodellen til Bjørnfot et al. (2015). Ut ifra dette ble testene satt opp etter følgende retningslinjer:

- Å definere en riktig og konkret problemstilling slik at det skulle være lettere å jobbe mot ønsket resultat.
- Å beregne lastvirkninger i beregningsmodellen for å ha verdier for å sammenligne opp mot testresultater.
- Å drøfte forskjellige løsninger og muligheter for å se om det finnes måter å forenkle både

beregninger og utførelse.

- Å velge de mest interessante og realistiske løsninger.
- Å utføre numeriske beregninger og kontroll av kapasiteter for videre arbeid opp mot testene.
- Å vurdere kombinasjoner av ulike løsninger for å oppnå størst fordelaktig resultat.
- Å evaluere oppnådde resultater opp mot forventninger.
- Å vurdere alternativt materialvalg som evt.
- Å teste de løsningene som er blitt beregnet og se om beregningsmodellen tilsvarer virkeligheten.
- Å drøfte resultater fra beregninger opp mot testresultatene.
- Å konkludere oppgavens resultater både i henhold til beregninger og testgjennomføringen.

3.2 Generelle forutsetninger

Geometrien til et bygg samt noen forutsetninger i forhold til materialer er definert i forkant. Før oppdraget startet ble det bestemt som følgende:

- Rammene skal brukes til småhusproduksjon.
- Rammene skal være enkle å montere sammen på byggeplassen.
- Søylene til rammene til gavlveggen har en fast tykkelse på 225 mm (vist på vedlegg 1).
- Søylene til rammene til langveggen har en fast tykkelse på 315 mm (vist på vedlegg 2).
- Bjelkene til rammer skal helst ikke være høyere enn 450 mm.
- Yttervegger som kler inn rammene skal bygges etter preaksepterte løsninger som må tas hensyn til ved vurdering av bygningsfysikk.
- Fundamentet til rammene er «plate på mark» og søylepunktene er «leddet» mot fundamentet.

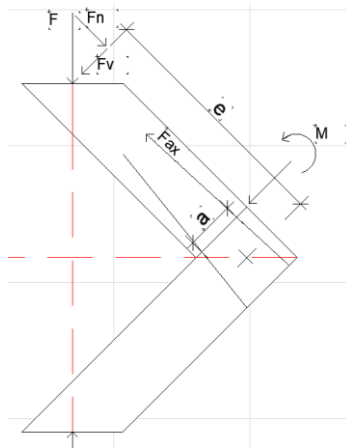
3.3 Testoppsett

3.3.1 Innledning

Gjennomføring av tester og utforming av prøvene ble gjort for å simulere en realistisk situasjon hvor vindkraften fører kraften til rammeforbindelsene i form av moment.

I praksis vil rammene få bare horisontale laster som fører til momentspenningen i forbindelsen. Siden det ikke var mulig å gjennomføre testene med akkurat samme forutsetninger, ble testene satt opp på

en måte hvor trykkraften fra maskinen førte også skjærkraft til forbindelsen, slik som det er illustrert på skissen under hvor F er trykkraften vertikalt fra maskinen, F_n er normalkraften, F_v er skjærkraften, e er momentarmen, F_{ax} er strekkraften i øverste skruen, a er den indre armen mellom skruene ved sammenføyning, og M er momentet som oppstår i forbindelser i bakgrunn av kraften som føres inn vertikalt til testen.

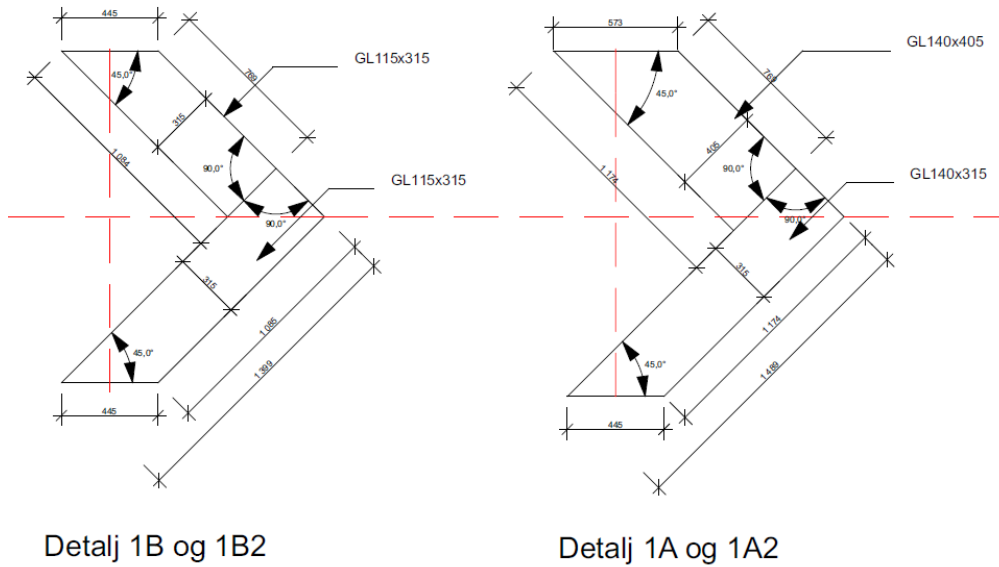


Figur 8: Forplanting av laster fra testoppsettet

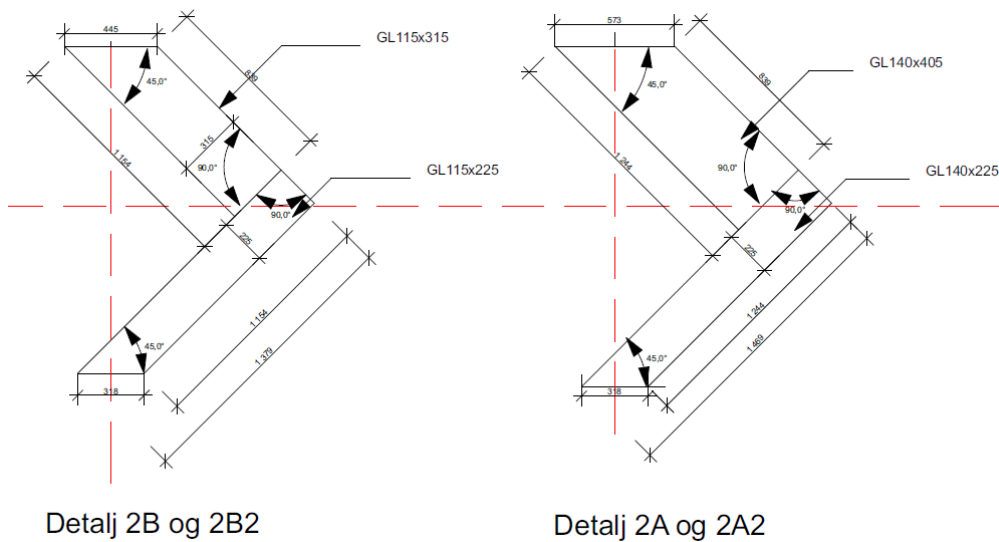
3.3.2 Materialer

Materialer som ble brukt i undersøkelser var GL24 limtre av gran og de forskjellige selvboende skruer som ble brukt ved beregning av forbindelser. Materialene ble forhåndsbestilt i riktige lengder med ferdigkappede vinkler i endene. Delene måtte bestilles med ferdigborede hull fra limtreleverandøren, men pga. lang leveringstid og for å spare tid ble dette løst ved boring på stedet.

Figur 9 under viser rammedimensjonene til langveggen hvor søyletykkelsen er avhengig av veggtykkelsen. Bindingsverket til ytterveggene er 198 mm + 48 mm og dermed er søyletykkelser begrenset. Figur 10 viser rammehjørnene til limtre-deler til gavlvegger hvor søyledimensjoner kan være noe grovere enn for langveggen. Alt sammen ble det testet 48 forskjellige limtre-deler som ble skrudd sammen på labben rett før testene ble gjennomført. På figurene under vises det detaljer 1B og 1B2, 1A og 1A2, 2B og 2B2, 2A og 2A2 som er benevnninger til de forskjellige testene. I detaljer 1B, 1A, 2B og 2A har skruene vært skrudd inn i 5-graders vinkel og i detaljer 1B2, 1A2, 2B2 og 2A2 har skruene vært skrudd inn i 8-graders vinkel.



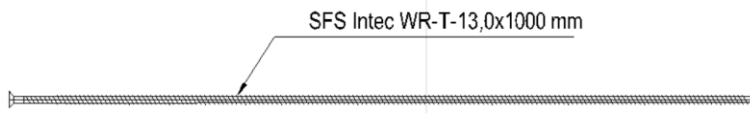
Figur 9: Limtre deler til langvegg hjørner



Figur 10: Limtre deler til gavl vegg hjørner

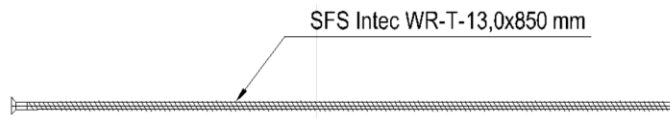
I denne oppgaven er det blitt brukt SFS Intec skruer type WR-T-13,0 i lengder 800 mm og 1000 mm. WR-T-13,0 skruer er selvboerende skruer som har gjenger langs hele stangen og boretoppen i enden. Ytre diameter på de skuene er 13 mm og indre stangdiameter er på 8,5 mm. Skruetyper og antallet skruer som ble brukt i testene er illustrert nedenfor på figur 11 og 12.

1. 16 stk SFS Intec WR-T-13,0x1000mm



Figur 11: SFS Intec WR-T-13,0x1000mm

2. 8 stk SFS Intec WR-T-13,0x850mm



Figur 12: SFS Intec WR-T-13,0x850mm

3.3.3 Testgjennomføring

Det ble brukt hydraulisk press Intron KKN300-maskin med 300 kN kapasitet for testene som er vist på bildet nedenfor. Opplegget for testene er også vist på bildet. (Figur: 13).



Figur 13: Intron KKN300

Begge endene ble festet på en måte at det ikke var noen sidebevegelser uten at innfestingen selv tok opp noe moment. Prøvene ble festet under presset, med den ene enden festet på brakett mot bakken og den andre enden oppe mot presset. Friksjonen fra innfestingene ble sett bort fra, siden størrelsen på de kreftene ble antatt som neglisjerbare. Maskinen ble styrt av programvare LabView. Maskinens nedtrykningshastigheten ble innstilt på fast 8 mm/min. Trykk-kraft ble målt av en Intron kraftcelle. Deformasjonen i forbindelsene ble målt av givere Regal KTC-75 som ble sammenstilt med kraftmålingene.

Til sammen ble det gjennomført 24 tester. Beregninger og den tidligere rapporten tar hensyn til 4 forskjellige rammehjørner som har skruer både i 5- og 8- graders vinkler, noe som betyr at 8 forskjellige hjørner måtte testes. Det ble valgt forskjellige vinkelretninger til skruene for å se etter faktiske endringer i resultatene. Vinkelretninger på skruene ble valgt basert på limtre dimensjoner og 8-graders vinkel var det maksimale som var mulig for alle hjørnene på bakgrunn av geometrien. Vinkelretning på 5 grader ble valgt for å sammenligne resultatene mot beregningsmodellen til Bjørnfot et al. (2015). For å få stort nok evalueringsgrunnlag av testresultatene ble det bestemt å ta 3 tester av hver rammehjørnetype. Til sammen ble 24 hjørner testet. I tabellen (tabell 1) nedenfor vises oversikten over benevninger til testene, vinkler til skruene og antallet tester som ble gjennomført.

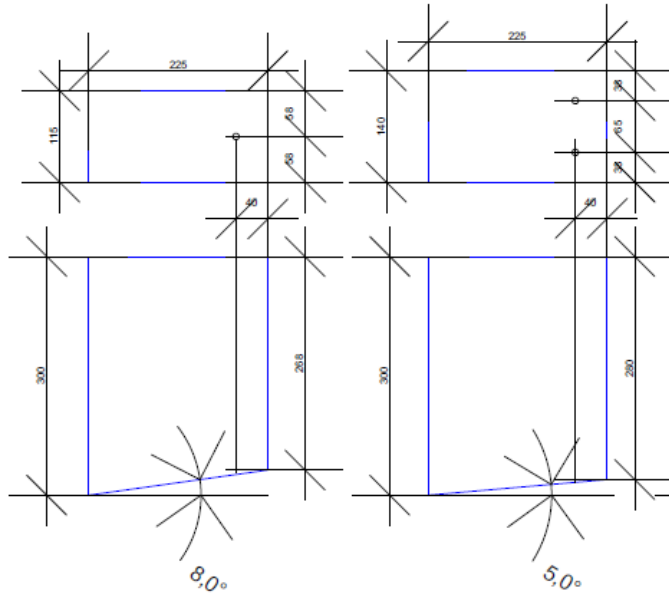
Tabell 1: Oversikt over antall prøvestykker og antall utførte tester

Skruvinkel α	1A	1B	2A	2B	1A2	2A2	1B2	2B2
5°	3	3	3	3				
8°					3	3	3	3

Geometrien til de ulike testene vises på figur 9 og 10 ovenfor under kapittel 3.3.2 Materialer. Det ble brukt limtre med tverrsnitt (i mm): 115 x225, 115x315, 140x225, 140x315 og 140x405.

3.3.4 Forboring

Som nevnt tidligere ble forboringen gjort på stedet pga. lang leveringstid på boring av fabrikken. Det ble laget 4 forskjellige maler for forboringen. 1. og 2. malen ble laget av GL 115x225 til limtre-delene med tykkelse på 115 mm. Deretter 3. og 4. malen ble laget av 140x225 til delene med tilsvarende tykkelse. To første maler hadde ett hull som var ment for hjørnene hvor material- tykkelsen var 115 mm og to siste maler hadde to hull for hjørnene med materialtykkelse på 140 mm. Figuren under illustrerer malene med horisontalsnitt over og vertikalsnitt under.



Figur 14: malene til forboringen

Først ble det kappet 4 like lange deler av de to forskjellige dimensjoner. Deretter ble klossene satt under boremaskinen for å bore hull inn i malene. Etter at boringen var ferdig ble alle klossene kappet i endene for å få riktig vinkel til malene. Alt dette ble gjort i stål verksted ved NMBU med verktøy som tillater minst mulig avvik. Bildene nedenfor illustrerer dette arbeidet.



Figur 15: Forberedelser til forboring

Etter at malene var laget ferdig var det mulig å forbore limtre-delene som måtte skrus sammen for testene. Plasseringen til hullene ble målt og merket nøyaktig etter tegningene og forboringsmaler ble skrudd fast til arbeidsbenken, sammen med delene som måtte forbores. Forboringen etter malene ble gjennomført med batteridrill ved bruk av helgjenget trebor. Bildene nedenfor illustrerer prosedyren.



Figur 16: forboring

Ved forboring ble det registrert en del avvik som er nærmere beskrevet i kapittel 4.1. Avvik ved boring.

3.4 Bruk av verktøy

3.4.1 Mathcad

Mathcad er et regneark på lik linje med Microsoft Excel, som er et mer vanlig verktøy. Forskjellen er at ved hjelp av Mathcad er det mulig å regne på samme måte som man ville regne på papir. Dette betyr at når man definerer en lengde eller en høyde, kan man referere direkte til denne lengden eller høyden senere på regnearket. På denne måten har regnearket blitt holdt ryddig og oversiktlig og det kommer mye tydeligere frem hvordan og hva man har jobbet med. Også er det mye lettere å kontrollere beregninger, sammenlignet med arbeid ved hjelp av regneark i Microsoft Excel hvor man refererer til celler.

Det å ha bedre oversikt over arbeidet som er gjort er en stor fordel i de tilfeller hvor det skal utføres en uavhengig kontroll på beregninger. Det å kunne ha et regneark med alle funksjoner, og i tillegg den oversikten man får fra en «penn- og papirmetode», gjør verktøyet veldig godt egnet til konstruktive beregninger.

3.4.2 ArchiCad 20

ArchiCad 20 er et 3D modelleringsprogram brukt primært i forbindelse med arkitektoniske løsninger. Programmet lar brukeren jobbe i 3D til enhver tid og er et kraftig verktøy for modellering. På bakgrunn av dette falt valget på ArchiCad siden det skulle modelleres noe krevende detaljer og det er var veldig viktig å kunne gi gode illustrasjoner på dette, noe som er umulig i 2D.

Det å kunne hele tiden tegne i 3D og ha muligheten til å definere ulike farger på ulike deler i knutepunktet gjør hele prosessen lettere. Dette gir brukeren en mulighet til å oppdage ev. designfeil eller problemer meget enkelt.

3.5 Bestemmelse av fuktinnhold og densitet

Rett etter bruddtestingen ble det satt i gang en prosedyre for måling av fuktinnholdet og densitet til limtre-delene som ble brukt i testene. Bestemmelsen om fuktinnholdet ble fulgt etter instruksjoner fra EN-13183-1: 2002. Når alle trykk-testene var ferdig, ble det skjært ei skive på ca. 30 mm ut fra søyledelene (figur17).



Figur 17: Forberedelser for densitetsmåling

Først ble prøvestykkene skåret ut fra limtre og deretter veid og nedsunket i vann. Dette for registrering av oppdrift som var en del av prosedyren for å finne densiteten til delene, basert på Arkimedes prinsippet. Prøvene ble deretter satt i varmeskapet på 103 grader celsius for 24 timer.

Prøvene ble veid med 12- timers intervall for å sikre at en konstant tørr tilstand ble oppnådd. Fuktinnholdet ble bestemt ved utregning av forholdet mellom tørr og våt tilstand i %.

$$\omega = \frac{m_1 - m_0}{m_0} * 100 \quad (14)$$

m_1 – masse til testprøven før tørking

m_0 – masse til testprøven etter tørking

ω – fuktinnholdet i prosent

3.6 Bestemmelse av teoretisk kapasitet

På bakgrunn av testoppsettet og belastningen av rammehjørner ble det utarbeidet en beregningsmodell for å finne kapasiteten til skruene som var utsatt for strekk- og skjærbelastning.

Den totale kapasiteten til skruene ble beregnet etter den kvadratiske formelen – likning 45 i vedlegg 3. For å kunne gjøre dette ble det brukt forskjellige faktorer, inndata og likninger. Likning 45 i vedlegget 3 tar i betraktning aksialbelastningen av skruene (39), aksialbelastningen av skruene på grunn av skjærkraft (42), laterallbelastningen av skruene (41), aksialkapasiteten til skruene (23) og lateralkapasiteten til skruene (36).

Aksialkapasiteten til skruene (23) ble beregnet ut ifra ETA bladene levert av SFS Intec. Det ble vurdert både uttrekkskapasiteten til skruhodene fra søyledelene (18) og uttrekkskapasiteten til gjengende delene av skruene fra bjelkene (19). Faktorene som påvirker kapasiteten er: den karakteristiske uttrekksparameteren til hodet (10), den karakteristiske uttrekksparameteren til gjengen (11), vinkelen i forhold til fiberretningen og skruen (12), forankringslengden i søylen (7), bjelken (8) og densiteten til trevirket (9). Det er den minste kapasitetsverdien (22) som skulle legges til grunn for beregninger i likning 45.

Den laterale kapasiteten til skruen (36) beregnes ved anvendelse av teorien beskrevet av Tomasi et al. (2010) som er basert på beregningsmodellen til Bejtka & Blaß (2002). For å kunne beregne dette må man finne skjærkapasiteten til skruene (35). Skjærkapasiteten til skruene beregnes etter likninger 31-34. Kapasiteten blir påvirket av: flytemoment til skruen (28), friksjonskoeffisient mellom tre-elementer (27), den karakteristiske hullkantfastheten til søylen (25) og den karakteristiske hullkantfastheten til bjelken (24). Det er den minste av de verdiene (35) som ble lagt til grunn for skjærkapasiteten til skruene.

3.7 Vurdering av testresultatene opp imot teorien

I testfasen ble den statiske modellen laget slik at vindkrefter ble ført over til bjelkene og videre til søylene gjennom et stivt etasjeskille. Rammene er utsatt for horisontal belastning fra vind og svært lite vertikal belastning på grunn av egenvekt. Dette fører til at forbindelsen (SFS WR-T13 x 1000 og SFS WR-T 13 x 800 skruer) i hver av rammehjørner ble vurdert for å ta opp kun moment. Skjærkrefter fra egenvekt ble tatt opp ved bruk av skjærskruer satt i kryss i 90 grader mot hverandre.

Ved bestemmelsen av test typene ble det vurdert flere løsninger. Maskinen som ble brukt til testing tåler ingen sideveis belastning eller rotasjon. Dette medførte at testene av rammehjørnene måtte testes slik som det var anvist på testprøvebeskrivelser (kapittel 3.3) og tegningene (Vedlegg 1 og 2). Innfestningen på toppen og i bunnen tillater fri rotasjon.

Dette skapte en utfordring man begynte å sammenligne testresultatene med teorien. Mens testene var utført ble rammene påført kraft i 45-graders vinkel. Dekomponering av kraften inn i skjærkraft og normalkraft ga i første omgang et feil bilde om kapasitet av forbindelsen. Ved et slikt testoppsett danner skjærkomponenten både moment- og skjærspenning i forbindelsen.

Det ble laget et MathCAD regneark hvor forbindelsen ble vurdert på nytt basert på teorien beskrevet tidligere i rapporten. Skruene ble beregnet og vurdert for både skjær- og strekkbelastning. Beregningene viser at denne type belastning er ugunstig for skruene og forbindelsen har lav skjærkapasitet.

De totale kapasitetene ble kontrollert ved bruk av den kvadratiske likningen (3) fra NS-EN 1995-1-1-2008 beskrevet i kapittel 2. For å kunne gjøre dette måtte man se nærmere på testresultatene og regne om den maksimale vertikale kraften til skjær- og normalkomponenten. Ved omregningen har man tatt hensyn til antall skruer i forbindelsen. Prøveseriene 1A, 1A2, 2A og 2A2 har 2 skruerpar (trykk og strekk skruen) i forbindelsen, prøveseriene 1B, 1B2, 2B, 2B2 har 1 skruerpar i forbindelsen.

4 Resultater

4.1 Avvik ved boring

Ved gjennomføring av forboring ble det registret en del avvik som noen ganger førte til konsekvenser

som det ikke kan ses bort ifra. I tidlig fase ved forborings-prosedyren ble det registrert en del avvik selv om forborings-maler hadde vært plassert riktig. Avviket handlet om unøyaktigheter i forbindelse med vinkel som igjen førte til at nøyaktigheten til hull-plasseringer i noen tilfeller var dårligere enn ønsket. Eksempler til ovenfor nevnte kan ses på bildet nedenfor.



Figur 18: Avvik ved forboring del 1

For eksempel kan dette skyldes:

1. Mindre feil i trevirket som styrte boren til feil retning.
2. Mindre forskjell i limtreets dimensjoner.
3. Mindre vridninger og ujevnheter i limtreedelen.
4. Menneskelig unøyaktighet ved utførelsen.

Ved sammensetting av rammer som hadde tykkelsen på 115mm ble det ikke registrert store konsekvenser pga. unøyaktighet ved forboring, men på rammene med tykkelsen på 140mm ble det registret større konsekvenser pga. at kantavstanden til hullene ble mindre og at det dermed ble mye mindre å gå på. Pga. ovenfor nevnte faktorer ble det forboret ut fra siden av bjelke-delen. Eksempelbilder som illustrerer dette er vist nedenfor (Figur 19). Første bildet (på venstre side) viser bjelke-delen til testen 2A II hvor de siste 100mm av skruen kom ut fra siden. Midterste bilde viser bjelke delen til 2A III hvor nederste skruen kom ut fra siden ca.200mm ved sammen skruing. Siste bilden under viser bjelkedelen til 1A I hvor akkurat det samme skjedde.



Figur 19: Avvik ved forboring – del 2

4.2 Resultater av fukt og densitets målinger

Som nevnt i tidligere i rapporten har det blitt gjennomført densitet- og fuktmålinger av trevirket som ble brukt i trykk-testingene.

Tabellen nedenfor viser måledata for densitetene og utregnet fuktinnhold til de enkelte prøvene fra 1A I til 2B2 III.

Tabell 2: Densitet og fuktinnhold i prøvene

NAVN	Mettet vekt (g)	Vålum (mm ³)	Tørr vekt (g)	Basis densitet (kg/m ³)	Standardavvik Densitet	Fuktinnfold (%)	Standardavvik Fuktinnhold
1A I	840,4	1910	753,2	394,3455497	12,09589468	11,5772703	0,489115943
1A II	762,5	1702	681,9	400,6462985	7,640592473	11,8199149	0,317540301
1A III	682,1	1510	612	405,2980132	4,351333465	11,4542484	0,576105563
1A2 I	582,5	1282	519,6	405,3042122	4,34695011	12,1054657	0,115625394
1A2 II	727,2	1501	648,6	432,1119254	14,60896568	12,1184089	0,106473169
1A2 III	806,1	1820	717,7	394,3406593	12,09935271	12,3171241	0,034039696
2A I	351,6	732	312	426,2295082	10,44946859	12,6923077	0,299334564
2A II	289,4	597	256,1	428,9782245	12,39310453	13,0027333	0,518838611
2A III	303,2	665	269,7	405,5639098	4,163316176	12,4212088	0,107638693
2A2 I	606,1	1312	537,5	409,679878	1,25288715	12,7627907	0,349173571
2A2 II	430,6	884	383,7	434,0497738	15,97923143	12,223091	0,032451746
2A2 III	401,1	821	354,9	432,2777101	14,72619317	13,0177515	0,529458082
1B I	622,5	1256	549	437,1019108	18,1374182	13,3879781	0,791247821
1B II	618	1372	546,5	398,3236152	9,282977585	13,0832571	0,575777536
1B III	479,9	1116	424,6	380,4659498	21,91025389	13,0240226	0,533892419
1B2 I	661,2	1491	584,7	392,1529175	13,64631977	13,0836326	0,576043054
1B2 II	319,5	723	283,5	392,1161826	13,67229527	12,6984127	0,303651451

1B2 III	397,4	901	353,2	392,008879	13,74817037	12,5141563	0,173362501
2B I	300	621	270,2	435,1046699	16,72515561	11,0288675	0,876895282
2B II	370,1	797	332,5	417,1894605	4,057189559	11,3082707	0,679327384
2B III	410,2	883	366,5	415,0622877	2,553051248	11,9236016	0,244222732
2B2 I	334,1	758	299,8	395,5145119	11,26931358	11,4409606	0,585501456
2B2 II	439	912	392,1	429,9342105	13,06908871	11,9612344	0,217612324
2B2 III	432,8	922	388,2	421,0412148	6,780791144	11,4889232	0,551586776
Gjennomsnitt:				411,451728		12,2689847	

Som det vises i tabellen ovenfor er det en del forskjell mellom prøvene men gjennomsnittsverdien er tilnærmet lik med 12 % som kreves for test materialer for konstruksjonstrevirke basert på Porteous & Kermani (2007). Standardavviket viser spredning mellom de enkelte prøve og snittet.

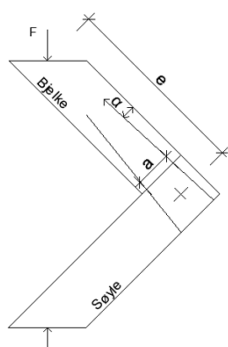
4.3 Resultater fra testing

4.3.1 Testsett nr. 1 (1A)

Testsettet består av følgende limtreelementer:

- a. Bjelke GL 140x405
- b. Søyle GL 140 x315

Disse ble satt sammen ved bruk av 4 stk. SFS Intec WR-T 13x1000mm skruer. Skruene ble satt i 5-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.

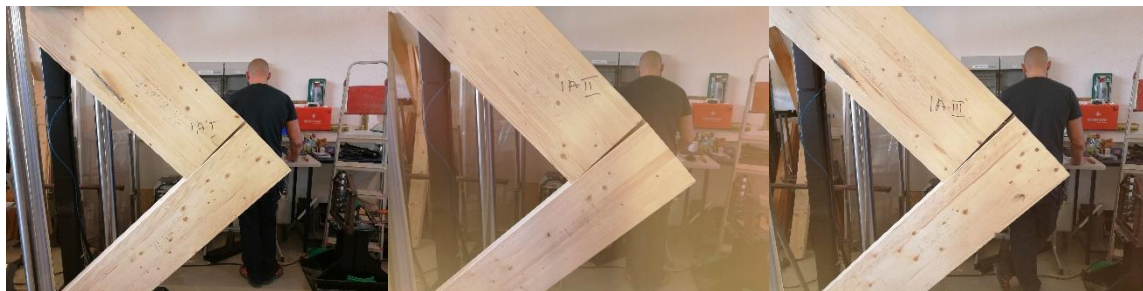


Antall skruer	4
α (°)	5
e (mm)	1140
a (mm)	320

Figur 20: Skisse av forbindelsen for testserie 1A

Det skal legges merke til at i prøvene nr. 1AI og 1AII har forboring for nedre skruene blitt utført feilaktig. Dette resulterte at skruene kom ut på siden.

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder om resultatene vises nedenfor.



Figur 21: 1A etter brudd



Figur 22: 1A brudd i skruen

Man skal legge merke til at i alle prøvene var det skruene som fikk skjærstrekk brudd.

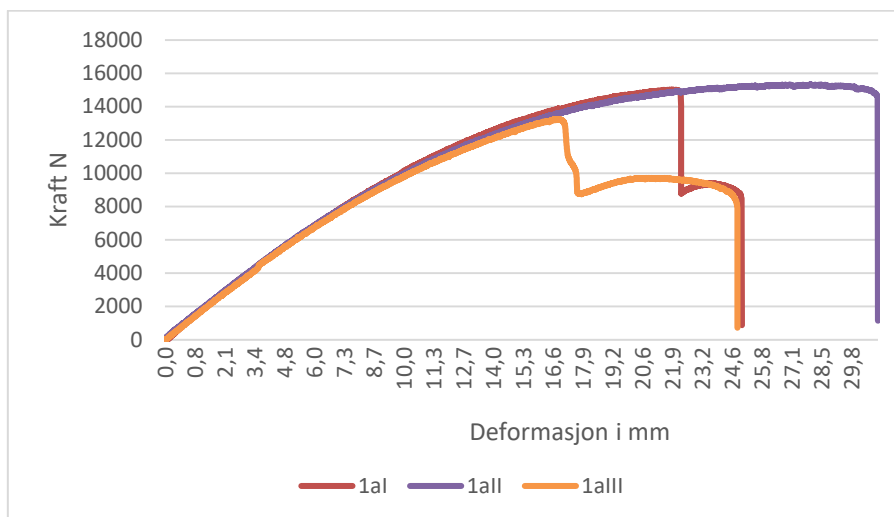
I prøven 1AI var det en skruer som fikk brudd (figur 18 til venstre), den andre skruen hadde ikke mulighet til å motstå lasten og skruhodet ble trukket inn gjennom søyledelen. Maksimal kraft som ble påført før brudd var 15014N.

I prøven 1AII var det begge to skruene som fikk brudd (figur 18 i midten). Skruer ble ikke trukket

inn i trevirket. Maksimal kraft som ble påført før brudd var 15325N.

I prøven 1AIII var det, i likhet med den første prøven, en skruer som fikk brudd (figur 18. , på høyre). Den andre skruen ble dratt inn i søyledelen. Maksimal kraft som ble påført før brudd var 13229N.

Arbeidsdiagrammene for testing av forskjellige prøver vises nedenfor:



Figur 23: Kraft-deformasjons diagram til 1A

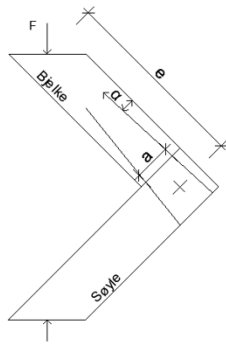
Prøvene 1aI og 1aIII fikk fall i kraftmotstand under testing. Prøven 1aII holdt ut lengst og fikk deformasjon på underkant av 30mm.

4.3.2 Testsett nr. 2 (1B)

Testsettet består av følgende limtreelementene:

- a. Bjelke GL 115x315
- b. Søyle GL 115 x315

Disse ble satt sammen ved bruk av 2 stk. SFS Intec WR-T 13x1000 mm skruer. Skruene ble satt i 5-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.



Antall skruer	2
α (°)	5
e (mm)	1080
a (mm)	230

Figur 24: Skisse av forbindelsen for testserie 1B

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder om resultatene vises nedenfor.



Figur 25: 1B etter brudd



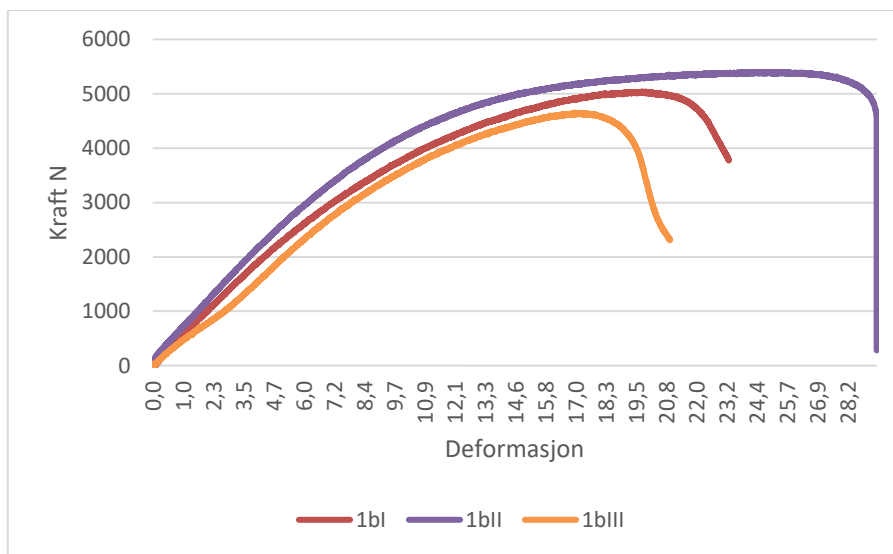
Figur 26: 1B etter brudd

I prøven 1BI var det skruhode som ble inntrukket i søyledelen (figur 22 til venstre). Maksimal kraft som ble påført før brudd var 5031,7N.

I prøven 1BII var det skruen som fikk brudd (figur 22 i midten). Skruhodet ble ikke trukket inn i trevirket. Maksimal kraft som ble påført før brudd var 5393,6N.

I prøven 1BIII, i likhet med den første prøven, var det skruhodet som ble trukket inn i søyledelen (figur 22 til høyre). Maksimal kraft som ble påført før brudd var 4640,2N.

Arbeidsdiagrammene for testing av forskjellige prøver vises nedenfor:



Figur 27: Kraft-deformasjonsdiagram til 1B

I prøvene 1BI og 1BIII var det søyledelen som fikk brudd. Maksimal deformasjon ligger på underkant av 29 mm og gjelder for prøve 1BII.

4.3.3 Testsett nr. 3 (2A)

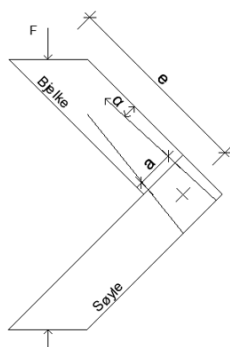
Testsettet består av følgende limtreelementene:

- a. Bjelke GL 140x405
- b. Søyle GL 140 x225

Disse ble satt sammen ved bruk av 4 stk. SFS Intec WR-T 13x800 mm skruer. Skruene ble satt i 5-

graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.

Det skal legges merke til at i prøvene nr. 2AII og 2AIII har forboring for nedre skruene blitt utført feilaktig. Dette resulterte at skruene kom ut på siden.



Antall skruer	4
α (°)	5
e (mm)	1150
a (mm)	330

Figur 28: Skisse av forbindelsen for testserie 2A

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder om resultatene vises nedenfor.



Figur 29: 2A etter brudd

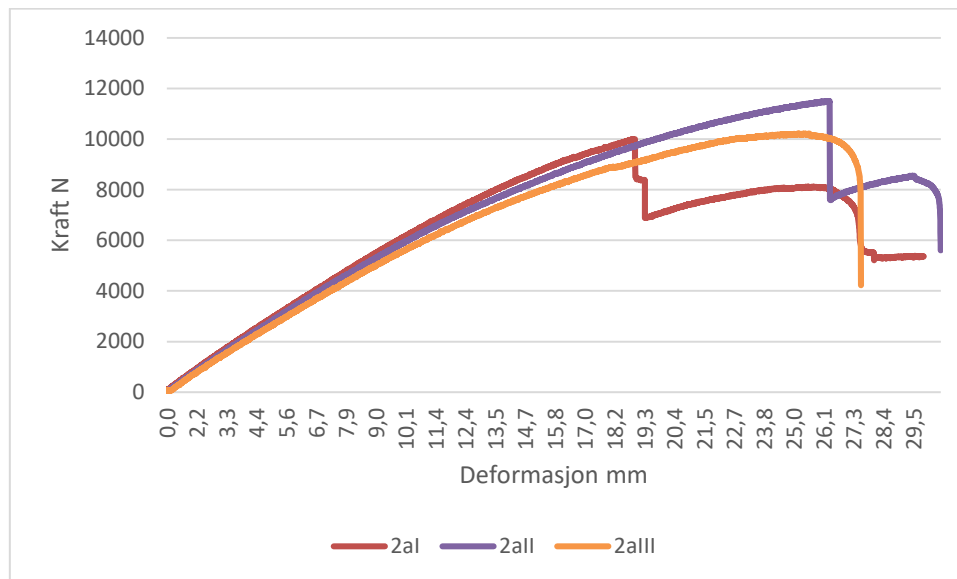


Figur 30: 2A etter brudd

I alle prøvene (figur 26) var det trevirket som fikk brudd. Skruhodet ble dratt gjennom søyledelen. Dette forårsaket splitting av elementene langs fibrene. Prøvene 2AI, 2AII og 2AIII ble påført maksimal

kraft før brudd henholdsvis: 9991,7N, 11501,5N og 10221N.

Arbejdsdiagrammene for testing vises nedenfor:



Figur 31: Kraftdeformasjonsdiagram til 2A

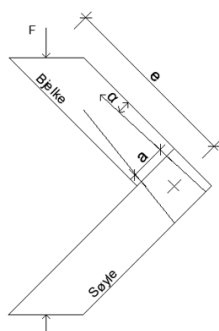
Det legges merke til ulike mønstre på arbeidsdiagrammene. Prøvene 2aI og 2aII har et sprang i diagrammet (figur31). Maksimal deformasjon ligger på underkant av 30 mm og gjelder for prøven 2aII.

4.3.4 Testsett nr. 4 (2B)

Testsettet består av følgende limtreelementer:

- a. Bjelke GL 115x315
- b. Søyle GL 115 x225

Disse ble satt sammen ved bruk av 2 stk. SFS Intec WR-T 13x800 mm skruer. Skruene ble satt i 5-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.



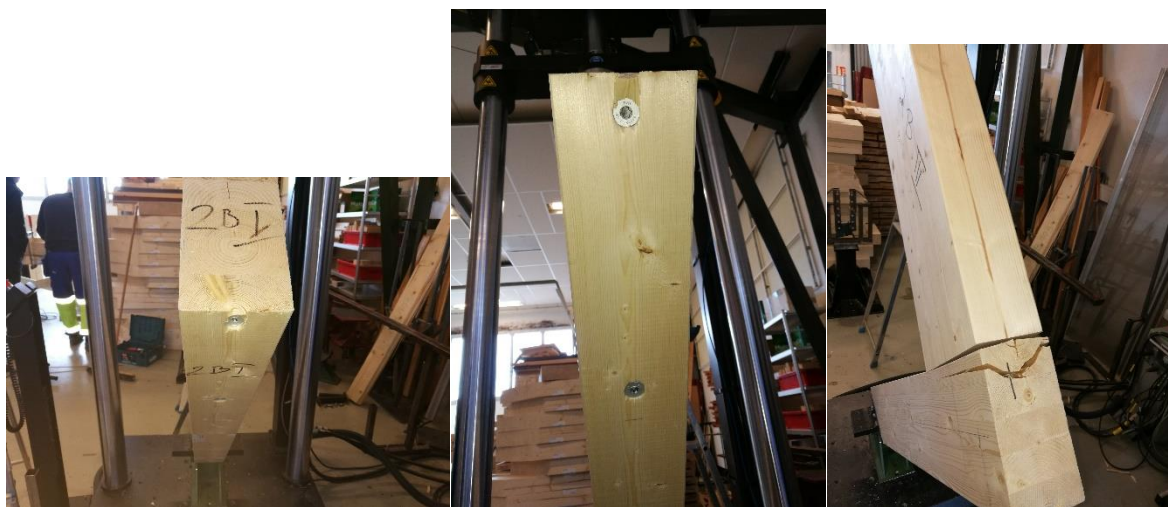
Antall skruer	2
α (°)	5
e (mm)	1090
a (mm)	240

Figur 32: Skisse av forbindelsen for testserie 2B

Prøvene ble kjørt til brudd. Bildene nedenfor viser deformatjonen rett etter.



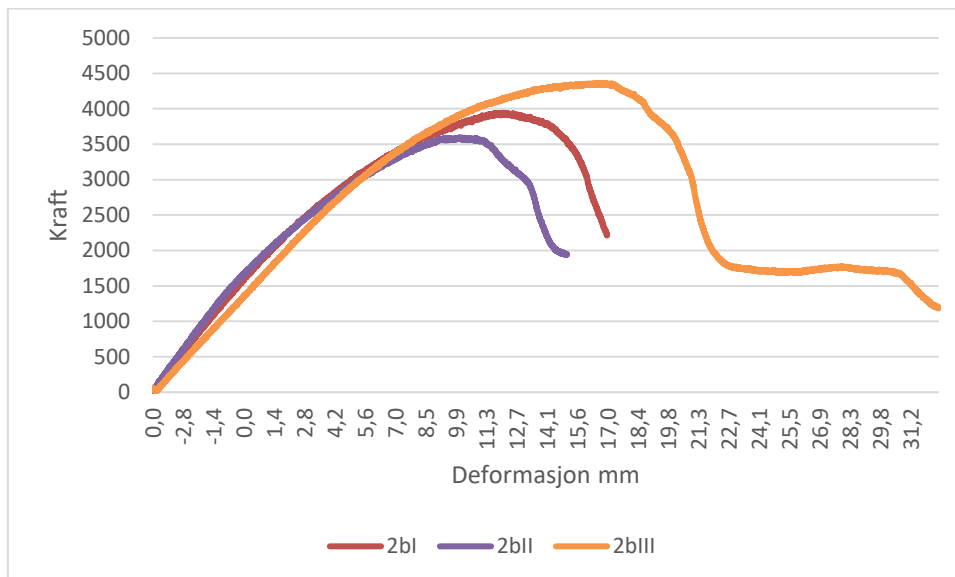
Figur 33: 2B etter brudd



Figur 34: 2B etter brudd

På test nr. 2BI og 2BII ble det observert at skruhodet ble dratt inn i limtre. På test nr. 2BIII ble det begge skruhodet dratt inn og trevirket splittet ved sammenføyningen. Prøvene 1BI, 1BII og 1BIII ble henholdsvis påført bruddlast på: 3935,5N, 3587,6N, 4356N.

Arbeidsdiagrammene til prøvene vises nedenfor:



Figur 35: Kraft-deformasjonsdiagram til 2B

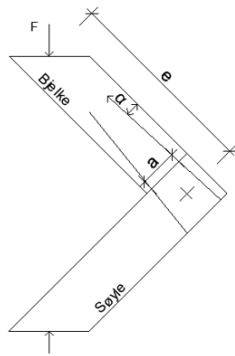
Prøvene har en jevn arbeidskurve (figur 35). Maksimal deformasjon ligger på underkant av 32 mm og gjelder for prøve 2BIII.

4.3.5 Testsett nr. 5 (1A2)

Testsettet består av følgende limtreelementene:

- a. Bjelke GL 140x405
- b. Søyler GL 140 x315

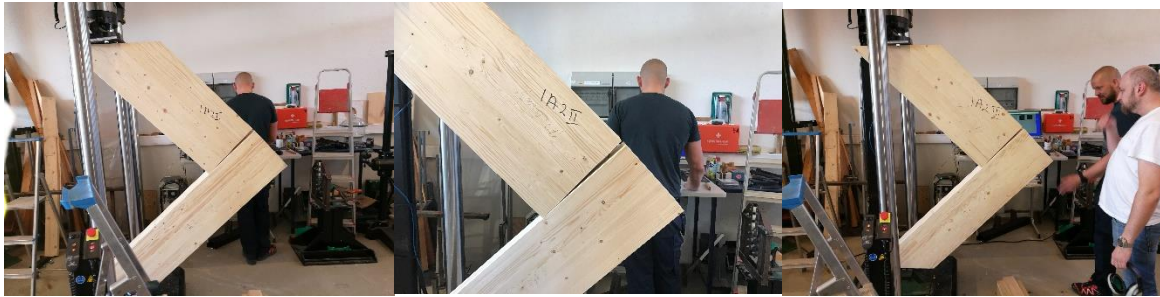
Disse ble satt sammen ved bruk av 4 stk. SFS Intec WR-T 13x1000 mm skruer. Skruene ble satt i 8-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.



Antall skruer	4
α (°)	8
e (mm)	1140
a (mm)	290

Figur 36: Skisse av forbindelsen for testserie 1A2

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder nedenfor ble tatt rett etter testen (figur 33 og 34).



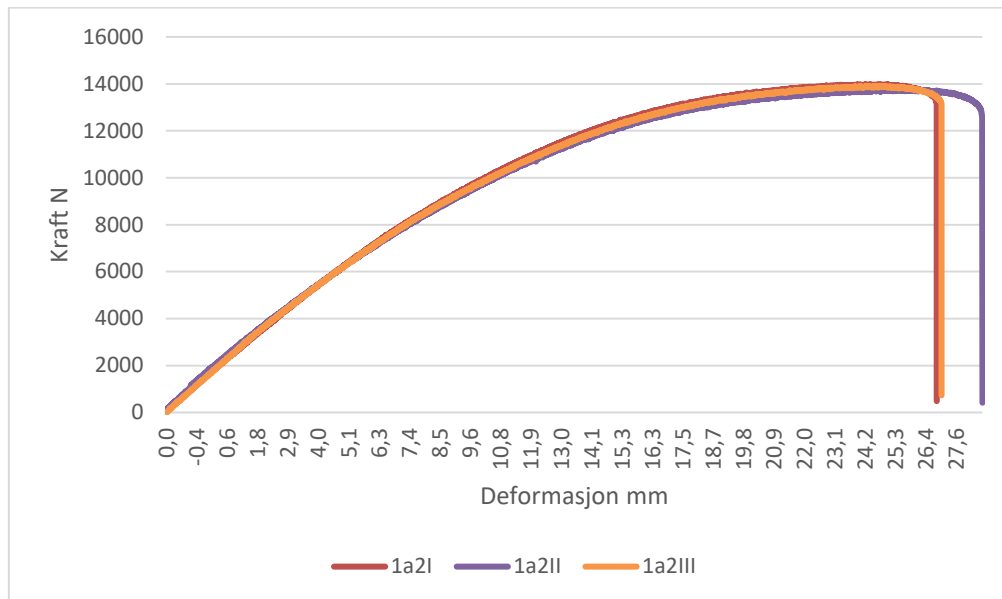
Figur 37: 1A2 etter brudd



Figur 38: 1A2 etter brudd

I alle prøvene fikk skurene skjærstrekkbrudd. I alle prøvene ble det registrert brudd i skruene. Prøvene 1A2I, 1A2II, 1A2III ble, henholdsvis, påført bruddlast på: 13971N, 13743N, 13891N.

Arbeidsdiagrammer for testene vises nedenfor:



Figur 39: Kraft-deformasjonsdiagram til 1A2

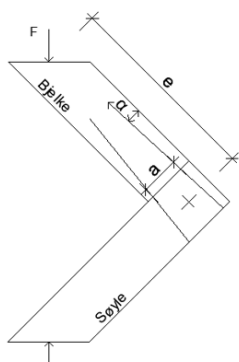
Alle arbeidsdiagrammene (figur39) er jevne og ser nesten like ut. Maksimal deformatjon ligger på underkant av 28 mm og gjelder for prøven 1A2II.

4.3.6 Testsett nr. 6 (2A2)

Testsettet består av følgende limtreelementene:

- a. Bjelke GL 140x405
- b. Søyler GL 140 x225

Disse ble satt sammen ved bruk av 4 stk. SFS Intec WR-T 13x800 mm skruer. Skruene ble satt i 8-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.



Antall skruer	4
α (°)	8
e (mm)	1150
a (mm)	300

Figur 40: Skisse av forbindelsen for testserie 2A2

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder av resultater vises nedenfor (figur 37 og 38).



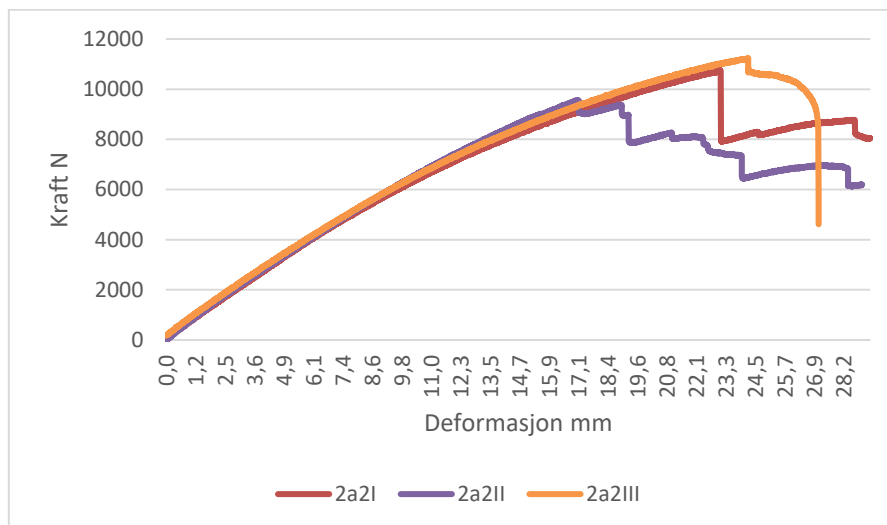
Figur 41: 2A2 etter brudd



Figur 42: 2A2 etter brudd

På alle testene, 2A2I, 2A2II og 2A2III, var det observert splitting av trevirket samtidig som skruer ble dratt inn i limtre under belastning. Prøvene 2A2I, 2A2II, 2A2III ble, henholdsvis, påført bruddlast på: 10747N, 9551,5N, 11226,4N.

Arbeidsdiagrammene for testene er vist nedenfor:



Figur 43: Kraftdeformasjonsdiagram til 2A2

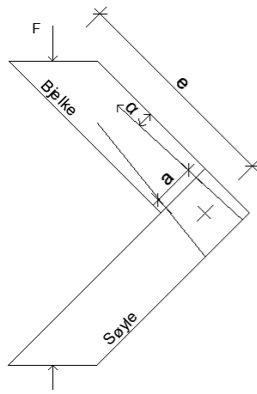
Prøven 2A2I fikk belastning på nesten 10500N og man observerer sprang nedover i diagrammet. Videre øker bruddlasten så er det vises igjen sprang oppover i diagrammet. Maksimal deformasjon ligger på underkant av 32 mm og gjelder for prøve 2A2I.

4.3.7 Testsett nr. 7 (1B2)

Testsettet består av følgende limtreelementene:

- Bjelke GL 115x315
- Søyle GL 115 x315

Disse ble satt sammen ved bruk av 2 stk. SFS Intec WR-T 13x1000 mm skruer. Skruene ble satt i 8-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.



Antall skruer	2
α (°)	5
e (mm)	1080
a (mm)	210

Figur 44: Skisse av forbindelsen for testserie 1B2

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder av resultatene vises nedenfor (figur 41 og 42).



Figur 45: 1B2 etter brudd

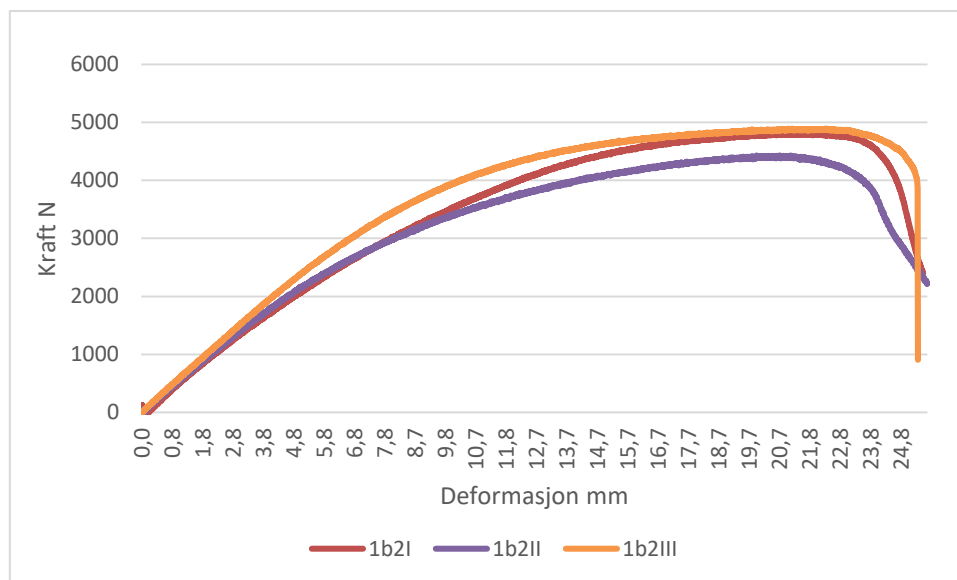


Figur 46: 1B2 etter brudd

På testene nr. 1B2I og 1B2II ble det observert at skruhodet ble dratt inn i trevirket og på 1B2III var det skruen som ble ødelagt. Maksimal bruddlast som prøvene 1B2I, 1B2II og 1B2III ble påført var

henholdsvis: 4805N, 4421N og 4883N.

Arbeidsdiagrammene for testene vises nedenfor:



Figur 47: Kraft-deformasjonsdiagram til 1B2

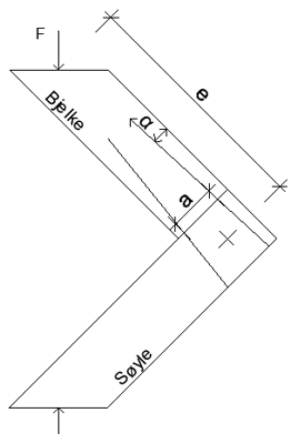
Alle arbeidsdiagrammene (figur47) er jevne og ser nesten like ut. Maksimal deformasjon ligger på underkant av 25 mm og gjelder for prøven 1A2III.

4.3.8 Testsett nr. 8 (2B2)

Testsettet består av følgende limtreelementene:

- Bjelke GL 115x315
- Søyle GL 115 x225

Disse ble satt sammen ved bruk av 2 stk. SFS Intec WR-T 13x800 mm skruer. Skruene ble satt i 8-graders vinkel i forhold til fiberretning i bjelkedelen.



Antall skruer	2
α ($^{\circ}$)	8
e (mm)	1090
a (mm)	2

Figur 48: Skisse av forbindelsen for testserie 2B2

Prøvene ble kjørt til brudd. Bilder av resultatene vises nedenfor.



Figur 49: 2B2 etter brudd

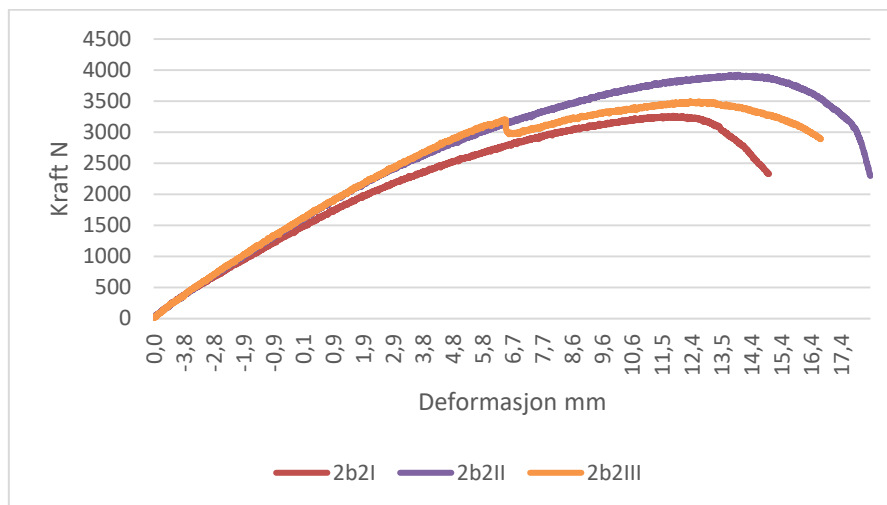


Figur 50: 2B2 etter brudd

Ved testene 2B2I og 2B2II ble det observert at skruhodet ble dratt inn i limtre og på 2B2III ble det også lagt merke til splitting av trevirket som det vises på bildet (figur 46). Maksimal bruddlast

prøvene 2B2I, 2B2II og 2B2III ble påført var, henholdsvis: 3256N, 3911N, 3491N.

Arbeidsdiagrammene for testene er vist nedenfor:



Figur 51: Kraft-deformasjon diagram til 2B2

På arbeidsdiagrammet til prøven 2B2III ser man et lite sprang. Maksimal deformasjon ligger på underkant av 18 mm og gjelder for prøven 2B2II.

5 Analyse og diskusjon

Dette kapittelet beskriver og analyserer testresultatene som er en del av besvarelsen til problemstillingen.

5.1 Analyse av resultater

5.1.1 Testsett nr. 1 (1A)

Som nevnt tidligere i rapporten kom de nederste skruene ut på siden ved sammensetting av tre-

elementer. Disse skruene skulle ta opp kun trykkpåkjenninger i testen og resultatet er derved svært lite berørt av feilen. Skulle man ta hensyn til hele rammen, bestående av 2 rammehjørner, ville dette ha et svært dårlig utslag på totalkapasiteten. Dette hadde man imidlertid ikke mulighet til å teste. Analysen av kraftdeformasjon i diagrammene bekrefter bruddformene, slik som vist på figur 21 og 22. Prøven 1AII holdt ut lengst på grunn av at det var to skruer som fikk brudd samtidig.

5.1.2 Testsett nr. 2 (1B)

Man skal legge merke til at arbeidsdiagrammene (figur 27) til kraftdeformasjon til de tre prøvene samsværer med bruddformene som er vist på figur 25 og 26. Prøven 1BII har fått størst deformasjon. Dette er et tegn at skruehodet sakte ble dratt inn gjennom søyledelen inntil skruen fikk brudd. I de resterende 1BI og 1BIII, merker man at kraftmotstanden til prøvene senker gradvis. Gradvis senkning av kraftmotstanden sammen med inntrukket skruehode i søyledelen, tyder på at det er trevirket som sviktet.

5.1.3 Testsett nr. 3 (2A)

Ved testsett 2A møtte man samme problem som i testsett 1A. På prøver 2AII og 2AIII har skurene kommet ut på siden. Dette tyder på feilaktig utført forboring eller kvist i trevirket som har forårsaket endret vinkel ved forboringen. I begge tilfellene var skruene som kom ut på siden utsatt for trykk. Det ble ikke registrert nedsenket kapasitet til forbindelsen. I alle tilfellene var det trevirket som fikk brudd. Man kan resonnerer med at søyledelen hadde for lite tverrsnitt for å oppnå tilstrekkelig uttrekkskapasitet og at skruen gikk gjennom søylen. Analysen av arbeidsdiagrammene (figur 31) som er vist på figur 29 og 30 bekrefter bruddformene hvor man kan resonnerer med at fall av kraftmotstanden er medført av splitting av trevirket i søyle-delen.

5.1.4 Testsett nr. 4 (2B)

Det legges merke til det avlange diagrammet til prøven 2BIII. Dette kan forklares med at prøven ble testet over en litt lengre tidsperiode. Dette skyldes feil innstilling på testmaskinen, noe som på ingen

måte har påvirket resultatet.

Arbeidskurvene faller ikke kraftig. Dette bekrefter bruddformene som er vist på figur 33 og 34. Når det oppstår brudd i trevirket i form av splitting eller når skruerhoder er dratt inn i tre-elementene, fører dette ikke til sprøtt brudd. Det er kun sprøtt brudd som gir sprang i arbeidsdiagrammet.

5.1.5 Testsett nr. 5 (1A2)

Man legger merke til at alle arbeidsdiagrammer ser nesten like ut. Dette fordi alle de tre prøvene fikk et sprøtt brudd i forbinderen. Dette kan betraktes på arbeidsdiagrammene hvor bruddlasten faller kraftig ned og styrken til forbindelsen reduseres til 0kN. Bildene fra prøvene etter brudd samsvarer mønsteret på kraft-deformasjonskurvene (figur 39).

5.1.6 Testsett nr. 6 (2A2)

Alle prøvene fikk brudd i trevirket. Dette er grunnet til at søyleverrsnitt er mindre enn bjelken. Uttrekkskapasiteten fra søylen er mindre enn fra bjelken. Skruerhodene ble trukket inn i trevirket og dermed fikk limtreet splittbrudd. Arbeidsdiagrammene bekrefter tidligere resonnementet. Man legger merke til ujevnheter i arbeidsdiagrammene i alle prøvene. Dette samsvarer med bruddformene beskrevet tidligere og vises på figur 41 og 42. Når limtre splitter, skjer dette ikke umiddelbart, men over litt lengre tid - bruddlasten faller derfor litt og øker igjen inntil skruene har blitt dratt igjennom hele tverrsnittet.

5.1.7 Testsett nr. 7 (1B2)

Resultatene for denne testserien skiller seg ikke ut fra andre resultatene. Som forventet ble det brudd i trevirket (prøvene 1B2I og 1B2II) og sprøtt brudd i skruen (prøve 1B2III). Dette er bekreftet ved analysen av arbeidsdiagrammene. Kurven til prøven 1B2III faller drastisk ned og dermed har forbindelsen 0kN kapasitet. Arbeidskurvene til resterende to prøver ligner hverandre – noe som bekrefter samme type bruddform som vist på figur 45 og 46.

5.1.8 Testsett nr. 8 (2B2)

Den siste testserien viser brudd i uttrekkskapasiteten til skruen fra søyledelen. I tillegg til dette ble det også observert splitting av søyledelen på prøven 2B2III. Ved analysen av arbeidskurven til 2B2III ser man at splitting har skjedd ved nesten maksimal kraftpåkjenning. Man kan resonnerer med at søyledelen hadde for lite tverrsnitt sett i forhold til bjelken, derfor var det denne delen som har gitt seg under belastning.

5.2 Sammenligning av testresultatene med teori

Skruens aksial- og skjærkapasitet har blitt beregnet etter teorien for skurene satt i vinkel mot fiberretning (Bejtka & Blaß, 2002) som har vært videre utviklet av Tomasi et al. (2010). På bakgrunn av modellen presentert av Bejtka & Blaß i 2010 har den karakteristiske aksiale kapasiteten blitt redusert til 70 % av den faktiske kapasiteten. Den teoretiske karakteristiske kapasiteten er ikke utnyttet på prøvene. Tabellen under viser testresultatene for de enkelte prøvene sammenliknet med de teoretiske verdiene til kapasitet.

Tabell 3 : Kapasitet, belastning og utnyttelse

PRØVE NAVN:	Indre arm	Kapasitet			Testet			Utnyttelse EK5 (8.28) $(F_{axEk}/F_{axRk})^2 + (F_{vEk}/F_{vK})^2 \leq 1$
		Fax kN	Moment kNm	Fv kN	Fax kN	Moment kNm	Fv kN	
1A 1	0,32	26,5	8,5	2,61	9,4	3,01	2,65	39 %
1A 2	0,32	26,5	8,5	2,61	9,6	3,07	2,71	41 %
1A 3	0,32	26,5	8,5	2,61	8,3	2,65	2,34	30 %
1A2 1	0,29	27,1	7,8	2,56	9,8	2,80	2,47	37 %
1A2 2	0,29	27,1	7,8	2,56	9,6	2,76	2,43	36 %
1A2 3	0,29	27,1	7,8	2,56	9,7	2,79	2,46	37 %
2A 1	0,33	17,6	5,7	2,61	6,3	2,04	1,77	25 %
2A 2	0,33	17,6	5,7	2,61	7,2	2,35	2,03	33 %
2A 3	0,33	17,6	5,7	2,61	6,4	2,09	1,81	26 %
2A2 1	0,30	18,8	5,7	2,56	7,3	2,19	1,90	30 %
2A2 2	0,30	18,8	5,7	2,56	6,5	1,95	1,69	24 %
2A2 3	0,30	18,8	5,7	2,56	7,6	2,29	1,98	33 %
1B 1	0,23	27,0	6,2	2,61	8,4	1,93	1,78	51 %

1B 2	0,23	27,0	6,2	2,61	9,0	2,07	1,91	59 %
1B 3	0,23	27,0	6,2	2,61	7,7	1,78	1,64	43 %
1B2 1	0,21	27,1	5,7	2,56	8,7	1,84	1,70	54 %
1B2 2	0,21	27,1	5,7	2,56	8,0	1,69	1,56	45 %
1B2 3	0,21	27,1	5,7	2,56	8,9	1,87	1,73	56 %
2B 1	0,24	18,7	4,4	2,61	6,4	1,52	1,39	55 %
2B 2	0,24	18,7	4,4	2,61	5,9	1,38	1,27	46 %
2B 3	0,24	18,7	4,4	2,61	7,1	1,68	1,54	68 %
2B2 1	0,21	18,8	4,0	2,57	5,9	1,26	1,15	46 %
2B2 2	0,21	18,8	4,0	2,57	7,1	1,51	1,38	66 %
2B2 3	0,21	18,8	4,0	2,57	6,4	1,35	1,23	53 %

Manglende utnyttelse av den teoretiske kapasiteten og oppnådd brudd under testing åpner veien til videre analyse og diskusjon. Nedenfor finnes det en liste med mulige årsaker til uoverstemmelser mellom teoretiske beregninger og virkeligheten:

1. Menneskelig feil under utførelsesfasen og testgjennomføring.
 - a. Forboring var ikke utført på verksted til limtre-leverandøren. Dette kunne resultere i endring av vinkler som skruene ble satt i.
 - b. Innfestning av testprøvene ble ikke utført nøyaktig nok og kraft påført under testing traff ikke nøytral aksel til bjelken/søylen.

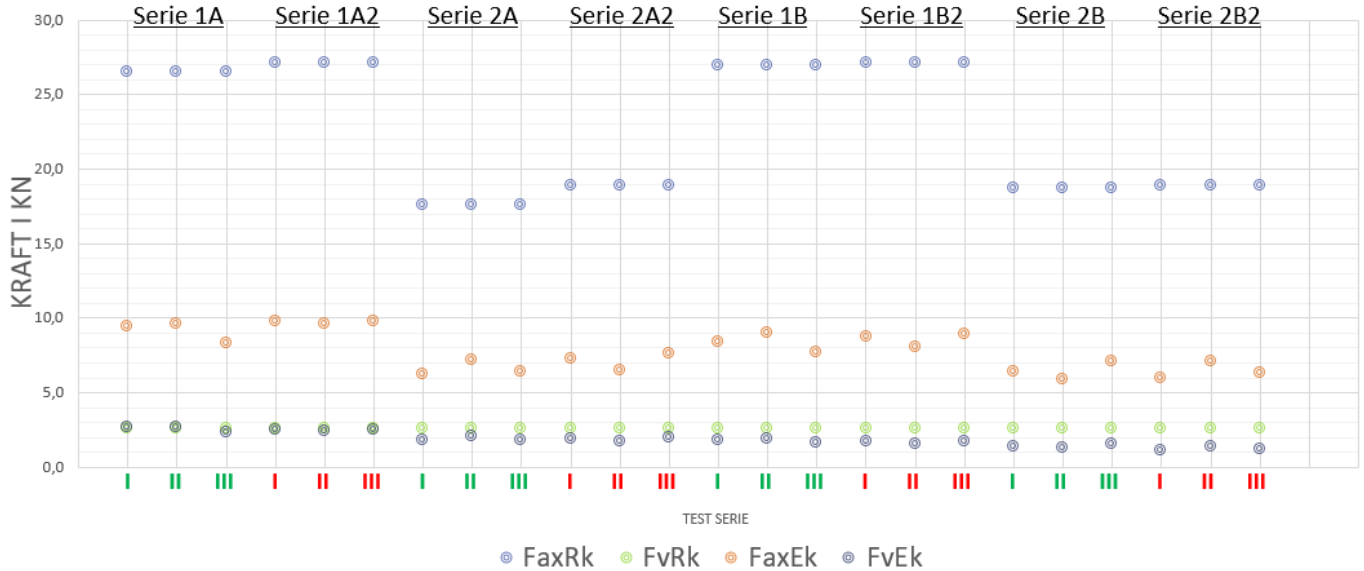
2. Valg av feil beregningsmodell for kapasitet av forbindelsen.
 - a. Videre studie av problemstillingen, samt undersøkelser har ført til mistanken, at beregningsmodellen til Bejtka & Blaß i 2010 som har blitt anvendt i denne oppgaven virker ikke helt passende til utregninger av kapasitet for elementene som har store differanser i egenskapene og geometrien (Girhammar et al., 2017).
 - b. Mulig feil anvendelse av beregningsmodellen. Det er mange parametere som skal tas hensyn til og det er sannsynlig at noen formler fungerer kun under visse betingelser for valg av parametere. Dette har imidlertid ikke blitt funnet ut ved kontroll av utregninger.

Det er lite sannsynlig at ETA bladene har blitt skrevet feilaktig mtp. på flytemoment (Myk), uttrekksparametere til skruene eller at brudd i skruene skyldes produksjonsfeil hos produsenten (SFS). Som beskrevet i kapittel 3, momentkapasitetene kan ikke sammenlignes direkte med testresultatene pga. mistanke om at anvendelse av beregningsmodellen ikke egner seg til testene gjennomført i oppgaven.

Man har ikke oppdaget noe klar differanse under testing av forskjellige skruevinkler (5- og 8- grader)

selv om den teoretiske momentkapasiteten er noe større for skruer satt i 8- graders vinkel. Det er ikke mulig å foreta vurderingen av dette aspektet ut ifra testresultatene.

Tabellen under viser sammenlikning av de teoretiske kapasitetene opp imot det som man har fått fra testene.



Figur 52: Teoretisk motstand sammenliknet med opptredende belastning

Det legges merke til at skjærkapasiteten (FvRk) til prøvene ble utnyttet på mange av prøvene. Dette tyder på at det er skjærkapasiteten som er dimensjonerende ved et slikt testoppsett.

Et eksempel om beregning har blitt lagt ved i denne rapporten (vedlegg 3, beregninger for testserie 1A).

5.3 Vurdering av forskjellige aspekter og valg av løsning

5.3.1 Valg av løsning

Utgangspunktet til hele prosjektet var å undersøke en løsning som skulle være både enkel og kostnadseffektiv i forhold til utførelsen. Løsningen måtte være gjennomførbart på byggeplassen uten noe spesiell opplæring. Pga. dette ble det valgt bort forskjellige andre mulige løsninger som for eksempel skjæreplate knutepunkter og braketter, siden kostnader og tidsbruk ved disse løsningene ville være mye høyere.

Det var et ønske fra utbyggeren å få mest mulig ut av trevirket. Dette kan ha fordeler, men også ulemper i henhold til utførelse.

Generelt sett har trevirket en stor ulempe og den er forbundet med sammensetting av de forskjellige konstruksjonsdelene på en byggeplass. På en vanlig byggeplass er trevirket utsatt for været som kan føre til materialets svekkede egenskaper og ev. misfarging. En stålkonstruksjon blir svært lite berørt av dette på en byggeplass, samtidig er tidsforbruket ved montering av stålkonstruksjoner mye høyere. Ved bruk av stålrammer i trebygninger må man også ta hensyn til kuldebro problematikken.

5.3.2 Utførelsen

Ved gjennomføring av testene ble det også tenkt på hvordan det faktisk kunne gjennomføres på en byggeplass. Utførelsen måtte være gjennomførbar ved bruk av såkalte „vanlige“ verktøy og helst så enkelt som mulig for å unngå spesialpløring og kjøp av dyre spesialverktøy.

Sammenskruing av limtre-elementer er avhengig av forboring. I begynnelsen av prosjektet var det tenkt å bestille deler ferdiggjort og forboret på fabrikken. Forboringen ble likevel gjort på stedet pga. lang leveringstid av fabrikken. Forboringprosedyren er beskrevet tidligere i denne rapporten. Som også nevnt tidligere møtte forekom det forskjellige utfordringer ved forboringen. Den største utfordringen var at det ikke var mulig å holde vinkelretning selv om det ble brukt forhåndslagde maler til dette. Trevirke er ikke et homogent materiale, det finnes alltid forskjellige naturlige feil i det som for eksempel kvist og densitetsforskjeller i forskjellige lag. Dette kan være en forstyrrende faktor ved forboring 1 m inn i trevirket. Dette medførte en del avvik som kan få store konsekvenser.

Etter å ha gjennomført testene kan det sterkt anbefales å få elementene forboret på fabrikken ved hjelp av en datamaskin-styrt maskin, for å unngå avviket.

Hvis limtre-elementer var forboret skulle det ha vært mulig å skru inn skruene med en vanlig 24 V batteridrill. Et bedre valg av verktøy ville likevel være for eksempel GBM 32-4, eller et lignende verktøy med like høyt dreiemoment.

6 Konklusjon

Ut fra testresultatene kan det anses at beregningsmodellen brukt i oppgaven ikke egner seg til testoppsettet i denne oppgaven. Det virker som om at beregningsmodellen ikke tillater beregning av momentkapasiteten på samme måten som det virkelige sanne momentet som forplanter seg til forbindelsene. Momentkapasiteten basert på beregningene er tilnærmet tre ganger større enn det som har vært registrert i testene. Ved analysen av resultatene og utdypning i det teoretiske materialet kan det mistenkes at beregningsmodellen til Bejtka & Blaß (2002) muligens ikke passer til forbindelsene hvor de forskjellige tre-delene har alt for stor differanse mellom materialeegenskaper og geometri (Girhammar, 2017).

Det viser seg at plasseringer av skruer, med tanke på vinkler i forbindelser med fiberretning mellom 5 og 8 grader påvirker momentkapasiteten i svært liten grad. Dette kan være forårsaket av: altfor få antall gjennomførte tester, feil i trevirket, menneskelig feil ved utførelse eller begrenset forståelse av teorien.

Løsningen er gjennomførbar på byggeplassen, men det anbefales forboring ved bruk av datamaskinstyrt utstyr til dette for å kunne unngå avvik som kan ha store konsekvenser.

Momentstive rammer av limtre med lange selvboende skruer anses til å være betydelig mer lønnsomme å bruke enn forbindelser av stål. Ved bruk av SFS skruer kan man anse at både materialkostnader og arbeidstimer går betraktelig ned.

6.1 Videre forskning

Basert på oppgavens resultater og vurderinger kan det konkluderes med at løsningen kan og bør jobbes videre med.

Man legger merke til at beregningsmodellen brukt i denne oppgaven muligens ikke egner seg til det aktuelle testoppsettet gjennomført i oppgaven. Videre forskning på løsningen bør enten ta retningen mot utdypning i teorien for momentstive forbindelser av limtre som tar hensyn til alle virkelige lastkombinasjoner som forplanter seg til forbindelsen eller endring av testoppsettet så at det passer direkte med beregningsmodellen brukt i rapporten til Bjørnfot et al. (2015).

For å få testet hjørnene på akkurat den samme måten som de fungerer i virkeligheten, hvor de er konstruktive elementer i bæresystemet, bør testene settes opp slik at lastene som forplanter seg til forbindelsen samsvarer de reelle lastene i en virkelig byggkonstruksjon. I denne oppgaven var det en del begrensninger i forhold til testmetodene og det var ikke mulig å teste hjørneforbindelsene basert

på de samme forutsetninger som de blir utsatt for i praksis. Den virkelige lastkombinasjonen har ikke med seg skjærbelastningen til forbindelsen fra vindkraften. Videre forskning på løsningen bør ev. involvere utarbeidelse av en ny testmetode som tillater direkte sammenligning av testresultatene opp imot beregningsmodellen.

7 Referanser

- Bejtka, I., & Blaß, H. J. (2002). "Joints with inclined screws". Kyoto: Universität Karlsruhe (TH).
- Bodig, J. (1991). "Material Characteristics and Reliability Design". Florence, Italy.
- Bodig, J. (1993) "Mechanics of Wood and Wood Composites". Malabar, Florida: Krieger Publishing Company.
- Dinwoodie, J. M. (2000) "Timber: Its nature and behaviour", Second Edition.
- Hashim, A. M. (2012) "The Performance of Structural Screws in Canadian Glulam". Montreal, Canada: Department of Civil Engineering and Applied Mechanics.
- Hout, C. (1995) "Timber Engineering STEP I". BJ Almere.
- BS EN 14358:2016 "Timber structures. Calculation and verification of characteristic values".
- Tomasi, R., Crosatti, A., & Piazza, M. (2010). "Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws". Trento: Elsevier.
- COST E24, (2004) "Probabilistic model code for timber. Glued laminated timber".
- The Anderson, S. &. (2003) «Timber Engineering».
- NS-EN 1995-1-1 2008, «Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: "Allmenne regler og regler for bygninger"
- Jack Porteous, Abdy Kermani (2007) "Structural Timber Design to Eurocode 5"
- Robert Jockwer (2005) COST Action FP1101 Workshop Eindhoven
- Bjørnfot, Lukacs, Nathan and Nygård, 2015 "Frame Effect – Moment stiff Glue lam frames for horizontal stiffening"
- Pirnbacher, G., Brandner, R., Schickhofer, G. (2009), „Base Parameters of Self-Tapping Screws“, CIB-W18 / 42-7-1, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 – timber structures, Meeting 42, Duebendorf, Switzerland.
- Philipp Dietsch, Reinhard Brander (2015) "Self-tapping screws and threaded rods as reinforcement for structural timber elements" – a state-of-the-art report"
- Österreichische Institut für Bautechnik (2012), "SFS self-tapping screws WR" European technical approval, ETA-12/0062

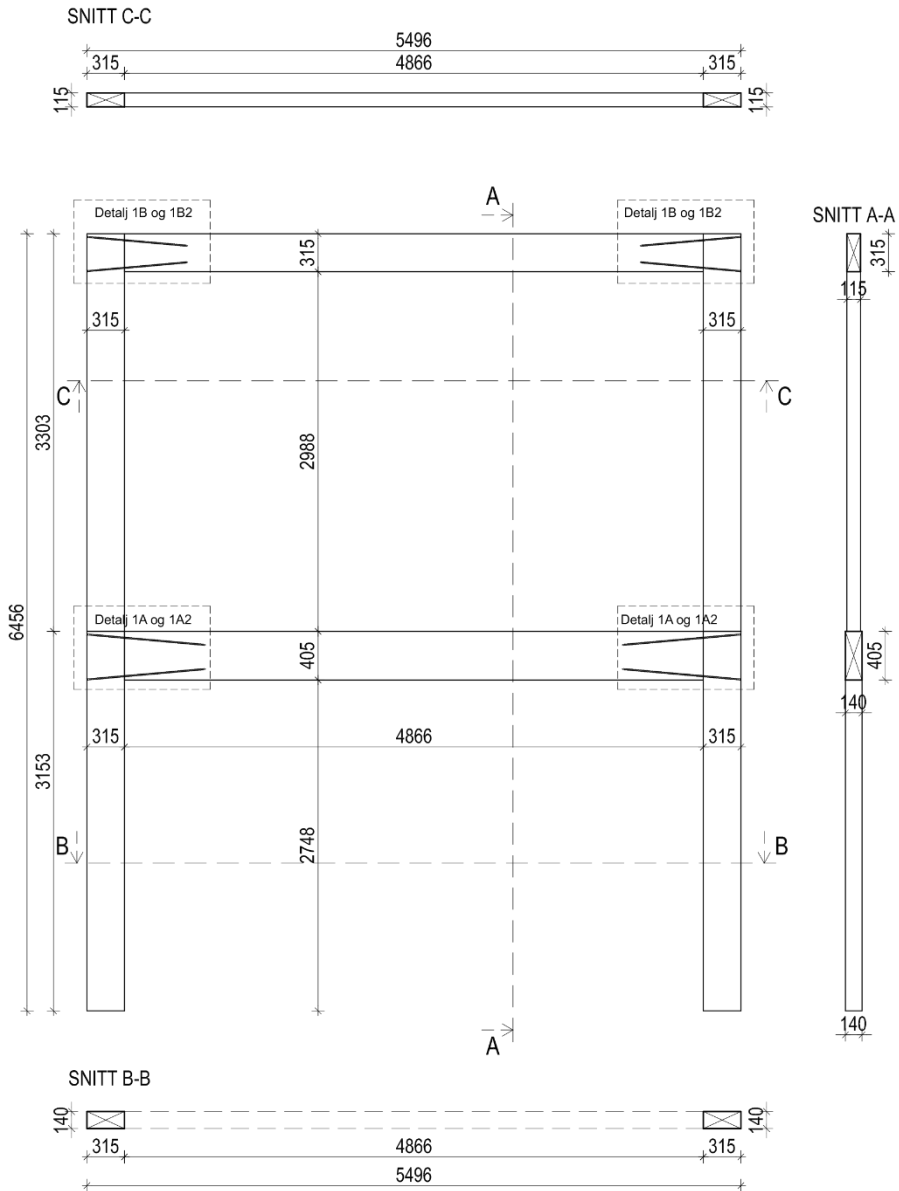
Johansen, K.W., (1949), "Theory of timber connections' International Association of Bridge and Structural Engineering" Publication No. 9:249-262, Bern, Switzerland

Ulf Arne Girhammar, Nicolas Jacquier, Bo Källsner (2017), "Stiffness model for inclined screws in shear-tension mode in timber-to-timber joints", Division of Wood Science and Engineering, Department of Engineering Sciences and Mathematics, Luleå University of Technology, SE-931 87 Skellefteå, Sweden

8 Vedlegg

ARCHICAD EDUCATION VERSION

Vedlegg 1. - Gavl ramme (type 1)

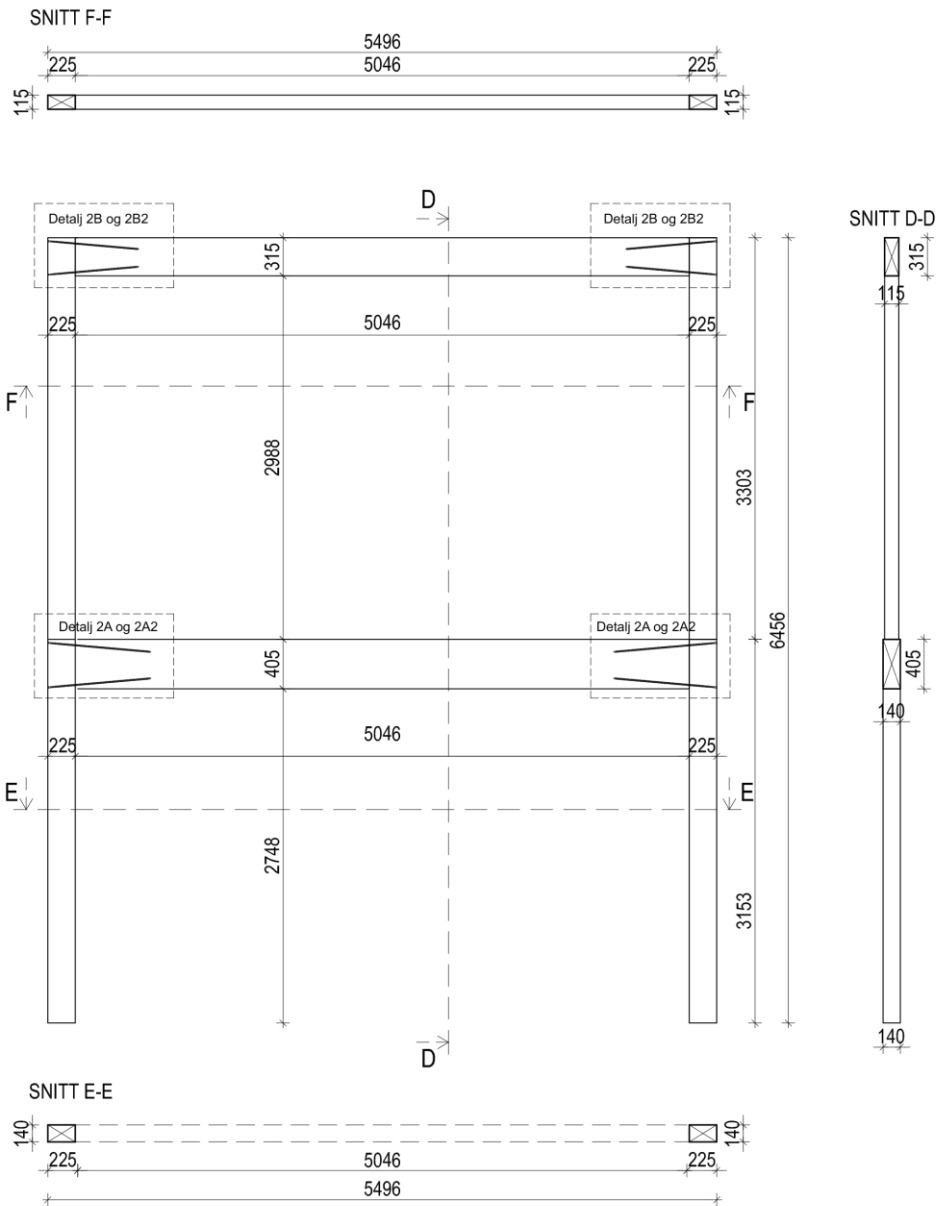


Ramme type 1

<gavl>

1:50

Vedlegg 2. - Langvegg ramme (type 1)



Ramme type 2
<langvegg>
1:50

Vedlegg 3 – beregninger for testserie 1A

Beregn av skjær-strekk kapasitet for enkeltsnittet forbindelser for WRT13XL SFS skruer

INPUT for beregning

$h_{\text{søyle}} := 315$	søylens tverrsnittshøyde	(1)
$h_{\text{bjelke}} := 405$	bjelkens tverrsnittshøyde	(2)
$L_{\text{skruer}} := 1000$	lengde til skruen	(3)
$d_{\text{skruer}} := 13$	diameter til skruen	(4)
$d_{\text{stamme}} := 8.5 = 8.5$	diameter til stammen	(5)
$e_{\text{hode_gjenger}} := 20$	avstand mellom hode-gjenger	(6)
$s_1 := h_{\text{søyle}} - e_{\text{hode_gjenger}} = 295$	forankringslengde søyle	(7)
$s_2 := L_{\text{skruer}} - h_{\text{bjelke}} = 595$	forankringslengde bjelke	(8)
$\rho_k := 411$	densitet - testet GL	(9)
$f_{\text{azzk90h}} := 10$	uttrekkskapasitet til skruen ETA for hode	(10)
$f_{\text{azzk90}} := 12.9$	uttrekkskapasitet til skruen ETA for gjengen	(11)
$\alpha := 5^\circ$	vinkel	(12)
$k_{\text{az,s}} := 0.3 + \frac{0.7 \cdot (90^\circ - \alpha)}{45^\circ} = 1.622$	faktor for omregning ti uttrekkskapasitet til skruen for andre vinkler mot fiberretning i følge ETA - for søyle delen	(13)
$f_{\text{azzs}} := f_{\text{azzk90h}} = 10$	Uttrekkskapasitet koeffisient for skruen fra søyle (hode) i 85graders vinkel i fiberretning etter ETA N/mm ²	(14)

$$k_{ax,b} := 0.3 + \frac{0.7 \cdot \alpha}{45^\circ} = 0.378 \quad (15)$$

faktor for omregning ti uttrekkskapasitet til skruen for andre vinkler mot fiberretning i følge ETA - for bjelkedelen

$$f_{ax5b} := k_{ax,b} \cdot f_{axk90} = 4.873 \quad (16)$$

Uttrekkkapasitet koeffisient for skruen fra bjelke (gjengen) i 5graders vinkel etter ETA N/mm²

$$f_{1k} := 100 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 16.892 \quad (17)$$

ihht Tomasi rapport brukt ikke etter konstultasjon med Tomasi, det ble brukt verdiene fra ETA isteden for

$$f_{ax5_1} := f_{ax5b} \cdot \frac{s_1}{\cos(\alpha)} \cdot d_{skruer} = 38.496 \cdot 10^3 \quad (18)$$

Uttrekkkapasitet fra søyle beregnet etter ETA og Tomasi et al 2010 - kN

$$f_{ax5_2} := f_{ax5b} \cdot \frac{s_2}{\cos(\alpha)} \cdot d_{skruer} = 37.839 \cdot 10^3 \quad (19)$$

Uttrekkkapasitet fra bjelke beregnet etter ETA og Tomasi et al 2010 - kN

$$R_{ax1k} := 0.7 \cdot f_{ax5_1} = 26.948 \cdot 10^3 \quad (20)$$

Uttrekkkapasitet for søyle

$$R_{ax2k} := 0.7 \cdot f_{ax5_2} = 26.487 \cdot 10^3 \quad (21)$$

Uttrekkkapasitet for bjelke

$$R_{axk} := \min(R_{ax1k}, R_{ax2k}) = 26.487 \cdot 10^3 \quad (22)$$

Aksial kapasitet for skruen Rax i kN

$$F_{axRk} := R_{axk} = 26.487 \cdot 10^3 \quad (23)$$

$$f_{h2k} := \frac{0.019 \cdot \rho_k^{1.24} \cdot d_{1skruue}^{(-0.3)}}{2.5 \cdot (\cos(\alpha))^2 + (\sin(\alpha))^2} = 7.001 \quad (24)$$

karakteristiks hullkantfasthet til bjelke - 5grader mot fiberretning

$$f_{h1k} := \frac{0.019 \cdot \rho_k^{1.24} \cdot d_{1skruue}^{(-0.3)}}{2.5 \cdot (\cos(90^\circ - \alpha))^2 + (\sin(90^\circ - \alpha))^2} = 17.225 \quad (25)$$

karakteristisk hullkantfasthet til søyle - 85 grader mot fiberretning

$$\beta := \frac{f_{h2k}}{f_{h1k}} = 0.406 \quad (26)$$

forholdstall mellom hullkantfastheter for 2 trelementene

$$\mu := 0.25 \quad (27)$$

froksjonskoeffisient mellom trelementene

$$M_{yfk} := 84.6 \cdot 10^3 \quad (28)$$

ETA SFS Intec Nmm

Skjærkapasitet for skruen Rv

$$R_0 := R_{axk} \cdot \sin(\alpha) + f_{h1k} \cdot s_1 \cdot d_{1skruue} \cdot \cos(\alpha) = 45.337 \cdot 10^3 \quad (29)$$

$$R_0 := R_{axk} \cdot \sin(\alpha) + f_{h2k} \cdot s_2 \cdot d_{1skruue} \cdot \cos(\alpha) = 37.579 \cdot 10^3 \quad (30)$$

$$R_c := R_{\text{azzk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha)) + \frac{f_{\text{h1k}} \cdot s_1 \cdot d_{\text{Iskrue}}}{1 + \beta} \cdot (1 - \mu \cdot \tan(\alpha)) \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{s_2}{s_1}\right)^2\right)} + \beta^2 \cdot \left(\frac{s_2}{s_1}\right) \right) - \beta \cdot \left(1 + \left(\frac{s_2}{s_1}\right)\right) = 27.616 \cdot 10^3 \quad (31)$$

$$R_d := R_{\text{azzk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha)) + \frac{f_{\text{h1k}} \cdot s_1 \cdot d_{\text{Iskrue}}}{2 + \beta} \cdot (1 - \mu \cdot \tan(\alpha)) \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{\text{yfk}}}{f_{\text{h1k}} \cdot d_{\text{Iskrue}} \cdot s_1}\right)^2} - \beta \right) = 20.753 \cdot 10^3 \quad (32)$$

$$R_e := R_{\text{azzk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha)) + \frac{f_{\text{h1k}} \cdot s_2 \cdot d_{\text{Iskrue}}}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot (1 - \mu \cdot \tan(\alpha)) \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \left(\frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{\text{yfk}}}{f_{\text{h1k}} \cdot d_{\text{Iskrue}} \cdot s_2}\right)^2} - \beta \right) = 22.006 \cdot 10^3 \quad (33)$$

$$R_f := (1 - \mu \cdot \tan(\alpha)) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{\text{yfk}} \cdot f_{\text{h1k}} \cdot d_{\text{Iskrue}} \cdot (\cos(\alpha))^2} = 3.687 \cdot 10^3 \quad (34)$$

$$R_{\text{rope}} := R_{\text{azzk}} \cdot (\mu \cdot \cos(\alpha) + \sin(\alpha)) = 8.905 \cdot 10^3$$

taueffekt

$$F_{\text{vIRk}} := \min(R_a, R_b, R_c, R_d, R_e, 2 \cdot R_f) = 7.374 \cdot 10^3$$

kapasitet inkl. taueffekt

$$F_{\text{vIRka}} := \min(R_a, R_b, R_c, R_d, R_e, R_f) = 3.687 \cdot 10^3$$

kapasitet uten taueffekt

$$F_{\text{IRk}} := F_{\text{vIRk}} \cdot \cos(\alpha) = 7.346 \cdot 10^3 \quad (36)$$

lateral kapasitet fra skjærbelastning iht Tomasi et al 2010

$$F_{\text{azzRk1}} := F_{\text{vIRk}} \cdot \sin(\alpha) = 642.691 \quad (37)$$

aksial kapasitet ved kun skjærbelastning iht Tomasi et al 2010

$$F_{\text{IRk}} := \frac{1}{\left(\left(\frac{\sin(\alpha)}{F_{\text{azzRk1}}}\right)^2 + \left(\frac{\cos(\alpha)}{F_{\text{IRk}}}\right)^2\right)^{0.5}} = 5.214 \cdot 10^3 \quad (38)$$

skjærkapasitet ved kun skjærbelastning iht Tomasi et al 2010

$$F_{IRka} := F_{vIRka} \cdot \cos(\alpha) = 3.673 \cdot 10^3$$

(36 a)

lateral kapasitet fra skjærbelastning iht Tomasi et al 2010 - uten tau effekt

$$F_{azIRk1a} := F_{vIRka} \cdot \sin(\alpha) = 321.346$$

(37 a)

aksial kapasitet ved kun skjærbelastning iht Tomasi et al 2010 - uten tau effekt

$$F_{vIRka} := \frac{1}{\left(\left(\frac{\sin(\alpha)}{F_{azIRk1a}} \right)^2 + \left(\frac{\cos(\alpha)}{F_{IRka}} \right)^2 \right)^{0.5}} = 2.607 \cdot 10^3$$

(38 a)

skjærkapasitet ved kun skjærbelastning iht Tomasi et al 2010 - uten tau effekt

Opptredebelasting fra test 1AI:

$$F_{axEK} := 9.41 \cdot 10^3 \quad \text{Strekk kraft i skruen fra testene} \quad (39)$$

$$F_{vEK} := \frac{(5.308)}{2} \cdot 10^3 \quad \text{Skjærkraft i skruen fra testene} \quad (40)$$

$$F_{IEk} := F_{vEK} \cdot \cos(\alpha) = 2.644 \cdot 10^3 \quad \text{Lateral belastning på skruen omregnet iht til Tomasi et al 2010} \quad (41)$$

$$F_{axVEk} := F_{vEK} \cdot \sin(\alpha) = 231.311 \quad \text{Strekk kraft belastning fra skjærkraft} \quad (42)$$

Kontroll av kapasitet ved bruk av den kvadratiske likning som kombinerer aksial og skjær belastning

$$k_{mod} := 1.1 \quad (43)$$

$$\gamma_m := 1.3 \quad \text{forbindelser} \quad (44)$$

$$\left(\frac{(F_{axEK} + F_{axVEk})}{F_{axRk}} \right)^2 + \left(\frac{F_{vEK}}{F_{vRk}} \right)^2 = 0.392 \quad \text{Kontroll av verdiene etter EK5 - (8.28)} \quad (45)$$

$$\left(\frac{(F_{axEK} + F_{axVEk})}{F_{axRk}} \right)^2 + \left(\frac{F_{vEK}}{F_{vRka}} \right)^2 = 1.169 \quad \text{Kontroll av verdiene etter EK5 - (8.28)} \quad (45 a)$$

uten å ta hensyn til 'taueffekt'

Opptrede nedre belastning fra test 1AII:

$$F_{axEK} := 9.61 \cdot 10^3 \quad \text{Strekk kraft i skruen fra testene} \quad (46)$$

$$F_{vEK} := \frac{(5.418)}{2} \cdot 10^3 \quad \text{Skjærkraft i skruen fra testene} \quad (47)$$

$$F_{IEK} := F_{vEK} \cdot \cos(\alpha) = 2.699 \cdot 10^3 \quad \text{Lateral belastning på skruen omregnet iht til Tomasi et al 2010} \quad (48)$$

$$F_{axVEK} := F_{vEK} \cdot \sin(\alpha) = 236.105 \quad \text{Strekk kraft belastning fra skjærkraft} \quad (49)$$

Kontroll av kapasitet ved bruk av den kvadratiske likning som kombinerer aksial og skjær belastning

$$k_{mod} := 1.1 \quad (50)$$

$$\gamma_m := 1.3 \quad \text{forbindelser} \quad (51)$$

$$\left(\frac{F_{axEK} + F_{axVEK}}{F_{axRK}} \right)^2 + \left(\frac{F_{vEK}}{F_{vRK}} \right)^2 = 0.408 \quad \text{Kontroll av karakteristiske verdiene} \quad (52)$$

$$\left(\frac{F_{axEK} + F_{axVEK}}{F_{axRK}} \right)^2 + \left(\frac{F_{vEK}}{F_{vRka}} \right)^2 = 1.218 \quad \text{Kontroll av verdiene etter EK5 - (8.28) uten å ta hensyn til 'taueffekt'} \quad (52 a)$$

Opptrjedene belastning fra test 1AIII:

$$F_{axEk} := 8.3 \cdot 10^3 \quad \text{Strekk kraft i skruen fra testene} \quad (53)$$

$$F_{vEk} := \frac{(4.677)}{2} \cdot 10^3 \quad \text{Skjærkraft i skruen fra testene} \quad (54)$$

$$F_{lEk} := F_{vEk} \cdot \cos(\alpha) = 2.33 \cdot 10^3 \quad \text{Lateral belastning på skruen omregnet iht til Tomasi et al 2010} \quad (55)$$

$$F_{axVEk} := F_{vEk} \cdot \sin(\alpha) = 203.814 \quad \text{Strekk kraft belastning fra skjærkraft} \quad (56)$$

Kontroll av kapasitet ved bruk av den kvadratiske likning som kombinerer aksial og skjær belastning

$$k_{mod} := 1.1 \quad (57)$$

$$\gamma_m := 1.3 \quad \text{forbindelser} \quad (58)$$

$$\left(\frac{F_{axEk} + F_{axVEk}}{F_{axRk}} \right)^2 + \left(\frac{F_{vEk}}{F_{vRk}} \right)^2 = 0.304 \quad (59)$$

Kontroll av karakteristiske verdiene

$$\left(\frac{F_{axEk} + F_{axVEk}}{F_{axRk}} \right)^2 + \left(\frac{F_{vEk}}{F_{vRka}} \right)^2 = 0.908 \quad (59 a)$$

Kontroll av verdiene etter EK5 - (8.28) uten å ta hensyn til 'taueffekt'



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

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway