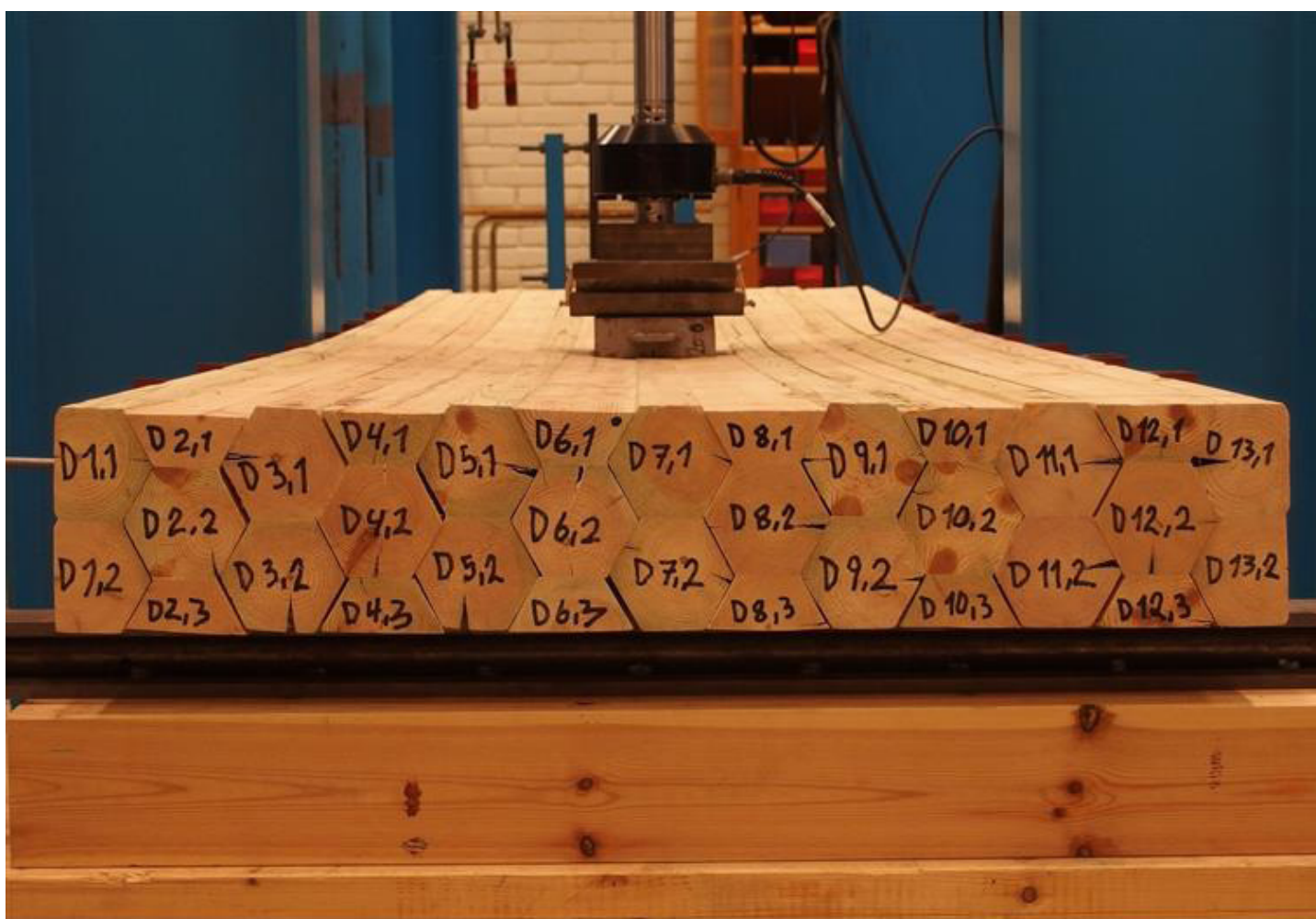


# Tverrholdt dekke i tre

Oblique Interlocked Laminated Timber Deck

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 420



**Tittel**

Tverrholdt dekke i tre

**Undertittel****Forfatter**

Hauke Burkart, Tormod Dyken

**Avdeling**

Ressursavdelingen

**Seksjon**

Bru

**Prosjektnummer****Rapportnummer**

Nr. 420

**Prosjektleder****Godkjent av****Emneord**

Tre, trebruer, dekke

**Sammendrag**

Et alternativ til tverrspente tredekker er blitt utviklet. I stedet for å overføre skjær ved friksjon er tanken bak det tverrholdte dekket å overføre skjær med en fortanning. En studentgruppe på NTNU Gjøvik gjennomførte tester som viste god skjærkapasitet, men liten dekkestivhet. Årsaken til dette kan være flere.

**Title**

Oblique Interlocked Laminated Timber Deck

**Subtitle****Author**

Hauke Burkart, Tormod Dyken

**Department**

Planning and Engineering Services Department

**Section**

Bridges

**Project number****Report number**

No. 420

**Project manager****Approved by****Key words**

Timber, timber bridges, deck

**Summary**

An alternativ to stress laminated timber decks has been developed. Instead of transferring shear by friction, the idea behind the oblique interlocked laminated deck is to transfer shear by toothing together two lamellas. A student Group at the NTNU Gjøvik proved the concept had good shear capacity, but little transversal stiffness.

# Oblique Interlocked Laminated Timber Deck

## Summary

*Timber decks are usually made out of a system using stress-laminated lamellas that transfer shear forces by friction. The idea behind the Oblique Interlocked Laminated Decks was primarily to make a system where tensioning of bars would not be necessary. Several of the older stress laminated timber decks stabilize at around 0.10–0.15 MPa. This is not sufficient to transfer shear loads, though no damages because of too low tensioning have occurred. If the shear forces would be transferred by other means than friction, rods would be needed just to hold the deck together. Rods could then also be part of the parapet fastening into the deck.*

*A simple model of the deck concept was tested in 2015 in the laboratory of the Public Roads Administration. A plate effect could be seen. Calculations also showed that the shear capacity of an interlocked laminated deck should be good compared to a stress laminated deck. In 2017 a group of students at NTNU Gjøvik made a larger scale deck and tested it for both shear capacity and transversal plate stiffness. The result showed good shear capacity, but little transversal stiffness. In the following (in Norwegian) some more thoughts around Oblique Interlocked Laminated Decks are made. The bachelor thesis of the students is attached (attachment A), as are simple calculations on the shear capacity (attachment B).*

## Background

Stress laminated timber decks are used in Norway since the mid 90's. Though no failures have occurred in these decks, they prove difficulties when it comes to bridge managing. Doing bridge maintenance, it is increasingly difficult to access bridges crossing roads and railways, making re-stressing difficult. Uncertainties as to what critical stress levels are and not being able to easily check current stress level in normal inspection procedures are also arguments used against stress laminated timber decks. In addition corrosion on stress bars have been found.

Finding solutions to these difficulties have either been on the tension rod or with a locking system of the deck. The oblique interlocked laminated timber deck here presented is part of both as it does not eliminate a need for stressing, but it does reduce it significantly. The idea of the interlocked deck is to transfer the loads mechanically in a constrained configuration of vertical laminated timber elements. Advantages to this are:

- Smaller elements are easy to transport to bridge site and do not limit the size of a bridge as is the case for glued timber decks.
- Not using friction to transfer, but instead making a constrained deck, makes stiffer bars more favourable, meaning lower quality steel with less elongation. Surface treatment of such parts will not differ from any other steel structure.

Earlier attempts to find a shear locking solution have included using rectangular bords or steel profiles inserted into a slice of the lamellas like a tongue and groove connection. These were weak on rolling shear failure and showed brittle behaviour. Since then creep perpendicular to grain in timber has been investigated to understand more of the stress losses in tension rods. Also, fibre reinforced plastic tension rods with much lower stiffness to handle greater transversal shrinkage of the deck have been looked into. The latter has though been problematic because of the force transfer between anchorage plate and the rod. Current practice is to use tension cables instead of bars. These have greater tensile capacities and are covered in grease to prevent corrosion.

### Lay-up of the oblique interlocked laminated timber deck

The deck is made out of vertically glued timber elements with an oblique shaping in the transversal direction. Elements thought to be of interest are mostly hexagonal shaped, although chamfering the outer edges might be relevant making it an uneven octagonal shape laminate. The reason for hexagonal shaped elements would be to be able to use round timber, making structures potential cheaper. Though capacity of round timber is greater than sawn and glued laminated timber, its stiffness properties are, as we know them, not greater.

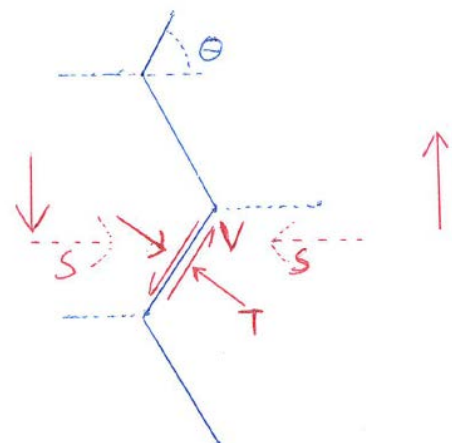


*Figure 1 Model of the two elements making an oblique interlocked laminated timber deck*

The laminates are glued vertically in order to transfer shear forces. Two different elements make a deck. Difference between the elements is an offset of half a lamella such that interlocking is made possible.

### Shear force transferring

The shear forces in transversal direction in the oblique interlocked laminated timber deck are transferred either by friction or by direct pressure as shown in figure 2. The larger the angle is, the greater the tension bar force needed to restrain the deck is. In theory, this creates a larger frictional shear capacity, but it also reduces the capacity to transfer shear forces by direct pressure. The lesser the angle is, the greater the direct pressure shear transfer is, however the more likely it is to get a rolling shear failure.



*Figure 2 Force transfer between elements.  $T$  is direct pressure,  $S$  is the contribution from the tension bars and  $V$  is the frictional shear transfer.*

The boundaries of the system are pretty much on one side what is known as a stress-laminated timber deck and at the other end a tongue and groove connection. Calculating the failure mode is difficult for several reasons:

- Interaction between direct pressure and frictional capacity is not straight forward because they are two different failure mechanisms both contributing to the total capacity.
- In theory, transferring shear forces by friction may only occur after the deck has slipped somewhat and transversal stress is created. However, slipping has not been observed in the laboratory, maybe since the deck is lightly pre-stressed.

## Laboratory work

A student group /1/ made a 3.0 m and 0.8 m wide deck consisting of two lamellas in height, in total 150 mm high. In addition, several shear test samples were tested. The aim of the tests were to measure the shear strength of the samples, to prove the plate effect of the deck and measure its stiffness properties.

### Shear testing

Samples for shear testing were restrained and loaded until failure as shown in figure 4.

The timber was cut as shown in figure 3. For the test samples with length 5.5 cm were used, and the loads transferred by a steel bar 4 cm in width.

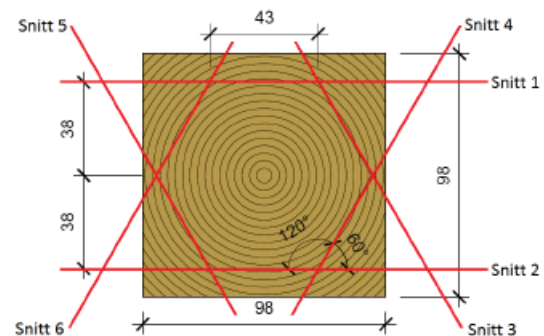


Figure 3 Size of cut lamellas /1/

A failure perpendicular to grain was seen at most samples. No abrupt failure occurred during shear testing. Instead, a complex failure with large embedment was seen. Some of these failures are probably due to a momentum occurring perpendicular to grain due to deformation creating a tension failure. Some might be caused by very large friction in between the lamellas. In addition embedment failure beneath the loading plate occurred on all samples. All failure modes occurred well above the theoretical capacity when calculating with rolling shear or tension perpendicular to grain failure.

More works needs to be conducted to determine the transversal shear capacity as the tests were done transversally fixed. These test do not represent the spring a deck will be. What affect a spring will have is unknown.

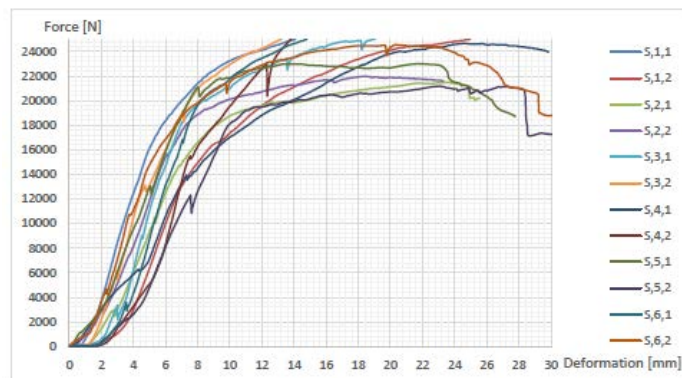
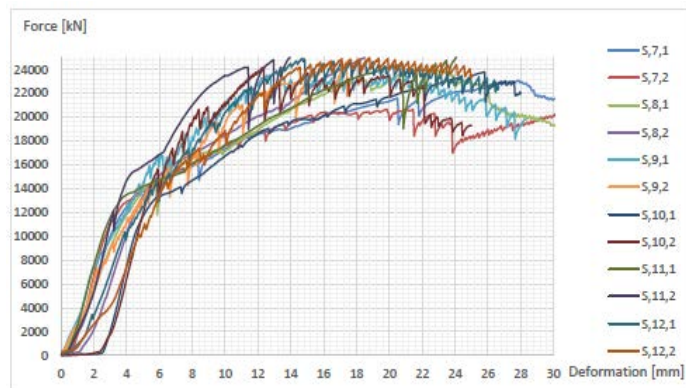
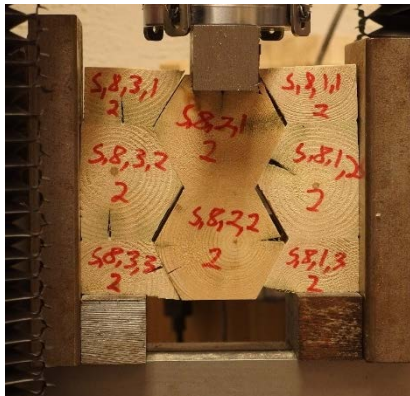


Figure 4 Shear testing in the laboratory with results /1/. Theoretical capacity due to rolling shear was calculated to 7.2 kN, about a third of the results.

## Plate Stiffness relations

Stiffness relations between longitudinal and transversal direction were measured in a deck 0.8 m wide and 3 m long. These showed were little plate effect compared to a stress laminated timber deck, with relations of  $E_{90}/E_0$  at around 0.003

One or more possible reasons for this might be:

- The elements did no longer fit perfectly together when assembled for testing. The deck laminates were cut and glued quite precisely. However, the facilities were only heated and the wood was not stabilised in moisture content before being cut. Also, before testing the deck was brought into the laboratory a day in advance. As this was during winter and the laboratory was kept at 60% humidity, the elements were subjected to a large moisture increase right before testing.
- The deck was not pre-stressed to a given stress level. The bars were only hand tightened.
- Stiffness relations were found by trial and error in a program called Plabe, calculation backwards what stiffness relations would be needed in order to receive the given deformations. Plabe is a very simple program only showing results in the middle of the deck.

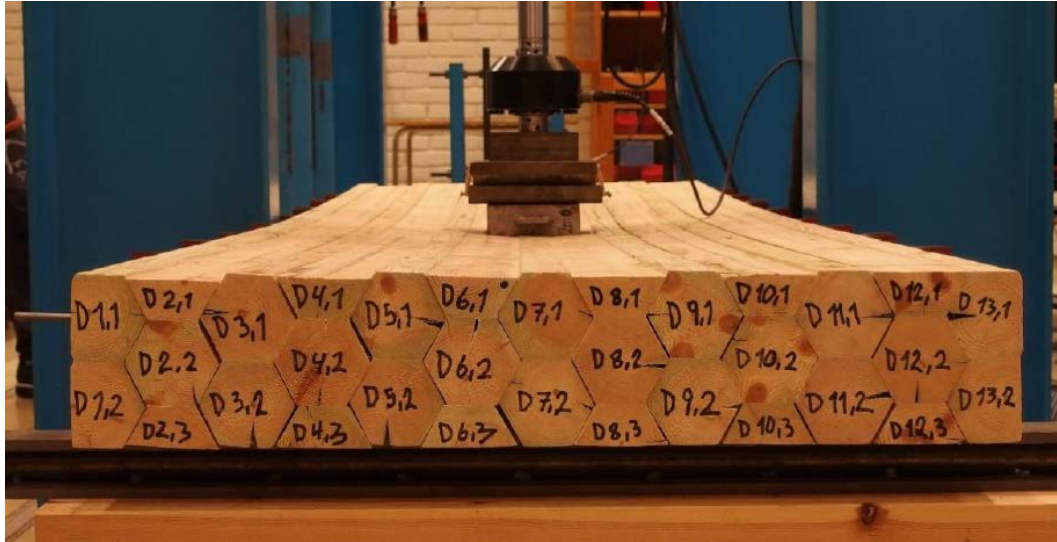


Figure 5 Deck bending testing

### Further work

The system properties of an interlocked deck are not proven. A conservative calculation method using those of stressed timber decks should be possible, given that the tensioning is the same. This would however give very little benefits of such a deck. Thus, finding these properties, either by laboratory testing or full scale testing is necessary.

Shear testing proved mixture of both frictional transfer and direct pressure. Rolling shear failure was not observed and should be looked more into as to why it was not a failure mode. As mentioned earlier, a less transversal fixed configuration should also be tested.

Further work could also include looking at different angles, different configurations and widths of the lamellas. Some thoughts are shown in figure 6. This could include:

- a) using wider lamellas if glued laminated timber is used
- b) using different angles depending on the shear direction
- c) building a deck out of beams integrated into the deck

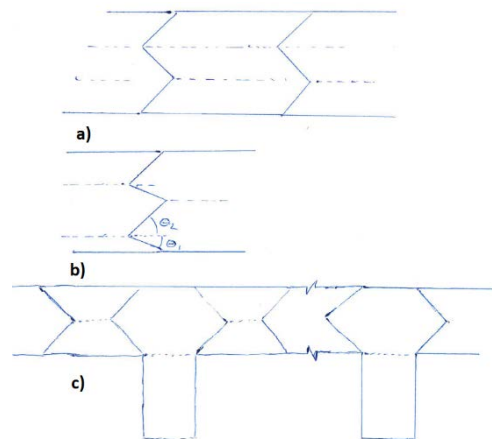


Figure 6 Different lay-ups of interlocked decks that could be looked further into

Testing a deck with tension rods in two heights could be interesting as this could affect system properties and also easily be used for parapet fastening, see attachment B.

## **Litteratur**

/1/ Aas, Bentsdal and Pettersen, «Tverrholdt dekke, et nytt brudekkekonsept», Bachelor Thesis NTNU Gjøvik 2015. (attachment A)

## **Acknowledgement**

We are grateful for the work done by the students Edward Aas, Svend Bentsdal and Dennis Afonso Pettersen and also Norwegian Institute of Wood Technology for testing together with the students.



## Attachment A

Bachelor thesis of Edward Aas, Svend Bentsdal and Dennis Afonso Pettersen, 2017.

# Tverrholdt dekke

## *Et nytt brudekkekonsept*

Edward Aas, Svend Bentsdal og Dennis Afonso Pettersen

Bachelor i ingeniørfag - bygg

Innlevert: 15. mai 2017

Hovedveileder: Jan Steinar Egenes

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vareproduksjon og byggingteknikk



Oppgavens tittel:	Dato: 15.05.2017		
Tverrholdt dekke	Antall sider: 45		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Navn: Edward Aas, Svend Bentdal og Dennis Afonso Pettersen			
Veileder: Jan Steinar Egenes			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Hauke Burkart i Statens Vegvesen			

**Sammendrag:**

Denne bacheloroppgaven omhandler et nytt brudekkekonsept. Dette dekkekonseptet er kalt «tverrholdt dekke», da det istedenfor å spennes sammen, kun holdes sammen. For at dette skal være mulig, er dekket bygget opp av sekskanter i C18 trevirke, som er limt vertikalt til bjelker. Bakgrunnen for forsøkene er at tverrspente dekker krever høy kvalitet på gjengenestengene, og reoppspanning. Det tverrholdte dekket tar opp krefter med trykk og friksjon, og stiller dermed lavere krav til strekkstengene, enn tverrspente dekker.

Statens Vegvesen lurer på om rulleskjær kan være en kritisk bruddform i dekkekonseptet. Det ble derfor bygget opp testmodeller, som ble presset i laboratoriet til Treteknisk Institutt i Oslo. Resultatene viste at det ikke oppsto rulleskjærbrudd i testmodellene, men at fortanningen til bjelkene fikk stor sammentrykking.

Videre er det også viktig for et brudekke å ha en platevirkning. Det ble derfor gjort tester på et håndbygget tverrholdt dekke. Testene viste at dekket hadde platevirkning, og deformasjonene ble dokumentert i form av målinger og videoopptak. Målingene dannet også grunnlaget for den siste delen av oppgaven, som omhandlet E-modulen på tvers og på langs i dekket. Resultatet viste at det tverrholdt dekket ikke var like stivt som et høvlet tverrspent dekke. Dette knyttes derimot usikkerhet til resultatet, da det oppsto gliper mellom dekket og opplegget, som en følge av unøyaktigheter i oppbygningen.

**Stikkord:**

brudekke, dekke, tverrholdt, tverrholdt dekke,
rulleskjær, E-modul, bøyestivhet, hexagon





Edward Aas

Svend Bentdal

Dennis Afonso Pettersen



# Forord

Arbeidet med oppgaven har vært spennende, og gitt gode kunnskaper rundt trebruer. Dagens samfunn er i stadig utvikling, og det har vært givende å være en del av undersøkelser rundt et nytt konsept. Dette ble en bra avslutning på vårt ingeniørstudie.

Studentgruppen vil gjerne rette en takk til oppdragsgiver Hauke Burkart i Statens Vegvesen, for muligheten til å skrive denne oppgaven. Den økonomiske hjelpen, samt god faglig veiledning har vært til stor hjelp. Videre rettes det også en takk til Norsk Treteknisk Institutt i Oslo, for muligheten til å utføre testene i deres laboratorium. Geir Glasø, Kjell Ingar Myrdal og Kjell Lindrupsen hos Treteknisk takkes for god hjelp under gjennomføringen av laboratorietesten. Til slutt rettes det en takk til Geir Ove Mannsverk i Dynea, for veiledning og lim.

Studentgruppen har likeverdige bidratt til gjennomføringen av denne oppgaven. Med gjennomføringen menes planlegging, utførelse av laboratorieforsøk og analyse av resultater, samt utarbeidelse av prosjektplan og endelig rapport. Dette bekreftes her ved med signaturene som følger oppgaven.



# Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	1
1.1	Bakgrunn .....	1
1.2	Problemstilling.....	2
1.3	Definisjoner .....	2
1.4	Omfang .....	3
2	Teori .....	4
2.1	Trevirke som brudekke.....	4
2.1.1	Trebrudekke generelt.....	4
2.1.2	Tverrspent brudekke.....	5
2.2	Trevirke som konstruksjonsmateriale.....	7
2.2.1	Bøyestivhet og elastisitetsmodul.....	7
2.2.2	Rulleskjær.....	8
2.3	Lim.....	9
2.3.1	Lim generelt .....	9
2.3.2	Prefere 4535 .....	9
3	Metode.....	12
3.1	Valg av testmetode .....	12
3.2	Oppbygningen av testmodeller .....	12
3.2.1	Bearbeiding av trevirke .....	12
3.2.2	Limeprosessen.....	13
3.2.3	Oppbygning av dekket .....	16
3.3	Gjennomføring av laboratorietester.....	17
3.3.1	Rulleskjærtester.....	17
3.3.2	Test av enkeltbjelker .....	18
3.3.3	Test av halvt dekke.....	20
3.3.4	Test av helt dekke.....	20
3.4	Fuktmålinger.....	22
3.5	Bestemmelse av E-moduler .....	22
4	Resultat og analyse.....	24
4.1	Rulleskjærtester .....	24



4.1.1	Fuktmåling og densitet etter testing .....	24
4.1.2	Presentasjon av arbeidsdiagram .....	25
4.1.3	Rulleskjærtestens forløp .....	27
4.2	Enkeltbjelker.....	29
4.2.1	Fuktmåling og densitet etter testing .....	29
4.2.2	Presentasjon av arbeidsdiagram .....	30
4.2.3	Bruddtestenes forløp .....	31
4.2.4	E-modulen til enkeltbjelkene .....	32
4.3	Halvt dekke.....	33
4.3.1	Presentasjon av arbeidsdiagram .....	33
4.3.2	Analyse av testen.....	34
4.4	Dekketest .....	35
4.4.1	Presentasjon av arbeidsdiagram .....	35
4.4.2	Analyse av dekkets platevirking .....	36
4.4.3	Presentasjon av dekkets E-moduler.....	37
5	Diskusjon.....	39
5.1	Valg av metode.....	39
5.2	Oppbygging av testmodeller.....	39
5.3	Rulleskjærtester .....	40
5.4	Dekketester .....	41
6	Konklusjon .....	43
6.1	Forslag til videre arbeid .....	43
	Litteraturliste .....	44
	Vedlegg .....	45

# Figurliste

Figur 1.1: Bjelketype én til venstre og bjelketype to til høyre .....	2
Figur 2.1: Prinsipptegning spennkraft, friksjon og skjærkraft.....	7
Figur 3.1: Skjæringsnitt .....	13
Figur 3.2: Kantmål på lamellene .....	15
Figur 3.3: Boring av hull til gjengestenger.....	16
Figur 3.4: Dekket med gjengestenger, ankerplater og mutre .....	17
Figur 3.5: Oppsett under rulleskjærttester av bjelketype én (til venstre) og bjelketype to (til høyre)....	18
Figur 3.6: Oppsett under laboratorietesting av bjelkene.....	19
Figur 3.7: Plassering av givere (til venstre) og testoppsett av halvt dekke (til høyre) .....	20
Figur 3.8: Oppsett under test av hele dekket .....	21
Figur 3.9: Buttskjøt i bjelke fem (til venstre) og ni (til høyre).....	22
Figur 4.1: Fuktmålinger i rulleskjærmodeller tatt etter testing.....	24
Figur 4.2: Densitet av skjærtester ved 12% fuktighet .....	25
Figur 4.3: Arbeidsdiagram for rulleskjærttest av bjelketype to .....	26
Figur 4.4: Arbeidsdiagram for rulleskjærttest av bjelketype én .....	26
Figur 4.5: Strekkbrudd rulleskjærttest av bjelketype to .....	27
Figur 4.6: Observasjon av midtre lamell under pressing.....	27
Figur 4.7: Sammentrykking av trevirket i midtbjelken .....	28
Figur 4.8: Oppsprekking i bunn av midtbjelke.....	29
Figur 4.9: Fuktighet i enkeltbjelker .....	30
Figur 4.10: Densitet i enkeltbjelker .....	30
Figur 4.11: Arbeidsdiagram for tester av enkeltbjelker, med deformasjon fra aktivator .....	31
Figur 4.12: Typisk brudd i enkeltbjelker.....	32
Figur 4.13: E-modulen til enkeltbjelkene.....	32
Figur 4.14: Arbeidsdiagram til test av halvt dekke .....	33
Figur 4.15: Måling av gliper mellom opplegg og dekket.....	34
Figur 4.16: Arbeidsdiagram til pressetester av helt dekke .....	35
Figur 4.17: Dekket ved 60 kN .....	37

# Tabelliste

Tabell 3.1: Fuktmålinger under limeprosessen .....	14
Tabell 4.1: Resultater fra Plabe2 .....	38



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Å bruke trevirke som byggemateriale blir stadig mer populært, både i bygninger og i brukonstruksjoner. Dette er det mange grunner til, eksempelvis miljø, vekt, byggetid og estetikk.

I forbindelse med brukonstruksjoner i tre, er det tverrspente dekker som dominerer. Disse dekkene legges med fallende lengder, og kan brukes på bruer med lange spenn. Måten de fungerer på er at langsgående bjelker blir presset sammen av tversgående strekkstenger i stål, slik at det oppstår friksjon mellom bjelkene. Denne friksjonen tar skjærkreftene som bruene blir påført. En slik løsning krever at strekkstengene forspennes, og ivaretar spenningen så godt som mulig. I nyere tid har det derimot vist seg at disse strekkstengene kan miste så mye som 60% av sin forspenning (Ekholm, 2013). Dette vil være kritisk for kapasiteten til brudekket, og føre til ekstra kostnader i form av reoppspanning.

Som en løsning for å slippe reoppspanning av brudekkene har Hauke Burkart i Statens Vegvesen kom med en ide til en ny dekketype, kalt «tverrholdt dekke». Dette dekket er bygget opp av rundtømmer som er bearbeidet til sekskanter, og vil ved belasting generere egen tverrspenning. Tanken bak denne utformingen er at skjærkreftene skal overføres med trykk og friksjon, og dermed gi betydelig lavere spenninger i strekkstengene. Dermed kan også stål av lavere kvalitet benyttes. Dette vil gi en positiv bieffekt i form av at stål av lavere kvalitet er lettere å korrosjonsbeskytte. Bruene blir derfor også mer forutsigbare for naturpåvirkninger over lengre tidsperioder. Dette kan bli en viktig fordel med tverrholdte dekker, da ny forskning har vist at flere trebruer har vesentlig mer korroderte strekkstenger enn antatt (Ekholm, 2013).

## 1.2 Problemstilling

Med bakgrunn i Statens Vegvesen sitt nye brudekkekonsept, har studentgruppen utformet en problemstilling for å undersøke noen viktige aspekter ved konseptet. Denne problemstillingen har bakgrunn i at Statens Vegvesen er usikre på om rulleskjær lett vil kunne oppstå i dekket, samt om dekket i det hele tatt kan overføre krefter på tvers. Problemstillingen blir som følger:

*«Undersøke om rulleskjær er en kritisk bruddform i et tverrholdt dekke, samt om tredekket har en platevirkning og kan oppnå samme forhold mellom  $E_{90,mean} / E_{0,mean}$  som et hølvet spennlaminert dekke.»*

## 1.3 Definisjoner

### Undersøke:

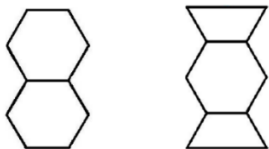
Utføre laborietester for å få empiriske data til å svare på problemstillingen.

### Tverrholdt dekke:

Et tredekke oppbygget av sekskanter fra C18 trykkimpregnert furu, med kjernen av treet tilnærmet i midten av sekskanten.

### Bjelketyper:

I denne oppgaven benyttes det to bjelketyper. Disse har fått navnene bjelketype én og to, og vises i Figur 1.1.



Figur 1.1: Bjelketype én til venstre og bjelketype to til høyre

### Lamell:

I denne rapporten er lamell definert som enkeltdelene innad i bjelkene. Bjelketype én består av to lameller, mens bjelketype to består av tre lameller.

## 1.4 Omfang

Ved undersøkelse av et nytt dekkekonsept, må det undersøkes flere faktorer enn denne rapporten omhandler. På grunn av tidsperioden som denne rapporten skal utformes over, har det blitt valgt å kun undersøke rulleskjær og E-moduler i dekket. For å få en valid indikasjon fra resultatene, er det viktig å utføre et tilstrekkelig antall tester. I denne rapporten er det derfor satt av én måned til oppbygging av testmodeller. Under denne perioden skal det bygges opp rulleskjærmodeller, bjelker som skal presses til brudd og et tverrholdt dekke. Siden det er selve tredekket det blir sett på, vil dimensjonering av tverrstag, ankerplater og mutre bli valgt konservativt for å sikre brudd i treet før stålet.

## 2 Teori

En dyp gjennomgang av teori bak dette prosjektet vil være vanskelig å gi, da gruppen ikke har lyktes med å finne noe tidligere forskning om lignende sekskantsystemer i trevirke. Når gruppen har lett etter tidligere forskning på det aktuelle teamet, har det blitt søkt i databaser som blant annet Oria, ScienceDirect og Google Scholar. Gruppen har også undersøkt om Treteknisk institutt i Oslo og Statens Vegvesen har kjennskap til noe litteratur som omhandler temaet. Noen av søkeordene som har blitt benyttet er blant annet hexagon, hexagonal systems og wooden hexagons. Disse har også blitt søkt på i kombinasjon med andre ord, og på norsk. Siden gruppen ikke lykkes med å finne tidligere forskning, vil det bli benyttet beregningsmetoder og konservativ tankegang fra tverrspente dekker. Det blir derfor ansett som relevant med en teorigjennomgang rundt tverrspente dekker. Denne teorien vil også danne et grunnlag for dekkets utforming, da konseptet er i en tidlig fase og ikke har egne retningslinjer. Videre er det også relevant med teori rundt parametre som spiller inn på E-modul og rulleskjær, slik at testmodellene blir bygd opp på en måte som svarer godt på problemstillingen, samt for å få en god analyse av resultatene.

### 2.1 Trevirke som brudekke

#### 2.1.1 Trebrudekke generelt

I Norge har trevirke vært brukt som byggemateriale i flere hundre år. Det blir mer og mer vanlig å se brudekker laget av trevirke i Norge, og disse er som regel av konstruksjonsvirke eller limtre. I trebruhåndboken (Vedlegg 1) informeres det om at det finnes ulike måter å bygge opp et brudekke på, men at alle dekker som regel er sekundære konstruksjonsdeler med korte spenn. Det mest normale ifølge trebruhåndboken er at brudekker ligger mellom langbærere, altså på tvers av bruens lengderetning, eller på langs mellom tverrbærere.

## 2.1.2 Tverrspent brudekke

Gjennom de siste 20 årene har det blitt opparbeidet gode erfaringer rundt bruk av tverrspente dekker, ifølge trebruhåndboken (Vedlegg 1). Trebruhåndboken informerer om at bjelkene som ligger på høykant og blir spent sammen med spennstenger, tidligere har bestått av konstruksjonstre. De senere årene har disse bjelkene blitt erstattet av limtre, da det har blitt behov for større spenn enn det bjelker av konstruksjonstre klarer å bære. Dette er også noe som Ritter (1990) omtaler at er fordelaktig for brudekkens kapasitet. Ved tilfeller der bruene er lange må også enkeltbjelkene ofte skjøtes. Ifølge Trebruhåndboken (Vedlegg 1) foregår skjøtingen ved at det plasseres bjelker butt i butt mot hverandre, med en spalte på 10 til 20 mm. I NS-EN 1995-2 (2010) stilles det spesifikke krav til slik skjøting. Hvor skjøtene skal plasseres i forhold til hverandre er avhengig av avstanden mellom forspenningselementene, og tykkelsen av enkeltbjelken i tverretningen.

Uavhengig av hvilken type trevirke som blir brukt i et tverrspent dekke, er galvaniserte gjennomgående stenger av høyfast stål den vanligste måten å spenne bjelkene sammen på. Dette kommer av at spennstengene står under full belastning, og er ømfintlige mot korrosjon (Brisendal, 2010). Høy dimensjonerende spennkraft betyr at dekket kan ha færre spennstenger, men intervallene for etterspenning blir kortere. Derfor bør ikke dimensjonerende spennkraft være større enn 40% til 50% av full oppspenningskraft (Statens Vegvesen, 2015). I Trebruhåndboken (Vedlegg 1) informeres det om at et kryptap på 60% har vært forutsatt til nå under dimensjoneringen av forspenningskraften i tverrspente dekker. Videre opplyses det at denne forutsetningen opprinnelig kommer fra en Amerikansk anbefaling, etter målinger på et brudekke uten membran. Mye kan derfor tyde på at norske tverrspente dekker vil ha et lavere kryptap, siden brudekkene alltid blir dekket av en vanntett membran.

Alle spennstengene er utstyrt med ankerplater i endene for å opprettholde spennkraften i dekket. Ankerplatene presser på utsiden av de ytterste bjelkene på hver side av dekket, og vil videre presse alle bjelkene i dekket sammen. På denne måten kan det oppnås tilstrekkelig friksjon mellom enkeltbjelkene til å tåle aktuell påkjenning. I Norge benyttes det sirkelformede ankerplater, med en bøyestivhet som sikrer tilnærmet jevn fordeling av kontaktrykket (Statens Vegvesen, 2015). Sirkelformen sikrer at trevirket ikke knuses når spennkraften blir påført. Ankerplatene kan også være firkantede hardtreplater, men disse

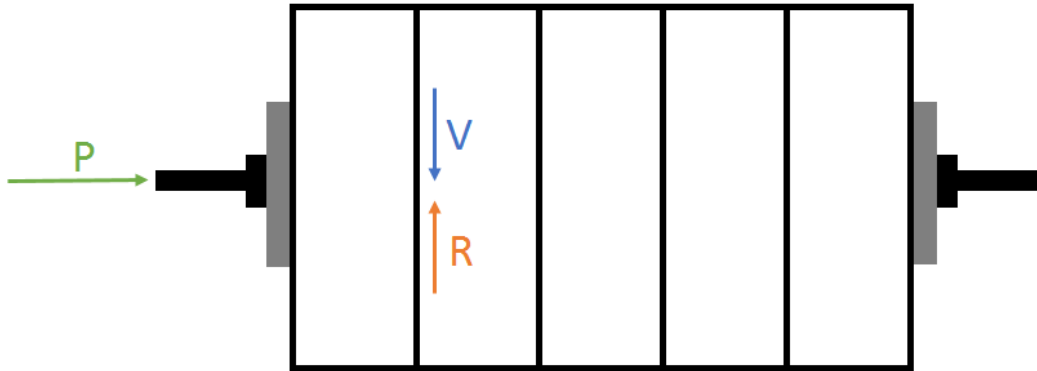


brukes imidlertid sjeldent i Norge (Brisendal, 2010). Dette kommer av at firkanter har skarpere kanter enn sirkler, og kan påføre trevirket større skader. Videre forteller Bisendal (2010) at det estetiske inntrykket også kan bli et problem ved bruk av firkantede fordelingsplater, da platene kan bli skjeve.

I et tverrspent dekke er enkeltbjelkene som nevnt spent sammen i tverretningen. Ved å spenne enkeltbjelker sammen på denne måten, vil dekket være i stand til å fordele krefter i tverretningen (Ekholm, 2013). Det vil si at dekket oppnår en viss stivhet i tverretningen av dekket. Med dette menes det at sidebjelkene til bjelken som er i direkte kontakt med lasten, vil aktiveres og ta opp krefter. Kraftene som da påføres en enkeltbjelke i dekket, vil ifølge Ekholm (2013) bli overført til de andre bjelkene ved hjelp av kontaktkraftene mellom enkeltbjelkene. Dersom det ikke er noen form for fastholdelse mellom enkeltbjelkene i dekket, vil heller ikke kontaktkraftene eksistere. Dette vil igjen føre til at kun den bjelken som er i direkte kontakt med lasten tar opp krefter.

I Ekholm (2013) informeres det om at selv ved lave spennkrefter i tverrspente dekker, kan et samspill mellom enkeltbjelkene gi en platevirkning. Det vil si at dekket blant annet tar opp krefter globalt i tverretningen, samt at totalstivheten i dekket økes. I Ekholm (2013) kan det ut fra illustrasjoner observeres at aktivisering av enkeltbjelker i tverretningen, kan gjenkjennes ved at lastpåføring ved et punkt på dekket fører til ulik nedbøyning i tverretningen. Dette er forårsaket av dekkets platevirkning.

Friksjonskraftenes oppgave i tverrspente brudekker er å forhindre at enkeltbjelkene i dekket beveger seg i forhold til hverandre. På denne måten oppnås det platevirkning. Det er derfor statisk friksjon som spiller inn i slike dekker. Friksjonskraften som behøves for å unngå bevegelse, samt ta opp skjærkrefter og fordele krefter til naboliggende bjelker, oppnås ved at forspenningssystemet spennes opp med en bestemt kraft  $P$ . Prinsippskisse av hvordan dette fungerer er vist i Figur 2.1.



Figur 2.1: Prinsipptegning spennkraft, friksjon og skjærkraft

I Statens Vegvesen sin håndbok N400 (2015) om bruprosjektering, er det spesifisert at det ikke skal oppstå glidning mellom enkeltbjelkene ved dekkets laveste temperatur. Dette fordi spennkraften i stålstengene vil kunne variere med cirka  $0,4\%/^{\circ}\text{C}$  ved et fullt utnyttet forspenningssystem. Når spennkraften varierer vil også friksjonskreftene mellom enkeltbjelkene variere og føre til at dekket vil miste platevirkningen (Ekholm, 2013). Den forventede laveste dekketemperaturen skal derfor regnes med returperiode på 50 år, ved bruens beliggenhet (Statens Vegvesen, 2015).

## 2.2 Trevirke som konstruksjonsmateriale

### 2.2.1 Bøystivhet og elastisitetsmodul

Bøystivhet påvirkes av faktorer som densitet, fuktighet, impregnering og temperatur. Niklas og Spatz (2001) viser i sin artikkel at høyere densitet, gir høyere bøystivhet. Dette er en påstand som også Larjavaara og Muller-Landau (2010) viser til i sin artikkel, der de også viser til at densiteten har en rettlinjert sammenheng med styrken. Videre kan fuktigheten ytterligere påvirke bøystivheten. Forest Products (2001) legger i sin bok frem en grafisk fremstilling av forholdet mellom bøystivhet og fuktinnhold i trevirke. Av denne grafen kommer det frem at fra 5% til 23% trefuktighet, faller bøystivheten tilnærmet rettlinjert med  $4,8 \text{ MPa}/\%$ . Videre fra 23% stabiliserer grafen seg, og fortsetter horisontalt. I henholdt til boken øker også bøystivheten når trevirket er beskyttet med vannbaserte impregneringsmidler. Dette forutsetter derimot at påføringen er utført i henhold til AWPA-standardene. Økningen er derimot så lav at den omtales som neglisjerbar. Videre fortelles det at temperaturen kan ha

en effekt på de mekaniske egenskapene til treet. Dette gjelder derimot ikke dersom temperaturen holder seg imellom  $-29^{\circ}\text{C}$  og  $38^{\circ}\text{C}$ , med en trefuktighet på 12%.

Ved bestemmelse av E-modul i laboratorium, omtales en rekke forutsetninger av Standard Norge (2012) i NS-EN 408. Det stilles blant annet krav til at luftfuktigheten i testlokalet skal ligge på  $65\% \pm 5\%$  og temperaturen på  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ . Trevirket skal også være fuktmessing stabilisert under disse forholdene. Videre vises det til at målinger av E-modul skal foregå i det elastiske området mellom 10% og 40% av bruddstyrken til testmodellen. Dette blir beregnet ved bruk av regresjonsanalyse, og det stilles krav til at korrelasjonskoeffisienten skal være 0,99 eller høyere. For å få en ren E-modul uten et skjærtilllegg, må testmodellen påføres en punktlast i hvert tredjedelspunkt. Dette fører til at momentet blir like stort mellom tredjedelspunktene, slik at svakheter over et større område av testmodellen kan avdekkes. Dersom testmodellen kun påføres en punktlast på midten av bjelken, vil E-modulen få en falsk lav verdi på grunn av opptredende skjærdeformasjon. For å få en ren E-modul må skjærbidraget fjernes, og dette kan gjøres ved å øke E-modulen med 10% (Forest Products, 2001). E-modulene i tverr- og lengderetningen påvirker bøyestivheten til dekket, og kan ved en lav verdi føre til at krav til nedbøyning ikke tilfredsstilles. Det anbefales derfor i tabell 5.1 i NS-EN 1995-2 fra Standard Norge (2010), å sette forholdet mellom E-modulen i tverr- og lengderetningen i høvlede tverrspente dekker til 0,020.

### **2.2.2 Rulleskjær**

Rulleskjær er en bruddform som opptrer ved trykk vinkelrett på trefiberne. Denne bruddformen kjennetegnes ved å ha et raskt og sprøtt bruddforløp, og er en vanlig årsak til skader og brudd i trekonstruksjoner (Danielsson, 2013). Siden bruddforløpet er sprøtt, kan bruddformen observeres ved sprekker v laboratorietester. I henholdt til Forest Products (2001), er fuktighet og impregnering to viktige faktorer som spiller inn på rulleskjærkapasiteten til en testmodell. Ved 5% til 23% trefuktighet faller kapasiteten tilnærmet rettlinjet med  $4/7 \text{ MPa}/\%$ . Dermed vil lave fuktighetsforskjeller i testmodeller ha en minimal påvirkning på resultatene innad i testen. Impregneringen har derimot motsatt effekt. Den vil øke eller ikke endre kapasiteten til rulleskjær. Det er også viktig å nevne at rulleskjærkapasiteten varierer ut i fra hvor treet har vokst, og hvor i treet testbiten er hentet fra. Dette fant Mika Grekin og Thibaud Surini (2008) ut under deres arbeid rundt rulleskjærttester på trevirke fra Sverige og Finland.

## 2.3 Lim

### 2.3.1 Lim generelt

Styrke og bestandighet ved langtidsbelastning er to viktige og vel utprøvde faktorer ved limtypene som benyttes i dagens limtrekonstruksjoner (Bell, Liven og Norske limtreprodusenters forening, 2015). Alle limtyper som skal benyttes i produksjon av limtre må oppfylle noen spesifikke krav. Kravene som et lim må oppfylle kan finnes i NS-EN 14080, fra Standard Norge (2013), og i understandardene til denne. Disse standardene klassifiserer om limet er av limtype én eller to. Forskjellen mellom limtype én og to er deres bruksområder. Limtype én kan brukes i alle klimaklasser, mens limtype to er begrenset til kun å brukes i klimaklasse én og to (Bell, Liven og Norske limtreprodusenters forening, 2015).

PRF (fenol-resorcinol-formaldehyd) lim er en type syntetisk to komponent lim som tradisjonelt har blitt mye benyttet til limtreproduksjon (Trefokus AS, U.Å.). Alle typer PRF-lim som er og har vært benyttet til limtre hittil tilhører limtype én. Dette betyr at limtre er godkjent til bruk i samtlige klimaklasser (Bell, Liven og Norske limtreprodusenters forening, 2015). De siste 10 til 15 årene det blitt vanligere å benytte MUF (melamin-urea-formaldehyd) lim til limtreproduksjon, enn PRF-lim (Trefokus AS, U.Å.). Dette er mye på grunn av MUF-limets lyse farge, som får limfugene til å virke «usynlige». PRF lim derimot har en mørk rødbrun farge, som fremhever limfugene (Bell, Liven og Norske limtreprodusenters forening, 2015). MUF lim er nå blant de mest brukte limene, ikke bare på grunn av dens lyse farge, men også på grunn av god bestandighet og sterke limfuger (Bell, Liven og Norske limtreprodusenters forening, 2015). MUF-limene tilhører også limtype én, noe som gjør at de kan benyttes i alle klimaklasser.

### 2.3.2 Prefere 4535

Prefere 4535 er en type klebemiddel som leveres av limprodusenten Dynea AS. Prefere 4535 er et flytende melamin klebemiddel som anvendes sammen med et flytende herdemiddel av typen Prefere 5035 eller Prefere 5046. Denne sammensetningen av klebemiddel og herder egner seg bra ved fremstilling av lastbærende trekonstruksjoner, ifølge databladet til Dynea (Vedlegg 2). Databladet informerer videre at blanding av dette klebemiddelet og en av de

nevnte herderne, vil føre til en limsammensetning som egner seg godt for både radiofrekvens herding, varmherding og kaldherding. Fargen på limsammensetningen vil være lys, og Dynea selv skriver at limet ikke vil mørkne med tiden.

Ved bruk av en slik type lim er det mange forhold som kan være med å påvirke både kvaliteten og prosessen. Et av disse forholdene er lagringen av klebemiddelet og herderen. Begge midlenes lagringsstabilitet er temperaturavhengig, informeres det om i databladet til Dynea (Vedlegg 2). Videre informerer databladet at klebemiddelet Prefere 4535 kan lagres opp til seks måneder ved en temperatur på 10°C, med avtagende lagringstid inntil to måneder ved en temperatur på 30°C. Herdemiddelet Prefere 5046 har imidlertid en optimal lagringstemperatur som ligger mellom 10°C og 25°C. Ved disse temperaturene informerer databladet at herderen kan ha en lagringstid på opptil fire måneder.

I databladet til Dynea (Vedlegg 2) kan det også observeres, at både temperatur og fuktighet i rommet og i trevirket kan spille inn på utføringen av limeprosessen og limets kvalitet. Fuktighetsinnholdet i trevirket som skal limes bør ligge mellom 8% og 15%, mens fuktforskjellen ikke må overskride 4% mellom de to flatene som skal limes sammen. Databladet til Dynea (Vedlegg 2) sier også noe om temperaturer ved herdingsprosessen til limsammensetningen. Dynea anbefaler at herdingsprosessen skal finne sted ved en romtemperatur på minst 20°C, dersom temperaturen på trevirket som limes er over 18°C. Videre informeres det om at limsammensetningen ikke vil klare å binde limflatene tilstrekkelig sammen, dersom temperaturen i trevirket er under 15°C. Dersom limet påføres ved 15°C, må romtemperatur minst være 25°C under herding.

Videre kan det observeres i databladet til Dynea (Vedlegg 2), at limflatene må høvles innen 24 timer før liming, ved fremstilling av bærende limtrekonstruksjoner. Det skal videre påføres mellom 250 g/m<sup>2</sup> og 500 g/m<sup>2</sup> av limsammensetningen, dersom limet kun påføres på den ene flaten. Hvis limet derimot skal påføres på begge flatene, skal begge flatene påføres en mengde på minst 125 g/m<sup>2</sup> av limsammensetningen. Dette er ifølge databladet nødvendig dersom det brukes tresorter hvor det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig heft ved liming. Videre i databladet informeres det at en lavere mengde av limsammensetningen kan være tilstrekkelig, men dette er avhengig av produksjonsteknikken, kvalitetskravet til sluttproduktet, monteringstiden og presseprosessen. Det bør derfor ikke benyttes lavere mengder uten rådføring med Dynea.

Et annet viktig forhold i limeprosessen, som kan påvirke kvaliteten til sluttproduktet, er monterings- og stabletiden. I databladet fra Dynea (Vedlegg 2), informeres det om at stabletiden er den tiden som går fra limet er påført, til limflatene ligger under trykkpåkjenning. Databladet informerer videre om at monteringstiden kan deles inn i to forskjellige grupper, åpen monterings tid og lukket monterings tid. Åpen monterings tid er fra limpåføring til montering av tilhengerne, mens lukket monterings tid er fra ferdig sammenstilling av tilhengerne, til trykkpåvirkningen i herdeprosessen er etablert. Åpen og lukket monterings tid vil dermed være den totale stabletiden. Databladet informerer videre at det ikke bør overstiges fem minutter i åpen monterings tid, og ti minutter i lukket monterings tid. Totalt bør dermed stabletiden ikke overstige 15 minutter, i henhold til databladet for MUF-limet Prefere 4535 fra Dynea.

# 3 Metode

## 3.1 Valg av testmetode

For å finne et svar på problemstillingen, ble det utført laboratorietester. Dette ble ansett som det beste metodevalget, da en FEM-analyse krever verdier for E-modulene til dekket. E-modulene har verdier som ikke finnes fra tidligere forsøk. Derfor hadde det også blitt vanskelig å dimensjonere dekket ved beregningsmetoder. Den nærmeste beregningsmetoden ville i tillegg vært for et dekke med en annen oppbygning, og ville ikke gjenspeilet virkningen av sekskanter i tverrsnittet.

Viktige svakheter ved laboratorietesting som metode var uregelmessigheter i bearbeiding av trevirket, samt limeprosessen. Disse to faktorene ga varierende dimensjoner og kvalitet på dekket. Det ville derimot ha blitt et bedre resultat hvis en profesjonell bedrift hadde utført oppbygningen av dekket. Hvor stor påvirkning dette hadde hatt på resultatene er derimot uvisst. En tredje svakhet ved laboratorietestene var antallet testmodeller. Å bygge opp et tredekke er tidkrevende, og det ble ikke prioritert å lage flere enn ett. Sikkerheten er derimot større bak målingen av E-modulene og resultatet av rulleskjærttestene, da disse testene inneholdt et større antall testmodeller.

Den viktigste styrken med laboratorietester som metode, var at den faktiske oppførselen til testmodellene kunne observeres. En FEM-analyse kunne gitt et alt for gunstig materiale, da analysen ikke tar hensyn til kvister og sprekker i trevirket.

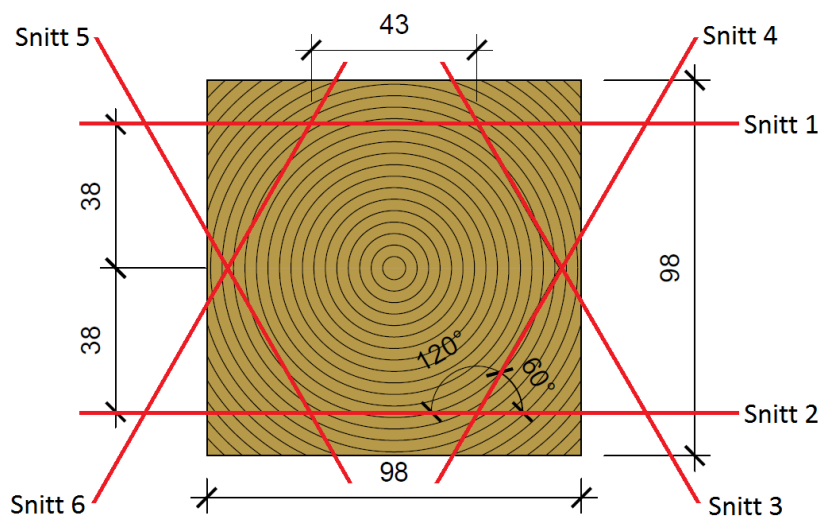
## 3.2 Oppbygningen av testmodeller

### 3.2.1 Bearbeiding av trevirke

Trevirket som ble benyttet var 98 mm x 98 mm wolmanit-impregnert furu, med kvalitet C18. Disse materialene hadde kjernen av treet i midten, og ble valgt for å simulere rundtømmer. På alle lamellene ble det totalt bearbeidet 64 meter med en gjerdesag. Disse 64 meterne ble kjørt

igjennom sagen seks ganger, slik at sekskantformen ble dannet. For å redusere skjevheter, vridning og skader i sekskantene, ble lamellene først kappet til lengder på 3,3 meter. Dette gjorde at materialene ble kortere og mer håndterbare å kløyve, og det ga en mulighet til å fjerne cirka 15 cm i hver endene av bjelkene etter liming.

Videre ble materialene kløyvet i seks snitt. Det første snittet ble skåret ut for å få en jevn flate å jobbe ut i fra. Snitt nummer to ble på motsatt side av det første snittet, slik at materialene fikk to parallelle flater. Disse to flatene ble topp- og bunnflatene til sekskantene, og siden disse flatene skulle limes, var det viktig å fjerne sprekker og ujevnheter. Da høyden på sekskantene var 22 mm lavere enn 98 mm, gjorde dette det mulig å skjære av mer på siden med flest sprekker. Videre ble det skåret fire snitt med sagbladet i 30 graders vinkel for å lage sekskantformen. For å få snittene så bra som mulig, presset en person trevirket igjennom sagen, mens den andre personen presset materialene inn mot anlegget og den tredje presset ned på sagbordet. På denne måten ble snittene rette og fine uavhengig av hvor mye skjevheter det i utgangspunktet var i trevirket. Snittene er vist i Figur 3.1.



Figur 3.1: Skjæringsnitt

### 3.2.2 Limeprosessen

Limeprosessen ble påbegynt allerede før materialene ble kappet og kløyvet, fordi limet stilte krav til både fuktighet og temperatur i trevirket. Det ble derfor utført tre fuktmålinger i hver lamell før bearbeidingen til sekskanter begynte. Dette ble gjort ved dype fuktmålinger med isolerte følere, for å sikre at fuktigheten ikke var over 15%, og at fuktdifferansen ikke



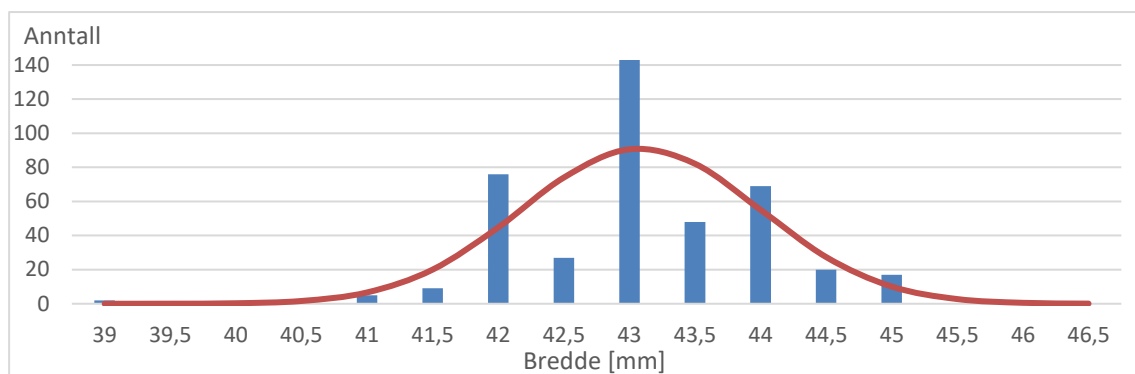
overskred 4%. Fuktmålingsinstrumentet som ble brukt var av merket AB og typen FMD hybrid sensor, som er en elektrisk motstandsmåler. Denne fuktmåleren hadde en nøyaktighet på  $\pm 1,5\%$  ved måling i ubehandlet trevirke, og cirka  $\pm 2\%$  i impregnert trevirke. Dette oppfyller kravet i NS-EN 14080 fra Standard Norge (2013), som sier at fuktmålingene skal skje med en nøyaktighet på  $\pm 2\%$ . For å sikre at overflatetemperaturen i trevirket var mellom  $15^{\circ}\text{C}$  og  $25^{\circ}\text{C}$ , ble materialene lagret i et rom som holdt cirka 20 grader.

Tabell 3.1:  
Fuktmålinger under limeprosessen

	Våre resultater
<b>Antall målinger</b>	276
<b>Målinger &gt; 15%</b>	4
<b>Målinger &lt; 15%</b>	272
<b>Målinger &gt; 8%</b>	276
<b>Differanse &gt; 4%</b>	0
<b>Differanse &lt; 4%</b>	82

Da materialene var ferdig bearbeidet til sekskanter, ble limflatene høvlet med en elektrisk håndhøvel av typen Milwaukee M18 BP. Denne elektriske høvelen har justerbar kuttdybden på 0 til 2 mm, og 20 låseposisjoner. Høvlingen ble gjort for å få en renere limflate uten løse trefibre. Videre ble det foretatt nye fuktmålinger ved tre punkter på limflatene. Disse målingene ble tatt i limflatenes overflate, med fuktmåleren av type AB, som er nevnt tidligere. På denne måten kunne det lettere bestemmes hvilke sekskanter som lå nærmest hverandre i fuktnivå, samt at fuktigheten ikke overskred kravene. Resultatet fra disse målingene er vist i Tabell 3.1.

Hver sekskant fikk hvert sitt unike navn, og fuktighetsmålingene ble skriftlig dokumentert. Etter høvlingen ble også breddene til limflatene og sidekantene målt. Hvert mål ble basert på gjennomsnittlige verdier fra seks målinger per flate, slik at ujevnheter gjorde seg gjeldende. Dette ble gjort for å kontrollere og dokumentere nøyaktigheten på sagingen, og målingene er vist i Figur 3.2. Figuren viser de faktiske målene og en normalfordelingskurve med standardavvik på 0,91 mm, og en forventningsverdi på 43,08 mm. Dette er tilnærmet lik den teoretiske bredden på 43 mm (Figur 3.1).



Figur 3.2: Kantmål på lamellene

Overflatetemperaturen til hver limflate ble målt med et termisk kamera av typen FLIR T440. Dette ble målt helt til slutt før limet ble påført, slik at temperaturforandring mellom måling og liming ikke ble en usikkerhetsfaktor. Det termiske kameraet var kalibrert innen  $\pm 2$  °C, og det ble sikret at alle limflatene hadde tilstrekkelig overflatetemperatur før limpåføring.

Under limeprosessen ble det av utstyr benyttet en vekt av typen HB Vibra Shinko Derski med nøyaktighet på 0,1 gram, samt et blandebeholder og et lite beger til påføring. Limet og herderen ble først blandet sammen i et beger, med en fordeling på 100:25. Deretter ble et lite beger plassert på vekten, og fylt med nødvendig limmengde for én limflate. Etter at limet ble tømt på limflaten, ble begeret veid på nytt for å undersøke om det lå igjen for mye lim i begeret. De gangene begeret ikke ble tømt for lim, ble begeret etterfylt med limmengden som manglet, og helt utover limflaten. Deretter ble limet dratt utover med en sparkel, slik at hele flaten fikk et jevnt lag med lim. For å avslutte den åpne stabletiden ble lamellene som limtes sammen, stablet med en gang etter limpåføring.

Videre ble de limte bjelkene presset med håndtvinger. Dette foregikk ved at det først ble plassert en tvinge i den ene enden av bjelken, med lamellene justert riktig i forhold til hverandre. Deretter ble det satt på tvinger hver 0,5 meter innover bjelkene. På denne måten kunne lamellene innad i bjelkene justeres i forhold til hverandre langs hele bjelkelengden, mens presset ble påført. Under liming av modeller til rulleskjærtrestene, ble presset påført på samme måte, men kun med to tvinger per bjelke. Det overflødig limet som ble klemt ut på sidene av bjelkene ble tørket vekk før limet størknet. Bjelkene lå deretter i press i minst 16 timer i et rom med temperatur på 21°C og fuktighet på 14%. Temperaturen og luftfuktigheten ble målt med et instrument av typen Kimo HD100. Instrumentet har en nøyaktighet på 1%RH ved målinger mellom 5%RH og 95%RH, og 1°C ved målinger mellom -20°C og +70°C.

### 3.2.3 Oppbygning av dekket

Ved sammensetting av de tretten bjelkene i tredekket, var det viktig at bjelkene passet godt inn i hverandre. Det ble derfor pusset med en elektrisk pussemaskin på sidekantene med små limflekker, slik at ikke limet skulle skape gliper i mellom bjelkene. Videre ble det boret åtte hull på 16 mm i hver bjelke. Disse hullene ble plassert med 30 centimeters mellomrom, og 45 centimeter fra endene og inn til første hull. For å være sikker på at hullene ble boret rett, ble det laget en mal som styrte boret i riktig retning, se Figur 3.3. Selv om denne malen var laget av trevirke, ble ikke hullet i malen nevneverdig større igjennom prosessen.



*Figur 3.3: Boring av hull til gjengestenger*

Siden tredekket er tverrholdt og ikke tverrspent, stilles det ikke like strenge krav til gjengestenger og stramming av mutre. Her skal det heller ikke oppnås en viss friksjon mellom bjelkene. Derfor ble størrelsen på gjengestengene beregnet konservativt ut i fra bruddlasten til dekket. Men siden skjærkraftoverføringen og opptredende friksjon mellom bjelkene i dekket var uvisst, ble bruddlasten til dekket beregnet konservativt som en hel bjelke. Hovedtanken bak beregningene var at trevirket skulle ryke før stålet. Ut ifra beregningene (Vedlegg 15) ble

det derfor valgt gjengestenger med diameter på 10 mm og mutre på 17 mm. Videre ble ankerplatene valgt som u-profiler med størrelse U-50, for å oppnå stivhet langs ytterbjelkene. Størrelsen på u-profilene ble bestemt med utgangspunkt i å unngå knusning i trevirket (Vedlegg 15). Monteringen av stålsystemet med gjengestenger, mutre og ankerplater er vist i Figur 3.4.



Figur 3.4: Dekket med gjengestenger, ankerplater og mutre

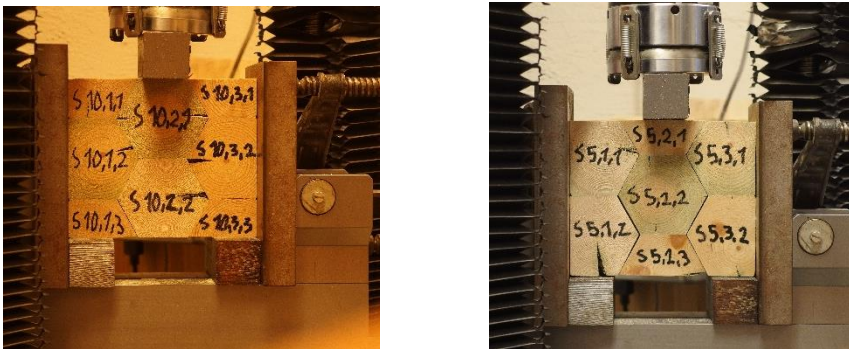
### 3.3 Gjennomføring av laborietester

Laborietestene ble utført i laboriet til Norsk Treteknisk Institutt i Oslo. Valget falt på dette laboriet fordi de ansatte har mye erfaring rundt testing av trematerialer, og laboriet har et godt utvalg av presser og tilpasningsmuligheter for ustandardisert testing. Tilpasningsmulighetene var svært viktig for å få testet et dekke med relativt store dimensjoner.

#### 3.3.1 Rulleskjærtester

For å undersøke rulleskjæregenskapene til tredekkekonseptet, ble de oppkonstruerte testmodellene testet i en elektrisk presse av typen MTS Alliance RT/30. Denne pressen var nylig var kalibrert, og kunne fastholde modellene sideveis. Dette var en essensiell faktor bak

testene, da testene skulle simulere forholdene i tredekkeet. Pressen var utstyrt med en lastecelle fra MTS med modell nummer 4501031. For oppsettet videre, ble det benyttet stålklosser med høyde-, bredde- og lengdemål på 4,0 cm, 4,0 cm og 12 cm. Dermed hadde stålklossene en bredde som var tilnærmet lik bredden på limflatene. Testmodellene hadde høyde-, bredde- og lengdemål på 15 cm, 17 cm og 15 cm. Dette oppsettet ble benyttet for å få et sideveis mellomrom mellom presseklossen på toppen, og oppleggsklossene nederst, slik at et eventuelt rulleskjærbrudd fritt kunne oppstå i fortanningen. Oppsettet er vist i Figur 3.5.



Figur 3.5: Oppsett under rulleskjærttester av bjelketype én (til venstre) og bjelketype to (til høyre)

Testmodellenes rulleskjærkapasitet ble beregnet til 14,4 kN (Vedlegg 2). På pressen hos Treteknisk var det ikke mulig å legge inn bruddlast, men antall millimeter nedbøyning per minutt. For å få en indikasjon på hvor stor den opptredende nedbøyningen var ved 15 kN, ble derfor det første forsøket utført med en vilkårlig valgt pressehastighet på 1,5 millimeter per minutt.

Etter første forsøk i pressen ble alle testmodellene kappet i to deler, ved midtpunktet i lengderetningen. Dette kom av at den maksimale pressekapasiteten til pressen var 25 kN, og ved denne belastningen var det ingen antydning til deformasjoner eller brudd i trevirket. Alle testene ble derfor gjennomført med en lengde på 5,5 centimeter for å få resultater. Videre ble også alle testmodellene tatt bilde av før og etter testen, samt filmet fra start til slutt under pressing.

### 3.3.2 Test av enkeltbjelker

Under testingen av enkeltbjelker ble det benyttet en hydraulisk presse av typen singel ended actuator levert av MTS med modell nummer 243.20T, og en force transducer med modell nummer 661.20F-03 med en kapasitet på 100 kN.

For å undersøke E-modulen til bjelkene i tredekket, ble det først presset tre bjelker av hver bjelketype til brudd. Dette ble gjort for å få en indikasjon på bruddlasten til bjelkene, slik at E-modulen med sikkerhet kunne beregnes mellom 10% og 40% av bruddlasten. Den karakteristiske bruddstyrken til bjelkene ble utregnet i forkant av laboratorietestene (Vedlegg 3), slik at det forelå en indikasjon på bruddstyrken til bjelkene. Ut i fra disse beregningene ble pressehastigheten til den første bjelken bestemt ut i fra at et brudd skulle oppstå i løpet av cirka 3 minutter. Ved neste runde med pressing ble pressehastigheten justert oppover, da bjelkene viste seg å ha høyere kapasitet enn den teoretiske beregningen. For å dokumentere hvordan bjelkene oppførte seg, ble det dratt to streker med tusj i høyderetningen til bjelkene ved opplegget, for å undersøke eventuelle skjærdeformasjoner. Alle bjelkene ble også filmet under pressingen.

Oppsettet under testene er vist i Figur 3.6. Bjelkene ble plassert på oppleggene slik at bjelkelengden under testene ble på 2,8 m, med gaffellager i hver ende. Oppleggsflatene var 11 cm lange, og presspunktet på midten av bjelkene var 12 cm langt. Både oppleggene og presspunktet var breiere enn bjelkens bredde.



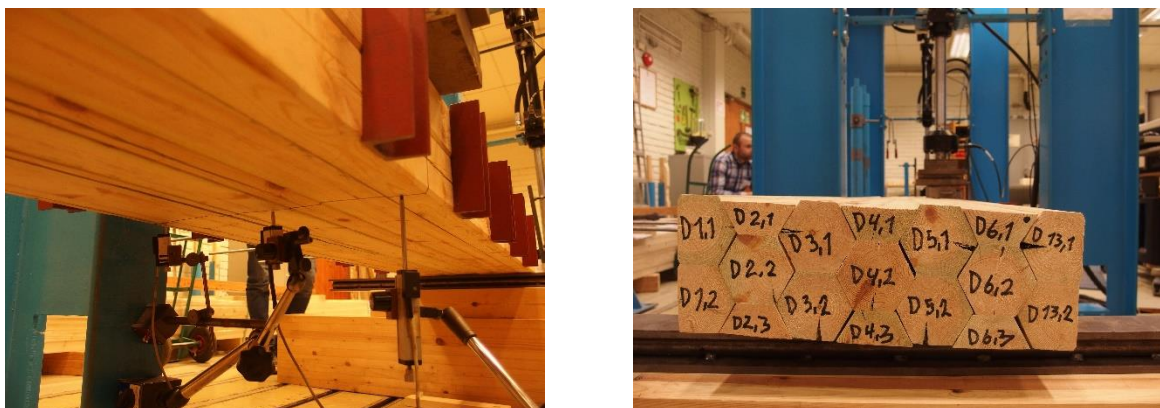
*Figur 3.6: Oppsett under laboratorietesting av bjelkene*

For videre måling av E-modulen til enkeltbjelkene i dekket, ble det valgt å presse bjelkene til 5 kN. Dette ble valgt da 5 kN press ligger innenfor 10% og 40% av bruddlasten. Ved disse testene ble det plassert en giver av typen Novotechnik TR 50 midt under presspunktet, på undersiden av bjelken. På denne måten ble nedbøyningen målt og dokumentert, slik at det ble dannet et datagrunnlag til videre beregning av E-modulen til bjelkene i dekket.

### 3.3.3 Test av halvt dekke

For å undersøke om dekkekonseptet hadde en platevirkning, ble det utført en test på halve dekket, med en punktlast på kanten. Punktlasten ble plassert på kanten, da dette er dekkets svakeste punkt. Ved denne testen ble det benyttet den samme hydrauliske pressen fra MTS, som ble benyttet i testingen av enkeltbjelkene. Ved dette testoppsettet var dekket fritt opplagt. Da det halve dekket ble satt sammen med gjengestenger, ble bredden og lengden målt til 0,43 m og 3 m. For at bjelkene i dekket ikke skulle bli skadet til videre tester, ble presset manuelt stoppet ved 15 kN.

Denne testen ga oss muligheten til å måle nedbøyningen på tvers ved dekkets midtpunkt. Giverne som målte nedbøyning ble plassert som vist i Figur 3.7, slik at nedbøyningen på tvers ble tydelig dokumentert. Giveren til høyre på Figur 3.7 er av typen Novotechnik TR 50, mens den i midten og til venstre er av typen Novotechnik TR 10. Presspunktet under denne testen ble plassert som vist i Figur 3.7, og bredden og lengde til presspunktet var 12,8 cm og 17 cm. Hele testen ble også filmet, slik at nedbøyninger, sprekker og andre virkninger ble dokumentert til analyse av resultater. Siden dekket var vridd og ikke lå ordentlig på oppleggsflaten, ble disse glipene dokumentert i form av målinger og bilder.

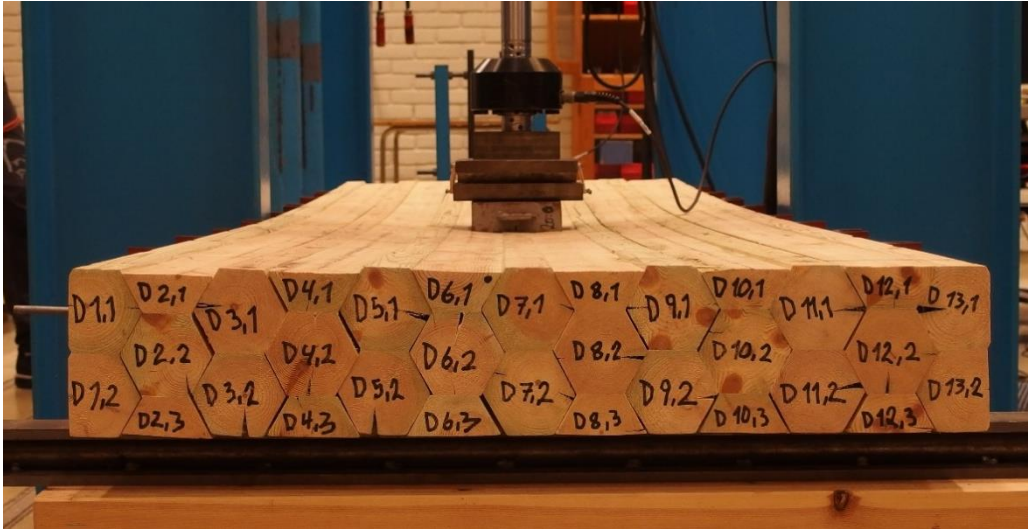


Figur 3.7: Plassering av givere (til venstre) og testoppsett av halvt dekke (til høyre)

### 3.3.4 Test av helt dekke

Testen av dekket ble også utført med den samme hydrauliske pressen fra MTS, som ble brukt under testene av enkeltbjelkene. Dekket ble montert i laboratoriet, og ble strammet sammen med jekkestropper for at fortanningen i dekket skulle bli så tett som mulig. Deretter ble ankerplatene satt på, og mutterne skrudd inntil. Videre ble det plassert en pressekluss i

midtpunktet til dekket, med lengde og bredde på 17 cm og 14,7 cm, som vist i Figur 3.8. Lengden til dekket var 3 m og den gjennomsnittlige bredden var 0,815 m. Breddemålingene ble tatt ved dekkets midtpunkt og ved oppleggene.

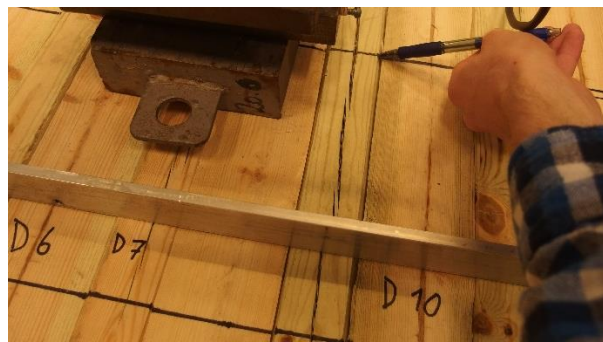
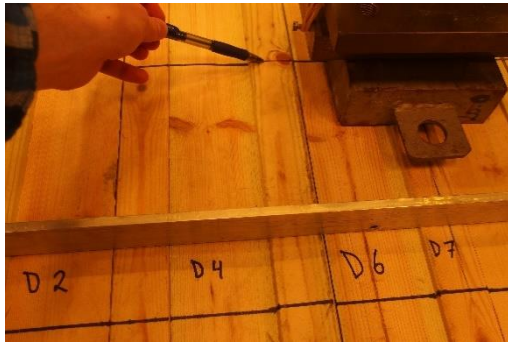


Figur 3.8: Oppsett under test av hele dekket

For å undersøke E-modulen til dekket, ble dekket presset med en punktlast på 30 kN. Ved denne belastningen ble nedbøyningen målt med givere av typen Novotechnik TR 10 ved bjelke én og tretten, og med en giver av typen Novotechnik TR 50 ved bjelke sju. Det ble også målt manuelt ved bjelke to, fire, sju, ti og tolv. De manuelle målingene ble utført ved å legge en stålplate på tvers av dekket så nært presspunktet som mulig, og slik at platen lå an på bjelke én og tretten. Målebåndet som ble brukt tilhørte Treteknisk, og var nylig godkjent.

Videre ble det undersøkt om buttskjøter hadde betydning på E-modulen til dekket. Bjelkene med buttskjøter og plasseringen til skjøtene ble valgt mest ugunstig, slik at påvirkningen på E-modulen skulle bli så stor som mulig. Bjelke fem og ni ble derfor kappet i to ved midtpunktet til bjelken, se Figur 3.9. Skjøtene ble parallelle med hverandre, og havnet på det stedet i bjelkene med størst moment. Denne testen ble utført og dokumentert på samme måte som E-modultesten uten buttskjøter.





Figur 3.9: Buttskjøt i bjelke fem (til venstre) og ni (til høyre)

For å undersøke om E-modulen ble målt innenfor 10% og 40% av bruddlasten, ble dekket med buttskjøter presset til brudd. Under dette forløpet måtte givene fjernes, slik at de ikke skulle ødelegges av et eventuelt brudd. For å dokumentere forløpet ble derfor nedbøyningen ved bjelke to, fire, sju, ti og tolv manuelt målt ved 0, 30, 60, 80 og 100 kN. Hele denne testen ble også filmet, slik at platevirkningen kunne observeres ved et senere tidspunkt.

### 3.4 Fuktmålinger

For å dokumentere hvilken fuktighet og densitet trestykkene hadde under testene, ble det etter endt pressing utført tørke-veie-prøver. Testmodellene under rullekjærtestene fikk skåret ut en liten bit av hver modell, i bruddbjelkene ble det skåret ut en bit så nær bruddet som mulig, og i dekket ble det tatt ut en bit på midten og i den ene enden av bjelkene. Felles for alle prøvene var at de ikke inneholdt kvister, sprekker og sammentrykt trevirke, da dette hadde gjort utslag på resultatene (Standard Norge, 2012). Videre ble volumet av de rektangulære utskårne bitene målt, veid og lagt i et tørkeskap på 100°C. Etter 24 timer ble bitene tatt ut igjen, og veid på nytt. Ut i fra vektdifferansen som oppsto etter 24 timer i tørkeskapet, ble densiteten og fuktigheten beregnet via et automatisk Excel-ark utformet av Treteknisk.

### 3.5 Bestemmelse av E-moduler

For beregning av E-modulen til enkeltbjelker, ble funksjonen "RETTLINJE" i Microsoft Excel benyttet. Denne funksjonen beregnet en rett linje ved hjelp av minste kvadraters metode, ut i fra måledataene fra laborietestingen. Funksjonen ga stigningstallet til linjen, som er forholdet mellom påkjenning og deformasjon. Som et mål på nøyaktigheten til

avstanden mellom Y-verdiene til den rette linjen og de faktiske Y-verdiene fra måledataene, utarbeidet funksjonen også en korrelasjonskoeffisient. Som en verifikasjon på at resultatet var nøyaktig nok, ble det kontrollert at korrelasjonskoeffisientene tilfredstilte kravet i NS-EN 408 fra Standard Norge (2012). Dette kravet var at korrelasjonskoeffisienten skulle være over 0,99. Videre ble E-modulen beregnet i henhold til Haugan (2011), vist i formel (3.1).

$$u = \frac{PL^3}{48EI} \quad (3.1)$$

Formel (3.1) ble deretter omgjort til formel (3.2).

$$E = \left(\frac{P}{u}\right) \cdot \frac{L^3}{48 \cdot I} \quad (3.2)$$

I formel (3.2) er forholdet mellom kraft og deformasjon, det samme som stigningstallet i arbeidsdiagrammet fra Excel-arket. Stigningstallet ble funnet i det elastiske området mellom 10% og 40% av bruddlasten. For å ta hensyn til skjærdeformasjonen som oppsto ved testoppsettet, ble det lagt til 10% på E-modulen. Dette tiltaket er i henhold til NS-EN 408 fra Standard Norge (2012). Under utregningen av treghetsmomentet i formel (3.2), ble de teoretiske målene til tverrsnittene brukt. Dette anses å ikke ha en betydelig innvirkning på resultatet, da målene på sidekantene viste seg å ha et standardavvik på 0,91 mm (Figur 3.2), og høyden til bjelkene varierte med et par millimeter fra de teoretiske målene. Det vil allikevel ikke kunne påstås at resultatet er helt nøyaktige.

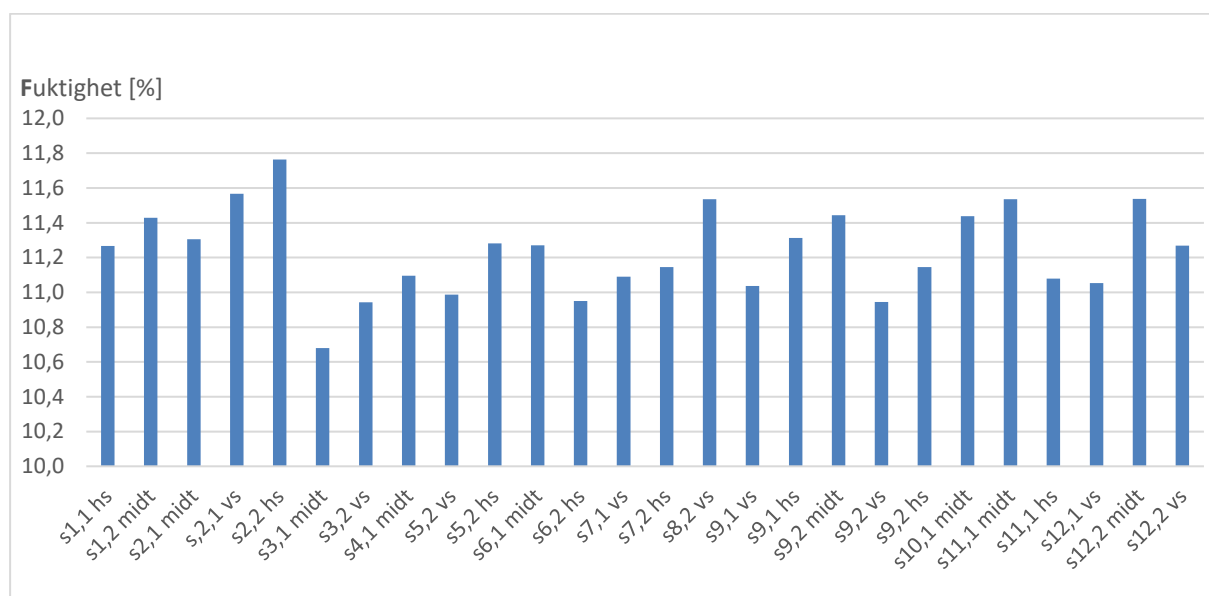
For beregning av globale stivheter til det tverrholdte dekket, ble dataprogrammet «Plabe2» benyttet. Dette programmet ble lånt av Statens Vegvesen. Ved hjelp av inputparametre om dekkets geometri, påkjønning, oppleggstilfeller og stivheter beregnet i henhold til Håndbok N400 fra Statens Vegvesen (2015), regnet programmet ut differensiallikninger av fjerde orden, for å gi resultater om stivheten til dekket. Det tverrholdte dekket ble første delt opp i langsgående striper ved hjelp av profiler. Disse langsgående stripene fikk hver sin differensiallikning, og ble løst ved å utvikle laster og forskyvninger i fourierrekker. Videre løste programmet et lineært ligningssystem, med stivhetsmatriser og lastvirkninger basert på hver fourierrekke og platestripe. For å undersøke dekkets stivhet opp mot verdien til et høvlet tverrspent dekke i NS-EN 1995-2:2004 fra Standard Norge (2010), ble bøyestivheten DXX og DYY omregnet til  $E_{0,\text{mean}}$  og  $E_{90,\text{mean}}$ , i henhold til Håndbok N400 fra Statens Vegvesen (2015). På denne måten kunne forholdet  $E_{90,\text{mean}} / E_{0,\text{mean}}$  til dekket bestemmes.

## 4 Resultat og analyse

### 4.1 Rulleskjærttester

#### 4.1.1 Fuktmåling og densitet etter testing

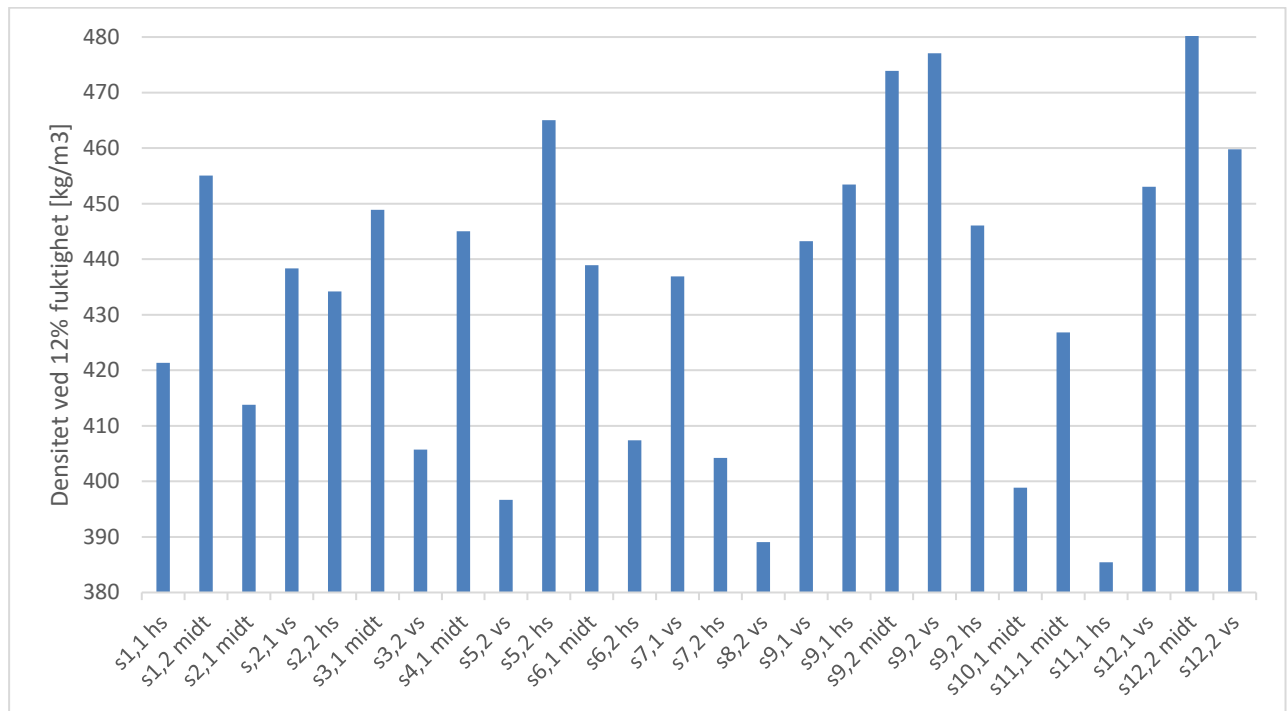
Det ble gjort tørke-veie-prøver for å dokumentere fuktigheten og densiteten til trevirket under testingen, resultatet er vist i Figur 4.1 og Figur 4.2. Stolpediagrammet i Figur 4.1 viser at det er lav variasjon i fuktigheten til testmodellene. Differansen fra høyeste til laveste verdi er cirka 0,8%, og ut i fra forskningen til Forest Products (2001), vil derfor ikke fuktforskjeller i prøvene ha en merkbar innvirkning på modellenes mekaniske egenskaper.



Figur 4.1: Fuktmålinger i rulleskjærmodeller tatt etter testing

Av stolpediagrammet i Figur 4.2 kommer det frem at spredningen i densitetsmålingene varierer med cirka  $100 \text{ kg/m}^3$ . Dette er en variasjon som ikke har stor innvirkning på de mekaniske egenskapene (Larjavaara og Muller-Landau, 2010). Denne variasjonen kan skyldes årringtettheten i trestykkene, da bjelkene ikke alltid har hatt kjernen til treet eksakt i midten av lamellene. Det er derfor sannsynlig at variasjonene i densitetene kan skyldes at trestykkene er hentet fra forskjellige steder i tretverrsnittet. Det er også mulig at det har kommet inn små deler av en limflate, kvist eller sprekk i prøvene, selv om dette ble unngått så godt som mulig.

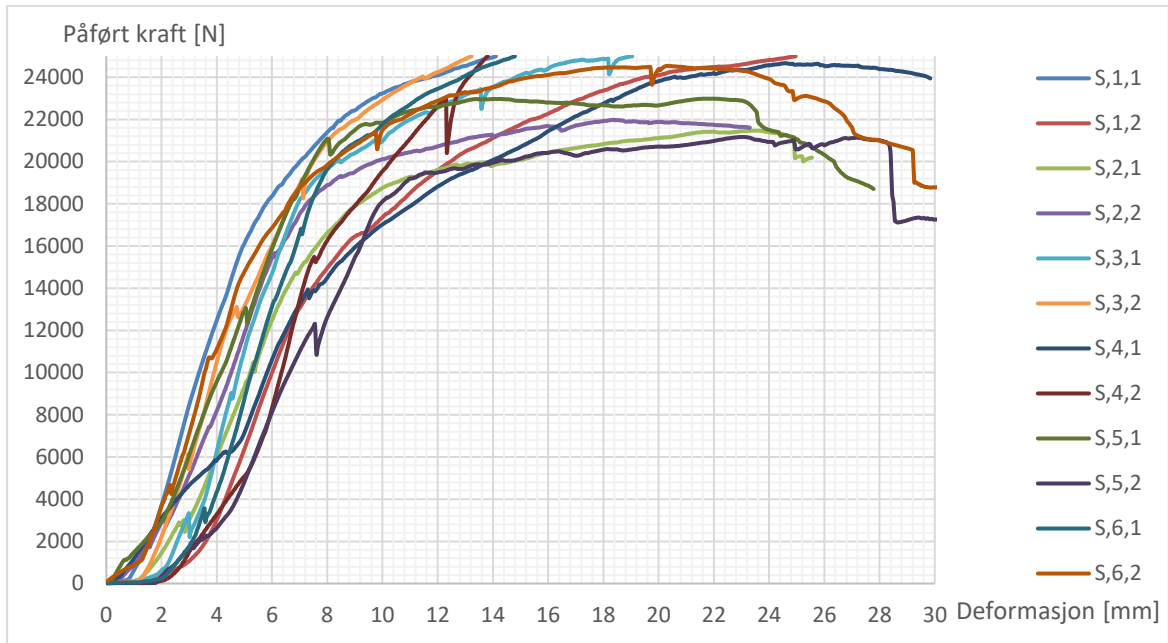
Trevirke av kvalitet C18 har densitet på  $388 \text{ kg/m}^3$  (Standard Norge, 2008). Dette er et tall som baseres på standardavvik, og standardens oppgitte densiteter er 5%-fraktilen til målingene. Densitetsmålingene ser derfor ut til å stemme meget godt overens med standarden, og kan tolkes å representere materialet av kvalitet C18.



Figur 4.2: Densitet av skjærtester ved 12% fuktighet

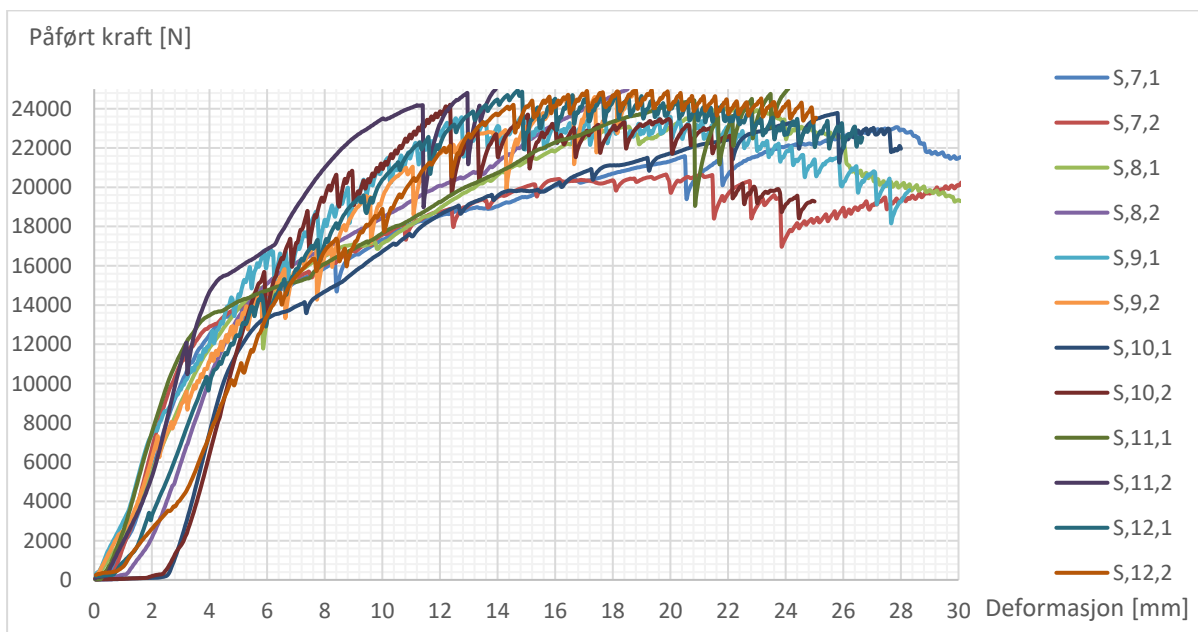
#### 4.1.2 Presentasjon av arbeidsdiagram

Det er utført 24 rulleskjærtester, 12 av hver bjelketype. Arbeidsdiagrammene for bjelketype to og én er vist i Figur 4.3 og Figur 4.4. Grafene i Figur 4.3 ligger tett inntil hverandre, og det er ingen som skiller seg markant ut i forhold til flertallet. Det er allikevel tre grafer som utpeker seg, og det er grafen til test S,1,1, som tydelig er knekkkurven med høyest kapasitet, og kurve S,5,2 og S,4,2 som gir noen av de laveste kapasitetene under testen. Dersom det ses på grafen til testmodell S,1,1 i sammenheng med densiteten og fuktigheten til testmodellen, viser det seg at densiteten er cirka gjennomsnittlig med de andre modellene, og fuktigheten er høyere enn gjennomsnittet. Tilsvarende kan det ses at testmodell S,5,2 har en av de høyeste målingene av densiteter, og en fuktighet som ligger cirka på gjennomsnittet.



Figur 4.3: Arbeidsdiagram for rulleskjærttest av bjelketype to

I arbeidsdiagrammet til bjelketype én (Figur 4.4) er det vesentlig flere knekkpunkter på grafene, og noe mer spredning enn i arbeidsdiagrammet til bjelketype to (Figur 4.3). For å undersøke hva som kan være årsaken til spredningen, ses det også her først på densitet og fuktighet. Undersøkelsene rundt densitet og fuktighet i tilknytning til bjelketype to gjør seg også gjeldende for bjelketype én. Med dette menes det at densitet og fuktighet ikke påvirker kapasiteten til testene på en entydig måte.



Figur 4.4: Arbeidsdiagram for rulleskjærttest av bjelketype én

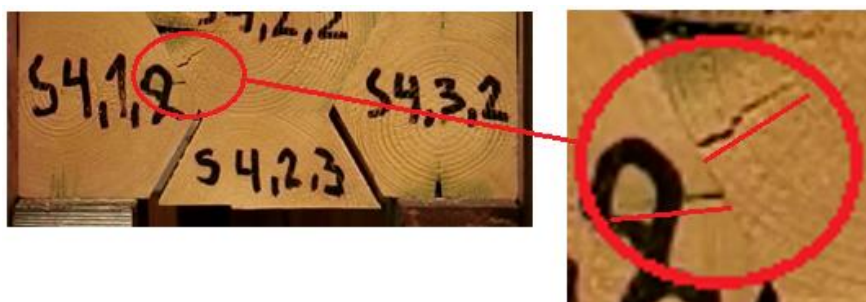
### 4.1.3 Rulleskjærtestens forløp

For å analysere testmodellene i forhold til rulleskjær, viser videoklipp og bilder av pressetestene de største funnene i undersøkelsen. En gjenganger for samtlige rulleskjærtester, er at det oppstår strekkbrudd på grunn av momenter i lamellene. Dette er spesielt gjeldende for testmodellene av bjelketype to, hvor midtbjelkene hadde halve sekskanter i topp og bunn. I disse halve sekskantene ble det raskt under pressing oppsprekking på sidekantene, som vist med røde streker i Figur 4.5. Disse bruddtypene skjedde på samtlige testmodeller av bjelketype to, og oppsto mellom 3000N og 5000N.



Figur 4.5: Strekkbrudd rulleskjærttest av bjelketype to

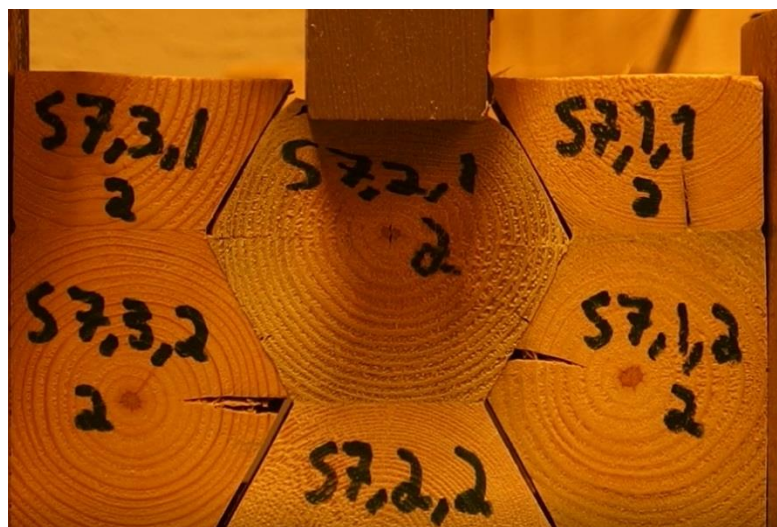
Sammen med sammentrykningen av den halve sekskanten på toppen, ble bjelken forskjøvet nedover. Denne forskyvningen førte til at de to ytterbjelkenes nedre lameller ble påført mer krefter, men siden disse var fastholdt mot både forskyvning i horisontal og vertikal retning, ble det kun bevegelse i den midtre bjelken. Mot slutten av knekkurvene kunne det derfor under pressing observeres strekkbrudd på tvers av fiberretningen i midtre lamell, som vist i Figur 4.6.



Figur 4.6: Observasjon av midtre lamell under pressing

Sprekken som oppsto 90 grader på trykkflaten, skjedde på de aller fleste av testene. Disse sprekkene gikk innover mot kjernen av trevirket, samtidig som det oppsto sammentrykking av trevirket i midtflammen til midtbjelken, samt de nederste lamellene i ytterbjelkene. Dette kan skyldes at lamell S4,1,2 og S4,3,2 i Figur 4.6 kan ses på som opplegget til midtbjelken. Disse lamellene lar dermed ikke midtbjelken passere uten at den sammentrykkes og sprekker opp. I tillegg kan friksjonen som oppstår i trykkflatene være en faktor som fører til at sprekkene 90 grader på trykkflatene oppstår. Sammen med forskyvningen vil ujevn friksjon på grunn av sammentrykking i treet la en del av lamellen forskyve seg, mens den andre blir holdt igjen. De indre spenningene som da oppstår, vil rive lamellene fra hverandre vinkelrett på fiberretningen.

Under rullekjærttester av bjelketype én, var også den generelle oppfatningen at lamellene som besto av halve sekskanter sprakk opp. Dette skjedde sent under pressingen, og kan observeres som de siste knekkpunktene på knekkkurvene i Figur 4.3. I starten av pressingen kunne det observeres sammentrykking av trevirket i midtbjelken Figur 4.7, men dette syntes ikke i knekkkurvene. Denne sammentrykkingen var kraftig, og førte til at knekkkurvene bredte seg utover et område med større deformasjon. Presseklussen gikk langt inn i sekskanten før det skjedde noe med resten av testmodellen.



Figur 4.7: Sammentrykking av trevirket i midtbjelken

I kurvene til rullekjærttest av bjelketype én, kan det observeres en rekke knekkpunkter i midten av presseforløpet. Disse bruddene var oppsprekking av nederste lamell i midtbjelkene, vist i Figur 4.8. Denne bruddtypen førte til at lamellen sprakk opp i underkant og opp til kjernen i trevirket. Denne sprekkene ble skapt av de halve sekskantene nederst i ytterbjelkene,

som påførte den nedre lamellen i midtbjelken et moment om kjernen i trevirket. Etter hvert som presset økte ytterligere, ble det brudd vinkelrett på trykkflatene i de halve lamellene, i tillegg til sammentrykking. Dette skjedde også med midtflammen i ytterbjelkene, som en følge av at nedre del av ytterbjelkene i testmodellene ikke klarte å ta opp mer krefter.



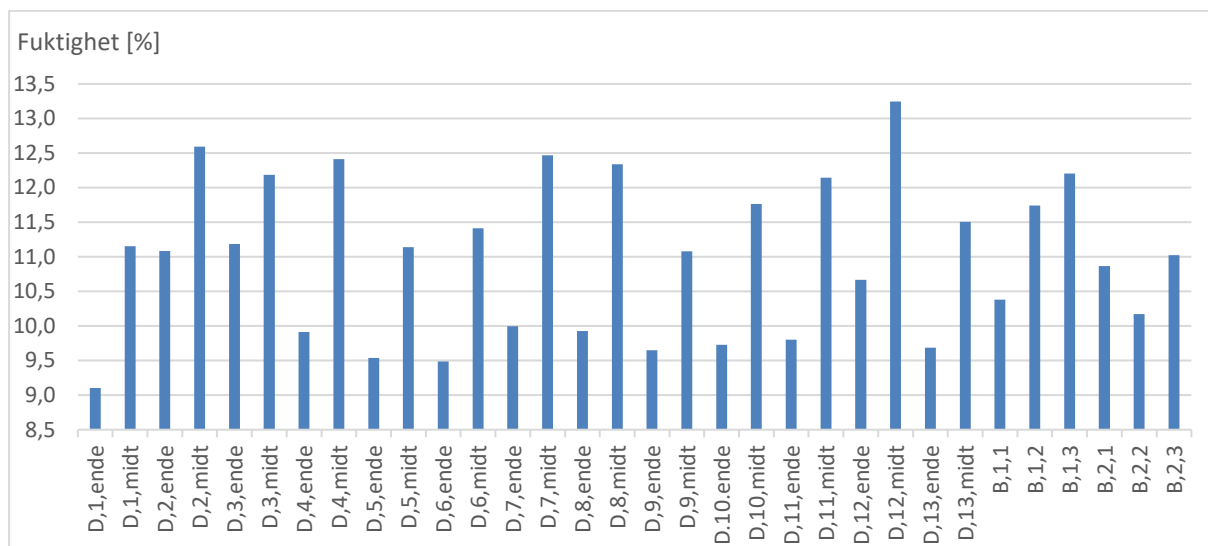
Figur 4.8: Oppsprekking i bunn av midtbjelke

## 4.2 Enkeltbjelker

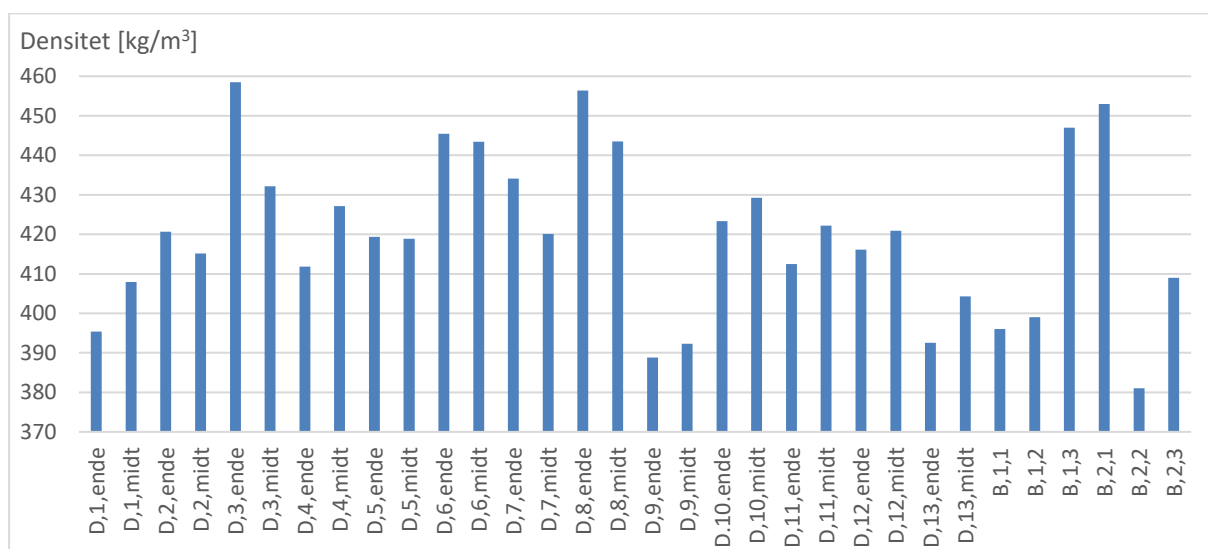
### 4.2.1 Fuktmåling og densitet etter testing

Det ble gjort tørke-veie-prøver for å dokumentere fuktigheten og densiteten til trevirket under testingen, resultatet er vist i Figur 4.9 og Figur 4.10. Fuktmålingene har lav spredning dersom endene av bjelkene og midtpunktene betraktes hver for seg. I densitetsmålingene varierer målingene med innenfor et område på  $80 \text{ kg/m}^3$ .





Figur 4.9: Fuktighet i enkeltbjelker



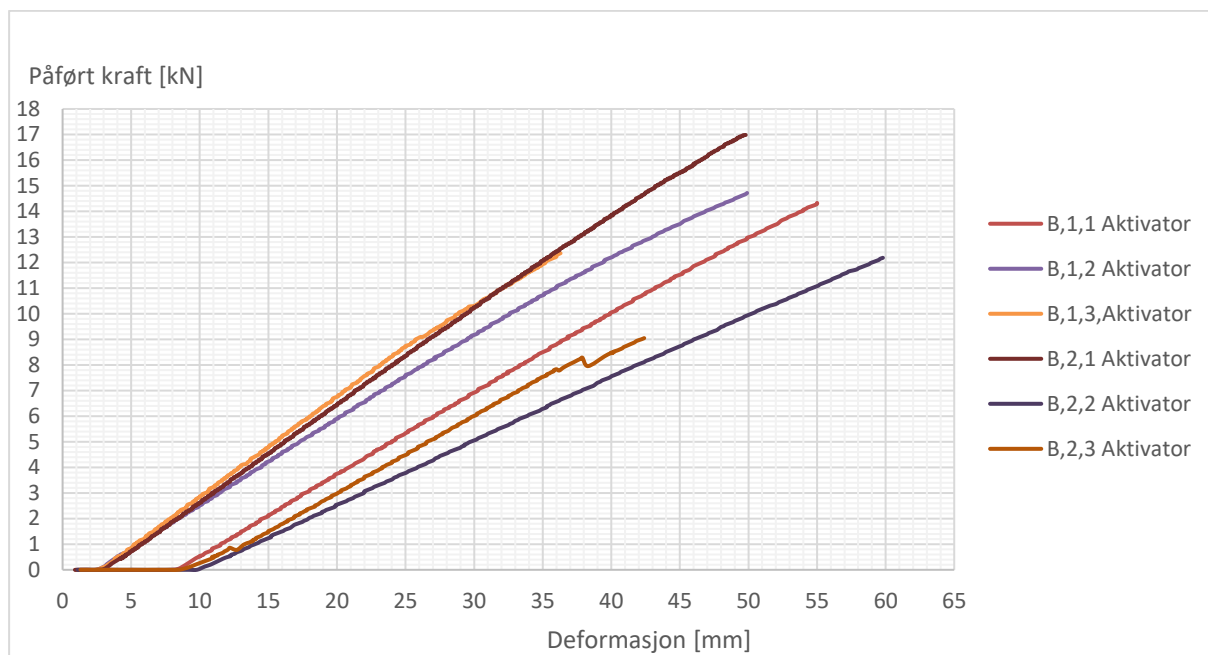
Figur 4.10: Densitet i enkeltbjelker

Siden fuktmålingene har lav spredning, kan det i henhold til Forest Products (2001) tolkes at variasjonene ikke vil føre til nevneverdige forskjeller mellom testmodellene. Dette gjelder også for densitetsmålingene. I henholdt til NS-EN 1991-1-1 fra Standard Norge (2008), kan densitetsmålingene tolkes å være representativt for trevirket som er benyttet, da standarden angir at  $388 \text{ kg/m}^3$  er densiteten til C18.

## 4.2.2 Presentasjon av arbeidsdiagram

Figur 4.11 viser arbeidsdiagrammet til testene av enkeltbjelker helt frem til brudd.

Deformasjonen er målt med aktivatoren (deformasjon målt av pressesylinder). Dette er grunnen til at kurvene ikke starter på samme sted, da pressen ikke ligger helt på testbjelken ved påkjenningsstart.



Figur 4.11: Arbeidsdiagram for tester av enkeltbjelker, med deformasjon fra aktivator

Kurvene har liten variasjon med hensyn på stigning. Dette gjelder innad i hver av de to bjelketypene, samt for begge bjelketypene sett under ett. Kurvene viser dermed en god indikasjon på at bjelketypene har likhetstrekk da det gjelder stivhet. Bruddlastene har derimot stor spredning, og antallet tester er for få til å kunne gi et valid og konkret svar på hva bruddstyrken til bjelkene er.

### 4.2.3 Bruddtestenes forløp

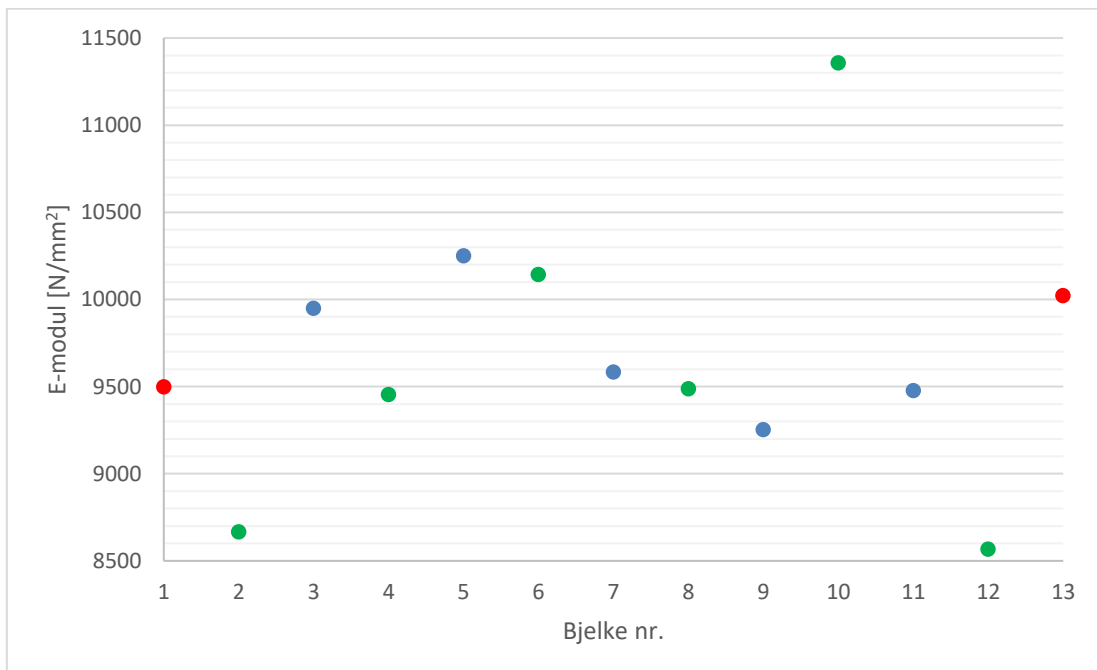
Bruddtestenes forløp hadde klare likhetstrekk. Både bjelketype én og to ga få antydninger til at et brudd var i ferd med å skje, før det brått kom et smell og et sprøtt brudd. I samtlige testbjelker oppsto det brudd i nederste lamell, og ikke i limfugen. Et typisk brudd for testen er vist i Figur 4.12. Dette kommer også godt frem av kurve B,2,3 i Figur 4.11, som viser et lite knekkpunkt før brudd. Under denne testen oppsto det et sprøtt brudd, som delte den nederste lamellen i to. Videre tok bjelken opp litt mer påkjenning før samme bruddform oppsto i lamellen over. Dermed kan kvaliteten til limfugene tolkes å være så god, at de ikke påvirker bruddstyrken til testbjelkene.



Figur 4.12: Typisk brudd i enkeltbjelker

#### 4.2.4 E-modulen til enkeltbjelkene

I Figur 4.13 vises E-modulen til enkeltbjelkene i dekket. Hvert punkt representerer en bjelke. Røde punkter er kantbjelkene i dekket, blå punkter er bjelketype én og grønne punkter er bjelketype to.



Figur 4.13: E-modulen til enkeltbjelkene

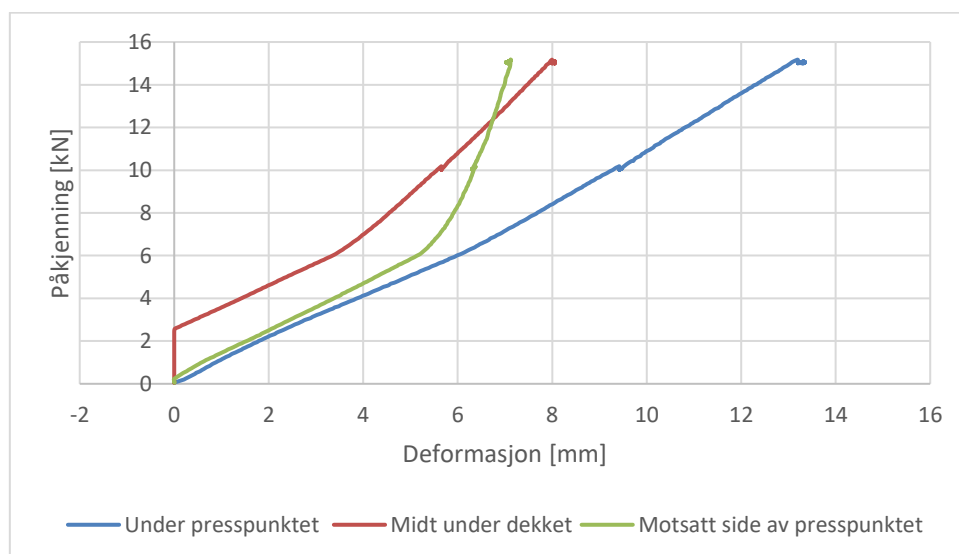
Av Figur 4.13 kan det observeres at det er noe spredning i resultatene, dersom alle punktene ses under ett. Dersom det ses på én bjelketype av gangen, ser det ut til at flesteparten av målingene er samlet. Dette gjelder med unntak av måling to, ti og tolv. Utformingen av bjelkene kan ses i Figur 4.17. Bjelketype to har et større treghetsmoment, og har ikke limfuge i midtpunktet til tverrsnittet. Dette kan ha innvirkning på stivheten, siden lim er stivere enn trevirke. Bjelketype én har mindre treghetsmoment, og har en limfuge i midtpunktet i tverrsnittet. Tross forskjellene i treghetsmoment og limfuger, kan det ikke observeres at en av bjelketypene har høyere E-modul enn den andre. Resultatene til bjelketype én har derimot mindre spredning enn bjelketype to. Med bakgrunn i at bjelketype to består av tre lameller og to limfuger, mens bjelketype én har to lameller og én limfuge, kan resultatene tyde på at flere limfuger og lameller i en bjelke, gir mer spredning i resultatene.

## 4.3 Halvt dekke

### 4.3.1 Presentasjon av arbeidsdiagram

Under testen av det halve dekket, ble det plassert givere som vist i Figur 3.7. Disse givene målte deformasjoner, og danner datagrunnlaget til arbeidsdiagrammet i Figur 4.14.

Diagrammet viser forholdet mellom påkjenning i kN og deformasjon i mm, og danner noe av grunnlaget for analyse av platevirkningen til dekkekonseptet.



Figur 4.14: Arbeidsdiagram til test av halvt dekke

### 4.3.2 Analyse av testen

Av arbeidsdiagrammet i Figur 4.14 kan det observeres at kurven til giveren midt under dekket, ikke registrer deformasjon frem til cirka 2,5 kN. Dette kan forklares ved at giveren ikke har hatt tilstrekkelig sammentrykking ved start av testen. Giverne har en vandring på 5 cm, og ble montert slik at de hadde en liten sammentrykking allerede fra start. Det må derfor ha skjedd noe med testoppsettet slik at giveren har havnet i feil posisjon. Dette kan ha bakgrunn i at dekket var noe vridd, og ikke lå ordentlig på opplegget ved pressestart. Denne påstanden kan også tolkes å stemme ut i fra rådataene, da disse viser mer nøyaktig hva som skjedde i tidlig fase av pressingen. I rådataene kan det observeres at giveren på motsatt side av pressepunktet, får en negativ forskyvning i begynnelsen. Den negative forskyvningen varer frem til cirka 0,4 kN, og kan tolkes som at dekket vrir seg motsatt vei i starten. Dette kan ha ført til at giveren midt under dekket ble ujustert allerede fra start.

Arbeidsdiagrammet viser videre at alle tre giverne registrerer deformasjon. Giverne på hver sin kant av dekket har tilnærmet lik deformasjon frem til 5 kN. Dette kan også ha bakgrunn i at dekket ikke lå ordentlig på opplegget ved start. Av Figur 4.15 vises det at glipen mellom dekket og opplegget befant seg ved bjelke D1. Bjelke D6 og D13 ble påkjent av pressen, og glipen ved D1 beveget seg fra 13 mm ved start, til 6,7 mm ved 10 kN og 15 kN. Videre lå bjelke D1 på opplegget i motsatt ende i Figur 4.15, mens D13 hadde en glippe på 6 mm ved 0 kN. Denne glipen beveget seg til 4 mm ved 30 kN. I starten av pressingen kan derfor glipene ha ført til redusert motstand i dekket, helt til dekket la seg på opplegget. Dette gjenspeiles av kurvene til giverne, da kurvene beveger seg veldig likt i starten.



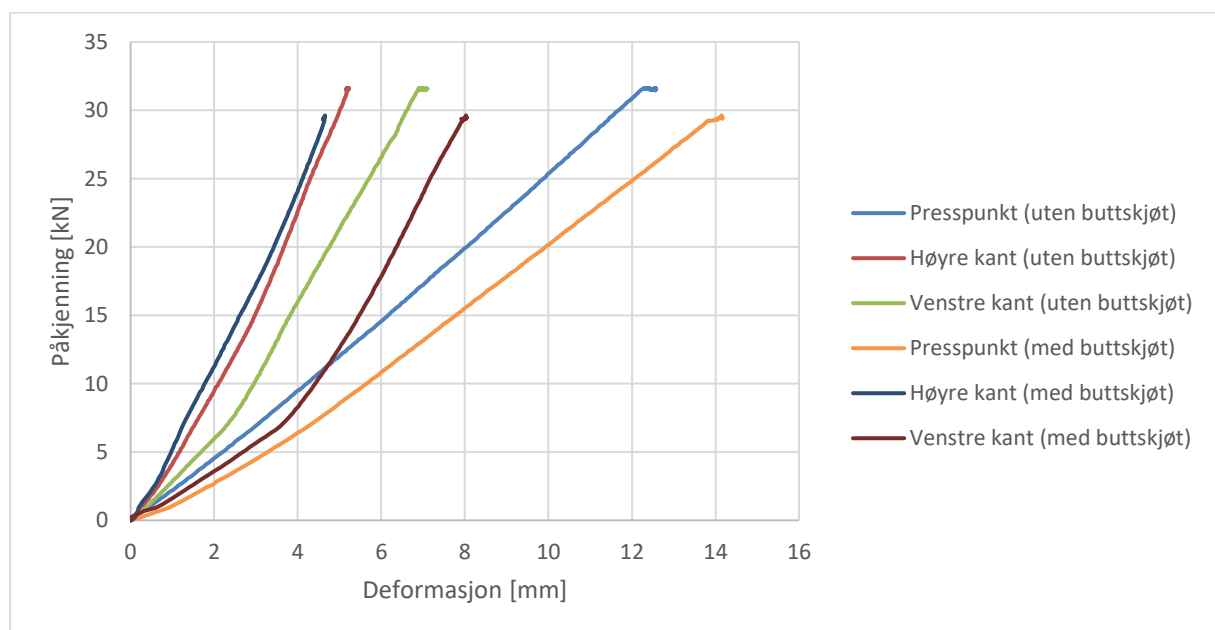
Figur 4.15: Måling av gliper mellom opplegg og dekket

Deformasjonen avtar ved større avstand fra presspunktet. Det kommer tydelig frem av arbeidsdiagrammet i Figur 4.14, om det ses på bevegelsene videre fra 5 kN. Dersom det ses på stigningen til kurvene midt under dekket frem til 5 kN, kan det observeres at denne er tilnærmet lik de to andre kurvene. Dersom giveren hadde vært riktig justert, kan det antas med bakgrunn i glipene at kurven til giveren midt under dekket, skulle ligget mellom de to andre kurvene i arbeidsdiagrammet.

## 4.4 Dekketest

### 4.4.1 Presentasjon av arbeidsdiagram

I Figur 4.16 er deformasjonen til dekket presentert i et arbeidsdiagram, og målinger med og uten buttskjøter er representert. Målingene er basert på datagrunnlaget fra tre givere, som var plassert midt under bjelke D1, D7 og D13 i dekket. Disse bjelkene kan observeres i Figur 4.17.



Figur 4.16: Arbeidsdiagram til presstester av helt dekke

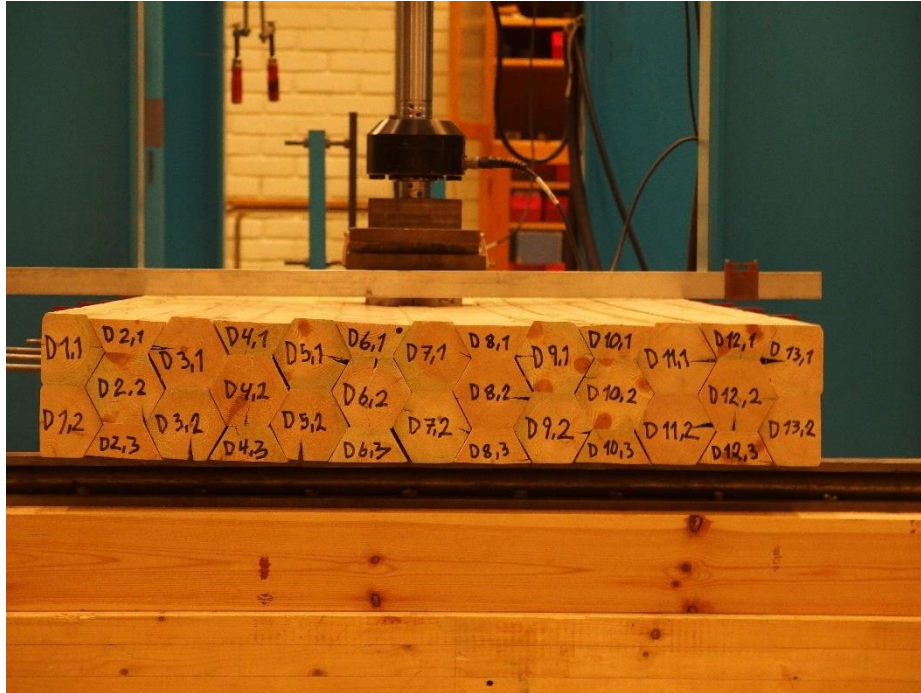
Av arbeidsdiagrammet kan det observeres at deformasjonen på venstre kant i dekket, oppstår raskere enn på høyre kant. Dette gjelder for dekket med og uten buttskjøter, og varer frem til cirka 8 kN. Videre fra 8 kN har kurvene til kantene tilnærmet lik stigning. Dette kan komme av at dekket ikke lå ordentlig på opplegget på venstre side ved pressestart. Det krevde derfor

litt påkjenningen for å få bjelkene ned på opplegget, før de begynte å ta opp krefter. Bjelkene som lå over opplegget var henholdsvis D1, D2 og D3 på venstre side, og kan observeres i Figur 4.17. Glipen mellom opplegget og dekket var cirka 10 mm ved 0 kN. Dersom deformasjonen ved 10 kN observeres i arbeidsdiagrammet til dekket uten buttskjøter, er differansen mellom venstre og høyre kant cirka 10 mm. Differansen kan dermed tolkes å være forårsaket av glipen, da begge er på cirka 10 mm.

Fra arbeidsdiagrammet i Figur 4.16 kommer det også tydelig frem at dekket med buttskjøter, får større deformasjon ved midten og samt venstre kant, enn dekket uten buttskjøter. Dette betinger at deformasjonen med buttskjøter sammenlignes med dekket uten buttskjøter ved identiske laster. Buttskjøtene vil føre til at dekket får lavere stivhet og kapasitet, siden strekksiden til bjelkene er kuttet på tvers ved midten. Det er allikevel usikkerhet bak målingene, da deformasjonen på høyre kant er større i dekket uten buttskjøter, enn i dekket med buttskjøter. Dette kan ha bakgrunn i at dekket ble montert fra hverandre for å kappe buttskjøtene, og deretter satt sammen igjen. Et slikt grep kan ha ført til at bjelkene ikke lå likt i fortanningene under begge testen.

#### **4.4.2 Analyse av dekkets platevirking**

Under pressetesten ble dekket som nevnt presset med og uten buttskjøter. Under begge forholdene ble dekket presset opp til 30 kN. Under testen med buttskjøter ble dekket også presset til brudd. Underveis til brudd, samt ved bruddlast, ble det lagt en rett stålstang over dekket for å observere nedbøyningen i tverretningen. Dette er vist i Figur 4.17. På figuren kan det observeres at det er klare forskjeller i glipen mellom stangen og dekket fra kant til midt. På toppen av lamell D5,1 kan det også observeres at bjelken bøyer seg i lengderetningen.



Figur 4.17: Dekket ved 60 kN

Observasjonene i Figur 4.17 gjenspeiles også av arbeidsdiagrammet i Figur 4.16, ved at deformasjonen er større ved midten av dekket enn ved kantene. Dersom det ses vekk fra glipen på cirka 10 mm mellom opplegget og dekket, kan kurvene også tolkes å ligge svært nær hverandre i stigning på høyre og venstre kant. Dette indikerer at dekket klarer å føre kreftene fra den påkjente bjelken jevnt ut i tverretningen.

#### 4.4.3 Presentasjon av dekkets E-moduler

I Tabell 4.1 er resultatene fra Plabe2 ved 20 kN påkjenning presentert. For at gyldigheten av resultatene skal komme frem, er den målte deformasjonen med givere lagt ved for sammenligning. E-modulene er som tidligere nevnt beregnet i henhold til Håndbok N400 fra Statens Vegvesen (2015).



Tabell 4.1:  
Resultater fra Plabe2

	Kant 1 [mm]	Midt [mm]	Kant 2 [mm]	$E_{0,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{90,mean}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{90,mean} / E_{0,mean}$
<b>Målt deformasjon (uten buttskjøt)</b>	3,68	8,06	4,77			
<b>Resultat 1 (uten buttskjøt)</b>	4,65	8,06	4,65	7288,89	28,44	0,0039
<b>Målt deformasjon (med buttskjøter)</b>	6,38	9,96	3,44			
<b>Resultat 2 (med buttskjøt)</b>	5,4	9,87	5,4	7555	21,33	0,0028

Av resultatene i Tabell 4.1 kommer det frem at deformasjonene i Plabe2 og målte deformasjoner er svært like. I dekket uten buttskjøter er deformasjonen identisk i programmet og fra laboratorieforsøkene ved midtpunktet, mens det er et lite avvik ved kantene. Resultatene kan derfor tolkes å ha en god validitet med hensyn på deformasjoner. I dekket med buttskjøter er det noe større variasjon i deformasjonene. Det er også fra start større deformasjon på den ene kanten, og resultatene fra Plabe2 vil derfor ikke treffe nøyaktig. Dersom det ses på gjennomsnittet av kantdeformasjonen, blir resultatet 4,91 mm. Dette er ikke langt fra deformasjonen i programmet. Resultatene fra dekket med buttskjøter kan derfor også tolkes å være valide indikasjoner på egenskapene til dekket.

Forholdstallet  $E_{90,mean} / E_{0,mean}$  er lavere i dekket med buttskjøter. Dette kan forklares ved at buttskjøtene, som er plassert i bjelke D5 og D9, ligger nær punktet til lastpåkjenningen. Bjelkene med buttskjøter vil derfor redusere systemstivheten rundt midtpunktet til dekket, og føre til større deformasjon. Dette kan observeres ved å sammenligne deformasjonen ved pressepunktet, i dekket med og uten buttskjøter, hvor deformasjonen med buttskjøter er 1,9 mm større. Av resultatene kan det også observeres at buttskjøtene reduserer E-modulen i tverretning, mens E-modulen i lengderetning øker. Økningen i E-modul i lengderetningen, kan antas å komme av at dekket ble montert opp på nytt ved denne testen. Dette kan ha ført til at bjelkene satte seg bedre i fortanningen, enn ved testen uten buttskjøter. Selv om E-modulen på langs er større i dekket med buttskjøter, vil forholdstallet allikevel bli lavere. Dette kommer av at E-modulen i tverretningen er lavere med buttskjøter.

# 5 Diskusjon

## 5.1 Valg av metode

Valget av laboratorietester som metode, ga et godt grunnlag for å svare på problemstillingen. Testene viste at variasjoner i oppbygging kan ha en påvirkning på resultatene. Dette hadde ikke kommet frem dersom beregninger og FEM-analyse hadde blitt brukt som metode. Laboratorietestene ga også et verdifullt grunnlag for at videre forskning rundt dekket kan utføres, både ved funn av E-moduler og svakheter bak konseptet. Dette er empiri som kan gjøre det lettere å utføre FEM-analyser av tverrholdte dekker, med mer nøyaktige og valide resultater.

## 5.2 Oppbygging av testmodeller

Bearbeidingen av trematerialer til sekskanter, viste seg å få en nøyaktighet på 0,91 mm. Dette kan tolkes å være så godt at det ikke påvirker resultatene. Siden denne nøyaktigheten også er dokumentert, er det større etterprøvbareheten knyttet til forsøkene. Det vil allikevel være vanskelig å sammenligne nøyaktigheten av bjelkeoppbyggingen ved videre forskning på dekkekonseptet, da vridning mellom lamellene ikke er dokumentert. Dette er ikke lett å dokumentere når oppbyggingen skjer ved manuelt arbeid og ikke med industrielle verktøy. Det er derimot viktig å nevne at oppbyggingen av bjelkene er en viktig faktor for at dekket skal ligge tett i fortanningen, slik at påkjente krefter overføres.

Limeprosessen viste seg å være god, og ingen testmodeller fikk brudd i limfugene. Dette er en viktig faktor for å gi et godt svar på problemstillingen. Uten gode limfuger ville det vært større usikkerheter bak både kapasiteten til bjelkene og stivheten til dekket. Med dette menes det at dersom lamellene hadde sklidd i forhold til hverandre i bjelkene, hadde det blitt vanskelig å si hvor mye det hadde påvirket resultatene. Det må derfor kunne anses at gode limfuger er viktig for å skape testforhold som lar seg etterprøve.

## 5.3 Rulleskjærttester

Rulleskjærtestene ga en god indikasjon på hva som skjer når fortanningen i dekkekonseptet bli påkjent av skjærkrefter. Forløpet av testene viste at sammentrykking av trevirket ofte forekommer i starten av pressetestene. Dette er en god indikasjon på at fortanningen har større rulleskjærkapasitet enn trykkfastheten til trevirket. Denne påstanden gjelder kun for dekketkonseptet når testoppsettet er som i denne rapporten. Siden det ble sammentrykking før brudd i fortanningen, er det derfor mulig at utfallet kunne vært annerledes om testoppsettet var forandret. Dersom pressepunktet hadde hatt et større areal, hadde trevirket fått mindre trykk per arealenhet. Dette kunne ført til at sammentrykkingen i trevirket ikke hadde oppstått før et rulleskjærbrudd, og samvirket mellom bjelkene kunne vært annerledes. Dette er også en relevant og aktuell tanke, da dekkekonseptet i virkeligheten hadde blitt asfaltert. Asfalten hadde ført til at en aktuell hjullast hadde bredt seg utover et større areal, og redusert faren for overtredelse av trykkfastheten.

Da testene skulle utføres, viste det seg at testmodellene tålte mye mer enn den beregnede rulleskjærkapasitet på 14,4 kN (Vedlegg 3). Testmodellene ble derfor delt i to for å oppnå brudd. Det viste seg videre at trykkbrudd rundt pressekløssen oppsto i testmodellene. Dette er en bruddform som kan ha ført til at testmodellene ble helt deformert, før et rulleskjærbrudd kunne oppstått. Det vil derfor være mer optimalt med et testoppsett, som ikke fører til knusning rundt pressekløssen.

At det ikke oppsto et rulleskjærbrudd i noen av testmodellene, ga en god indikasjon for å svare på problemstillingen. Det kan derimot diskuteres om indikasjonene er generelle for dekkekonseptet, eller kun gjør seg gjeldende for det brukte testoppsettet. Knusning rundt pressekløssen kan ha ført til at testmodellene fikk deformasjoner, som ødela testmodellene før et potensielt rulleskjærbrudd kunne oppstått. Dette må ses i kombinasjon med at fortanningen ble sammentrykt så mye at det oppsto stor forskyvning. Denne sammentrykkingen kan ha oppstått fordi trevirket i testmodellene var av kvalitet C18. Trevirke av høyere kvalitet kunne ha redusert sammentrykkingen, og muligens økt risikoen for rulleskjærbrudd.

Ved vurdering av validiteten til rulleskjærtesten, legges det til grunn at grafene under pressingen, samt observasjonsvideoene ikke har store avvik. Knekkpunkter i kurvene oppstår på tilnærmet samme sted under alle testene, og etter analyse av videoer kommer det frem at

bruddene er av samme type i alle testmodellene. Dette er en god indikasjon på at det faktiske hendelsesforløpet til påkjenning av dekkekonseptet har kommet frem, uten at et rulleskjærbrudd har vist seg å oppstå.

## 5.4 Dekketester

I dekket oppsto det et samspill mellom bjelkene, som førte til en platevirkning. Det stilles liten tvil om at platevirkningen generelt gjør seg gjeldende for dekkekonseptet, da dekket er håndlaget og bygget opp uten tidligere erfaringer. Resultatene gir derfor også en god mulighet til å svare på problemstillingen, da målinger av deformasjon og observasjoner beviser platevirkning. Ved videre forskning på dekket vil det etter denne oppgaven foreligge dokumentasjon til sammenligning, og tydelige beskrivelser av svakheter. Dermed er usikkerhetsmomenter tydeligere fra starten av ved videre forskning, og dekket kan få en bedre oppbygning. Med bedre oppbygning vil også platevirkningen komme tydeligere frem.

De målte verdiene av bruddstyrken til enkeltbjelker, var høyere enn den karakteristisk beregnede verdien (Vedlegg 3). Siden beregningene er basert på karakteristiske verdier, er dette konservativt. Det vil derfor være logisk at empiriske resultater ofte vil oppnå høyere kapasitet enn beregnet, da karakteristiske verdier er basert på en 5%-fraktil. Det vil si at 95% av testmodellene skal tåle mer enn beregnet, forutsatt at bjelkene ikke får brudd i limfugene. Denne forutsetningen tyder det på at er tilfredsstillt, da alle bjelkene fikk sprøe brudd på tvers av fiberretningen med et smell.

Siden testene ble utført med én punktlast og ikke to, skapes det en større usikkerhet rundt bruddene. Svært gunstig eller ugunstig materiale rundt største moment blir mer kritiske for bruddkapasiteten til bjelkene, og kan skape falske lave eller høye verdier. Én punktlast kan blant annet være en av grunnene til at dekket med buttskjøter fikk et brudd ved 97 kN, da bruddet gikk gjennom en kvist i nederste lamell i bjelke D7. Denne kvisten var nær pressepunktet. Testoppsettet kan derfor tolkes å være et usikkerhetsmoment rundt målinger av bruddkapasitet. Antallet testmodeller er også et usikkerhetsmoment tilknyttet en bestemmelse av bruddkapasiteten, da resultatene hadde noe variasjon. Å avdekke falske målinger vil derfor være vanskelig.

Beregning av E-modulen til enkeltbjelkene, i samspill med deformasjonsmålinger ved gitte laster, danner et godt grunnlag for dekkets E-modul på tvers og på langs. Målingene hadde ikke stor spredning, dersom det ses vekk fra en høy, og to betydelig lave målinger i bjelketype to. Det er dermed liten variasjon i E-modulen innad i dekket, og dette er viktig for å spre kreftene jevnt. Derimot vil det lave antallet av testmodeller gjøre at det ikke kan gis en valid E-modul til bjelkene, men det kan antas at målingene gir en god indikasjon.

Det kan tolkes av arbeidsdiagrammene bak dekketestene, at glipen mellom opplegget og dekket førte til ulik deformasjon på kantene. Dette kan være en forklaring på at dekket har et lavere forhold mellom  $E_{90,mean}$  og  $E_{0,mean}$ , enn et høvlet tverrspent dekke kan beregnes med, ut i fra NS-EN 1995-2:2004 fra Standard Norge (2010). Det stilles derimot ingen sikkerhet bak at glipen er bakgrunnen for et lavere forhold, men siden dekket ikke lå på opplegget før ved cirka 9 kN påkjenningen, kan glipen ha påvirket resultatet. For å stille større sikkerhet bak dekkekonseptets E-moduler, bør det derfor undersøkes videre med et dekke som ligger ordentlig på opplegget under hele presseforløpet.

Videre kan klimaet i laboratoriet ha ført til økt volum i bjelkene i dekket, og redusert passformen i fortanningen. Dette er en uheldig hendelse, og har opphav fra at testmodellene ble lagret i et rom med 14% luftfuktighet, mens laboratoriet hadde 65% luftfuktighet. Siden dekket hadde ligget i testlokalet i 24 timer ved dekketesten uten buttskjøter, og 48 timer ved dekketesten med buttskjøter, kan dekket ha hatt forskjellig trefuktighet ved testene. Dette er en faktor som kan ha påvirket E-modulene, i form av redusert passform i fortanningen.

Det er også mulig at unøyaktigheter ved oppbygging av dekket kan ha påvirket E-modulene. Unøyaktighetene kan føre til dårlig passform mellom bjelkene i dekket, slik at det kreves noe påkjenning før bjelkene plasserer seg riktig i fortanningen. Dette kan føre til variasjoner i målt deformasjon, og kan ha gitt en dårligere stivhet enn det hadde gjort med god passform.

## 6 Konklusjon

Med bakgrunn i testoppsettet som er benyttet i denne oppgaven, beviser resultatene at rulleskjær ikke er en kritisk bruddform i det tverrholdte dekket. Trykkbrudd er bruddformen som oppstår først i testmodellene, og lager store deformasjoner. Denne bruddformen er duktil, og dermed forutsigbar. Det kan derimot være mulig at rulleskjær kan oppstå ved større påkjenning, dersom det benyttes et testoppsett som ikke gir knusning rundt presseklussen.

Dekkekonseptet viser ved målinger av deformasjon og observasjoner, at platevirkning oppstår ved påkjenning. Tross platevirkningen viser resultatene at dekket ikke klarer å oppnå et like godt forhold mellom  $E_{90,mean}$  og  $E_{0,mean}$ , som et høvlet tverrspent dekke. Det virker derimot som at unøyaktigheter rundt oppbygningen av dekket kan ha påvirket E-modulene. Dermed kan resultater og observasjoner tyde på at bedre passform i fortanningen, kunne gitt et høyere forholdstall mellom E-modulene. Det vil derfor være nyttig å utføre flere undersøkelser rundt tverrholdte dekker, slik at unøyaktighetenes påvirkning kan fjernes.

### 6.1 Forslag til videre arbeid

Under rullskjærttester burde det gjøres forsøk hvor det ikke oppstår knusning rundt presseklussen. På denne måten kan det påføres større krefter på testmodellene, slik at andre bruddformen kan opptre i fortanningen før brudd av trykkfastheten.

Under tester på et helt dekke, burde nøyaktigheten av dekkets oppbygning være så god, at det ikke oppstår gliper mellom opplegget og dekket. Det må derfor passes ekstra nøye på at bjelkene finner plassen sin i dekket ved sammensetting. Med dette menes det at bjelkene sitter godt sammen i fortanning når gjengestengene med mutre og ankerplater er ferdig montert, slik at skjevheter i tverretningen unngås. Det bør også utføres rene tverrstivhets- og torsjonsanalyser, slik at disse parameterne påvirkning på platevirkningen avdekkes.

# Litteraturliste

- Bell, K., Liven, H. og Norske limtreprodusenters forening (2015) *Limtreboka*. Bergen: John Grieg Norske limtreprodusenters forening.
- Brisendal, H. I. (2010) *Trebroers Bestandighet*. Master thesis, Univeristetet for miljø- og biovitenskap. Tilgjengelig fra: <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/188664>.
- Danielsson, H. (2013) *Perpendicular to grain fracture analysis of wooden structural elements - Models and applications*. Doctoral Thesis, Lund University. Tilgjengelig fra: <http://portal.research.lu.se/ws/files/6343447/3736629.pdf>.
- Ekholm, K. (2013) *Performance of Stress-Laminated-Timber Bridge Decks*. Doktoravhandling, Chalmers tekniska högskola. Tilgjengelig fra: <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/183986/183986.pdf>.
- Forest Products, L. (2001) *Mechanical Properties of Wood*. U.S. Department of Agriculture. Tilgjengelig fra: [https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplgtr/fpl\\_gtr190.pdf](https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplgtr/fpl_gtr190.pdf).
- Grekin, M. og Surini, T. (2008) Shear strength and perpendicular-to-grain tensile strength of defect-free Scots pine wood from mature stands in Finland and Sweden, *Journal of the International Academy of Wood Science*, 42(1). doi: 10.1007/s00226-007-0151-8.
- Haugan, J. (2011) *Formler og tabeller*. 2. utg. utg. Bekkestua: NKI-forl.
- Larjavaara, M. og Muller-Landau, H. C. (2010) Rethinking the value of high wood density, *Functional Ecology*, 24(4). doi: 10.1111/j.1365-2435.2010.01698.x.
- Ritter, M. A. (1990) *Timber Bridges - Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. University of Minnesota. Tilgjengelig fra: <https://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=umn.31951d00276578k;view=1up;seq=1>.
- Standard Norge (2008) *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger* Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324902> (Hentet: 15. mai 2017).
- Standard Norge (2010) *NS-EN 1995-2:2004+NA:2010 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges* Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=580377> (Hentet: 15. mai 2017).
- Standard Norge (2012) *NS-EN 408:2010+A1:2012 Timber structures - Structural timber and glued laminated timber - Determination of some physical and mechanical properties* Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=592329> (Hentet: 15. mai 2017).
- Standard Norge (2013) *NS-EN 14080:2013+NA:2016 Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber - Requirements* Tilgjengelig fra: <http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=866055> (Hentet: 15. mai 2017).
- Statens Vegvesen (2015) *Håndbok N400 Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. Vegdirektoratet Tilgjengelig fra: [http://www.vegvesen.no/attachment/865860/binary/1030718?fast\\_title=H%C3%A5n%20dbok+N400+Bruprosjektering.pdf](http://www.vegvesen.no/attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5n%20dbok+N400+Bruprosjektering.pdf).
- Trefokus AS (U.Å.) *Limtre*. Tilgjengelig fra: <http://www.trefokus.no/proff/artikler/materialer/limtre> (Hentet: 15. mai 2017).

# Vedlegg

Vedlegg 1: Trebruhåndboken.....	i
Vedlegg 2: Lim.....	xxiv
Vedlegg 3: Bruddlaster.....	xxxiii
Vedlegg 4: Kantmål av bjelkene i dekket .....	xlii
Vedlegg 5: Kantmål av enkeltbjelkene .....	xliii
Vedlegg 6: Kantmål av rulleskjærttestene.....	xliv
Vedlegg 7: Fukt og densitet til dekket (etter testing) .....	xlvi
Vedlegg 8: Fukt og densitet til enkeltbjelker (etter testing).....	xlvii
Vedlegg 9: Fukt og densitet til rulleskjærttester (etter testing) .....	xlviii
Vedlegg 10: Fuktmålinger av dekke (før liming).....	xlix
Vedlegg 11: Fuktmålinger til rulleskjærttester (før liming) .....	l
Vedlegg 12: Fuktmålinger til enkeltbjelker (før liming).....	lii
Vedlegg 13: Laboratorieplan.....	liii
Vedlegg 14: Resultat fra Plabe2.....	lviii
Vedlegg 15: Beregning av strekkstag.....	lix



# Vedlegg 1: Trebruhåndboken

for gangtrafikk eller lettere kjøretøyer. Ved siden av tredekke ble det i enkle, sekundære hengebruer benyttet avstivningsbjelker av tre. Det vanligste i bruer for kjøretrafikk har likevel vært avstivningsbjelker av stål. Brutårn har vært utført både av stål og av tre. Størrelse og økonomi vil avgjøre hva som er mest fordelaktig, men det vil ofte være rom for å velge materiale og form ut fra arkitektoniske hensyn.

Man bør også være oppmerksom på at den relativt lave egenvekten til en gangbru i tre også kan gjøre den omfintlig for fotgjengerinduserte svingninger. Normalt er det vertikalsvingninger som er problemet, men for lange og smale bruer kan også horisontalsvingninger bli et problem.

Det er generelt liten erfaring med moderne henge- eller skråstagbruer i tre. Noen få skråstagbruer er bygd i Norge i den senere tid, blant annet en kommunal gang- og sykkelvegbru over Jølstra i Førde (Figur 6-15) og en i Gudvangen (Figur 6-16). Erfaringene med disse bruene sies å være gode. Selv om de svinger noe, skal det ikke ha kommet negative reaksjoner fra trafikantene. I utlandet er det også bygd flere bruer av denne typen, blant annet i Sverige. Utenlandske erfaringer viser at det ofte ikke i tilstrekkelig grad er tatt hensyn til svingningsomfintligheten til slike bruer.

Det er også rapportert fra utlandet om tretårn (master), under stort trykk, som har fått utbøyning.

## 6.3 Bruelementer

Overbygningen er som regel sammensatt av flere konstruksjonsdeler. De kan mest hensiktsmessig inndeles etter den funksjon de har:

- Sekundære bæreelementer som fører lasten fra dekket over i hovedbæresystemet
- Elementer i hovedbæresystemet, dvs. spesielle elementer som inngår i hovedbæresystemet
- Avstivende elementer som skal oppta horisontalkrefter og sikre at hovedbæresystemet ikke knekker ut av sitt eget plan

I det følgende er det ikke gitt noen fullstendig beskrivelse av alle elementer som inngår i en bru, men kun de som har vist seg å ha spesiell interesse for trebruer.



Figur 6-16: Gang- og sykkelvegbru i Gudvangen  
Figure 6-16: Footbridge at the village of Gudvangen

### 6.3.1 Brudekker

Bæresystemer for dekker er de samme som er nevnt tidligere for platebruer (se avsnitt 6.2.1). Dekker er sekundære konstruksjonsdeler, som oftest med små spennvidder. De spenner normalt enten på tvers av bruas lengderetning mellom langbærere eller på langs mellom tverrbærere, eller i noen tilfeller som toveisplater mellom både langbærere og tverrbærere.

Det er flere mulige måter å bygge et dekke på. De vanligste typene som er benyttet hittil for trebruer er:

1. Tradisjonelt dekke med stroved og plank. Stroveden er grov, forholdsvis tettstående plank på høykant som vanligvis spenner på tvers mellom langbærere. Plankedecket liggende plank og går da enten på langs eller diagonalt i ett eller to kryssende lag. Plankene bør skrues og ikke spikres.
2. Plankedekker av liggende plank, lagt helt eller nesten inntil hverandre direkte på langbærere. Plankedekke kan også legges i flere lag i kryss. Det benyttes da ofte bord i stedet for planker. Plankene eller bordene bør skrues og ikke spikres.
3. Massivtredekke i form av liggende limtrebjelker, lagt tett sammen på langs eller tvers og eventuelt med skjærkraftfordybling.
4. Massivtredekke i form av krysslaminerte plater (CLT). F.eks. avlange plateelementer, lagt tett sammen på langs eller på tvers av langbærere.
5. Spikerlaminerte dekker består av sammenspikrede, stående plank.
6. Skruelaminerte dekker består av stående lameller som er forbundet til en plate ved hjelp av skruer – enten horisontale eller skrå.
7. Tverrspent dekke, bestående av langsgående, sammenspente stående plank eller smale limtrebjelker.
8. Tverrspent bjelkedecke, bestående av langsgående, stående plank eller smale limtrebjelker som er spent sammen med høyere limtrebjelker og som spenner vinkelrett på fibrene mellom bjelkene.
9. Samvirkedekker av tre og betong, ofte som betongdekke i samvirke med limtrebjelker.

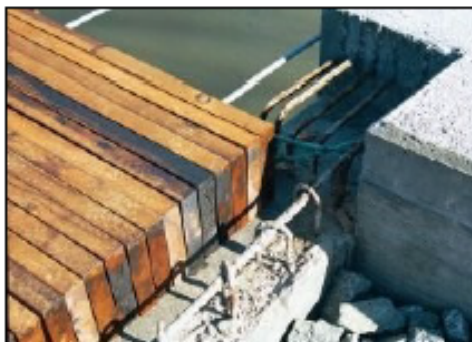
Typene 1 og 2 egner seg i praksis bare til gang- sykkelvegbruer på grunn av begrenset kapasitet og liten evne til å bære store, konsentrerte hjullaster. Selv på gang- og sykkelvegbruer kan hjullastene fra brøytetraktor og lignende skape problemer for slike dekker. En hjullast på 30 kN vil for eksempel kreve stroved med en senteravstand på rundt 150 mm. Plankedekker er heller ikke brukbart som underlag for asfalt, selv med relativt kraftige dimensjoner.

Type 3 er ikke prøvd på vegbruer i Norge, men er brukt i Finland med godt resultat. Type 4 er ennå ikke prøvet på trebruer, men er brukt med godt resultat til rehabilitering av dekket på Hundorp bru som er en gammel fagverksbru i stål. Massivtreelementene ble der lagt på tvers av langdragere i stål (Figur 6-22). Type 5 frarådes fordi spiker ikke kan forventes å sikre tilstrekkelig stiv forbindelse over lang tid på grunn av varierende last og fordi trevirket arbeider. Utbedring av et slikt dekke vil dessuten være komplisert.

Type 6, skruelaminert dekke, er lite prøvet, men med nye, selvborende skruer kan det kanskje være aktuelt. Hjullaster vil imidlertid representere et problem i forbindelse med

skjæroverføring mellom lamellene. Dekketypen vil antagelig passe best for mindre gangbruer.

For vegbruer vil forspente, laminerte dekker og komposittdekker med betong være mest hensiktsmessig. I USA, hvor det siden 1988 er bygd flere hundre tverrspente dekker og plater, ble det for noen år siden gjort en evaluering av en del bruer. 24 bruer som ble inspisert og målt over en toårs periode, ga den konklusjonen at de virket tilfredsstillende. Undersøkelsen ga imidlertid grunnlag for noen anbefalinger, som også er en del av grunnlaget for reglene i N400 [1].



Figur 6-17: Tverrspent dekke på Møllendammen bru  
Figure 6-17: Stress laminated deck on Møllendammen Bridge

#### *Tverrspente dekker*

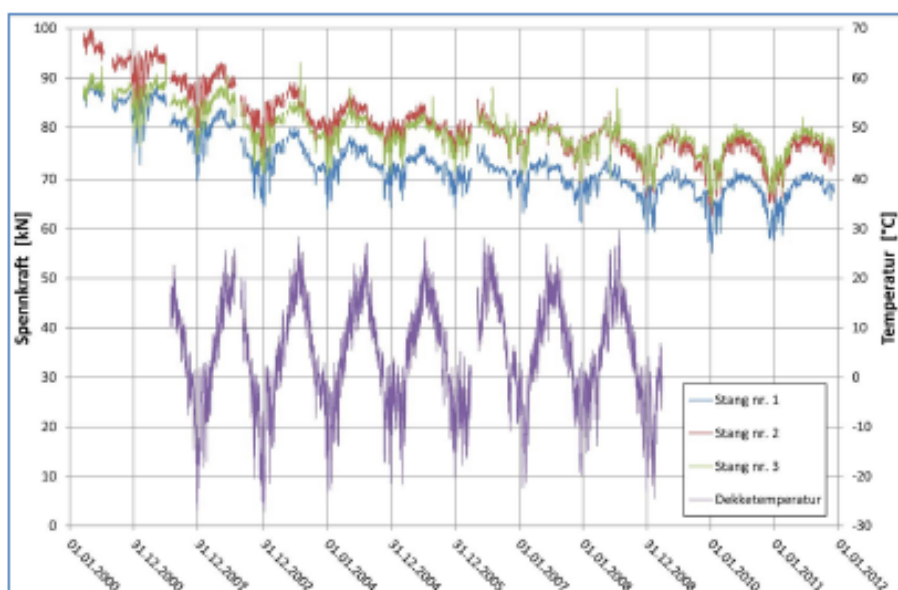
Erfaringen med tverrspente tredekker i Norge er begrenset til ca. 20 år, men er så langt god. Opprinnelig ble dekkene bygget opp av konstruksjonstrelameller, men senere har det blitt behov for større spenn enn konstruksjonstrelamellene kunne klare og man har gått over til limtrelameller. De tilgjengelige plankedimensjoner, i praksis opp til 223 mm for større mengder, begrenser spennvidden til bortimot 5 m i innerfelt og vel 4 m i endefelt. Idag er limtrelameller mest brukt.

Et krav som ofte blir dimensjonerende for dekketykkelsen er begrensning av nedbøyningen. Målinger som i sin tid ble utført på Evenstad bru tydet på at tverrspente dekker er betydelig stivere enn beregnet. Det har imidlertid vært vanskelig å finne en entydig årsak til det slik at det kunne tas hensyn til i beregningene.

Et viktig spørsmål er hvor stort tap av forspenning man må regne med over tid, og om det må etterspennes senere i bruas brukstid. Til nå har et kryptap på hele 60 % vært forutsatt ved dimensjonering av spennkraften. Dette skriver seg fra amerikanske anbefalinger [81], basert på målinger på tidlige amerikanske brudekker uten membran og som derfor har svullet og krympet og således mistet spennkraft over tid. Mye tyder på at vi under norske forhold har betydelig mindre kryptap – spesielt fordi tverrspente dekker nå alltid forsynes med en vanntett membran.

Tre bruer er til nå instrumentert med henblikk på å dokumentere dette. Figur 6-18 viser et eksempel på det. Figuren viser resultater fra Evenstad bru som ble bygget i 1996. Instrumenteringen ble først foretatt i år 2000, så utviklingen de første årene er ikke kartlagt. Det er mange forhold som påvirker spennkraften. Spesielt er det tre forhold som er viktige:

1. Krypdeformasjon i trevirket som følge av trykkbelastning
2. Krympning av trevirket som følge av uttørkning
3. Spennkraftvariasjon som følge av varierende dekketemperatur



Figur 6-18: Målt spennkraft i tre nærliggende stenger og målt temperatur i dekket i høyde med og nær spennstengene. Kraft og temperatur er logget hver time.

Figure 6-18: Measured prestressing force in three nearby bars and measured temperature in the deck at the same pitch and nearby the bars. Force and temperature is logged each hour.

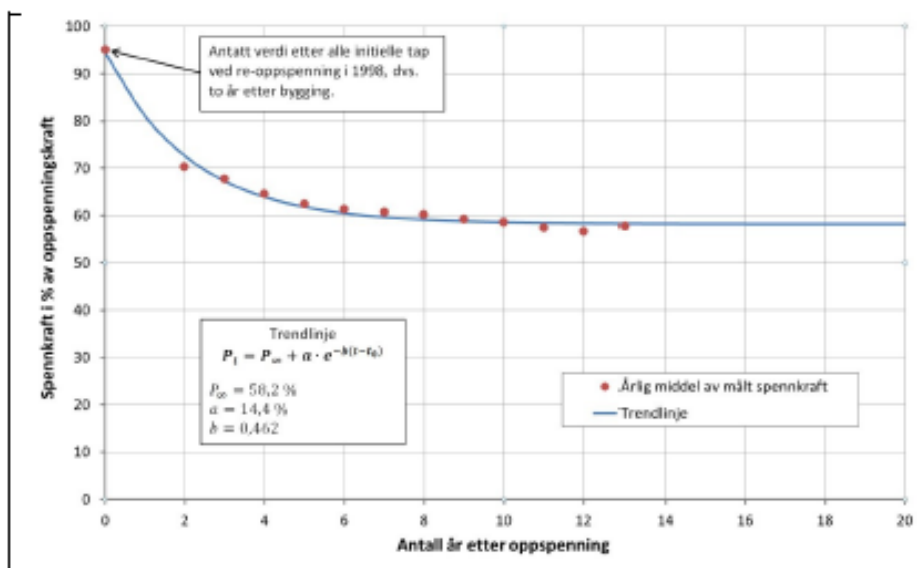
Målingene viser at forskjellen i spennkraft mellom sommer og vinter på Evenstad er ca. 16 kN i snitt eller ca. 20 % av opprettede spennkraft. Det viser at det er viktig å ta hensyn til temperaturen når man kontrollerer spennkraften.

Av figuren ser man også at spennkraften kan variere en del mellom de enkelte stenger. De instrumenterte stengene er tre stenger i nærheten av hverandre og de er forutsatt oppspenning til samme kraft. Ved oppspenning vil imidlertid spennstengene påvirke hverandre slik at selv om kraften var korrekt ved oppspenning vil oppspenning av nabostengene trykke dekket mer sammen og dermed påvirke kraften i stangen.

I Figur 6-19 er spennkraften normalisert som prosent av oppspenningskraften og vist som årgjennomsnitt og plottet som funksjon av antall år fra oppspenningen. Man ser tydelig at spennkraften har en fallende tendens. Det er rimelig å anta at spennkraften ikke kan falle helt ned til null, men at den vil nærme seg en sluttverdi asymptotisk forutsatt at den elastiske forlengelsen av spennstangen er vesentlig større enn reduksjonen av treverkets bredde som følge av kryp og krympning. Man kan da tenke seg at en trendlinje kan uttrykkes ved følgende funksjon:

$$P(t) = P_{\infty} + a \cdot e^{-b(t-t_0)}$$

I Figur 6-19 er målt spennkraft inntegnet som årlig middelerverdi av kraften i tre spennstenger i perioden fra 2000 til 2011. En trendlinje basert på ovenstående formel er lagt inn og forlenget tilbake til re-oppspenning i 1998 og et stykke frem i tid. Det er antatt at spennkraften etter alle initielle tap var ca. 95 % av full oppspenningskraft. Opprinnelig oppspenningskraft på Evenstad bru var 127,2 kN som svarer til 100 %.



Figur 6-19: Eksempel på tidsavhengig spennkrafttap i et tverrspent brudekke

Figure 6-19: Example of time dependant loss of prestressing force in a stress laminated bridge deck

Det at kurven passer godt til de målte verdiene og til denn antatte oppspenningsverdien gir også en viss tillit til at den gjengir spennkraftutviklingen på en rimelig riktig måte. Kurven antyder da også at spennkraften vil nærme seg asymptotisk en verdi på ca 58 %. Det indikerer at antagelsen av et spennkrafttap på 50 % kan være rimelig – ihvertfall for konstruksjonstrelameller.

Man må imidlertid ikke ta dette som den hele og fulle sannhet om tap av spennkraft – kun en indikasjon. På flere bruer er spennkraften forsøkt målt med blandet resultat ved å sette på en jekk og strekke stangen til mutteren løsnet og så lese av kraften. Ofte har man fått fullstendig misvisende resultater på den måten ved ikke å ta hensyn til temperaturen og ikke ta hensyn til at spennstengene påvirker hverandre når de samtidig etterspennes til korrekt kraft.

For limtrelameller antar man at spenntapet vil være mindre da limtre i utgangspunktet vil ha lavere trefuktighet enn konstruksjonstre og fordi limtre vil ha en jevnere kontaktflate mellom lamellene og nok vil være noe mer homogent enn konstruksjonstre.

Dekker av tre vil i Norge foreløpig være mest aktuelt ved bruer på lite og moderat trafikkerte veier. I prinsippet er ikke bruken av tverrspent dekke begrenset av trafikkmengden. På bruer med relativt stor trafikk, for eksempel ÅDT over 5 000, bør det inn til videre likevel vurderes i hvert enkelt tilfelle om det skal brukes tredekke eller om det bør velges betongdekke. Nærmere anvisninger for prosjektering av tverrspente dekker er gitt i kapittel 7.2.

#### Tredekke på stålbruer

Fra gammelt av har det vært en tradisjon for å legge tredekke på mindre stålbruer. Det har vært dekker bygget opp av strøved og med slitelag av plank. Slike dekker tåler dårlig dagens trafikk. De er myke, spikre arbeider seg ut, de slites fort og asfalt som legges



*Figur 6-20: Tverrspent tredekke legges på Frøystul bru til erstatning for et gammelt betongdekke*  
*Figure 6-20: A stress laminated timber deck is replacing an old concrete deck on Frøystul Bridge*

på sprekker opp. Slike dekker kan med fordel erstattes av tverrspente dekker som er lettere enn betongdekker og stive nok til at asfalten ikke sprekker.

På større stålbruer har det vanligvis blitt brukt betongdekke i første halvdel av 1900-tallet. Mange av disse bruene er fremdeles i bruk, men bærekapasiteten er for liten etter da-

gens standard og betongdekket i dårlig forfatning. Ved å bytte ut det gamle betongdekket med et lettere tredekke får brua større bærekapasitet. Med samme byggehøyde kan man oppnå større bæreevne enn det gamle dekket fordi egenvekten er redusert

For stålruer med tverrbærere vil et tverrspent dekke være hensiktsmessig og ved langbærere vil et krysslaminert massivtredekke kunne brukes.

Figur 6-20 viser et eksempel på dette der Frøystul bru får et nytt dekke. Dette har vist seg å være et konkurransedyktig alternativ både med hensyn til pris og byggetid. På Frøystul bru lå det gamle betongdekket på tverrbærere av stål. Ved fornyelse av dekket lå det derfor godt til rette for et tverrspent dekke med lamellene i bruas lengderetning selv om avstanden mellom tverrbærerne var litt liten.

Figur 6-20 viser et eksempel på dette der Frøystul bru får et nytt dekke. Dette har vist seg å være et konkurransedyktig alternativ både med hensyn til pris og byggetid. På Frøystul bru lå det gamle betongdekket på tverrbærere av stål. Ved fornyelse av dekket lå det derfor godt til rette for et tverrspent dekke med lamellene i bruas lengderetning selv om avstanden mellom tverrbærerne var litt liten.

Mange gamle fagverksruer i stål har imidlertid sekundære langbærere som betongdekket ligger på. Da passer det ikke så godt med et tverrspent dekke med lamellene parallelt med langbærerne. Å legge lamellene på tvers og spenne dem sammen er heller ikke gunstig. Da kan det ligge til rette for å bruke massivtreelementer som spenner på tvers og som skrues sammen for å oppnå kontinuitet. Hundorp bru er et eksempel på det. Figur 6-21 viser dekket under legging av de kreosotimpregnerte, krysslaminerte



Figur 6-21: Hundorp bru med nytt dekke av massivtreelementer (Sweco)

Figure 6-21: Hundorp Bridge with a deck made up of cross laminated timber elements (Sweco)



Figur 6-22: Hundorp bru med nytt dekke av kreosotimpregnerte massivtrelementer. (Sweco)  
 Figure 6-22: Hundorp Bridge with a deck made up of creosoted cross laminated timber element. (Sweco)

elementene. Figur 6-22 viser dekket for legging av fuktmembran og asfalt slitelag. Prosjektet er utførlig beskrevet i [100]. Brua ble gjenåpnet med nytt dekke 2. desember 2010 og dekket har fungert bra frem til idag.

### 6.3.2 Sekundære bæreelementer

I det følgende er de viktigste lastbærende elementer for trebruer beskrevet. De kan være laget av tre eller stål, alt ettersom hva som er mest hensiktsmessig.

#### *Hengestenger og hengesøyler*

Ved fagverksbruer, buebruer og hengebruer vil det være vertikale staver som, i prinsippet, bare får strekk og bare rent unntaksvis trykk. De utføres mest hensiktsmessig som stenger av rundstål og kan dermed ikke overføre trykk eller bøyning av betydning. Hengefunksjonen kan imidlertid også kombineres med sideavstivning av trykkbuer, trykkgurt i fagverk og lignende. Skal hengestengene samtidig gi sideavstivning til en



konstruksjonsdel i hovedbæresystemet, må det benyttes bøyingsstive hengesøyler som er innspent i foten og sammen med tverrbærerne danner U-formede rammer. En litt uheldig bieffekt av dette er at bøyning av tverrbæreren som følge av trafikklaster overføres som en sideveis bevegelse til det elementet som skal avstives.

Innfestningen av hengestenger eller hengesøyle i trekonstruksjonen er en viktig detalj. På grunn av treets lave strekkfasthet tvers på fibre må innfestningen, normalt med dybler,

plasseres tilstrekkelig høyt opp i tverrsnittet – minst i nøytralaksen. Dette er spesielt viktig for buer fordi momentet fra den opphengte lasten, som gir trykk i overkant og strekk i underkant, der gir et radielt strekk på tvers av fibre. Det kommer i tillegg til det direkte strekket fra den opphengte lasten. En kontroll for kombinert bøyning og induisert tverrestrekk pga. innfestning er gitt i trestandardens del 1 [19].

#### Tverrbærere

Tverrbærere kan utføres av tre, men også i trebruer benyttes ofte tverrbærere av stål. Med hovedbærevegger plassert på sidene av brubanen blir ofte spennvidden på tvers stor, og tverrbærerne får både store momenter og store skjærkrefter. Trebjelker blir da ofte både uheldig høye og uøkonomiske. Med underliggende hovedbæresystem får man imidlertid moderate spennvidder på tvers, og det kan som regel brukes trebjelker.



Figur 6-23: Eksempel på innfestning av en hengesøyle  
Figure 6-23: Example of suspension post attachment



Figur 6-24: Varmforsinkede tverrbærere med ører for feste av hengesøyler  
Figure 6-24: Hot dip galvanized cross girders with fixing lugs for suspension post attachment

På vegbruer med forholdsvis tynne tredekker (<333 mm) og ikke altfor stor avstand mellom tverrbærerne har det vært vanlig å feste rekkverksstolper på tverrbærerne, fordi det er vanskelig å få tilstrekkelig innspenning for de store kreftene i selve dekket. Hvis det benyttes hengesøyler, som sammen med tverrbæreren danner en U-formet ramme for å avstive hovedbæresystemet sideveis, får også tverrbærerens stivhet betydning for utbøyning av søyletoppen. Behovet for avstivning er da med på å bestemme nødvendig bjelketvernsnitt.

### 6.3.3 Elementer i hovedbæresystemet

I de ulike hovedbæresystemene inngår det ofte en del felles elementer som er nødvendig for funksjonen. Det viktigste elementet er lageret. Det inngår i alle systemer i en eller annen form og har til hensikt å føre lastene ned i underbygningen uten at konstruksjonen skades. Men også andre elementer, som forskjellige former for ledd, strekkbånd etc., inngår ofte i hovedbæresystemet.

#### Ledd

De fleste trebruer forutsettes beregningsmessig å ha leddet opplager (Leonardo da Vinci bru i Ås er et eksempel på det motsatte).

For mindre konstruksjoner eller konstruksjonsdeler, som platebruer og brudekker, er det tilstrekkelig med enkle opplagg på tresvill (Figur 7-10). Større konstruksjoner som fagverk, buer og store bjelker må normalt ha et lager, oftest av stål. Man velger da et standardlager som for eksempel av samme type som for stålbruer.

Ledd kan utføres på forskjellige måter. En enkel løsning er et "falskt ledd" av lignende type som man tidligere brukte mye i betongkonstruksjoner. Prinsippet er at konstruksjonsdelen gis anlegg på bare en mindre del av tverrsnittshøyden, slik at forbindelsen kan tåle den nødvendige vinkelendring uten at det oppstår et moment av betydning.

I toppleddet for buebruer av tre har man støpt ut dette anleggspartiet med en akrylbasert mørtel. I tillegg, som en ekstra sikring, er stavendene forbundet med innslissede knuteplater over et midtparti av tverrsnittshøyden. Denne forbindelsen har liten momentkapasitet i bueplanet, og tåler også den vinkelendring som vil opptre i et toppledd.

Akrylutstopning av trykkfuger er nærmere behandlet i avsnitt 7.1.

En konsentrert lastinnføring på en begrenset midtdel av tverrsnittet vil gi tverstrekk, såkalt spaltstrekk, prinsipielt på samme måte som for eksempel i en betongbue eller bjelke. Tallmessig blir imidlertid tverstrekkspenningen vesentlig mindre i en trestav enn i andre materialer fordi trevirket er anisotrop, med lavere elastisitetsmodul på tvers av fiberretningen. På grunn av trematerialets meget lave strekkfasthet vinkelrett på fib-



Figur 6-25: Eksempel på hemperledd med hemper-søyle

Figure 6-25: Example of impost hinge with an impost column

rene bør slike tverrstrekkspenninger undersøkes beregningsmessig. I praksis vil det nok etter hvert bli utviklet anbefalte, normerte løsninger.

Hvis man ønsker en forbindelse som er nærmere et virkelig ledd, benyttes et bolteledd. Det tillater en i praksis ubegrenset rotasjon med liten motstand, og er en sikrere og mer varig konstruksjon. Kostnaden vil bli noe høyere, men likevel en liten del av totalkostnadene. Det må i denne sammenheng nevnes at også en forbindelse av for eksempel to buehalvdeler med kun innslissede plater til en viss grad vil kunne fungere som et ledd. Det forutsetter imidlertid at rotasjonene er så små at de kan tas opp av slarken i forbindelsen uten at den skades.



Figur 6-26: Ekte ledd med bolt i buetopp  
Figure 6-26: Real hinge with pin at arch apex

#### Strekkbånd for opptak av buers horisontalkraft



Figur 6-27: Bru med strekkbånd mellom kemperlagene  
Figure 6-27: Bridge with tied arches (bowstring bridge)

Buebruer gis normalt direkte mothold mot fundamentene der dette lar seg gjøre, og horisontalkreftene blir dermed tatt opp der. Det er spesielt gunstig der fundamentering direkte på fjell er mulig. En mulighet ved fundamentering på løsmasser er også å ta horisontalkraften med friksjonsplater. Det er store betongplater som ligger under veibanen og der vekten av overliggende masser gir stor friksjon. Det gir et betydelig stivere mothold enn om man baserer seg på jordtrykk.

Hvis det er vanskelige grunnforhold eller buene står på pilarer, for eksempel ved flere buespenn etter hverandre, kan det bli nødvendig å ta horisontalkreftene med strekkbånd (selvforankret bue). I trebruer kan dette være trestaver, på samme måte som undergurten i et fagverk, hvis kreftene ikke er for store. Ved større konstruksjoner må man i praksis ha strekkbånd av stål. Det er nødvendig å begrense forlengelsen av strekkbånd, og det fører til at man normalt ikke bør utnytte høyere karakteristisk fasthet i stålet enn ca.  $350 \text{ N/mm}^2$ .

Ved store krefter er det ofte hensiktsmessig å benytte et profil av konstruksjonsstål, for eksempel et kanalprofil eller et H-profil. Runde stenger er gunstig med hensyn til minimum av overflate i forhold til tverrsnitt, og kan også benyttes, men ved litt større krefter behøves det ofte to eller flere stenger i hver bærevegg. Runde stenger trenger imidlertid tettere understøttelser enn for eksempel H-profiler for ikke å henge for mye. Det blir derfor en konstruktiv avveining av hva som er mest hensiktsmessig i hvert enkelt tilfelle.

Figur 6-27 viser Ulnes bru i Valdres der strekkbåndet består av to parallelle rundstål som er understøttet på tverrbærerne. En viktig forutsetning ved bruk av strekkbånd er bevegelige lagre. Bevegelige lagre gjør imidlertid montasjen av buer mer komplisert enn bruk av faste leddlagre.

#### 6.3.4 Avstivende elementer

Platebruer vil uten videre ha betydelig og tilstrekkelig sidestivhet, og trenger derfor ikke noen ekstra avstivning. Det samme gjelder ofte for bjelkebruer hvis de har et massivt dekke. Bjelkebruer med et mindre stivt dekke, som for eksempel et som er bygd opp av strøved med fordelende dekke av liggende plank, trenger imidlertid horisontal avstivning. I slike tilfeller vil man normalt montere et vindfagverk eller tilsvarende sideavstivning. Likeså kan det være nødvendig med ekstra avstivning i underkant ved spesielt høye bjelker, også om det er stivt dekke i overkant.



Figur 6-28: Underliggende vindavstivning mellom langbærere

Figure 6-28: Wind bracing below the bridge deck

Bæresystemer som fagverk og buer vil nesten alltid trenge en avstivning av overgurten eller buene. Dette må gjøres slik at det ikke kommer i konflikt med kravet til fri høyde over vegbanen. For å unngå å måtte dimensjonere for en påkjøringskraft, må høyden være minst 6,20 m. Dette bør man spesielt gjøre ved trebruer, fordi avstivningssystemet da som regel ikke blir så robust at det tåler påkjøring.

### Vindfagverk eller sideavstivning

Ved bruer med overliggende fagverk, ønsker man normalt å ha avstivning mellom overgurtene hvis det er tilstrekkelig høyde over vegbanen. Ved buet overgurt blir det da ofte et område nær opplegget hvor vindfagverket må sløyfes. Det samme gjelder for overliggende buer. Ved underliggende bærekonstruksjon er det som regel ingen hindringer for å legge inn vindfagverk eller annen form for sideavstivning der det trengs.

Sideveis avstivning av fagverksveggene kan gjøres på ulike måter. Der høyden er stor nok til at man kan ha vindfagverk mellom overgurtene i bæreveggene på en stor del av spennet, blir det ved endene en portal som trenger ekstra avstivning. For trefagverk er det vanskelig å få en innspenning ved fot i en tilstrekkelig kraftig endetverbærer, slik det gjerne gjøres for stålfagverk. Om nødvendig kan det være en god løsning å støtte overgurtene ved opplegg med en stålsøyle som er innspent i pilar eller landkar. Ved underliggende fagverk står man fritt med plassering av avstivningssystem.

Det samme problemet har man i prinsippet ved fagverksbuer. Tilsvarende som for vanlige fagverk kan det legges et stålprofil langs overgurtene tilstrekkelig langt opp fra opplegget. På grunn av gurtens helning kan denne stiveren bli forholdsvis lang og må derfor også være tilsvarende kraftig. En annen løsning uten stålstiver er mulig fordi overgurtene har høyt aksialtrykk som gjør det lettere å få en momentinnspenning ved opplegget. Som regel må man da utvide overgurtene i bredde over noen meter mot lageret, slik at den eksentriske gurtkraften gir trykk over hele anleggsflaten.

Denne løsningen er valgt for Tynset bru og er vist på Figur 6-29. Ved bue uten strekkbånd vil det være faste lagre, som regel boltelagre. Et slikt fast lager vil også kunne ta strekk på én side, slik at man har en ekstra sikkerhet.

Også massivbuer vil normalt trenge en sideavstivning. Det er ikke hensiktsmessig å gi buene så stor bredde at de blir stabile i seg selv. Der det er mulig, kan man ha en vindavstivning mellom buene. En ulempe med vindavstivning mellom buene er at den kan



Figur 6-29: Overgurtene får økt bredde mot kemperleddet for å gi sideveis innspenning

Figure 6-29: Increased width of upper chord towards the impost hinge in order to establish lateral restraint



*Figur 6-30: Evenstad bru med overliggende vindfagverk*  
*Figure 6-30: Evenstad Bridge with elevated wind bracing*

bli skadet av kjøretøyer med for høy last. Vindavstivningen bør derfor plasseres høyest mulig.

Ved tilstrekkelig høye buer kan dette vindfagverket være i den midtre delen. Det blir da behov for endeportaler som må gjøres tilstrekkelig stive. I noen tilfeller, for eksempel



*Figur 6-31: Hengesøyler og tverrbærer i stål danner en U-formet avstivningsramme*  
*Figure 6-31: Suspension posts and cross girders form a U-shaped stiffening frame*

ved mellomliggende brubane, er det ikke nok høyde for vindfagverk i det hele tatt. Den vanlige løsningen er å gi hver bue sidestøtte ved hjelp av en eller flere bøyingsstive hengesøyler, som er stivt forbundet med tverrbærere og således danner U-formede rammer Figur 6-31. Dette er en aktuell løsning også ved lave fagverk.

## 7.2 Tverrspent dekke

For kjørebuer i tre har det i Norge siden 1990-tallet nesten utelukkende vært brukt tverrspente (stress laminated) dekker. Man har stort sett hatt gode erfaringer med disse dekkene. Se også kapittel 9.1.

### 7.2.1 Oppbygning av et tverrspent dekke

Et tverrspent dekke består av trelameller som er spent sammen ved hjelp av spennenheter. Trelamellene kan bestå av konstruksjonstre eller limtre og går i brubanens lengderetning, mens spennenehetene går på tvers. Spennenhetene kan være stenger av høyfast stål eller spennetau av samme type som brukes i betongkonstruksjoner.

Ved lengere buer må lamellene skjotes. De skjotes ved å sette dem butt i butt med en åpning på 10 – 20 mm. Buttskjotene må fordeles slik at de ikke kommer for nær hverandre. EC 5-2 stiller i pkt. 6.1.2(10) følgende krav til skjotingen:



Not more than one butt joint should occur in any four adjacent laminations within a distance  $l_1$ , given as

$$l_1 = \min \begin{cases} 2d \\ 30t \\ 1,2 \text{ m} \end{cases}$$

where:

$d$  is the distance between the pre-stressing elements;

$t$  is the thickness of the laminations in the direction of pre-stressing

Standardens krav til avstanden  $l_1$  er uklart, men skal forstås slik at  $l_1$  skal minst være lik den største av verdiene  $\{2d; 30t; 1,2 \text{ m}\}$ .

Nå viser det seg imidlertid at kravet 30 ganger lamelltykkelsen harmonerer svært dårlig med de andre kravene. Siden teknologien for tverrspente dekker er utviklet i USA og Canada og de bruker et krav på  $24t$ , har vi i Norge valgt å betrakte  $30t$  som en feil i standarden og bruker  $25t$ . Dette kravet har vi i Norge hatt god erfaring med helt fra vi begynte med tverrspente dekker på 1990 tallet – altså lenge før Eurokoden ble utgitt.

Tallet  $25t$  ble i sin tid valgt fordi 48 mm tykk plank ble brukt som lameller og spennenehetene var Ø15 mm Dywidag-stenger med senteravstand 600 mm slik at

$$2 \cdot 0,6 \text{ m} = 25 \cdot 0,048 \text{ m} = 1,2 \text{ m}$$

### 7.2.2 Vertikal- og horisontalkurvatur

For det meste er tverrspente dekker rette både i horisontal- og vertikalkanalen, men det er også mulig å bygge dem med andre geometrier. Med konstruksjonstrelameller er det mulig å få til en svak vertikalkurvatur ved å bøye lamellene om den sterke aksen, dvs. de tvinges ned og fikseres etter hvert som de legges. Det er vanskelig å få bøyd den siste meteren, så enden av lamellen vil stikke noe opp av dekkets overflate. Den oppstikkende delen høvles da ned på stedet for å en jevn overflate.

Det er også mulig å legge konstruksjonstrelameller med horisontalkurvatur ved å bøye



Figur 7-8: Tverrspent konstruksjonstreddekk med både horisontal- og vertikalkurvatur. Måørbrua  
Figure 7-8: Stress laminated deck of sawn timber with both horizontal and vertical curvature. Måør Bridge



Figur 7-9: Tverrspent dekke med krumme limtre lameller. Leonardo da Vinci bru  
 Figure 7-9: Stress laminated deck with curved glulam lamellas. Leonardo da Vinci Bridge

dem om den svake aksen. Det krever imidlertid tverrbærere som ikke er sideveis forskyvelige som f.eks. når de henger i hengestenger. I tilfeller der tverrbærerne er sideveis forskyvelige er det også mulig med horisontalkurvatur, men da må konstruksjonstre lamellene forhåndsboyes og fikseres i krum tilstand. Det kan gjøres ved å lime sammen to og to lameller i krum tilstand slik at de fikserer hverandre. I teorien skal alle lamellene ha forskjellig krumningsradius, men i praksis er det tilstrekkelig å dele dem inn i grupper med samme radius. Til liming av lamellene stilles det ikke de samme krav som til limtre i og med at dette er en midlertidig byggetilstand. Etter oppspenning vil spennkraft og friksjon gjøre at lamellene beholder geometrien.

Figur 7-8 viser dekket på Måsørbrua under bygging. Det er et konstruksjonstre dekke med både horisontal- og vertikalkurvatur. Her er lamellene limt sammen parvis fordi tverrdragene i midtspennet er opphengt i hengestenger og dermed er sideveis forskyvelige.

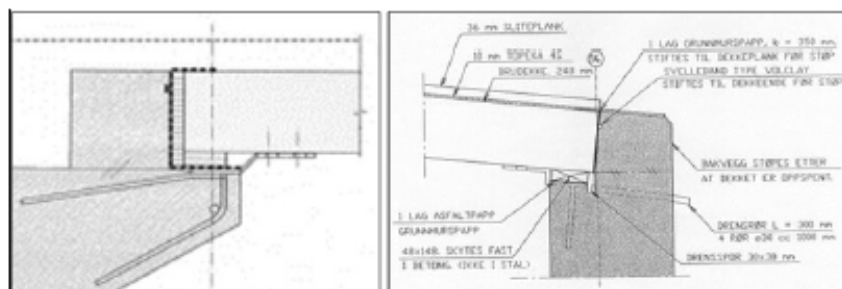
Med limtre lameller er det flere muligheter. For vertikalkurvatur er det forholdsvis enkelt å lage lameller med riktig krumning. Det krever riktignok litt ekstra logistikk å få de forskjellige lamellene på riktig sted. Figur 7-9 viser dekket på Leonardo da Vinci bru under bygging. Brukonseptet krevde en ganske sterk vertikalkurvatur og det lot seg løse med limtre lameller.

Limtre lameller kan også krummes i horisontalplanet ved å sage opp rette limtre bjelker i tynne lameller for så å lime dem sammen igjen med ønsket krumning. På samme måte kan man lage lameller som er krumme både i vertikal- og horisontalplanet. Det er altså mange muligheter med limtre lameller, men det er arbeidskrevende og øker kostnadene.

### 7.2.3 Dilatasjon

Trebruer får relativt liten dilatasjon i lengderetningen på grunn av at varmeutvidelseskoeffisienten i lengderetning (dvs. fiberretning) er relativt liten – omtrent halvparten av stål og betong. Tre har dessuten en E-modul som er omtrent en tredjedel av betongens. Det vil derfor oppstå betydelig mindre tvangskrefter fra forhindret temperaturutvidelse i tre enn i stål og betong. Det som imidlertid betyr mer for en trekonstruksjon enn temperatur, er svelling og krymping som følge av fuktvariasjon. For å få et begrep om størrelsesordenen kan man gjøre følgende regnestykker for spenningsvariasjonen i et tredekke som er fullstendig forhindret fra å forlenge seg og som får en temperaturøkning på  $\Delta T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ :

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon E = \alpha \Delta T E = 0,5 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 11\,000 = 1,7 \text{ N/mm}^2$$



Figur 7-10: Eksempler på opplegg av tverrspent dekke på landkar  
 Figure 7-10: Examples of support of stress laminated decks on the abutment

Hvis det samme dekket får en økning av trefuktigheten på  $\Delta F = 10\%$ , blir spenningsøkningen:

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon E = \beta \Delta F E = 1 \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 11\,000 = 11 \text{ N/mm}^2$$

Selv om en fuktighetsøkning på 10 % må sies å være ganske mye som gjennomsnittsverdi for et dekke med en vanntett membran, er ikke spenningen mer enn omtrent halvparten av trykkfastheten. Disse tallene er forøvrig uavhengige av dekkets lengde.

Det kan altså i mange tilfeller være mulig og lønnsomt å spenne inn dekket mellom landkarene for å forenkle fuge- og lagerløsninger. Et slikt tiltak forutsetter at landkaret er dimensjonert for å tåle de kreftene som oppstår.

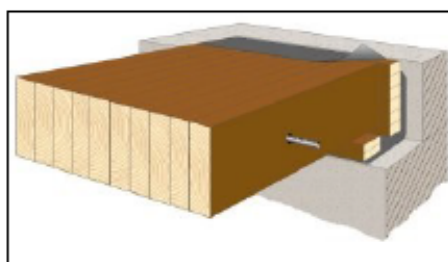
Målinger på Evenstad bru, som har en hele 180 m lang kontinuerlig brubane, bekrefter at forskyvningene blir svært små.

#### 7.2.4 Opplegg av tverrspent dekke

Figur 7-10 og Figur 7-11 viser eksempler på opplegg av et tverrspent dekke på landkaret. Begge eksempler viser enkle løsninger uten fuge og lagerkonstruksjon. Det første eksemplet viser løsningen for Tynset bru, som er en forholdsvis sterkt trafikkert riksvegbru. Det andre eksemplet viser opplegget for Daleråsen bru som er en svært lite trafikkert skogsbilvegbru og som derfor har fått en enklere utførelse. I begge tilfeller er dekket opplagt på en tresvill. Svillen boltes fast i lageravsatsen for at den ikke skal forskyve seg.

Ved de viste utførelsene vil bremsekrefter i bruas lengderetning overføres til fundamentet ved direkte trykk mot bakmuren. Det er en svært enkel løsning som har vist seg å fungere godt i praksis.

Erfaring ved inspeksjon av trebruer har vist at det har vært vanskelig å få fugen mellom dekke og bakmur helt tett samtidig som tilkomsten fra undersiden til detaljert inspeksjon av fugen har vært dårlig. Det har derfor



Figur 7-11: Eksempel på opplegg av tverrspent dekke  
 Figure 7-11: Example of support of a stress laminated deck

blitt lansert en rekke nye ideer for å sikre både god tilkomst og god drenering. Konseptene har generelt gått ut på å flytte opplegget av dekket et stykke bort fra landkarets bakmur. Det kan gjøres ved å legge dekket opp på en egen tverrbærer litt foran bakmuren.

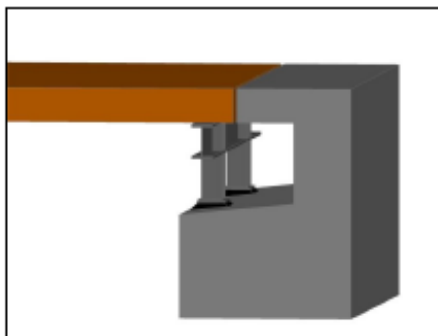
Hvis dekket fortsetter forbi opplegget til det møter bakmuren vil dekkets rotasjon ved opplegget gi en vertikalbevegelse i fugen. Det vil være uheldig med hensyn til tetthet og slitasje. Alternativet er da å forsyne bakmuren med en utkrager i betong slik at fugen blir liggende nær opplegget som vist på Figur 7-12.

Dekkeopplegget kan i prinsippet være i tre, stål eller betong, men en stålbejelke vil nok i de fleste tilfeller være å foretrekke. Avstanden mellom oppleggsbjelke og bakmur bør være slik at den sikrer relativt lett tilkomst og god sikt til undersiden av fugen. Den detaljerte utformingen vil avhenge av terrengforhold og landkarets geometri. Et eksempel på en mulig løsning gir Figur 7-12.

#### 7.2.5 Sidestyling

Et tverrspent dekke vil fungere som en stiv, horisontal skive som kan føre horisontalkrefter fra vind- og trafikklast ned i underbygningen. Det betyr at dekket må være holdt sideveis på to eller flere steder. Sideveis fastholding ved landkarene kan oppnås på flere måter. Tidligere var de vanligste metodene enten å bruke en stålvinkel som er festet til landkarets frontmur ved lageravsatsen, kombinert med franske treskruer som skrues inn i dekket fra undersiden, (Figur 7-10), eller å stope en sidemur inn mot det tverrspente dekket på hver side, slik at de sammen med bakveggen danner en liggende, U-formet omkransning (Figur 7-11).

Grunnen til at sidemurene stopes etter at dekket er spent er at plankene i dekket krever betydelig mer plass i bredden før de spennes sammen enn etterpå. Det har imidlertid vist seg at løsningen med sidestyling ved hjelp av stopte vanger som vist på Figur 7-11 ikke er god. For det første vil spennkraft og uttørring gjøre at la-



Figur 7-12: Dekkeopplegg med mulighet for inspeksjon av fugen.

Figure 7-12: Deck support with possibility for inspection of the joint.



Figur 7-13: Innfelt sidestyling i dekket for utstøpning, Ner-Hole bru

Figure 7-13: Recessed lateral support in the deck before grouting, Ner-Hole Bridge

mellene krymper og dekket blir smalere med tiden. Det oppstår derved en betydelig glippe mellom vange og dekke der det samler seg skitt og fukt. Det er uheldig med hensyn til sidestyring, men først og fremst med hensyn til bestandighet.

Løsningen med et stålbeslag som nevnt ovenfor er heller ikke en helt god løsning. Det har vist seg at vertikalkraft lett overføres til beslaget og at betongen skaller av der beslaget er innstøpt. Det har derfor vist seg nødvendig å ha en løsning som tillater noe vertikalbevegelse. Figur 7-14 viser et eksempel på en løsning som tillater vertikalbevegelse.



Figur 7-14: Sidestyring ved hjelp av åk og innstøpt bolt. Sundbyvegen bru

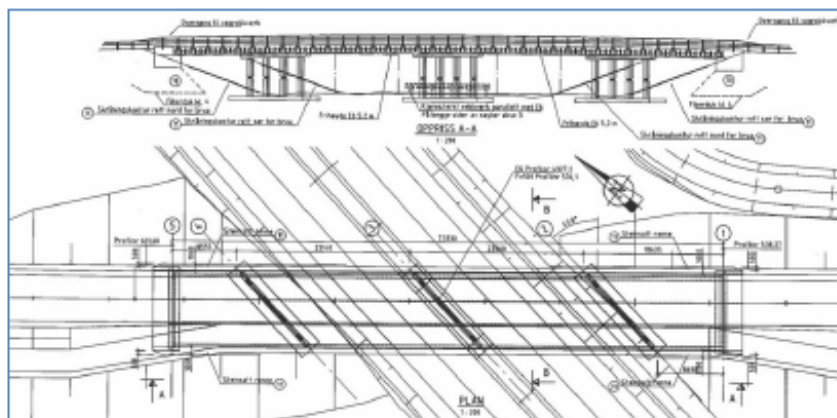
Figure 7-14: Lateral support by means of yoke and cast-in bolt. Sundbyvegen Bridge

Figur 7-13 viser en annen og bedre form for sidestyring enn støpte vanger. Dekket hviler her på en fast tverrbærer av stål. På oversiden av tverrbæreren er det påsveisert en "finne" i form av en kraftig stålplate. Den går inn i en utsparring i dekket som siden, når dekket er ferdig oppspent, gyses med en passende mortel, f.eks. akrylmørtel. Denne sidestyrløsningen kan med fordel kombineres med oppleggsløsningen som er vist på Figur 7-12.

For kjørebuer viser Figur 7-14 en gunstig løsning. Tvenkrefter føres ned til en i frontmuren innstøpt bolt ved hjelp av et åk. Åket er en kraftig stålplate som har en sliss for bolten. Stålplaten er skrudd fast i dekket med franske treskruer og slissen tillater vertikalbevegelse i dekket. På grunn av avstanden mellom bolten og dekkets underside oppstår det et moment som belaster treskruene i tillegg til horisontalkraften. Det er i så måte gunstig med et langt åk, men på den annen side bør ikke åket være for langt på grunn av tvangskrefter mellom dekket og åket. Åket skrues fast etter endelig oppspenning av dekket. På Figur 7-14 er åket av rusttregt stål, men kan fint også lages i varmforsinket utførelse.

### 7.2.6 Overgangsfuge

Overgangen mellom dekke og bakmur er et kritisk punkt. Overgangsfugen skal både oppta trykkrefter i dekkets lengderetning, tillate sideveis utvidelse og sammentrekning av dekket og samtidig sikre at ikke lamellenes endevend fuktes opp. Mange løsninger har vært prøvet og ikke alle har vist seg like gode. På Figur 7-11 er det tverrspente dekket avsluttet med en limtreplate for å få en jevn avslutning på dekket. Til venstre i Figur 7-10 er det vist et snitt gjennom en slik løsning. Hele enden av dekket er innhyllet i asfaltapp, neopreneduk eller lignende for ytterligere å beskytte endevenden mot fukt. Duken er som vist på figuren ført fra overkant dekke og ned underoppleggsvillen. Kanten øverst på platen er avfaset for at pappen ikke skal skades når den brettes over den. Planken har flere formål. Den gir en jevnere avslutning av lamellene i dekket, som både kan variere i høyde og lengde, samtidig som den sammen med pappen beskytter endevenden til lamellene mot fuktinntrengning. Hulrommet mellom svill og bakmur må dreneres og luftes.



Figur 7-15: Overgangsbru krysser motorvei på skrå. Tømte bru.  
Figure 7-15: Crossover at motorway. Tømte Bridge

Platen i enden av dekket tjener også som forskaling mot bakmuren når denne støpes. Bakmuren støpes gjerne etter at dekket er oppspent slik at man får en horisontal støpeskjøt mellom bakmur og landkar. Skjotearmingering stikker opp fra landkaret (Figur 6-17).

I stedet for en kreosotimpregner limtreplate har det også vært brukt vannfast kryssfinér av marin kvalitet i henhold til britisk standard [46]. Marin kryssfinér er laget av tropiske tresorter. Man må derfor være nøye med at finéren er laget av miljømessig akseptabelt tømmer. Andre løsninger kan også velges.

### 7.2.7 Skjeve tverrspente dekker

I noen tilfeller kan det bli behov for skjeve dekker, det vil si dekker der aksene i ett eller flere opplegg ikke står vinkelrett på dekkets lengdeakse. I slike tilfeller kan det være vanskelig å plassere spennstengene på en hensiktsmessig måte. De amerikanske AASHTO-reglene [139] angir en øvre grense på 15 grader for når denne effekten av skjevhet kan neglisjeres. De anbefaler også å ikke lage tverrspente dekker med en skjevhet på mer enn 15 grader på grunn av vanskeligheten med å forankre spennstengene. Effekten av skjevhet er ennå lite undersøkt, og i mangel av en bedre fundert grense bør nok AASHTOs grense følges.

I de senere år har man også prøvet skjeve dekker i Norge. Erfaringen fra disse viser at det blir vanskelig å forankre spennstengene på en ordentlig måte. Enten må de spres ut i vifteform mot dekkets skjeve ende eller dekket må avsluttes i en «trappelinje» der spennstengene kan forankres i hvert trinn. I det første tilfellet får man problemer med å forankre spennstengene mot en skrå flate og i det andre får man en del svært korte stenger mot enden av dekket av tvilsom verdi fordi forlengelsen ved oppspenning blir liten i forhold til låsetap og andre tap av spennkraft.

Man kan jo spørre seg hvorfor dekket må være skjevt selv om bruaksen krysser en underliggende veg eller elv på skrå. Skjevheten oppstår jo fordi landkarets frontmur legges parallelt med skråningen ned mot underliggende veg eller elv. Hvis man velger å legge frontmuren normalt på bruaksen, som vanlig, unngår man en rekke problemer med brukket, men må gjøre noen mindre tilpasninger til skråningen. Det er heller ikke noe i

veien for at hovedbærekonstruksjonens bærevegger er forskjøvet i forhold til hverandre eller at tverrbærere går på skrå i forhold til bruaksen så lenge spennstengene ligger vinkelrett på. Figur 7-15 viser et eksempel på det siste.

### 7.3 Slitelag

For å beskytte den lastbærende delen av brudekket mot slitasje fra trafikken, vil de fleste bruer forsynes med et eget slitelag som lett kan fornyes. For trebruer er det i tillegg spesielt viktig å beskytte den bærende delen mot fuktpåvirkning. Da hverken asfalt eller plankedekke i seg selv danner et vannrett skikt, vil man måtte legge en fuktisolasjon i form av en membran mellom slitelag og dekke.

Det betyr at fuktisolasjonen må beskyttes av et slitelag.

Som slitelag for trebruer står valget hovedsakelig mellom plank og asfalt, men også andre materialer kan være aktuelle. Valg av slitelag på trebruer er hovedsakelig basert på trafikkmengden, men også andre hensyn, som type underlag, vekt og ikke minst estetikk vil spille en rolle. En innvending mot slitelag av tre er at treslitalag kan bli glatt i regnvær. For vegbruer vil det i dag nesten alltid kreves et slitelag av asfalt.

Asfalt krever et fast underlag og frarådes på det sterkeste som slitelag på dekker bygd opp av plank og stroved. Slitalag av plank er også mulig på vegbruer hvis trafikkmengden er svært liten – som for eksempel på mange overgangsbruer for landbruket. Et viktig moment er også at slitalaget på brua bør være av samme type som veidekket på tilstøtende vei slik at friksjonsforholdene ikke plutselig forandres.

#### 7.3.1 Plank

Slitalag av plank kan legges på langs og på tvers eller eventuelt diagonalt. I kjørebaner legges plankene normalt på langs. Man unngår da rumlelyden som fugene vil gi. Enkelte steder har det kommet reaksjoner på at plankene ligger på langs fordi meiene til



Figur 7-16: Skubbersenga bru med slitalag av kreosotimpregnert plank og med stål brøyteavvisere

Figure 7-16: Skubbersenga Bridge with wearing course of creosote treated planks and steel protection strips



Figur 7-17: Brudekke med innlagte stålrister på Hanskemaker gs-bru

Figure 7-17: Bridge deck with inlaid steel grating on the Hanskemaker Footbridge

## Vedlegg 2: Lim



### Technical Data Sheet

## Prefere 4535

Liquid melamine urea adhesive for the wood industry

### Use

Prefere 4535 is a liquid melamine urea adhesive which is used together with the liquid hardeners Prefere 5035 or Prefere 5046 in the manufacture of load bearing timber structures. Prefere 4535 is well suited for radio frequency curing as well as for hot and cold curing. The glue lines of this adhesive system are light-coloured and will not darken over time.

When the gluing is carried out in accordance with the instructions in this Technical Data Sheet, Prefere 4535 gives water- and weather proof bonds, conforming to Adhesive Type 1 of the European standards for adhesives for load-bearing wooden structures (EN 301:2006).

Prefere 4535 has been tested by MPA (Otto-Graf-Institut, Stuttgart) as well as by NTI (Norsk Treteknisk Institutt, Oslo) according to DIN 68 141 and EN 301:2006, and fulfils the requirements for the gluing of load-bearing wooden structures according to EN 14080:2005 and DIN 1052.

DIBt (Deutsche Institut für Bautechnik) has approved Prefere 4535 with hardener Prefere 5035 for gluing operations with separate application finger jointing (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nr Z-9.1-615). NTI has approved Prefere 4535 with hardener Prefere 5046 for gluing operations with separate application finger jointing according to EN 301:2006.

The adhesive system fulfils herewith the requirements according to EN 301:2013 and is classified as a general purpose and finger jointing adhesive for mixed in and separate application use with the following class designations:

EN 301-I-90-GP-0,6-M  
EN 301-I-90-GP-0,3-S  
EN 301-I-90-FJ-0,1-M

Prefere 4535 is approved for the use in production of load bearing timber structures by FCBA (France), KOMO (Netherlands) and BUTgb (Belgium).

Prefere 4535 with hardener Prefere 5046 is approved for the gluing of load bearing timber structures made of beech (Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nr Z-9.1-679). For detailed information about this process please contact Dynea's market service department.

Prefere 4535 with hardener Prefere 5035 is tested and approved by NTI for the gluing of load bearing timber structures made of birch (*Betula pendula*).

Prefere 4535 with hardeners Prefere 5035 and Prefere 5046 is tested and approved by NTI for the gluing of Wolmanit CX-8 and Scanimp KF impregnated pine (*Pinus sylvestris*).

Provided that Prefere 4535 is used according to the instructions in this technical data sheet, the end-products will exhibit minimal emissions.



**Technical data for the adhesive**

Appearance	Light grey/white viscous liquid
Solids content (2 h at 120°C)	63-65 %
Viscosity at 25°C	3000-6000 mPa.s *
pH at 25°C	8,5-10,0
Density at 25°C/4°C	1,26 ±0,02 g/cm <sup>3</sup>

\*The viscosity is measured by Brookfield, RVT, spindle 4 at 20 rpm.

**Storage of the adhesive**

The storage stability of the adhesive is temperature dependent. The adhesive can be stored at a temperature of 10°C for up to 6 months.

Temperature (°C)	Storage stability (months)
10	6
15	5
20	4
25	3
30	2

Customers who receive bulk supplies of Prefere 4535 to their own storage tank are referred to our Technical Information Leaflet No. 5E "Bulk storage and handling of liquid resins" which contains useful advice on storage of resins and operation of storage tanks. Prefere 4535 is not flammable.

**Technical data for the hardeners**

	Prefere 5035	Prefere 5046
Appearance	White viscous liquid	White viscous liquid
Viscosity at 25°C	2500-5000 mPa.s *	2500-5000 mPa.s *
pH at 25°C	0,7-1,3	1,5-2,5
Density at 25°C/4°C	1.30±0,02 g/cm <sup>3</sup>	1.12±0,02 g/cm <sup>3</sup>

\*The viscosity is measured by Brookfield, RVT, spindle 4 at 20 rpm.

**Storage of the hardeners**

The optimal storage temperature is 10-25°C. At these temperatures Prefere 5035 may be stored for up to 6 months and Prefere 5046 for up to 4 months. The hardeners must not be allowed to freeze.

**The wood**

The European standard EN 386 specifies requirements on wood to be used for laminated timber structures. The moisture content shall be 8-15 %. The maximum allowable difference in moisture content between two adherents to be bonded together is 4 %.

EN 386 also deals with the temperature during the curing of the glue mix. Most of the curing should take place at a temperature of at least 20°C if the wood temperature is above 18°C and at a temperature of at least 25°C if the wood temperature is above 15°C. Colder wood than 15°C may not be bonded. The wood should be planed less than 24 hours before bonding.

EN 385 specifies that the timber to be finger-jointed shall have moisture content between 8% and 18%. The difference of moisture content between two ends of timber to be jointed shall not exceed 5 %.

With Prefere 4535 the moisture content of the timber can be between 8 and 23%.

### Glue mix preparation

The reactivity of the glue mixture can be adapted to the users production requirements (pot life, assembly time and pressing time). The following glue mixes (in pbw) are approved for laminated timber structures.

	Prefere 4535	Prefere 5035	Prefere 5046	Water
Laminating and finger-jointing, mixed application	100	15-35	15-60	-
Laminating, separate application	100	20-35	20-60	-
Finger-jointing, separate application	100	50±10	50±10	-
Finger-jointing with addition of water	100	20	-	5*

\*The total amount of water can be varied up to 5 parts. The respective amount can be added to one of the components, divided between the components or added to the glue mix prior to mix in or separate application.

It must be demonstrated that automatic metering/mixing equipment to be used to mix Prefere 4535 and hardener is suitable for this special operation.

Prefere 4535 with Hardener Prefere 5046 can be used with addition of max 2,2% pigments related to the hardener amount. For details information about addition of colours please contact Dynea's market service department.

No fillers or extenders may be added to the glue mixes.

### Glue application

#### Separate application of glue and hardener

Prefere 4535 and hardeners Prefere 5035 and Prefere 5046 are preferably applied with sequential ribbon spreaders especially suited to this purpose. The principle is that the first extruder is used for the hardener and the second for the adhesive. Three ribbon spreaders, ECOTOP T350 from Oest GmbH & Co. Maschinenbau KG, IFA GM-2K from IFA Industrielle Wiegetechnik GmbH and Type Mixon 2800 from Mixon AB have proven to work very well. These ribbon spreaders ensure correct ratio between adhesive and hardener and keep the application rate of the two components constant.

By use of the separate application technique no glue mix is made. Consequently the pot life issue is completely removed. But as mixing and blending of the adhesive take place on the surface of the lamellas, it is very important to have strict control of the planing quality (maximum glue line thickness 0,3 mm) as well as the glue and hardener spread, the assembly time and the final pressure of the press.

### Mix-in application of a glue and hardener

It must be demonstrated that automatic metering/mixing equipment to be used is suitable for this special operation.

If adhesive and hardener are mixed by hand, one should be aware that the adhesive has a different specific gravity than the hardener. In order to obtain a homogeneous glue mix it is therefore advisable to stir from the bottom.

### Pot life

Heat is evolved when adhesive and hardener are mixed. More heat is evolved the higher the initial adhesive temperature is. Once adhesive and hardener are mixed, the curing reaction starts. This reaction will cause increased viscosity and proceeds until the glue mix is cured completely. The reaction rate will increase with temperature and amount of hardener. The pot life (the time to unusable viscosity) for the different glue mixes and both hardeners is given in the table below.

Dosage (pbw)	Pot-life in minutes at			
	15°C	20°C	25°C	30°C
100:15	195	135	80	45
100:20	150	100	60	40
100:25	135	80	45	30
100:30	120	75	45	20
100:35	105	60	30	15
100:20:5 water *	180	120	-	-

\*Only for hardener Prefere 5035

### Glue spread

In the manufacture of laminated timber structures the adhesive should be applied to one surface only at a rate of 250-500 g/m<sup>2</sup> if a ribbon spreader is used, and at a rate of 125 g/m<sup>2</sup> coated surface (application to both surfaces) if a roller spreader is used. Application to both surfaces is advantageous when bonding difficult-to-bond wood species. Lower glue spread can be sufficient depending on production technique, planing quality, required assembly time and pressing process. This should only be done after seeking technical advice from Dynea.

### Assembly time

Assembly time is the time elapsing between glue application and pressure application. It can be subdivided in open (from glue application until assembly of the adherents) and closed assembly time (from assembly until pressure is established).

Open assembly time should be kept as short as possible and should not exceed 5 min. On the other hand, 5 -15 minutes closed assembly is beneficial, in particular when dense wood is being bonded.

Maximum closed assembly time depends first of all on the glue spread rate and hardener dosage, further on wood species, temperature and moisture content of the wood, temperature, relative humidity and air circulation in the workshop. The lower the spread rate, the higher the temperature and the drier the air, the shorter will the assembly time be. Provided the lamellas are assembled immediately after glue application, the maximum assembly times for given hardener dosages are stated in the tables below.

**Maximum closed assembly time in minutes at 20°C for separate application**

Dosage (pbw)	Prefere 5035		Prefere 5046	
	250 g/m <sup>2</sup>	350 g/m <sup>2</sup>	250 g/m <sup>2</sup>	350 g/m <sup>2</sup>
100:25	60	90	80	120
100:30	60	80	75	110
100:35	45	75	75	110
100:60	-	-	75	110

**Maximum closed assembly time in minutes with 400 g/m<sup>2</sup> mix-in application**

Dosage (pbw)	Prefere 5046	
	20°C	25°C
100:15	150	100
100:20	150	100
100:25	120	80
100:30	105	75
100:35	90	60

The times apply to softwood at a relative air humidity of 65% and a room temperature of 20°C.

Under all circumstances the adhesive must still be tacky when the pressure is applied. Adhesive being squeezed out of the glue line when the pressure is applied is an indication that the assembly time is not exceeded.

### Pressure

The pressure is dependent on the wood species (softwood or hardwood) and on the type of bonding operation.

In the manufacture of laminated timber structures the pressure should be 0.6-1.0 N/mm<sup>2</sup> with softwoods and 0.8-1.2 N/mm<sup>2</sup> with hardwoods. In other bonding operations a lower pressure may be sufficient.

In finger jointing the end (longitudinal) pressure should be adapted to the joint profile, wood species, the moisture content and the cross section of the timber, thus it should therefore be determined accordingly. For most softwoods an end pressure of the order of 5-8 N/mm<sup>2</sup> will be sufficient for finger joints over 25 mm in length. For shorter joints an end pressure of 8-12 N/mm<sup>2</sup> is necessary. If pre-heated wood is used, there is a risk that the pressure may cause compression fracture of the wood, in particular if the moisture content of the wood is high. In such cases the pressure must be reduced.

### Pressing properties

#### a) Laminated timber structures

##### Cold and hot bonding

In the table below, the minimum pressing times when manufacturing straight beams with a maximum glue line thickness of 0,1 mm are given.

Pressing time in minutes at 20°C with 0,1mm glue line thickness

Dosage (pbw)	Prefere 5035	Prefere 5046
100:25	360	270
100:35	240	180
100:60	-	180

In the case of thicker glue lines additional pressing time is required. Curved structures require extended pressing times. The smaller the radius of curvature, the longer pressing times are required.

Pressing time in minutes

Dosage (pbw)	20°C	25°C	30°C	40°C
100:15	720	330	195	60
100:20	540	270	150	45
100:25	390	210	105	30
100:30	315	165	90	30
100:35	270	150	75	30
100:60 *	270	150	75	30

\*Only valid for hardener Prefere 5046

Pressing time in minutes

Dosage (pbw)	50°C	60°C	70°C	80°C	90°C	100°C
100:15	20:00	6:00	3:00	2:30	1:15	0:30
100:20	15:00	5:00	2:30	2:00	1:00	0:30
100:25	10:00	4:00	2:00	1:30	0:45	0:30
100:30	8:00	3:00	2:00	1:15	0:45	0:30
100:35	6:00	2:00	1:45	1:00	0:45	0:30

If the bonding is accomplished at elevated temperature in curing chambers, the time to reach the desired temperature in the glue line must be added to the pressing times above. This additional time depends on the chamber temperature, the initial temperature of the wood and, in particular, on the width of the laminations. Prefere 4535 also works perfectly with the *Dynea Curesafe* system to determine the correct pressing and assembly times at different temperatures.

Our Technical service Department will assist in calculating the necessary pressing time.

#### Radio frequency curing

Prefere 4535 is very well suited for curing under radio frequency heating conditions.

Since the necessary pressing times depend on a number of factors, such as the shape of the adherents, the position of the electrodes, the effect of the generator, etc. it is recommended to optimise the pressing times by trials.

Our Technical services Department can advise on establishing press times and how to make glue line temperature measurements when radio frequency heating is employed. A typical glue line temperature will be in the range 60-80°C in combination with a wood temperature of 35-40°C. It can be either higher or lower depending on the type and settings of the press.

**Post curing**

After expiration of the above pressing times the adhesive is sufficiently cured to allow for machining. Full water resistance of the bonds will however only be reached after some time. The necessary time for post curing depends on the glue mix, glue line thickness, pressing time and the temperature during pressing and post curing. The following table shows minimum post curing times for a glue line thickness of 0,1 mm at an application amount of 250 g/m<sup>2</sup> and at a storage temperature of 20°C.

Dosage (pbw)	Time to water resistance at 20°C in hours
100:15	72
100:35	36
100:60	12

If the curing takes place by means of radio frequency curing, in curing chambers at elevated temperatures or by hot curing, the post curing time will be reduced. Our technical service department will assist in establishing the necessary post curing times. During the post curing period the structures should not be exposed to strains which may weaken the glue bond.

**b) Finger jointing**

Finger joints can either be cured in a heated workshop, or the curing can be accelerated by means of hot dies, radio frequency heating or pre-heating of the wood. The curing is dependent on the achieved temperature of the glue-line. Below is a table with values that can be used as guidelines.

Glue line temperature in °C	Curing time to full water resistance in hours / minutes	
	20 pbw hardener	50 pbw hardener
20	72 h	12 h
25	15 h	4 h
30	7 h	2 h
35	3,5 h	1 h
40	1,5 h	0,5 h
45	50 min	18 min
50	30 min	12 min
55	17 min	8 min
60	10 min	5 min
65	7 min	4 min
70	5 min	3,5 min
75	3,5 min	2,5 min
80	2,5 min	1,75 min

At lower temperatures the strength build-up will be faster than the time to 100% water resistance.

Glue line temperature in °C	Curing time to full bending strength in hours	
	20 pbw hardener	50 pbw hardener
20	16	5
25	6,5	2,5
30	3,5	1

With radio-frequency heating of the ends, the temperature in the glue-line will drop with 5-10°C/minute depending on the temperature of the materials and the achieved glue-line temperature. Experiments have shown that with a glue-line temperature of 75-80°C when pressure is applied the time to 100% water resistance will be 10 minutes. At 55-60°C the curing time will be 2 hours.

With RF pre-heating of the ends the lowest recommended temperature when pressure is applied is 55°C. With RF curing of the glue the glue-line temperature should be at least 60-70°C after the press.

### Cleaning

With Dynea Washless System the need for cleaning is reduced significantly compared to mixed application systems since there is no glue-mix and the system is protected from dry-out. If the application equipment needs to be cleaned, the individual components can easily be washed with warm water (40-60°C).

With mixed application systems, the mixing and application equipment must be cleaned at the end of each working day. If the glue mix thickens in the application equipment, the equipment must be immediately emptied and cleaned because otherwise there is a risk that the glue will cure. Cured glue is insoluble and must be scraped off.

Cleaning of the glue mix is most easily done with warm water (40-60°C). Before flushing of the equipment is started, the water pipes should be drained of cold water.

Advice on safe handling of glue remainders and wash water can be found in our Technical Information Leaflet No. 2E "Glue waste disposal - Prevention of pollution".

### Safety precautions

Reference is made to the Safety Data Sheet for Prefere 4535 and hardeners Prefere 5035 and Prefere 5046.

When the adhesive and the hardener are mixed a chemical reaction will start. The pH of the mixture will be in between the value for the adhesive and the hardener. The free formaldehyde content for the adhesive will be reduced. The acid/salt concentration of the hardener will be diluted.

When handling the adhesive, the hardener and the glue mix, it is recommended that certain precautions normally taken when handling chemicals is observed. Skin contact with the uncured glue should be avoided, since people with particularly sensitive skin may be affected. It is recommended to wear protective gloves, likewise eye protection where there is a risk of splashes. Hands and forearms should be thoroughly washed with soap and warm water at the end of the working day.

Adequate ventilation of the workshops should be maintained.

### Notice

*The use of Dynea's products and trademarks for the purposes of research and in scientific and academic publications is not permitted without prior consent. For details, please contact our technical service department.*

The manufacture of laminated timber structures normally is subject to control procedures implemented by the authorities or other regulatory bodies. To satisfy these requirements, certain guidelines have to be followed in the production. These guidelines vary from country to country. They may, on some points, differ from the instructions given above. In such cases the manufacturer must obey the regulations applicable.

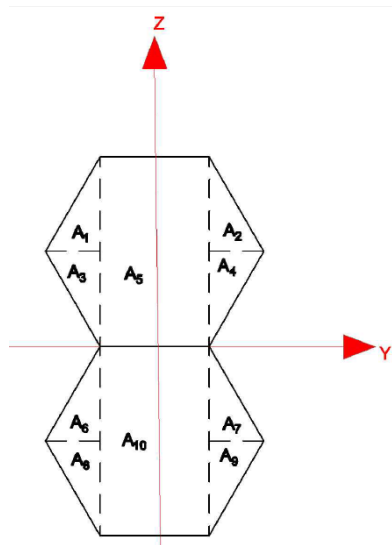
*The information provided were believed by Dynea to be accurate at the time of preparation or obtained from sources believed to be generally reliable. However, Dynea makes no warranty concerning their accuracy and Dynea will not be liable for claims relating to any party's use of or reliance on information or recommendations contained herein regardless of whether it is claimed that the information or recommendations are inaccurate, incomplete or otherwise misleading. Further Dynea makes no warranty concerning any product, except that the product shall conform to contracted specifications.*

Replaces Technical Data Sheet dated 05.2014

RB/TS 11.2015



## Vedlegg 3: Bruddlaster



### Bjelketype 1

#### Moment

$$A_1 = 407 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 407 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = 407 \text{ mm}^2$$

$$A_4 = 407 \text{ mm}^2$$

$$A_5 = 3259 \text{ mm}^2$$

$$Z_1 = 50,67 \text{ mm}$$

$$Z_2 = 50,67 \text{ mm}$$

$$Z_3 = 25,33 \text{ mm}$$

$$Z_4 = 25,33 \text{ mm}$$

$$Z_5 = 37,569 \text{ mm}$$

$$I_{y,1} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 50,67^2) = 1,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

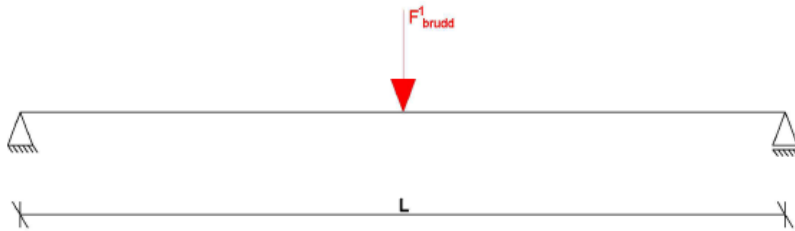
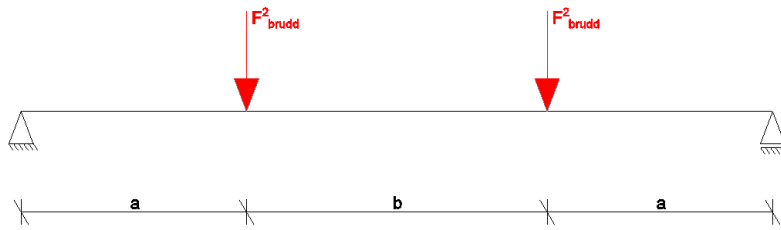
$$I_{y,2} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 50,67^2) = 1,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,3} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 25,33^2) = 0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,4} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 25,33^2) = 0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,5} = \frac{42 \cdot 76^3}{12} + (3259 \cdot 37,569^2) = 6,13 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = (1,08 + 1,08 + 0,29 + 0,29 + 6,13) \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 17,74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$



$$\sigma_{m,y,k} \leq f_{m,y,k} \Rightarrow \frac{M \cdot z}{I_y} \leq f_{m,y,k} \Rightarrow M_{brudd} = \frac{f_{m,y,k} \cdot I_y}{z} = \frac{18 \text{ N/mm}^2 \cdot 17,74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{75 \text{ mm}} = 4,26 \text{ kNm}$$

$$a = 0,9 \text{ m} \quad b = 1,2 \text{ m}$$

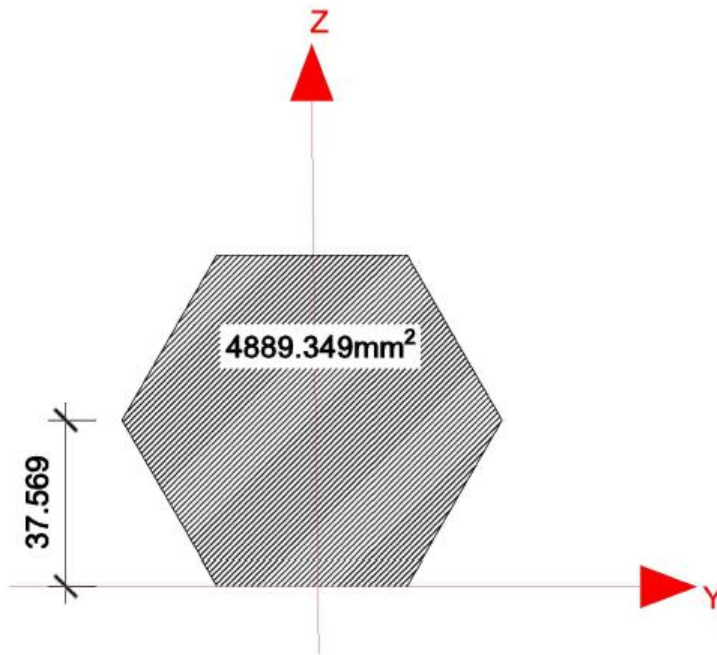
$$1 \text{ punktlast: } M_{\max} = \frac{FL}{4} \Rightarrow F_{brudd} = \frac{4M_{brudd}}{L} = \frac{4 \cdot 4,26 \text{ kNm}}{3 \text{ m}} = F_{brudd}^1 = 5,68 \text{ kN}$$

$$2 \text{ punktlaster: } M_{\max} = F \left\{ \left( a + \frac{b}{2} \right) - \frac{b}{2} \right\} = Fa \Rightarrow F_{brudd}^2 = \frac{M_{brudd}}{a} = \frac{4,26 \text{ kNm}}{0,9 \text{ m}} = 4,73 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{M_{brudd} = 4,26 \text{ kNm} \quad F_{brudd}^1 = 5,68 \text{ kN} \quad F_{brudd}^2 = 4,73 \text{ kN}}}$$

### Skjær

Kritisk midten i tversnittet, der limfugen er. Bruker derfor  $b_{eff}$  for limtre:  $b_{eff} = \frac{8}{10} b$



$$s_y = 4889,349 \text{ mm}^2 \cdot 37,569 \text{ mm} = 183687 \text{ mm}^3$$

Skjærspenning for lasttilfelle med 1 punktlast:

$$V_{\max}^1 = 2,84 \text{ kN} \quad b_{\text{eff}} = \frac{8}{10} \cdot 43,381 \text{ mm} = 34,7 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = \frac{V_{\max}^1 \cdot s_y}{I_y \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{2,84 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 183687 \text{ mm}^3}{17,74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 34,7 \text{ mm}} = 0,85 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\underline{\underline{\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = 0,85 \text{ N} / \text{mm}^2}}$$

Skjærspenning for lasttilfelle med 2 punktlaster:

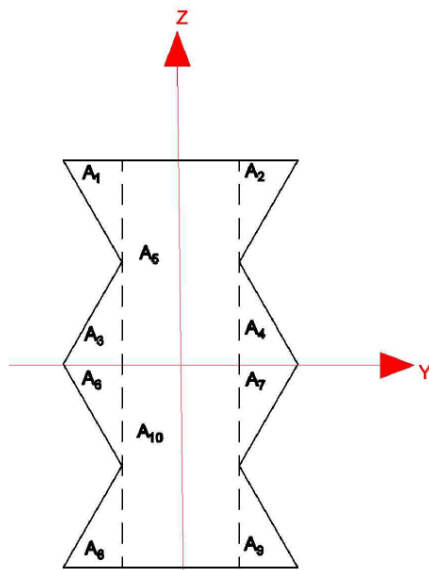
$$V_{\max}^2 = 4,73 \text{ kN} \quad b_{\text{eff}} = \frac{8}{10} \cdot 43,381 \text{ mm} = 34,7 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = \frac{V_{\max}^2 \cdot s_y}{I_y \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{4,73 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 183687 \text{ mm}^3}{17,74 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 34,7 \text{ mm}} = 1,41 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\underline{\underline{\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = 1,41 \text{ N} / \text{mm}^2}}$$

## Bjelketype 2

### Moment



$$A_1 = 407 \text{ mm}^2$$

$$Z_1 = 62,615 \text{ mm}$$

$$A_2 = 407 \text{ mm}^2$$

$$Z_2 = 62,615 \text{ mm}$$

$$A_3 = 407 \text{ mm}^2$$

$$Z_3 = 12,523 \text{ mm}$$

$$A_4 = 407 \text{ mm}^2$$

$$Z_4 = 12,523 \text{ mm}$$

$$A_5 = 3259 \text{ mm}^2$$

$$Z_5 = 37,569 \text{ mm}$$

$$I_{y,1} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 62,615^2) = 1,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

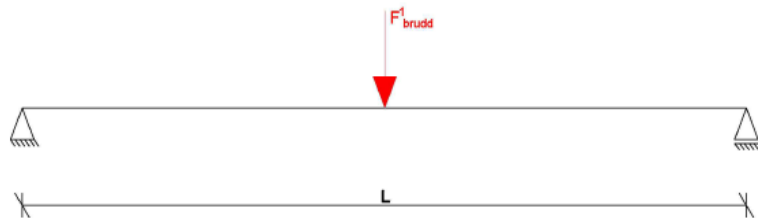
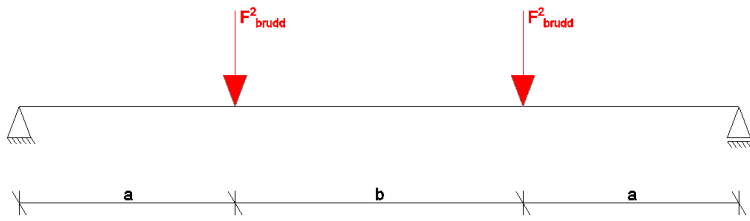
$$I_{y,2} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 62,615^2) = 1,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,3} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 12,523^2) = 0,097 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,4} = \frac{22 \cdot 38^3}{36} + (407 \cdot 12,523^2) = 0,097 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,5} = \frac{42 \cdot 76^3}{12} + (3259 \cdot 37,569^2) = 6,13 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = (1,63 + 1,63 + 0,097 + 0,097 + 6,13) \cdot 2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 19,168 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$



$$\sigma_{m,y,k} \leq f_{m,y,k} \Rightarrow \frac{M \cdot z}{I_y} \leq f_{m,y,k} \Rightarrow M_{brudd} = \frac{f_{m,y,k} \cdot I_y}{z} = \frac{18 \text{ N/mm}^2 \cdot 19,168 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{75 \text{ mm}} = 4,6 \text{ kNm}$$

$$a = 0,9 \text{ m} \quad b = 1,2 \text{ m}$$

$$1 \text{ punktlast: } M_{\max} = \frac{FL}{4} \Rightarrow F_{brudd} = \frac{4M_{brudd}}{L} = \frac{4 \cdot 4,6 \text{ kNm}}{3 \text{ m}} = F_{brudd}^1 = 6,13 \text{ kN}$$

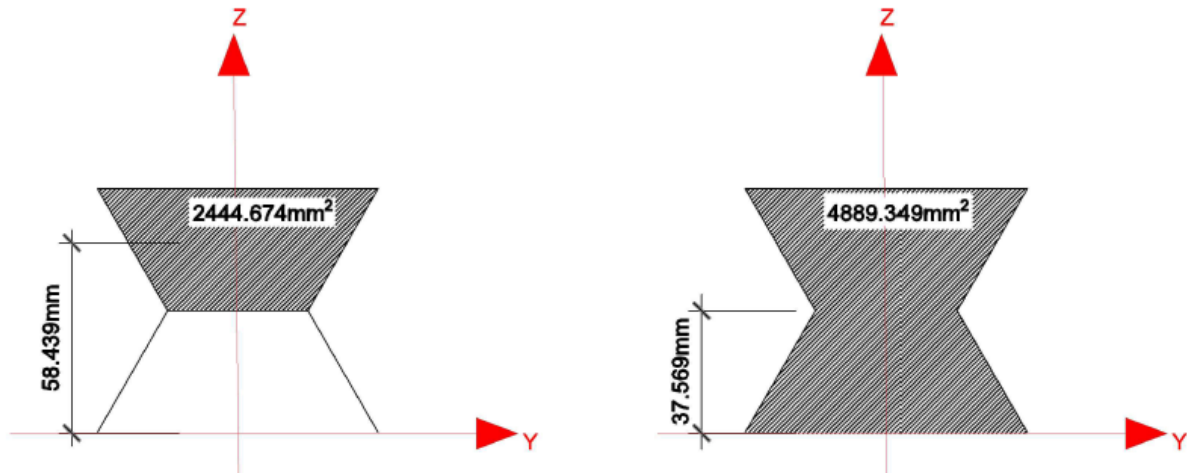
$$2 \text{ punktlaster: } M_{\max} = F \left\{ \left( a + \frac{b}{2} \right) - \frac{b}{2} \right\} = Fa \Rightarrow F_{brudd}^2 = \frac{M_{brudd}}{a} = \frac{4,6 \text{ kNm}}{0,9 \text{ m}} = 5,11 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{M_{brudd} = 4,6 \text{ kNm} \quad F_{brudd}^1 = 6,13 \text{ kN} \quad F_{brudd}^2 = 5,11 \text{ kN}}}$$

## Skjær

Kritisk snitt midt i tversnittet, og ved 3/4 i limfugen pga. mindre bredde.

Bruker derfor  $b_{eff}$  for limtre:  $b_{eff} = \frac{8}{10}b$  ved 3/4 og  $b_{eff}$  for konstruksjonsvirke:  $b_{eff} = \frac{2}{3}b$  ved midten



$$s_y^{3/4} = 2444,674 \text{ mm}^2 \cdot 58,681 \text{ mm} = 142864 \text{ mm}^3$$

$$b_{eff}^{3/4} = \frac{8}{10} \cdot 42 \text{ mm} = 33,6 \text{ mm}$$

$$s_y^{midt} = 4889,349 \text{ mm}^2 \cdot 37,569 \text{ mm} = 183687 \text{ mm}^3$$

$$b_{eff}^{midt} = \frac{2}{3} \cdot 86 \text{ mm} = 57,3 \text{ mm}$$

Skjærspenning for lasttilfellet med 1 punktlast:

$$V_{\max}^1 = 3,06 \text{ kN}$$

$$\tau_{midt}^{tre} = \frac{V_{\max}^1 \cdot s_y^{midt}}{I_y \cdot b_{eff}^{midt}} = \frac{3,06 \text{ kN} \cdot 10^3 \cdot 183687 \text{ mm}^3}{19,168 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 57,3 \text{ mm}} = 0,51 \text{ N / mm}^2 \square 3,4 \text{ n / mm}^2$$

$$\tau_{3/4}^{lim} = \frac{V_{\max}^1 \cdot s_y^{3/4}}{I_y \cdot b_{eff}^{3/4}} = \frac{3,06 \text{ kN} \cdot 10^3 \cdot 142864 \text{ mm}^3}{19,168 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 33,6 \text{ mm}} = 0,68 \text{ N / mm}^2$$

Skjærspenning for lasttilfellet med 2 punktlaster:

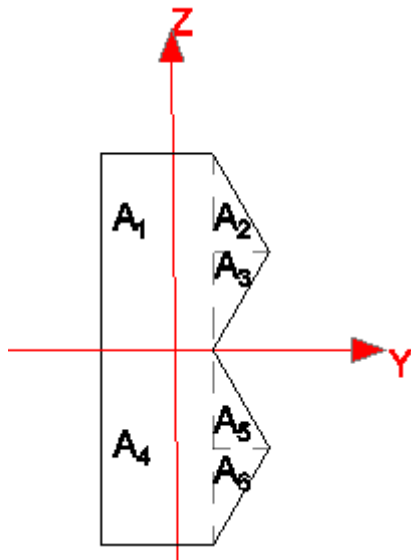
$$V_{\max}^2 = 5,11 \text{ kN}$$

$$\tau_{midt}^{tre} = \frac{V_{\max}^2 \cdot s_y^{midt}}{I_y \cdot b_{eff}^{midt}} = \frac{5,11 \text{ kN} \cdot 10^3 \cdot 183687 \text{ mm}^3}{19,168 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 57,3 \text{ mm}} = 0,85 \text{ N / mm}^2 \square 3,4 \text{ n / mm}^2$$

$$\tau_{3/4}^{lim} = \frac{V_{\max}^2 \cdot s_y^{3/4}}{I_y \cdot b_{eff}^{3/4}} = \frac{5,11 \text{ kN} \cdot 10^3 \cdot 142864 \text{ mm}^3}{19,168 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 33,6 \text{ mm}} = 1,14 \text{ N / mm}^2$$

## Kantbjelke

### Moment



$$A_1 = 3259 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 407 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = 407 \text{ mm}^2$$

$$Z_1 = 112,7 \text{ mm}$$

$$Z_2 = 125,2 \text{ mm}$$

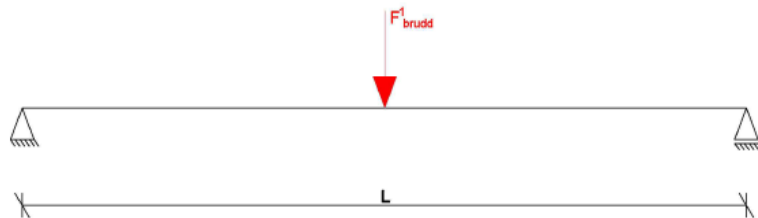
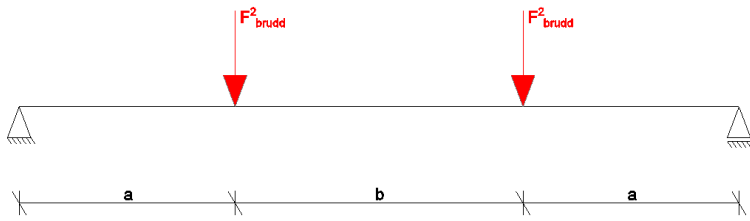
$$Z_3 = 100,2 \text{ mm}$$

$$I_{y,1} = \frac{43,381 \cdot 75,138^3}{12} + (3259 \cdot 37,569^2) = 6,13 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,2} = \frac{21,691 \cdot 37,569^3}{36} + (407 \cdot 50^2) = 1,05 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,3} = \frac{21,691 \cdot 37,569^3}{36} + (407 \cdot 25,062^2) = 0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = (6,13 + 1,05 + 0,29) \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 14,94 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$



$$\sigma_{m,y,k} \leq f_{m,y,k} \Rightarrow \frac{M \cdot z}{I_y} \leq f_{m,y,k} \Rightarrow M_{brudd} = \frac{f_{m,y,k} \cdot I_y}{z} = \frac{18 \text{ N/mm}^2 \cdot 14,95 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{75 \text{ mm}} = 3,588 \text{ kNm}$$

$$a = 0,9 \text{ m} \quad b = 1,2 \text{ m}$$

$$1 \text{ punktlast: } M_{\max} = \frac{FL}{4} \Rightarrow F_{brudd} = \frac{4M_{brudd}}{L} = \frac{4 \cdot 3,588 \text{ kNm}}{3 \text{ m}} = F_{brudd}^1 = 4,78 \text{ kN}$$

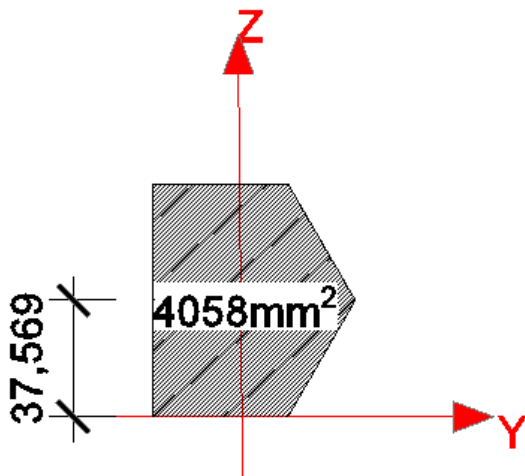
$$2 \text{ punktlaster: } M_{\max} = F \left\{ \left( a + \frac{b}{2} \right) - \frac{b}{2} \right\} = Fa \Rightarrow F_{brudd}^2 = \frac{M_{brudd}}{a} = \frac{3,588 \text{ kNm}}{0,9 \text{ m}} = 3,99 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{M_{brudd} = 3,588 \text{ kNm} \quad F_{brudd}^1 = 4,78 \text{ kN} \quad F_{brudd}^2 = 3,99 \text{ kN}}}$$



## Skjær

Sjekker kun midt i tverrsnitt



$$s_y = 4058 \text{ mm}^2 \cdot 37,569 \text{ mm} = 182510 \text{ mm}^3$$

Skjærspenning for lasttilfelle med 1 punktlast:

$$V_{\max}^1 = 2,39 \text{ kN} \quad b_{\text{eff}} = \frac{8}{10} \cdot 43,381 \text{ mm} = 34,7 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = \frac{V_{\max}^1 \cdot s_y}{I_y \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{2,39 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 182510 \text{ mm}^3}{14,94 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 34,7 \text{ mm}} = 0,84 \text{ N / mm}^2$$

$$\underline{\underline{\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = 0,84 \text{ N / mm}^2}}$$

Skjærspenning for lasttilfelle med 2 punktlaster:

$$V_{\max}^2 = 3,99 \text{ kN} \quad b_{\text{eff}} = \frac{8}{10} \cdot 43,381 \text{ mm} = 34,7 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = \frac{V_{\max}^2 \cdot s_y}{I_y \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{3,99 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 182510 \text{ mm}^3}{14,94 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \cdot 34,7 \text{ mm}} = 1,40 \text{ N / mm}^2$$

$$\underline{\underline{\tau_{\text{midt}}^{\text{lim}} = 1,40 \text{ N / mm}^2}}$$

## Skjærttest

Det er vanskelig å finne bruddlast, siden vi ikke vet hvor bruddet går og dermed ikke har noe skjærareal. Antar derfor at bruddet skjer der halvparten av tverrsnittet til hver bjelketype er effektiv, dette er bare en side av skjærarealet, så kapasiteten må multipliseres med to.

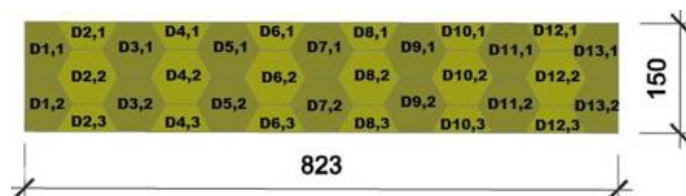
$$h_{\text{eff}} = h / 2 \Rightarrow A_{\text{eff}} = l \cdot \frac{h}{2}$$

$$f_{v,\text{rulleskjær}} = 2 \cdot f_{t,90,k} \quad (\text{EC5 pkt.6.1.7(1)})$$

$$\frac{F}{A} \leq 2 \cdot f_{t,90,k} \cdot 2 \Rightarrow F_{\text{brudd}} \approx 2 \cdot f_{t,90,k} \cdot A_{\text{eff}} \cdot 2 = 0,4 \text{ N / mm}^2 \cdot 2 \cdot 120 \text{ mm} \cdot \frac{150}{2} \text{ mm} \cdot 2 = 14,4 \text{ kN}$$

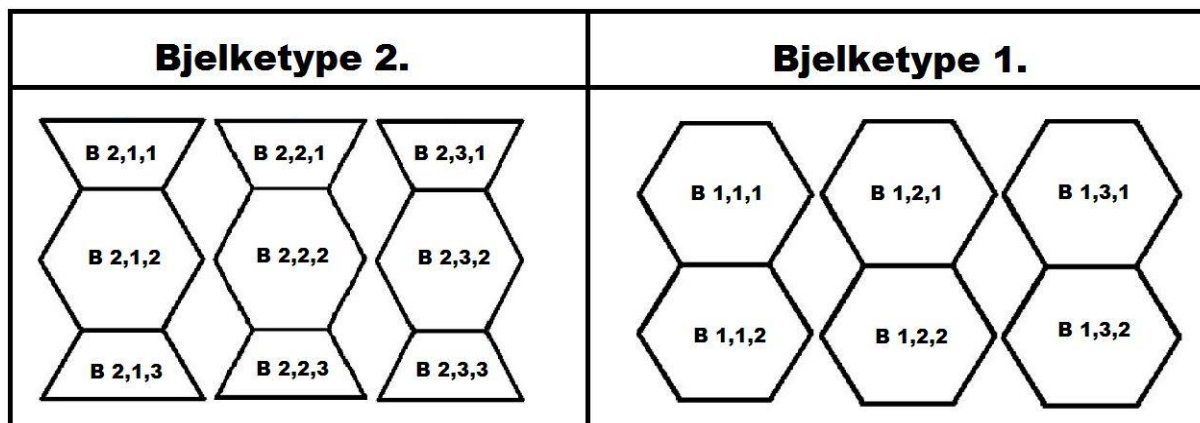
$$\underline{\underline{F_{\text{brudd}} \approx 14,4 \text{ kN}}}$$

## Vedlegg 4: Kantmål av bjelkene i dekket



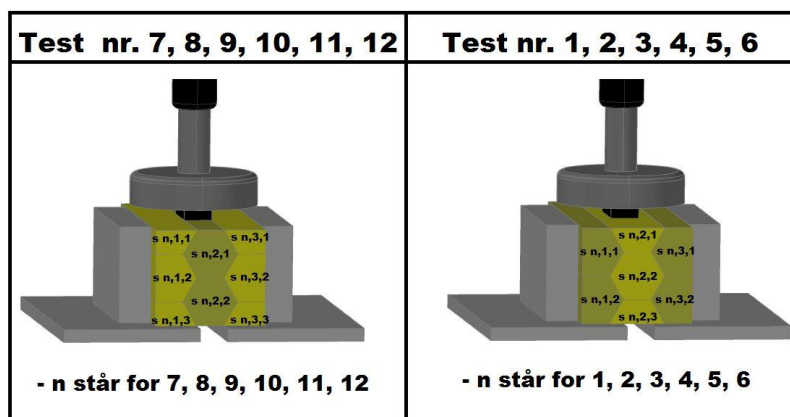
Kantmål av bjelkene i dekket						
Målingene er tatt fra toppen av lamellen og med klokken.						
Bjelke nr.	målinger i [mm]					
	side 1.	side 2.	side 3.	side 4.	side 5.	side 6.
D 1,1	42	44	43	42,5	75	
D 1,2	43	43	43	42	76	
D 2,1	81	44	43	41		
D 2,2	42,5	45	42	42	41	41,5
D 2,3	41	44	80	40		
D 3,1	41,5	44,5	43	42,5	43	43,5
D 3,2	43	43	43	42	43	43
D 4,1	82	41	42	41		
D 4,2	42	42	43	43	43	42
D 4,3	42	42	83	42		
D 5,1	42	43,5	42,5	42	43	43
D 5,2	42,5	43	43,5	42	44	42
D 6,1	82	41	43	41		
D 6,2	43	43	43	42	43	42
D 6,3	42	42	83	42		
D 7,1	42	43,5	43,5	42	43	43
D 7,2	43	42	43,5	40	45	43
D 8,1	81,5	39,5	44	40		
D 8,2	44	43,5	44	44	44	44
D 8,3	42	42	83	40,5		
D 9,1	43,5	44,5	43,5	43	44	43,5
D 9,2	43	43	44,5	41	44	43
D 10,1	83	41	42	43		
D 10,2	44	42	43	42	42	43
D 10,3	43	41	81	39,5		
D 11,1	43	43	43,5	42	43,5	44
D 11,2	44	43	44	42,5	44	43
D 12,1	82,5	42	43	43		
D 12,2	43,5	43	43	43	43,5	42
D 12,3	43	40	80	38		
D 13,1	43,5	73,5	44	42	43	
D 13,2	43,5	75,5	43	43	43	

## Vedlegg 5: Kantmål av enkeltbjelkene



Kantmål av enkeltbjelkene							
Bjelketype	Bjelke nr.	målinger i [mm]					
		side 1.	side 2.	side 3.	side 4.	side 5.	side 6.
1	B 1,1,1	41,5	44,5	44	43	42,5	44
	B 1,1,2	41,5	43	43,5	42,5	43	41,5
	B 1,2,1	41,5	45	43	41	43,5	44
	B 1,2,2	43	44	43	41,5	43	43
	B 1,3,1	41	44	43	41,5	44	44
	B 1,3,2	43,5	43,5	43	42	44	43
2	B 2,1,1	82	41	42,5	41		
	B 2,1,2	43	42	43	43	43	43
	B 2,1,3	42	42	83	42		
	B 2,2,1	81	40	42	42		
	B 2,2,2	41,5	43	43,5	42	43	42
	B 2,2,3	43	39	80,5	40		
	B 2,3,1	80	40	42	39		
	B 2,3,2	41	44	42	43	43	42
B 2,3,3	41,5	42	83	42			

## Vedlegg 6: Kantmål av rulleskjærtrestene



Kantmål av kjærtrestene							
Målingene er tatt fra topp av lamellen og med kolokken							
Test nr.	Trestykke nr.	målinger i [mm]					
		side 1.	side 2.	side 3.	side 4.	side 5.	side 6.
1	S 1,1,1	43,5	42	42	44	75	
	S 1,1,2	43,5	41,5	43	42,5	75	
	S 1,2,1	83	43	43	41		
	S 1,2,2	43	43	39	43	42	42
	S 1,2,3	43	38	79	37		
	S 1,3,1	43	74	43	42	43	
2	S 2,1,1	42,5	43	43	43,5	75	
	S 2,1,2	43,2	42,5	44	43	75	
	S 2,2,1	80,5	37	44	37		
	S 2,2,2	43	42	42	43	42,5	42
	S 2,2,3	42	41	82,5	43,5		
	S 2,3,1	43	75	43	43	44	
3	S 3,1,1	42	43,5	42	43,5	75	
	S 3,1,2	43	42,5	43	42	75	
	S 3,2,1	83	42,5	43	42,5		
	S 3,2,2	43	43	43	43,5	43	43
	S 3,2,3	43	36	78	36		
	S 3,3,1	43	75	43	43,5	43	
4	S 4,1,1	43,5	42	42	44	75	
	S 4,1,2	43,5	41,5	43	42,5	75	
	S 4,2,1	83	43	43	41		
	S 4,2,2	43	43	39	43	42	42
	S 4,2,3	43	38	79	37		
	S 4,3,1	43	74	43	42	43	
5	S 5,1,1	42,5	43	43	43,5	75	
	S 5,1,2	43,2	42,5	44	43	75	
	S 5,2,1	80,5	37	44	37		
	S 5,2,2	43	42	42	43	42,5	42
	S 5,2,3	42	41	82,5	43,5		
	S 5,3,1	43	75	43	43	44	
6	S 6,1,1	42	43,5	42	43,5	75	
	S 6,1,2	43	42,5	43	42	75	
	S 6,2,1	83	42,5	43	42,5		
	S 6,2,2	43	43	43	43,5	43	43
	S 6,2,3	43	36	78	36		
	S 6,3,1	43	75	43	43,5	43	
S 6,3,2	43	75	42,5	44	42,5		

7	S 7.1.1	64,5	42	44,5	37		
	S 7.1.2	43,5	43	42,5	44	74,5	
	S 7.1.3	44,5	40	64	34,5		
	S 7.2.1	43	44,5	42,5	44	42,5	44
	S 7.2.2	43,5	42	43	43	43,5	43
	S 7.3.1	64	37	44	41,5		
	S 7.3.2	44	74	45	43	42	
S 7.3.3	43,5	36	64,5	40			
8	S 8.1.1	65	41	44	36		
	S 8.1.2	44,5	41,5	42	45	73,5	
	S 8.1.3	44	39	63	36		
	S 8.2.1	43	43	42	45	42	43,5
	S 8.2.2	44	42,5	44	43	44	42
	S 8.3.1	64,5	35,5	43,5	41		
	S 8.3.2	44,5	74	43	42,5	41	
S 8.3.3	45	35	64	40			
9	S 9.1.1	63,5	40	44,5	35		
	S 9.1.2	44	43	43	45	75	
	S 9.1.3	44,5	41	64,5	35		
	S 9.2.1	43	44	43	44	42	44
	S 9.2.2	45	42	43,5	43	43,5	42
	S 9.3.1	65	36	44,5	40,5		
	S 9.3.2	45	75	44	42,5	42	
S 9.3.3	44	35	64,5	40			
10	S 10.1.1	64,5	42	44,5	37		
	S 10.1.2	43,5	43	42,5	44	74,5	
	S 10.1.3	44,5	40	64	34,5		
	S 10.2.1	43	44,5	42,5	44	42,5	44
	S 10.2.2	43,5	42	43	43	43,5	43
	S 10.3.1	64	37	44	41,5		
	S 10.3.2	44	74	45	43	42	
S 10.3.3	43,5	36	64,5	40			
11	S 11.1.1	65	41	44	36		
	S 11.1.2	44,5	41,5	42	45	73,5	
	S 11.1.3	44	39	63	36		
	S 11.2.1	43	43	42	45	42	43,5
	S 11.2.2	44	42,5	44	43	44	42
	S 11.3.1	64,5	35,5	43,5	41		
	S 11.3.2	44,5	74	43	42,5	41	
S 11.3.3	45	35	64	40			
12	S 12.1.1	63,5	40	44,5	35		
	S 12.1.2	44	43	43	45	75	
	S 12.1.3	44,5	41	64,5	35		
	S 12.2.1	43	44	43	44	42	44
	S 12.2.2	45	42	43,5	43	43,5	42
	S 12.3.1	65	36	44,5	40,5		
	S 12.3.2	45	75	44	42,5	42	
S 12.3.3	44	35	64,5	40			

## Densitetsberegninger for gran og furu

PM 809-1

Indekser angir aktuelt fuktighetsnivå.

% total volumkrymping for gran og furu:

12

Fibermetningspunktet for gran og furu:

30

Utgave: 1 Gjeldig fra: 2009-06-30 Utarbeidet av: PL Godkjent av: FGE

Filnavn: PM 809

Prøve		Måleverdier inn										Beregnes									
		mw	mo	le	ls	bs	bl	v	va	mo/vs	mo/v12	mo/v15	m12/v12	mo/ro	mo/vs	mo/v20	m20/v20	kg/m <sup>3</sup>			
nr.	%	g	g	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			
D.1.ende	9.1	43.8	40.1	151.0	19.8	19.8	34.0	101.4	395	391	386	438	411	431	379	455					
D.1.midt	11.2	36.7	33.0	123.6	16.6	16.6	39.5	80.9	408	407	402	455	427	453	394	473					
D.2.ende	11.1	74.1	66.7	145.6	32.7	33.3	158.5	421	419	414	469	440	467	406	487						
D.2.midt	12.6	67.1	59.6	147.6	27.0	36.0	143.5	415	416	411	466	437	467	403	484						
D.3.ende	11.2	60.8	54.7	149.9	29.5	27.0	119.3	458	457	452	512	480	510	443	531						
D.3.midt	12.2	29.9	26.7	111.4	19.3	28.8	61.7	432	432	427	484	454	485	419	503						
D.4.ende	9.9	43.1	39.2	90.9	28.9	36.3	95.3	412	408	404	457	429	453	396	475						
D.4.midt	12.4	18.8	16.7	41.1	26.9	35.3	39.0	427	428	423	479	449	480	415	497						
D.5.ende	9.5	45.8	41.8	120.2	23.5	35.3	99.8	419	415	410	465	436	459	403	483						
D.5.midt	11.1	17.1	15.4	47.7	19.2	40.0	36.6	419	417	413	468	439	466	405	485						
D.6.ende	9.5	38.7	35.3	92.1	22.6	38.1	79.3	445	441	436	494	463	488	427	513						
D.6.midt	11.4	55.2	49.5	147.6	27.8	27.3	111.6	443	442	437	496	465	494	429	514						
D.7.ende	10.0	40.4	36.7	103.8	22.6	36.1	84.6	434	431	426	482	452	478	417	501						
D.7.midt	12.5	53.8	47.8	123.9	25.3	36.3	113.8	420	421	416	471	442	472	408	489						
D.8.ende	9.9	26.7	24.3	49.9	27.4	38.9	53.2	456	453	447	507	475	502	439	526						
D.8.midt	12.3	75.9	67.6	147.2	28.7	36.0	152.4	443	444	439	497	466	498	430	516						
D.9.ende	9.6	35.8	32.7	100.8	21.9	38.0	84.0	389	385	381	431	405	426	373	448						
D.9.midt	11.1	22.9	20.6	74.2	20.5	34.6	52.5	392	391	386	438	411	436	379	455						
D.10.ende	9.7	56.6	51.6	146.2	22.0	37.9	121.9	423	419	415	470	441	464	407	488						
D.10.midt	11.8	77.4	69.3	148.1	28.6	38.1	161.4	429	429	424	480	450	480	416	499						
D.11.ende	9.8	44.7	40.7	150.3	18.5	35.5	98.7	412	409	404	458	430	453	396	476						
D.11.midt	12.1	55.0	49.1	104.5	28.9	38.4	116.2	422	422	417	473	444	473	409	491						
D.12.ende	10.7	61.7	55.8	145.7	28.9	31.9	134.0	416	414	409	464	435	460	401	481						
D.12.midt	13.2	107.1	94.5	137.0	48.2	34.0	224.6	421	423	418	474	444	477	410	492						
D.13.ende	9.7	40.4	36.9	149.3	22.7	27.7	93.9	393	389	384	436	409	431	377	452						
D.13.midt	11.5	69.9	62.7	147.9	31.1	33.7	155.0	404	403	399	452	424	451	391	469						
Middelverdi	11.0						107	421	420	415	470	441	467	407	488						
Standard avvik							18.6	19.0	18.8	18.8	21.3	20.0	22.2	18.4	22.1						
Karakteristisk verdi (normal)							386	384	379	430	403	426	372	446	446						



# Vedlegg 9: Fukt og densitet til rulleskjærtester (etter testing)

## Densitesberegninger for gran og furu

Indekser angir aktuelt fuktighetsnivå.

PL: 2009-02-17

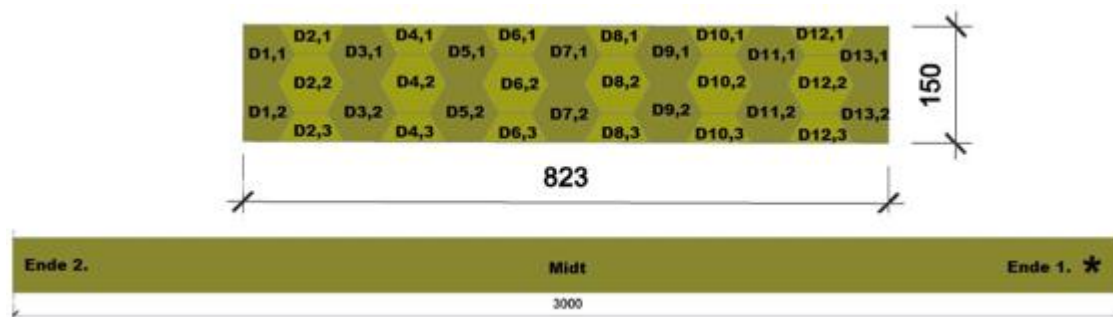
% total volumkrymping for gran og furu: 12  
 Fibermetningspunktet for gran og furu: 30

Måleverdier inn										Beregnes									
Prøve nr.	mw	mo	lw	bo	bw	lv	sv	mofre	mofr12	mofr15	m12/r12	mofro	mofru	mofr20	m20/r20				
	g	g	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>				
s1,1hs	107,0	96,1	82,4	43,5	63,6	11,3	227,5	423	421	416	472	443	470	408	490				
s1,2mid	166,4	149,4	136,5	63,7	37,7	11,4	327,5	456	455	450	510	478	508	441	529				
s2,1mid	121,4	109,1	99,6	41,5	63,6	11,3	262,8	415	414	409	463	435	462	401	481				
s2,1vs	89,5	80,2	63,7	41,1	69,7	11,6	182,7	439	438	433	491	460	490	425	510				
s2,2hs	132,4	118,5	109,8	63,4	39,2	11,8	272,7	435	434	429	486	456	486	421	505				
s3,1mid	118,2	106,8	86,7	41,9	65,2	10,7	236,7	451	449	444	503	472	499	435	522				
s3,2vs	104,0	93,8	86,2	63,6	42,0	10,9	230,1	407	406	401	454	426	452	393	472				
s4,1mid	148,6	133,8	118,5	39,6	63,8	11,1	299,5	447	445	440	498	467	496	431	518				
s5,2vs	120,2	108,3	100,9	63,8	42,3	11,0	272,0	398	397	392	444	417	442	384	461				
s5,2hs	94,0	84,5	67,8	64,0	41,7	11,3	181,1	466	465	460	521	488	519	451	541				
s6,1mid	122,0	109,7	88,8	63,8	43,9	11,3	249,1	440	439	434	492	461	490	425	510				
s6,2hs	133,0	119,9	115,8	39,7	63,8	11,0	293,1	409	407	403	456	428	454	395	474				
s7,1vs	133,3	120,0	110,4	39,0	63,6	11,1	273,7	438	437	432	489	459	487	423	508				
s7,2hs	124,5	112,0	109,3	63,7	39,7	11,1	276,1	406	404	399	453	425	451	392	470				
s8,2vs	110,2	98,8	90,2	63,6	44,2	11,5	253,5	390	389	384	436	409	435	377	452				
s9,1vs	147,7	133,0	106,7	63,9	43,8	11,0	299,0	445	443	438	496	466	494	430	515				
s9,1hs	166,1	149,2	117,3	44,0	63,6	11,3	328,2	455	453	448	508	476	506	439	527				
s9,2mid	82,7	74,2	64,0	57,6	42,4	11,4	156,2	475	474	468	529	498	529	459	551				
s9,2vs	181,7	163,7	129,2	41,5	63,8	10,9	341,8	479	477	471	534	501	532	462	555				
s9,2hs	117,9	106,1	87,9	63,5	42,5	11,1	236,9	448	446	441	500	469	498	432	519				
s10,1mid	79,0	70,9	63,9	66,4	41,8	11,4	177,3	400	399	394	447	419	446	387	464				
s11,1mid	152,0	136,3	113,6	43,7	64,1	11,5	318,7	428	427	422	478	448	477	414	496				
s11,1hs	97,3	87,6	63,9	82,8	42,8	11,1	226,3	387	385	381	432	405	430	374	448				
s12,1vs	143,0	128,7	106,8	42,2	62,8	11,1	283,1	455	453	448	507	476	505	439	527				
s12,2mid	142,7	127,9	91,1	64,1	44,1	11,5	257,1	498	497	491	556	522	555	481	578				
s12,2vs	156,4	140,6	117,9	63,5	40,7	11,3	304,8	461	460	454	515	483	513	446	535				

Middelværdi 437 435 430 487 457 486 422 506  
 Standard avvik 28,9 28,8 28,5 32,3 30,3 32,3 28,0 33,5  
 Karakteristisk verdi 382 381 376 427 400 425 369 443

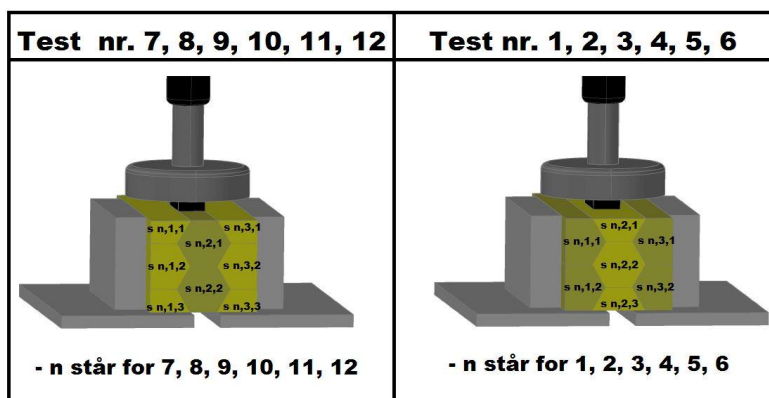


## Vedlegg 10: Fuktmålinger av dekke (før liming)



Fuktmålinger på limflatene i dekkets bjelker					
Bjelke nr.	Ende 1. *	Midt	Ende 2.	Differanse <4%	Fuktighet <15%
D 1,1	10,1 %	11,4 %	13,4 %	OK	OK
D 1,2	10,1 %	12 %	12,6 %		
D 2,1	14,4 %	13,6 %	13,8 %	OK	OK
D 2,2 (Opp)	12,4 %	14,2 %	12,4 %		
D 2,2 (Ned)	12,9 %	13,2 %	12,2 %	OK	OK
D 2,3	13,7 %	13,7 %	14,1 %		
D 3,1	11,5 %	12,9 %	13,5 %	OK	OK
D 3,2	10,2 %	11,2 %	12,2 %		
D 4,1	12,9 %	10,7 %	9,6 %	OK	OK
D 4,2 (Opp)	12,5 %	12,7 %	9,6 %		
D 4,2 (Ned)	10,7 %	11,7 %	9,4 %	OK	OK
D 4,3	12,9 %	12,7 %	11,5 %		
D 5,1	10,1 %	11,7 %	11,2 %	OK	OK
D 5,2	13,8 %	11,7 %	10,5 %		
D 6,1	11,3 %	12,5 %	11,1 %	OK	OK
D 6,2 (Opp)	7,5 %	8,7 %	10,7 %		
D 6,2 (Ned)	9,7 %	9,6 %	11,9 %	OK	OK
D 6,3	9,4 %	12,9 %	14,8 %		
D 7,1	11,6 %	13,4 %	13,6 %	OK	OK
D 7,2	13,4 %	13,1 %	10,9 %		
D 8,1	9,6 %	13,8 %	13,6 %	OK	OK
D 8,2 (Opp)	10,2 %	13 %	12,8 %		
D 8,2 (Ned)	11,9 %	13,6 %	14,1 %	OK	OK
D 8,3	11,6 %	14,3 %	14,8 %		
D 9,1	10,3 %	13,3 %	13,6 %	OK	OK
D 9,2	12,9 %	10,1 %	10,2 %		
D 10,1	9,5 %	13,9 %	14,3 %	OK	OK
D 10,2 (Opp)	13,3 %	11,2 %	10,8 %		
D 10,2 (Ned)	12,9 %	12,5 %	12,1 %	OK	OK
D 10,3	9,9 %	12,5 %	14,7 %		
D 11,1	14,3 %	12,5 %	10,7 %	OK	OK
D 11,2	12,5 %	11,9 %	10,5 %		
D 12,1	12,9 %	11,5 %	10,3 %	OK	OK
D 12,2 (Opp)	10,3 %	14,9 %	9 %		
D 12,2 (Ned)	14,8 %	14,8 %	10,5 %	OK	OK
D 12,3	12,3 %	12 %	10,3 %		
D 13,1	9,7 %	12,6 %	12,8 %	OK	OK
D 13,2	11,5 %	13,5 %	13,4 %		

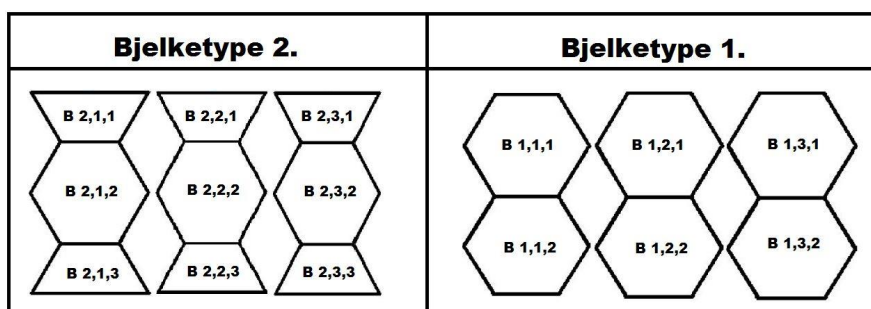
## Vedlegg 11: Fuktmålinger til rulleskjærtester (før liming)



Fuktmålinger på limflatene til skjærtestenes trestykker				
Test nr.	Trestykke nr.	fuktighet	Fukt<15%	Differanse<4%
1	S 1,1,1	14,0 %	OK	OK
	S 1,1,2	14,9 %	OK	
	S 1,2,1	13,6 %	OK	
	S 1,2,2 (OPP)	13,6 %	OK	
	S 1,2,2 (NED)	13,0 %	OK	
	S 1,2,3	13,6 %	OK	
	S 1,3,1	12,2 %	OK	
2	S 2,1,1	14,8 %	OK	OK
	S 2,1,2	13,8 %	OK	
	S 2,2,1	13,6 %	OK	
	S 2,2,2 (OPP)	13,5 %	OK	
	S 2,2,2 (NED)	14,0 %	OK	
	S 2,2,3	12,7 %	OK	
	S 2,3,1	14,3 %	OK	
3	S 3,1,1	12,3 %	OK	OK
	S 3,1,2	11,4 %	OK	
	S 3,2,1	14,7 %	OK	
	S 3,2,2 (OPP)	11,4 %	OK	
	S 3,2,2 (NED)	13,7 %	OK	
	S 3,2,3	14,9 %	OK	
	S 3,3,1	11,0 %	OK	
4	S 4,1,1	14,0 %	OK	OK
	S 4,1,2	14,9 %	OK	
	S 4,2,1	13,6 %	OK	
	S 4,2,2 (OPP)	13,6 %	OK	
	S 4,2,2 (NED)	13,0 %	OK	
	S 4,2,3	13,6 %	OK	
	S 4,3,1	12,2 %	OK	
5	S 5,1,1	14,8 %	OK	OK
	S 5,1,2	13,8 %	OK	
	S 5,2,1	13,6 %	OK	
	S 5,2,2 (OPP)	13,5 %	OK	
	S 5,2,2 (NED)	14,0 %	OK	
	S 5,2,3	12,7 %	OK	
	S 5,3,1	14,3 %	OK	
6	S 6,1,1	12,3 %	OK	OK
	S 6,1,2	11,4 %	OK	
	S 6,2,1	14,7 %	OK	
	S 6,2,2 (OPP)	11,4 %	OK	
	S 6,2,2 (NED)	13,7 %	OK	
	S 6,2,3	14,9 %	OK	
	S 6,3,1	11,0 %	OK	

7	S 7,1,1	12,2	∕	OK	OK
	S 7,1,2 (OPP)	12,5	∕	OK	
	S 7,1,2 (NED)	13,1	∕	OK	OK
	S 7,1,3	13	∕	OK	
	S 7,2,1	13,6	∕	OK	OK
	S 7,2,2	13	∕	OK	
	S 7,3,1	12	∕	OK	OK
	S 7,3,2 (OPP)	13,5	∕	OK	
	S 7,3,2 (NED)	13,1	∕	OK	OK
S 7,3,3	12,9	∕	OK		
8	S 8,1,1	13,4	∕	OK	OK
	S 8,1,2 (OPP)	12,7	∕	OK	
	S 8,1,2 (NED)	12,6	∕	OK	OK
	S 8,1,3	13,3	∕	OK	
	S 8,2,1	12,9	∕	OK	OK
	S 8,2,2	12,5	∕	OK	
	S 8,3,1	12	∕	OK	OK
	S 8,3,2 (OPP)	11,6	∕	OK	
	S 8,3,2 (NED)	10,9	∕	OK	OK
S 8,3,3	11,6	∕	OK		
9	S 9,1,1	12,6	∕	OK	OK
	S 9,1,2 (OPP)	12,2	∕	OK	
	S 9,1,2 (NED)	14,1	∕	OK	OK
	S 9,1,3	11,4	∕	OK	
	S 9,2,1	12,3	∕	OK	OK
	S 9,2,2	13,1	∕	OK	
	S 9,3,1	12,6	∕	OK	OK
	S 9,3,2 (OPP)	11,6	∕	OK	
	S 9,3,2 (NED)	14,2	∕	OK	OK
S 9,3,3	13,1	∕	OK		
10	S 10,1,1	12,2	∕	OK	OK
	S 10,1,2 (OPP)	12,5	∕	OK	
	S 10,1,2 (NED)	13,1	∕	OK	OK
	S 10,1,3	13	∕	OK	
	S 10,2,1	13,6	∕	OK	OK
	S 10,2,2	13	∕	OK	
	S 10,3,1	12	∕	OK	OK
	S 10,3,2 (OPP)	13,5	∕	OK	
	S 10,3,2 (NED)	13,1	∕	OK	OK
S 10,3,3	12,9	∕	OK		
11	S 11,1,1	13,4	∕	OK	OK
	S 11,1,2 (OPP)	12,7	∕	OK	
	S 11,1,2 (NED)	12,6	∕	OK	OK
	S 11,1,3	13,3	∕	OK	
	S 11,2,1	12,9	∕	OK	OK
	S 11,2,2	12,5	∕	OK	
	S 11,3,1	12	∕	OK	OK
	S 11,3,2 (OPP)	11,6	∕	OK	
	S 11,3,2 (NED)	10,9	∕	OK	OK
S 11,3,3	11,6	∕	OK		
12	S 12,1,1	12,6	∕	OK	OK
	S 12,1,2 (OPP)	12,2	∕	OK	
	S 12,1,2 (NED)	14,1	∕	OK	OK
	S 12,1,3	11,4	∕	OK	
	S 12,2,1	12,3	∕	OK	OK
	S 12,2,2	13,1	∕	OK	
	S 12,3,1	12,6	∕	OK	OK
	S 12,3,2 (OPP)	11,6	∕	OK	
	S 12,3,2 (NED)	14,2	∕	OK	OK
S 12,3,3	13,1	∕	OK		

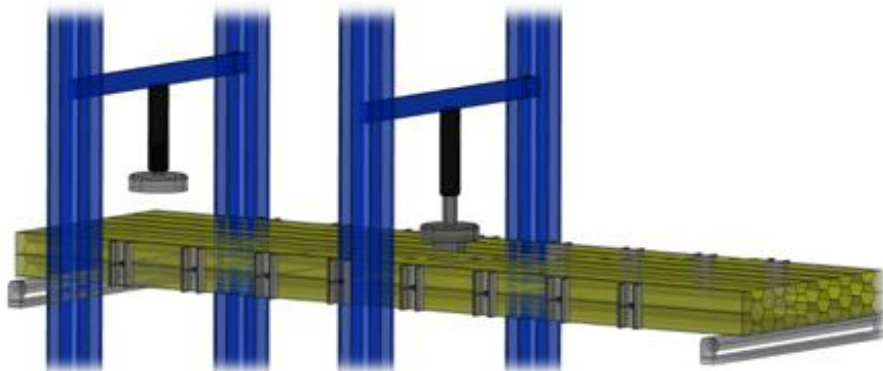
## Vedlegg 12: Fuktmålinger til enkeltbjelker (før liming)



Fuktmålinger på limflatene i enkeltbjelkene						
Bjelketype	Bjelke nr.	Ende 1. *	Midt	Ende 2.	Fuktighet<15%	Differanse<4%
1	B 1,1,1	11,8 %	11 %	12 %	OK	OK
	B 1,1,2	13,8 %	12,5 %	12,3 %	OK	
	B 1,2,1	10 %	10 %	10,5 %	OK	OK
	B 1,2,2	14 %	14 %	14,2 %	OK	
	B 1,3,1	19,2 %	14,7 %	16,5 %	AVVIK	OK
	B 1,3,2	15,7 %	15,6 %	14,7 %	AVVIK	
2	B 2,1,1	13,3 %	12,3 %	9,3 %	OK	OK
	B 2,1,2 (OPP)	12,3 %	10,9 %	11,7 %	OK	
	B 2,1,2 (NED)	10,8 %	11 %	9,9 %	OK	OK
	B 2,1,3	14,2 %	10,7 %	10,7 %	OK	
	B 2,2,1	13,1 %	13,2 %	13 %	OK	OK
	B 2,2,2 (OPP)	13,7 %	13,2 %	13,6 %	OK	
	B 2,2,2 (NED)	14,3 %	13 %	12,5 %	OK	OK
	B 2,2,3	13,4 %	13,3 %	12,4 %	OK	
	B 2,3,1	10,8 %	13,4 %	14,8 %	OK	OK
	B 2,3,2 (OPP)	13,1 %	13,4 %	13,6 %	OK	
	B 2,3,2 (NED)	12,4 %	13,4 %	11,5 %	OK	OK
	B 2,3,3	10,6 %	12,4 %	13,6 %	OK	

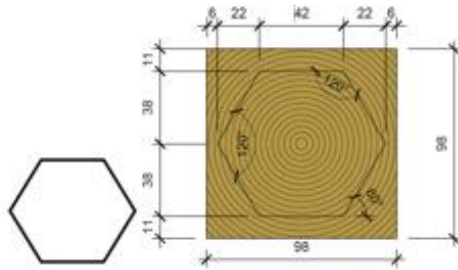
## Vedlegg 13: Laboratorieplan

### LABORORIETESTING AV TVERHOLDT DEKKE



# 1 DEFINISJONER OG DIMENSJONER

**Lamell:**



**Bjelke:**



Type 1



Type 2

## 2 LABORORIETESTER

### 2.1 TEST AV ENKELTBJELKER

#### Hensikt:

Hensikten med denne testen er å få en indikasjon på hvor stor E-modul og bøyefasthet hver enkelt bjelke har.

#### Utstyr:

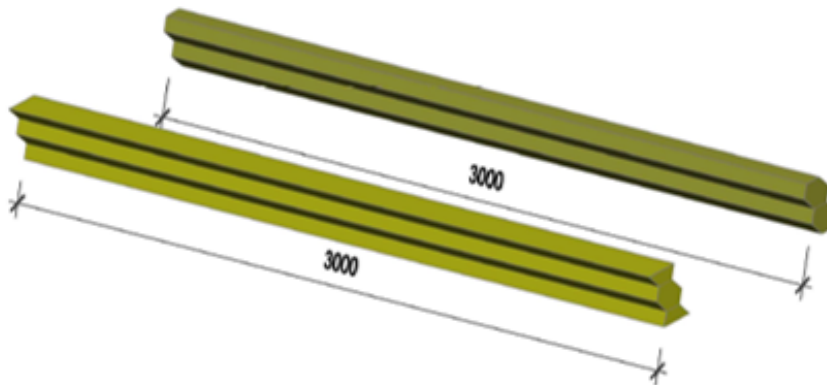
- Den store pressen (Karakteristisk bruddlast er maksimalt ca. 6,13kN).
- En stålkloss som er minst 4 cm bred og ca. 6 cm lang.
- En giver på midten av bjelken.
- Fuktmåler.

#### Fremgangsmåte:

Siden dekket består av bjelketype 1 og 2, vil begge bjelketyperne bli testet. Studentgruppen har laget seks testbjelker som skal presses til brudd. Av disse er det tre bjelker av bjelketype 1, og tre av bjelketype 2. Bjelkene i dekket presses i en hastighet på ca. 5 minutter fra start til brudd, ut i fra kapasiteten til bjelkene som presses til brudd. Alle bjelkene skal presses med en punktlast på midten, og trefuktigheten dokumenteres med en fuktmåler. Rekkefølgen på testene blir som følger:

1. De seks testbjelkene presses til brudd.
2. Bjelkene som dekket er bygget opp av presses for å finne stivheten.

#### Dimensjoner og illustrasjoner



## 2.2 RULLESKJÆRTEST

### Hensikt:

Hensikten med denne testen er å finne ut skjærkapasiteten til dekket.

### Utstyr:

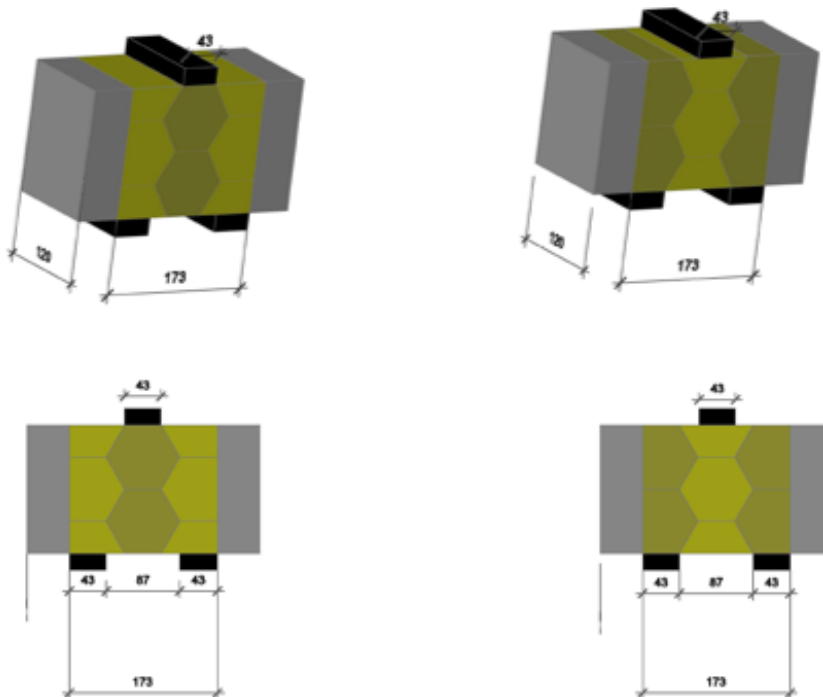
- En presse som holder prøvestykkene sammen i tverretningen og presser opp til 7,2kN.
- En stålkloss med bredde i mellom 4 og 4,2 cm, og lengde på minst 13 cm.
- Fuktmåler.

### Fremgangsmåte:

Studentgruppen har forberedt 12 teststykker, som skal presses til brudd. Av disse teststykkene er det seks teststykker av hver bjelketype. Trefuktigheten dokumenteres med fuktmåler.

### Dimensjoner og illustrasjon av teststykkene:

Lengde: 12 cm





### 2.3 TEST AV DEKKET

#### Hensikt:

Hensikten med denne testen er å finne ut om man får aktivert enkeltbjelkene utover i dekket, og se om det er stivt nok til å kunne benyttes som brudekke. I tillegg vil vi også finne bøyefastheten til dekket.

#### Utstyr:

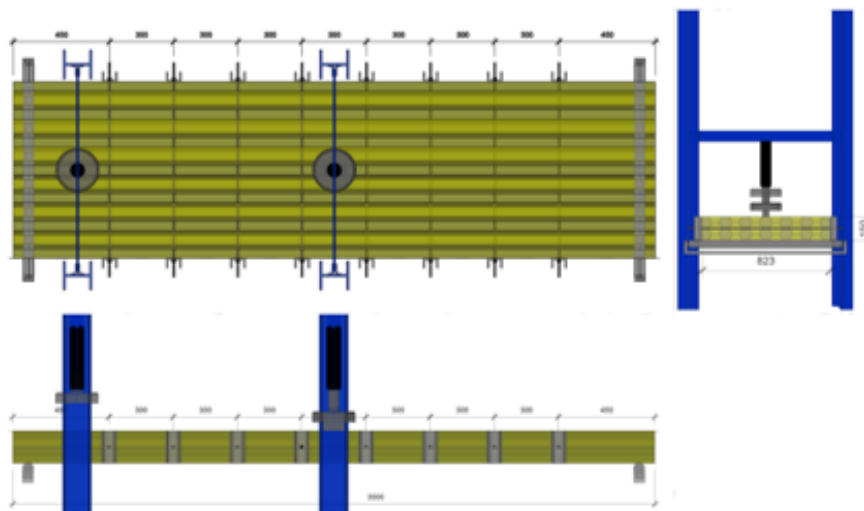
- Den store pressen.
- En kvadratisk stålkloss med sidelengder på mellom 8 til 10 cm.
- Tre givere.
- Mulighet til å kappe to bjelker i to.
- Opplegg som har en bredde på minst 0,85m.
- Fuktmåler.

#### Fremgangsmåte:

Trefuktigheten dokumenteres med en fuktmåler.

1. Hele dekket testes. Her vil dekket få en punktlast i midtpunktet til dekket, men ikke kjøres til brudd. Nedbøyningen måles ved tre punkter på dekket. Det første punktet er ved midtpunktet til dekket, og de to andre punktene er ved ytterkantene i bredderetningen.
2. Hele dekket testes, med to buttskjøter. Her foregår testen som i punkt 1.
3. Halve dekket testes. Her skal dekket påføres en punktlast ved ytterkant av dekket. Nedbøyningen blir målt ved pressepunktet og i motsatt ytterkant av dekket i bredderetningen. Nå skal dekket kjøres til brudd, for å finne bøyefastheten til dekket.

#### Dimensjoner og illustrasjoner:



## Vedlegg 14: Resultat fra Plabe2

input file opened : hd.pli

output file opened : hd.plo

HEADL Helt dekke uten buttskjøt 20kN

LANGU ENG

ORTPL PLE=3.0 PWI=0.8 DXX=2050 DXY=30 DYY=8 NFO=31

RESPL 0 0.1 0.4 0.7 0.8

LOADC ID=1 AL=806.45 LX=0.169 LY=0.147 XC=1.5 YC=0.4

EXECD

↑

Program PLABE2, version 2007.1 DATE : 08.05.2017 TIME : 23:09 Pg: 1

Helt dekke uten buttskjøt 20kN

Plate forces, moments and displacements due to area and line loads :

		----- y- -----				+++++ y+ +++++			
y-prof.	lc	mx	my	vy	my	vy	1000w	1000r	
0.000	1	10.08			0.00	0.00	4.65	11.00	
0.100	1	12.99	-0.04	1.08	-0.04	1.08	5.76	11.09	
0.400	1	30.12	0.95	0.00	0.95	0.00	8.06	0.00	
0.700	1	12.99	-0.04	-1.08	-0.04	-1.08	5.76	-11.09	
0.800	1	10.08	0.00	0.00			4.65	-11.00	

input file opened : hd.pli

output file opened : hd.plo

HEADL Helt dekke med buttskjøt 20kN

LANGU ENG

ORTPL PLE=3.0 PWI=0.8 DXX=1700 DXY=23 DYY=6 NFO=31

RESPL 0 0.1 0.4 0.7 0.8

LOADC ID=1 AL=806.45 LX=0.169 LY=0.147 XC=1.5 YC=0.4

EXECD

↑

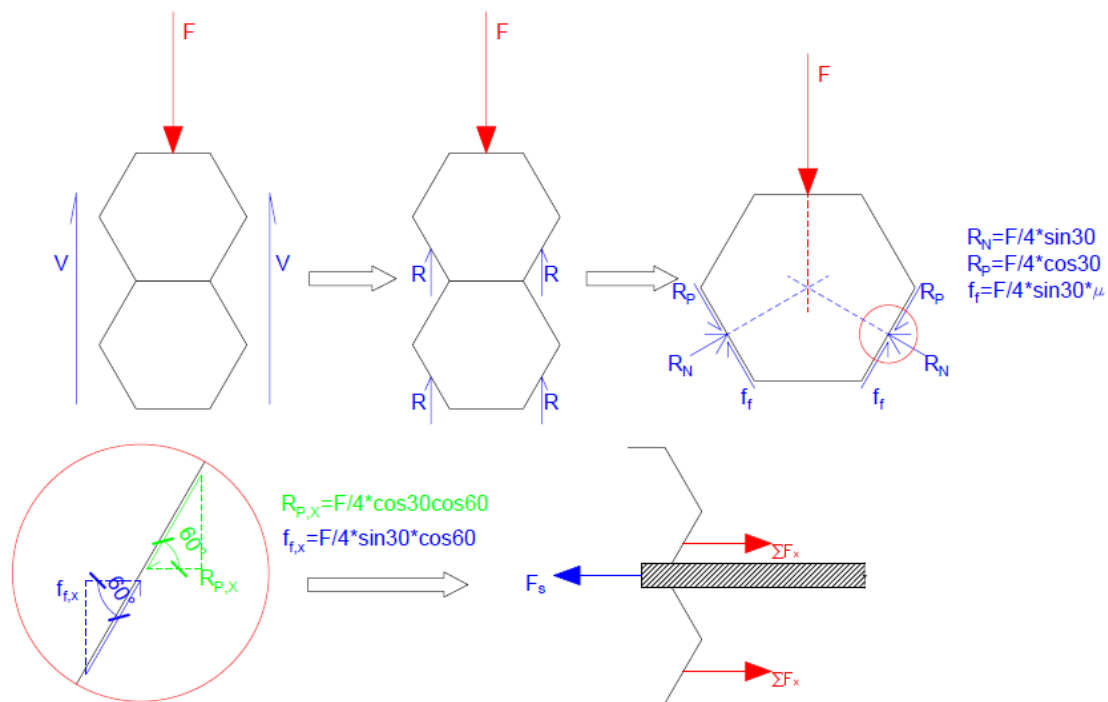
Program PLABE2, version 2007.1 DATE : 08.05.2017 TIME : 23:06 Pg: 1

Helt dekke med buttskjøt 20kN

Plate forces, moments and displacements due to area and line loads :

		----- y- -----				+++++ y+ +++++			
y-prof.	lc	mx	my	vy	my	vy	1000w	1000r	
0.000	1	9.71			0.00	0.00	5.40	14.35	
0.100	1	12.78	-0.04	1.05	-0.04	1.05	6.85	14.49	
0.400	1	30.59	0.93	0.00	0.93	0.00	9.87	0.00	
0.700	1	12.78	-0.04	-1.05	-0.04	-1.05	6.85	-14.49	
0.800	1	9.71	0.00	0.00			5.40	-14.35	

## Vedlegg 15: Beregning av strekkstag



Strekket i tverrstagene kommer fra glidning mellom bjelkene. På grunn av stor høyde og liten bredde på dekket, vil tverrmomentet bli så lite at det kan neglisjeres.

$$\sum F_x = R_{p,x} - f_{f,x} = \frac{F}{4} \cos 30 \cos 60 - \frac{F}{4} \sin 30 \cos 60 \mu = \frac{F}{4} \cos 60 (\cos 30 - \sin 30 \mu)$$

$$\Rightarrow \sum F_x = \frac{F}{8} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} - \frac{1}{2} \mu \right)$$

Likevekt mellom bjelke og tverrstag gir:

$$\sum F_x + \sum F_x - F_s = 0 \Rightarrow F_s = 2 \sum F_x = \frac{F}{4} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} - \frac{1}{2} \mu \right)$$

$$\Rightarrow F_s = \frac{F}{4} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} - \frac{1}{2} \mu \right) \quad \mu = 0.30 \text{ (konservativt)}$$

For å unngå at tverrstagene ryker først, er det regnet ut en bruddlast (konservativt) for dekket som blir brukt i beregning av tverrstaget. Det skal brukes konstruksjonsvirke i C24

$$f_{m,k} \approx 24 \text{ N/mm}^2 \quad b \approx 800 \text{ mm} \quad L=3000 \text{ mm} \quad h=150 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \Rightarrow \frac{M_{E,d} \cdot Z}{I} \leq f_{m,d} \Rightarrow \frac{FLZ}{4I} \leq f_{m,d} \Rightarrow F_{brudd} \approx \frac{4If_{m,d}}{LZ} \Rightarrow F_{brudd} \approx \frac{4bh^3 f_{m,k}}{12LZ}$$

$$\underline{\underline{F_{brudd} \approx 96 \text{ kN}}}$$

$$F_s = \frac{96 \text{ kN}}{4} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} - \frac{1}{2} \cdot 0,30 \right) = 17,9 \text{ kN}$$

$$\underline{\underline{F_s = 17,9 \text{ kN}}}$$

Bruker gjengestag med stålqualität 8.8:

$$f_y = 640 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_{M0} = 1,05 \quad N_{Ed} = F_s = 17,9 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1,0 \Rightarrow D_{\min} = \sqrt{\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0} \cdot 4}{\pi \cdot f_y}}$$

$$D_{\min} = 6,11 \text{ mm} \Rightarrow D = 10 \text{ mm}$$

Bruker 10mm i stedet for 8mm, for å sikre at tøyningen i stålet blir for stor.

Bruker u-profil (U50) som endeplate:

$$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \quad K_{c,90} = 1,5 \quad f_{c,90,d} = \frac{2,5}{1,15} \cdot 1,5 = 3,26 \text{ N/mm}^2$$

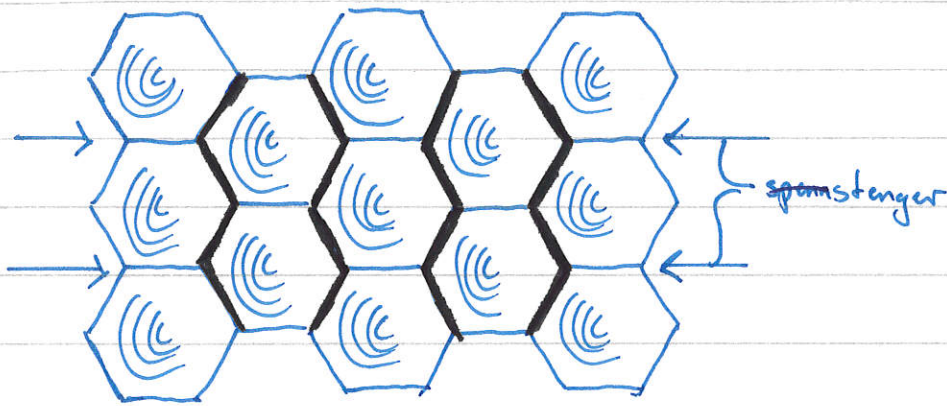
$$\frac{F}{A} \leq 3,26 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq \frac{F}{3,26 \text{ N/mm}^2} = \frac{17,9 \cdot 10^3 \text{ N}}{3,26 \text{ N/mm}^2} = 5490 \text{ mm}^2$$

$$A = 150 \text{ mm}^2 \cdot 50 \text{ mm}^2 = \underline{\underline{7500 \text{ mm}^2 > 5490 \text{ mm}^2}}$$

**Attachment B**

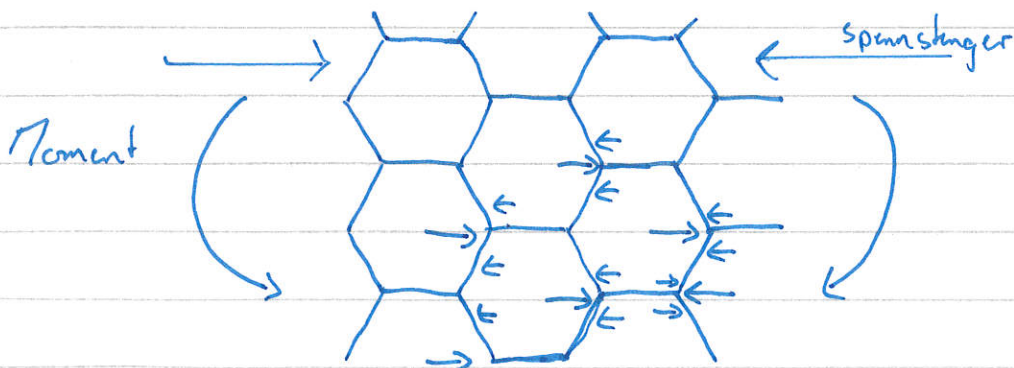
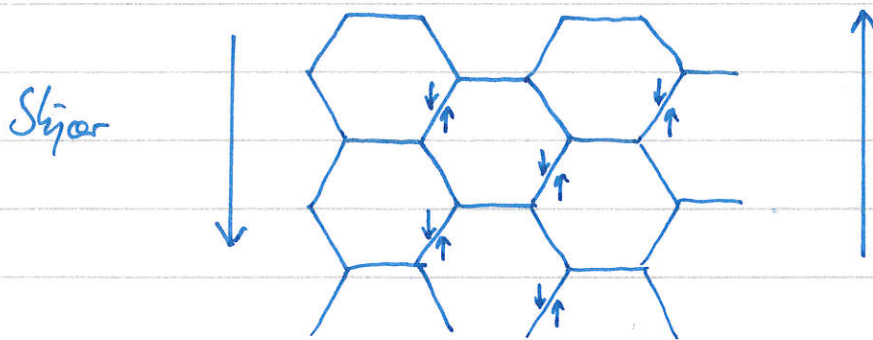
Trærholdt delte ar sekskantet rindtømmer

Limt sekskantet rindtømmer i høyden kan settes sammen som vist:

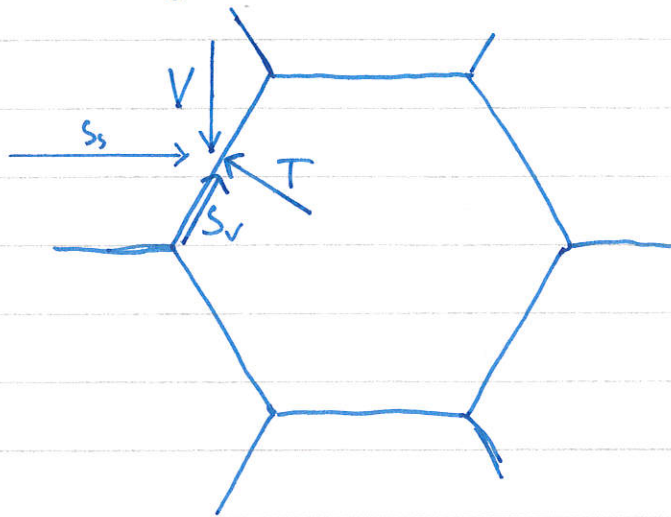


En halv lamelle i toppen og bunnen kan vurderes, men tas ikke med nå.

Kraftene overføres både som trykk og friksjon



## Dekomponering av skjærkrefter



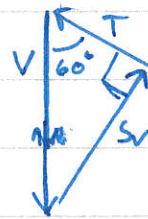
$S_s$  = strekk spennstag

$S_v$  = Skjær i breet

$V$  = ytre skjær

$T$  = høyde i breet

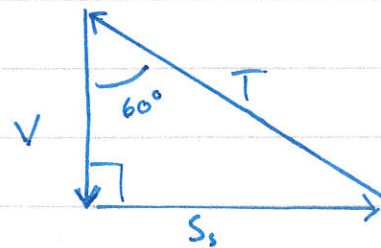
I tilfelle det ikke oppstår glidning vil skjærkraften overføres ved høyde og skjær



$$T = \cos 60 \times V$$

$$S_v = \sin 60 \times V$$

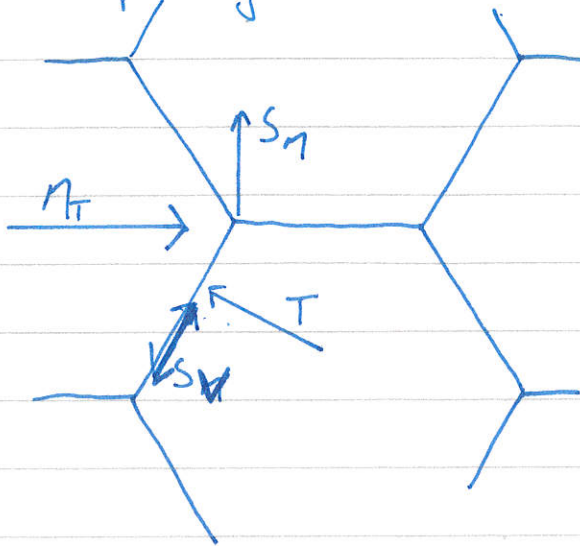
I tilfelle det kan oppstå glidning vil skjærkraften overføres som høyde med breet og strekk i spennstaget.



$$T = V / \cos 60$$

$$S_s = \tan 60 \times V$$

## Dekomponering av moment



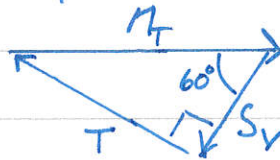
$M_T$  = ytre trykk fra moment

$S_M$  = Skjevt fra moment

$T$  = trykk i treet

$S_V$  = skjær i treet

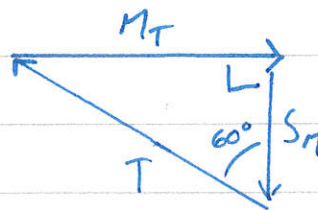
I tilfelle det ikke oppstår glidning ut skjærkomponenten  $S_V$  fra skjeftkraften fra  $M_T$ .



$$T = \sin 60 \times M_T$$

$$S_V = \cos 60 \times M_T$$

I tilfelle det kan oppstå glidning ut linjefugen mellom rundtømmerne bli utsatt for en skjeftkraft  $S_M$



$$T = M_T / \sin 60$$

$$S_M = M_T / \tan 60$$



Sammenligning med et tverrsnitt dekke:

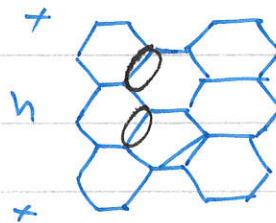
Etter kapasiteten vil for et tverrsnitt dekke avhenge av forspenning og friksjonskoeffisient. For det viste tverrsnitt dekket vil, i tilfelle glidning, kapasiteten bestemmes av vinkelen, kapasiteten bli støget og trykkapasiteten bli bredd.

Tverrsnitt dekke:  $V = S_s \times \mu \times \text{top av spennkraft.}$   
 $= S_s \times 0,30 \times 0,50$   
 $= 0,15 S_s$

Tverrsnitt dekke:  $V = \min \begin{cases} T \times \cos 60 \\ S_s / \tan 60 \end{cases}$

for 90d for gl30h er f.eks.  $2,58 \text{ N/mm}^2$   
i klasse 2 og kontrollert.

Hvis en anter min 3 rundtømmer i høyden blir virksom



areal for høyde tilsvarende  
 $\frac{2}{6} h / \sin 60 = 0,38.$

Det tilsvarende en kapasitet på

$$V_{(T)} = 0,38 \times 2,58 \times h = 0,98 \text{ N/mm}^2$$

altså vesentlig mer enn vanlig.

For det andre tilfelle vil  $V = S_s / \tan 60 = 0,58 S_s$  som også er vesentlig mer enn for tverrsnitt dekke. Top er ikke tatt med da bredd av dekket vil generere oppspenningskraften.

Moment kapasiteten til et tremspart dekke bestemmes av oppspenningskrafken da utrykthelsen på trykksiden ofte er lav. For et tremspart dekke blir det noe mer komplisert

$$S_v = \cos 60 \times M_T$$

og

$$S_v < \mu \times T = \mu \times \sin 60 M_T$$

Da får vi

$$\cos 60 \times M_T < \mu \times \sin 60 \times M_T$$

$$\mu > \cos 60 / \sin 60 = 0,57$$

Dette er ikke tilfelle og gløtning må antas. Det skaper en strekkraft i limfugen.

For spenningen fra Åska bre får følgende:

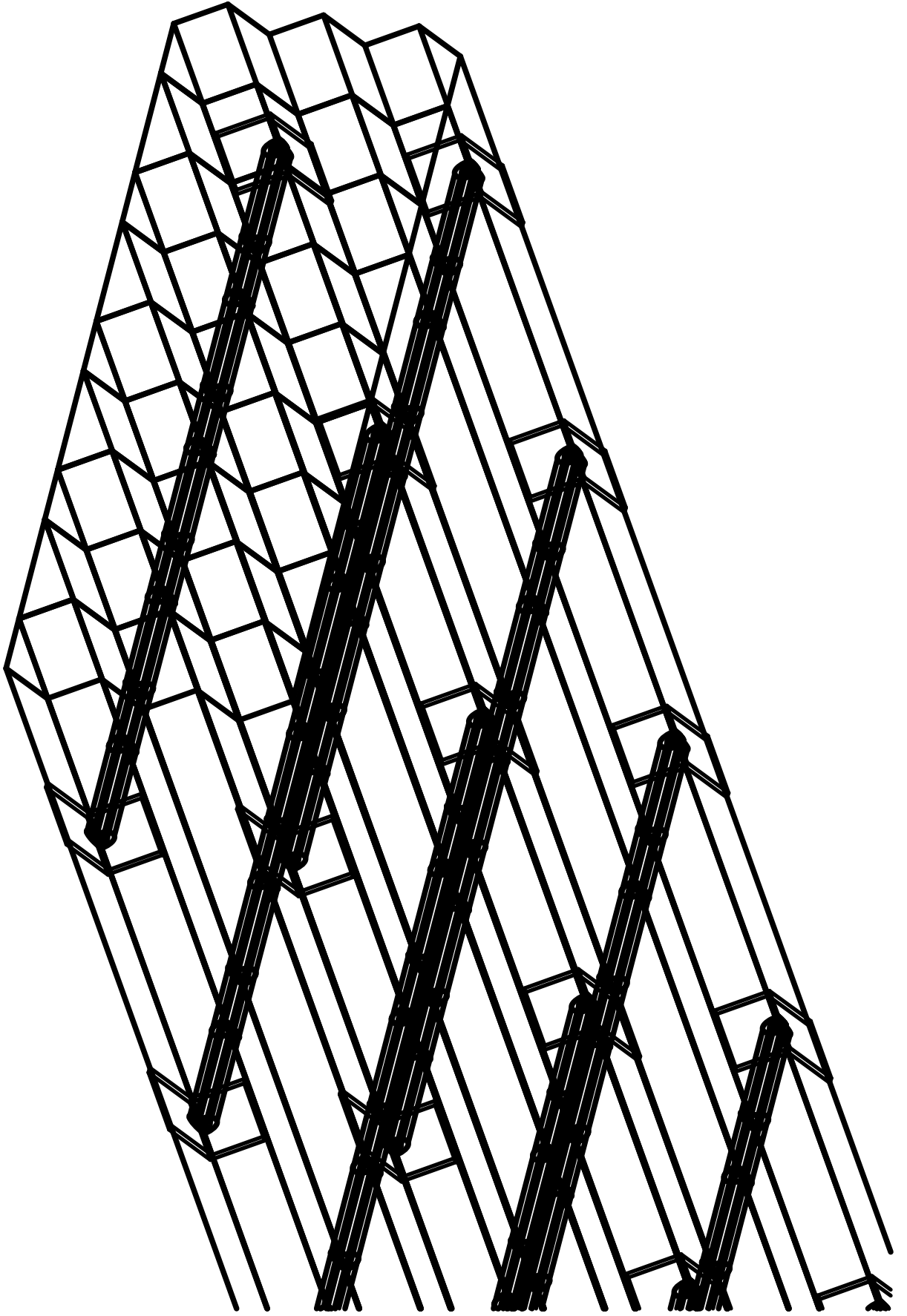
$$\sigma_{m,z,d} = M_y \frac{y_{1/2}}{I_y} = 0,332 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Med } h=400 \text{ mm}$$

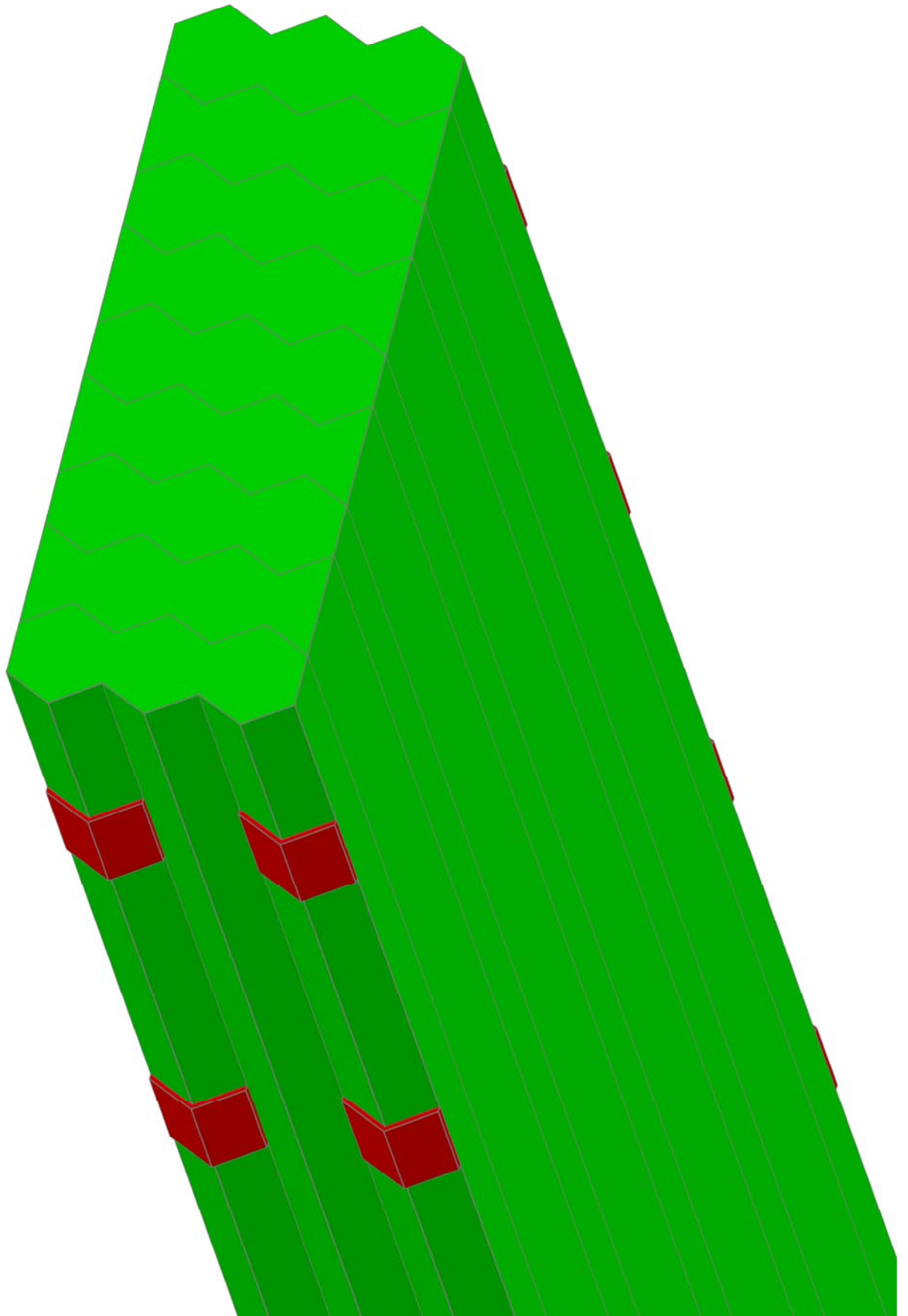
ga det en nødvendig oppspenning  $0,332 \times 400 \text{ mm} \times 0,50 = 26540 \text{ N}$

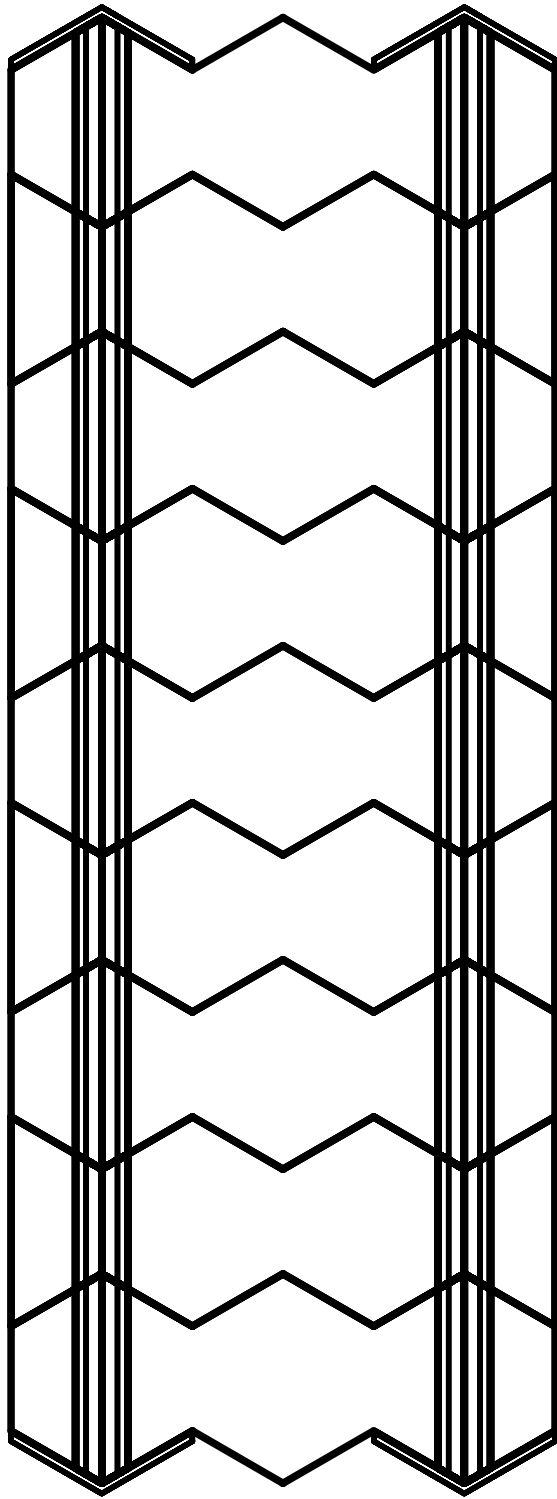
Regnes  $S_M$  for et tilsvarende moment og spenning får:

$$S_M = M_T / \tan 60 = 0,332 / 1,73 = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

Dette er vesentlig lavere enn strekkapasiteten for limre på trems som for gl32h er  $f_{t,90,d} = 0,391 \text{ N/mm}^2$  for korttidslast og klimaklasse 2. Det er da ikke tatt hensyn til ujevn fordeling av denne strekklassen.









Statens vegvesen  
Region øst  
Ressursavdelingen

Tlf: (+47) 22073000  
firmapost-ost@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

**Trygt fram sammen**